



**João José da Luz Simão**

Licenciado em Engenharia Civil

## **Modelação e resposta dinâmica de vias ferroviárias balastradas**

Comportamento a longo prazo

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia

Orientador: Doutor José Nuno Varandas Ferreira,  
Professor auxiliar, UNL/FCT

Co-orientadora: Doutora Simona Fontul, Professora  
auxiliar convidada, UNL/FCT

Júri:

Presidente: Professor Doutor Manuel Américo Gonçalves da Silva  
Arguente: Professor Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão  
Vogal: Professor Doutor José Nuno Varandas Ferreira



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Novembro de 2014**





**Modelação e Resposta Dinâmica de Vias Ferroviárias Balastradas -  
Comportamento a Longo Prazo**

Copyright © de João José da Luz Simão, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



# Agradecimentos

Com a realização da presente dissertação, é dado por concluído mais um objetivo do meu percurso académico e da minha vida. Esta conquista não teria sido possível sem a constante orientação, apoio e paciência de algumas pessoas a quem gostaria de dedicar os meus mais sinceros agradecimentos:

- Ao Professor Doutor José Nuno Varandas Ferreira, orientador desta dissertação, pelos seus preciosos conhecimentos que me permitiram desenvolver os casos de estudo, pela disponibilização dos programas de cálculo utilizados ao longo deste trabalho e pelo seu constante apoio e paciência na superação dos diversos obstáculos que surgiram no desenrolar deste trabalho.
- À Professora Doutora Simona Fontul, co-orientadora desta dissertação, pela sua incansável ajuda, orientação e transmissão de conhecimentos que foram imprescindíveis para o desenvolvimento deste trabalho, sempre com uma palavra de incentivo e boa disposição.
- À minha família, principalmente à minha Mãe, ao meu Pai e ao meu Irmão que sempre estiveram do meu lado, sempre me acompanharam nas minhas alegrias e nas minhas tristezas e são o pilar da minha educação.
- À Sara, pelo seu constante apoio, carinho, motivação e alegria contagiante.
- Aos meus companheiros de curso Nuno e António, que constantemente me acompanharam ao longo desta importante etapa da minha vida, e pelos bons momentos partilhados dentro e fora do campus universitário.
- Aos meus amigos, alguns que mesmo à distância, me mantiveram motivado e tiveram a sua importância.



# Resumo

A programação e execução de atividades de manutenção nas vias ferroviárias requerem que antecipadamente sejam realizadas inspeções à via, verificando-se através de equipamentos específicos a conformidade dos parâmetros da via com as normas regulamentares. Assim, quando as inspeções o indicam, as entidades gestoras devem programar e realizar as ações de manutenção necessárias de modo a restabelecer a qualidade da via.

Baseado em dados obtidos pelo veículo de inspeção de via, utilizado na rede ferroviária nacional, o trabalho desenvolvido na presente dissertação tem como objetivo, com recurso a modelação numérica, prever problemas de comportamento a longo prazo do balastro e do solo de fundação, identificando quando serão necessárias operações de manutenção.

De acordo com as estruturas de via balastrada mais usuais em Portugal e os aspetos geotécnicos relacionados com a sua subestrutura, pretendeu-se desenvolver um estudo para melhor entender o seu comportamento a longo prazo, com recurso ao programa D-Track, e contribuir para uma eficaz previsão e preparação dos trabalhos de manutenção da via.

Foram modelados numericamente três casos distintos de vias ferroviárias, considerando os aspetos estruturais relevantes. É tida em conta a passagem de vários comboios de acordo com o tipo de tráfego estimado e posteriormente é feita a análise dos resultados de saída, tais como, assentamentos do carril e balastro, forças de interação veículo/balastro.

Os principais temas abordados são: os constituintes da via ferroviária balastrada, o que leva à sua degradação, análise de dados obtidos em inspeções de via pela EM120, modelação numérica dos casos estudo, análise de resultados e principais conclusões.

**Palavras-chave:** Infraestruturas ferroviárias, nivelamento longitudinal, assentamento, balastro, modelação numérica, D-Track.



# Abstract

The planning and execution of maintenance activities on the railways requires previous inspections to be carried out on the track, by special equipment, in order to verify if the track complies with the regulations. So, based on the inspection results, the managers have to schedule and perform maintenance actions, in order to restore the required track quality.

Based on data obtained by the inspection vehicle, generally used in the national network, and using numerical modeling, the work developed in this dissertation aims to, predict problems on the track due to the settlements of the ballast and foundation soil, identifying when maintenance operations will be necessary.

Taking into account the ballasted track structure, existing in Portuguese network, and geotechnical aspects related to its substructure, it was developed a study to better understand its long-term behavior, using the software D-Track, and to contribute for an effective prediction and planning of maintenance operations of the track.

Three distinct railway cases were numerically modeled, considering relevant structural aspects. The circulation of several trains was considered, according to the estimated traffic type, and subsequently, an analysis of the results was made, namely of output data such as rail and ballast settlements and the vehicle/ballast interaction forces.

The main subjects addressed are: the ballasted railway elements, what leads to its degradation, data analysis measured by the EM-120 railway inspection vehicle, numerical modeling of the cases study, analysis of results and main conclusions.

**Keywords:** Railway infrastructure, longitudinal levelling, settlement, ballast, numerical modelling, D-Track.



# Índice de conteúdos

Índice de Figuras .....	xi
Índice de Tabelas .....	xvii
Simbologia .....	xix
<b>1. Introdução.....</b>	<b>1</b>
1.1. Enquadramento .....	1
1.2. Objetivos da dissertação.....	2
1.3. Metodologia de análise .....	3
1.4. Organização da dissertação .....	4
<b>2. Estrutura e Comportamento da via Ferroviária Balastrada .....</b>	<b>5</b>
2.1. Função da via .....	5
2.1.1. Guiamento os comboios.....	5
2.1.2. Suporte e transmissão de cargas .....	6
2.2. Estrutura da via ferroviária balastrada.....	7
2.3. Elementos constituintes da via ferroviária balastrada .....	8
2.3.1. Carril.....	8
2.3.2. Elementos de fixação.....	9
2.3.3. Palmilhas.....	9
2.3.4. Travessas .....	10
2.3.5. Balastro .....	12
2.3.6. Sub-balastro .....	14
2.3.7. Fundação da via.....	15
2.4. Comportamento mecânico do balastro .....	16
2.4.1. Comportamento resiliente .....	16
2.4.2. Assentamento permanente.....	19
<b>3. Qualidade geométrica da via.....</b>	<b>23</b>
3.1. Considerações iniciais .....	23
3.2. Parâmetros de qualidade da via.....	23
3.2.1. Bitola.....	23
3.2.2. Nivelamento transversal .....	24
3.2.3. Nivelamento longitudinal.....	24
3.2.4. Alinhamento .....	25
3.2.5. Empeno.....	25
3.3. Inspeção e análise da qualidade geométrica de via .....	26

3.4. Limites e tolerâncias para intervenções na via.....	30
3.5. Considerações finais.....	32
<b>4. Degradação da via ferroviária balastrada.....</b>	<b>35</b>
4.1. Considerações iniciais .....	35
4.2. Influência da circulação dos comboios, interação veículo/via.....	35
4.3. Parâmetros que levam à degradação da via.....	38
4.3.1. Ações dinâmicas devido a defeitos geométricos da via .....	39
4.3.2. Forças verticais .....	40
4.3.3. Forças laterais .....	41
4.3.4. Forças longitudinais .....	41
4.4. Degradação dos elementos da via.....	42
4.4.1. Deterioração dos carris .....	42
4.4.2. Deterioração das travessas e elementos de fixação.....	43
4.4.3. Degradação do balastro .....	43
4.4.3.1. Contaminação do balastro por ações de manutenção da via .....	43
4.4.3.2. Contaminação do balastro por alteração granulométrica das partículas .....	44
4.4.3.3. Infiltração de materiais a partir da superfície .....	44
4.4.3.4. Alteração do material da travessa (desgaste).....	44
4.4.3.5. Infiltração de materiais a partir das camadas granulares subjacentes .....	44
4.4.3.6. Infiltração de materiais a partir da fundação.....	45
4.4.4. Degradação da fundação .....	46
4.4.5. Considerações finais .....	48
<b>5. Modelação Numérica.....</b>	<b>49</b>
5.1. Considerações iniciais .....	49
5.2. Modelos de comportamento dinâmico da via .....	49
5.2.1. Modelos de apoio contínuo .....	49
5.2.2. Modelos de apoio discreto.....	51
5.3. Fundamentação teórica do programa D-Track.....	51
5.3.1. Modelação da resposta dinâmica entre via-veículo.....	52
5.3.2. Estado inicial da via.....	53
5.3.3. Equações do movimento .....	56
5.3.4. Definição da reação de suporte da travessa.....	57
5.3.5. Contacto roda/carril .....	58
5.3.6. Integração no tempo.....	59
5.3.7. Tipos de cargas/veículos .....	59
5.3.7.1. Modelo de forças móveis .....	59
5.3.7.2. Modelo de eixo de rodas móveis.....	60
5.3.7.3. Modelo de bogie .....	61
5.3.7.4. Modelo de carruagem .....	61

5.3.8. Cálculo do assentamento da via .....	63
5.4. Considerações gerais e introdução de dados no D-Track.....	64
5.4.1. Considerações gerais .....	64
5.4.2. Utilização do programa – Introdução de dados .....	67
5.4.2.1. Preparação dos dados de entrada.....	67
5.4.3. Resultados de cálculo .....	70
5.4.4. Considerações finais.....	71
<b>6. Análise dos casos de estudo .....</b>	<b>73</b>
6.1. Considerações iniciais .....	73
6.2. Análise geométrica da via a partir dos dados obtidos pela EM120.....	73
6.2.1. Análise da qualidade geométrica antes e depois da renovação integral da via.....	75
6.2.2. Análise do troço de que define o nivelamento para a modelação da via.....	81
6.3. Descrição e calibração dos casos de estudo .....	83
6.3.1. Descrição dos modelos de veículos utilizados .....	84
6.3.1.1. Comboio Alfa Pendular .....	84
6.3.1.2. Comboio Intercidades .....	85
6.3.2. Descrição dos modelos de vias a estudar .....	87
6.3.2.1. Modelo de Via Renovada .....	87
6.3.2.2. Modelo de Via Antiga A.....	88
6.3.2.3. Modelo de Via Antiga B .....	89
6.3.3. Calibração dos modelos.....	90
6.3.3.1. Calibração do modelo – Via Renovada .....	92
6.3.3.2. Calibração do modelo – Via Antiga A .....	93
6.3.3.3. Calibração do modelo – Via Antiga B.....	94
6.4. Análise do comportamento a longo prazo da via - Programa D-Track.....	97
6.4.1. Dados a inserir no D-Track.....	98
6.4.2. Caso 1 - Vias com modelo de forças móveis e nivelamento considerado horizontal .....	101
6.4.2.1. Máxima força que os veículos exercem no balastro.....	101
6.4.2.2. Assentamento da via a longo prazo .....	101
6.4.3. Caso 2 - Vias com modelo de forças móveis e nivelamento medido in-situ .....	103
6.4.3.1. Máxima força que os veículos exercem no balastro.....	103
6.4.3.2. Assentamento da via a longo prazo .....	103
6.4.3.3. Análise do nível do carril e nível do balastro .....	104
6.4.3.4. Comparação de variações entre o nível inicial e final do carril .....	105
6.4.4. Caso 3 - Vias com modelo de veículos de bogies e nivelamento medido in-situ .....	107
6.4.4.1. Máxima força que os veículos exercem no balastro.....	107
6.4.4.2. Assentamento da via a longo prazo .....	107
6.4.4.3. Análise do nível do carril e nível do balastro .....	108
6.4.4.4. Comparação de variações entre o nível inicial e final .....	109

6.4.5. Caso 4 - Vias com modelo de veículos de carruagens e nivelamento medido in-situ.....	110
6.4.5.1. Máxima força que os veículos exercem no balastro.....	110
6.4.5.2. Assentamento da via a longo prazo.....	111
6.4.5.3. Análise do nível do carril e nível do balastro.....	111
6.4.5.4. Comparação de variações entre o nível inicial e final.....	112
6.5. Considerações finais.....	113
<b>7. Conclusões e desenvolvimentos futuros.....</b>	<b>119</b>
7.1. Conclusões .....	119
7.2. Desenvolvimentos futuros .....	121
<b>Referências Bibliográficas.....</b>	<b>123</b>

# Índice de Figuras

Figura 1.1 - Exigências atuais de gestão ferroviária .....	1
Figura 1.2 - Ciclo de evolução dos defeitos da via ferroviária, adaptado (Vale, 2010) .....	2
Figura 2.1 - Posicionamento das rodas nos carris: em linha reta, curva à direita e curva à esquerda respectivamente, adaptado (Tzanakakis, 2013) .....	5
Figura 2.2 - Movimento sinusoidal do comboio, adaptado (Tzanakakis, 2013) .....	5
Figura 2.3 - Transmissão de cargas do comboio até à fundação da via, adaptado (Tzanakakis, 2013) .....	6
Figura 2.4 - Perfil Longitudinal de Via Ferroviária Balastrada, adaptado (Fortunato, 2005) .....	7
Figura 2.5 - Perfil Transversal de Via Ferroviária Balastrada, adaptado (Fortunato, 2005).....	8
Figura 2.6 - Perfil de carril do tipo Vignole, adaptado (Tzanakakis, 2013) .....	8
Figura 2.7 - Elemento fixação W14 - Vossloh, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	9
Figura 2.8 - Palmilha, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	10
Figura 2.9 - Travessas de madeira, adaptado (Railroad tie, 2014).....	11
Figura 2.10 - Travessas de betão bibloco, adaptado (Railroad tie, 2014) .....	11
Figura 2.11 - Travessas de betão monobloco, adaptado (Railroad tie, 2014).....	11
Figura 2.12 - Balastro, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	12
Figura 2.13 - Deformações durante um ciclo de aplicação de carga de compressão. (a) diferenciação da deformação permanente e resiliente; (b) modelo elástico não-linear, adaptado (Varandas, 2013b) .....	17
Figura 2.14 - Diagrama tensão/deformação de material granular sob ação de carregamento cíclico, adaptado (Varandas, 2013b).....	18
Figura 2.15 - Contribuição da subestrutura para o assentamento da via, adaptado (Varandas, 2013b) ....	20
Figura 2.16 - Deformações permanentes do balastro, resultantes de quatro ensaios triaxiais com cargas cíclicas de diferente amplitude, adaptado (Varandas, 2013b) .....	20
Figura 3.1 - Bitola, adaptado (EN13848-1-prA1, 2008) .....	23
Figura 3.2 - Nivelamento transversal, adaptado (IT.VIA.18, 2009) .....	24
Figura 3.3 - Nivelamento longitudinal, adaptado (EN13848-1-prA1, 2008).....	25
Figura 3.4 - Alinhamento, adaptado (EN13848-1-prA1, 2008) .....	25
Figura 3.5 - Empeno, adaptado (IT.VIA.18, 2009).....	26
Figura 3.6 - EM-120, veículo de inspeção geométrica da REFER, adaptado (Baldeiras, 2013) .....	26
Figura 3.7 - IMU (Inercial Measuring Unit), adaptado (Baldeiras, 2013).....	27
Figura 3.8 - OGMS (Optical Gauge Measuring System), adaptado (Baldeiras, 2013) .....	27
Figura 3.9 - Cabine de condução e computadores de armazenamento e tratamento de dados, adaptado (Rodrigues, 2012 e Fontul, 2013).....	28

Figura 3.10 - Exemplo de medição gráfica dos parâmetros geométricos, em troço ferroviário, pela EM-120, da esquerda para a direita, nivelamento longitudinal esquerdo e direito, empeno, bitola, nivelamento transversal, curva, alinhamento esquerdo e direito, adaptado (Fontul, 2013).....	28
Figura 4.1 - Estrutura da via ferroviária, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	35
Figura 4.2 - Locomotiva, carruagem de passageiros e de mercadorias respetivamente, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	36
Figura 4.3 - Carruagem de passageiros, bogies com dois eixos, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	36
Figura 4.4 - Bogie de um comboio moderno, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	37
Figura 4.5 - Teoria de contacto de Hertz, no contacto roda-carril, adaptado (Shabana, 2008).....	37
Figura 4.6 - Irregularidade na via com grande comprimento de onda, menor frequência de excitação, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	38
Figura 4.7 - Irregularidade na via com pequeno comprimento de onda, maior frequência de excitação, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	38
Figura 4.8 - Roda de comboio sobre imperfeição geométrica da via, adaptado (Fortunato, 2005).....	39
Figura 4.9 - Tensões devido às forças verticais aplicadas pelos veículos na via, adaptado (Fortunato, 2005).....	40
Figura 4.10 - Desgaste da cabeça do carril, adaptado (Rodrigues, 2012).....	42
Figura 4.11 - Desgaste ondulatório do carril, adaptado (Rodrigues, 2012).....	42
Figura 4.12 - Fenda transversal em carril, adaptado (Rodrigues, 2012).....	43
Figura 4.13 - Degradação do balastro por infiltração de materiais a partir da superfície, adaptado (Fortunato, 2005).....	44
Figura 4.14 - Degradação do balastro por infiltração de materiais a partir de camadas subjacentes, adaptado (Fortunato, 2005).....	45
Figura 4.15 - Degradação do balastro por infiltração de materiais a partir da fundação, adaptado (Fortunato, 2005).....	45
Figura 4.16 - Contaminação do balastro por ascensão de partículas finas das camadas inferiores, adaptado (Braja, 2011).....	45
Figura 4.17 - Desenvolvimento de rotura progressiva por corte, adaptado (Fortunato, 2005).....	46
Figura 4.18 - Formação de bolsadas de balastro, adaptado (Fernandes, 2011).....	47
Figura 4.19 - Desgaste da fundação por balastro muito contaminado, adaptado (Fortunato, 2005).....	47
Figura 5.1 - Viga em meio elástico, sem carregamento, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	50
Figura 5.2 - Viga em meio elástico, com carregamento, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	50
Figura 5.3 - Modelo de apoio discreto, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	51
Figura 5.4 - Modelo de apoio discreto incluindo fundação, adaptado (Tzanakakis, 2013).....	51
Figura 5.5 - Comboio-via, modelo de interação – $u_{v,i}$ , são os graus de liberdade do veículo e $F_{a,j}$ são as forças de interação roda/carril, adaptado (Varandas, 2013b).....	53
Figura 5.6 - Esquema do comportamento força-deslocamento de molas com um grau de liberdade, adaptado (Varandas, Holscher, & Silva, 2011).....	54

Figura 5.7 - Cálculo da iteração do sistema carril/travessas, adaptado (Varandas, Holscher, & Silva, 2011)	54
Figura 5.8 - Nivelamento medido na via (in-situ) e a adaptação da via ao nivelamento pelo D-Track, adaptado (Meijers, 2010)	55
Figura 5.9 - Distribuição simplificada de tensões no contacto travessa/balastro, adaptado (Indraratna, 2005)	58
Figura 5.10 - Simulação de veículo por forças móveis, adaptado (Meijers, 2010)	60
Figura 5.11 - Simulação de veículo por eixo de rodas móveis, adaptado (Meijers, 2010)	60
Figura 5.12 - Simulação de veículo por um bogie, adaptado (Meijers, 2010)	61
Figura 5.13 - Simulação de veículo por uma carruagem completa, adaptado (Meijers, 2010)	62
Figura 5.14 - Metodologia para cálculo do assentamento pelo D-Track, adaptado (Varandas, Holscher, & Silva, 2013)	63
Figura 5.15 - Modelo esquemático considerado no D-Track, adaptado (Meijers, 2010)	66
Figura 5.16 - Convenção de sinais no D-Track, adaptado (Meijers, 2010)	67
Figura 5.17 - Descrição dos parâmetros da via $d_s$ e $n_{el}$ , adaptado (Meijers, 2010)	68
Figura 5.18 - Esquema do seccionamento da via em estudo, adaptado (Varandas, 2013b)	68
Figura 5.19 - Exemplo do número de graus de liberdade (NDOF) dos bogies e das carruagens respetivamente, adaptado (Meijers, 2010)	71
Figura 6.1 - Linha cronológica das campanhas realizadas entre 2007 e 2012, na via em estudo	74
Figura 6.2 - Evolução do desvio padrão (DP) do nivelamento longitudinal direito, 1 <sup>as</sup> campanhas entre 2007 e 2012	74
Figura 6.3 - Evolução do desvio padrão (DP) do nivelamento longitudinal direito, 2 <sup>as</sup> campanhas entre 2007 e 2011	75
Figura 6.4 - Evolução do DP do nivelamento longitudinal direito, para todas as campanhas entre 2007 e 2012	81
Figura 6.5 - Nivelamento Longitudinal Direito com desfasamento, na distância de 50m a 150m	81
Figura 6.6 - Nivelamento Longitudinal Direito corrigido, na distância de 50m a 150m	82
Figura 6.7 - Diferença entre o nivelamento longitudinal direito da 1 <sup>a</sup> campanha de 2012 e a 1 <sup>a</sup> campanha de 2010	82
Figura 6.8 - Percentagem do nível de assentamentos na via ao longo de 2 anos de inspeções	83
Figura 6.9 - Alfa Pendular, adaptado (Série 4000 da CP, 2014)	84
Figura 6.10 - Esquema do comboio Alfa Pendular (representação por simetria), adaptado (Ribeiro, 2012)	85
Figura 6.11 - Comboio Intercidades (Locomotiva 5600 e quatro carruagens Corail), adaptado (Série 5600 da CP, 2014)	86
Figura 6.12 - Esquema da locomotiva 5600 do Intercidades, adaptado (Trainlogistic, 2014)	86
Figura 6.13 - Perfil transversal do modelo de Via Renovada	87
Figura 6.14 - Perfil transversal do modelo da Via Antiga A	88
Figura 6.15 - Perfil transversal do modelo da Via Antiga B	89

Figura 6.16 - Modelo da via, adaptado (Varandas, 2013b).....	90
Figura 6.17 – Programa Pegasus, modelo 3D de via ferroviária, adaptado (Varandas, 2013b) .....	90
Figura 6.18 - Esquema de aplicação das forças no modelo da Via Renovada, no Pegasus e U-Track, respetivamente .....	92
Figura 6.19 - Deslocamento obtido pelos dois programas para a Via Renovada.....	92
Figura 6.20 - Esquema de aplicação das forças no modelo de Via Antiga A, no Pegasus e U-Track, respetivamente .....	93
Figura 6.21 - Deslocamento obtido pelos dois programas para Via Antiga A .....	93
Figura 6.22 - Esquema de aplicação das forças no modelo de Via Antiga B, no Pegasus e U-Track, respetivamente .....	94
Figura 6.23 - Deslocamento obtido pelos dois programas para Via Antiga B.....	94
Figura 6.24 - Deslocamentos do carril, devido ao modelo de forças móveis, em cada tipo de via.....	95
Figura 6.25 - Deslocamentos do carril, devido ao modelo de bogies, em cada tipo de via .....	96
Figura 6.26 - Deslocamentos do carril, devido ao modelo de carruagens, em cada tipo de via .....	96
Figura 6.27 - Nivelamento utilizado no estudo da via .....	99
Figura 6.28 - Caso 1, Valores máximos de força aplicada ao balastro pelos veículos, em cada via .....	101
Figura 6.29 - Caso 1, Assentamento a longo prazo do carril para cada tipo de via .....	102
Figura 6.30 - Caso 1, Assentamento do carril ao longo do tempo na travessa n.º152.....	102
Figura 6.31 - Caso 2, Valores máximos de força aplicada ao balastro pelos veículos em cada via .....	103
Figura 6.32 - Caso 2, Assentamento a longo prazo do carril para cada tipo de via .....	104
Figura 6.33 - Caso 2, Assentamento do carril ao longo do tempo na travessa n.º152.....	104
Figura 6.34 - Caso 2, Assentamento a longo prazo do carril e do balastro para cada tipo de via .....	105
Figura 6.35 - Caso 2, Diferença inicial e final da configuração do carril.....	106
Figura 6.36 - Caso 2, Variação entre o nível inicial e final do carril.....	106
Figura 6.37 - Caso 3, Valores máximos de forças aplicadas ao balastro pelos veículos em cada via .....	107
Figura 6.38 - Caso 3, Assentamento a longo prazo do carril para cada tipo de via .....	108
Figura 6.39 - Caso 3, Assentamento do carril ao longo do tempo na travessa n.º152.....	108
Figura 6.40 - Caso 3, Assentamento a longo prazo do carril e do balastro para cada tipo de via .....	108
Figura 6.41 - Caso 3, Diferença inicial e final da configuração do carril.....	109
Figura 6.42 - Caso 3, Variação entre o nível inicial e final do carril.....	109
Figura 6.43 - Caso 4, Valores máximos de forças aplicadas ao balastro pelos veículos em cada via .....	110
Figura 6.44 - Caso 4, Assentamento a longo prazo do carril para cada tipo de via .....	111
Figura 6.45 - Caso 4, Assentamento do carril ao longo do tempo na travessa n.º152.....	111
Figura 6.46 - Caso 4, Assentamento a longo prazo do carril e do balastro para cada tipo de via .....	111
Figura 6.47 - Caso 4, Diferença inicial e final da configuração do carril.....	112
Figura 6.48 - Caso 4, Variação entre o nível inicial e final do carril.....	112
Figura 6.49 - Assentamentos finais, Via Renovada, $\gamma=8$ .....	113
Figura 6.50 – Forças de interação roda/carril, Via Renovada, modelos de bogies .....	114
Figura 6.51 – Forças de interação roda/carril, Via Renovada, modelos de carruagens .....	114

Figura 6.52 - Assentamentos finais, Via Antiga A, $\gamma=15$ .....	115
Figura 6.53 – Forças de interação roda/carril, Via Antiga A, modelos de bogies.....	115
Figura 6.54 – Forças de interação roda/carril, Via Antiga A, modelos de carruagens.....	116
Figura 6.55 - Assentamentos finais, Via Antiga B, $\gamma=25$ .....	116
Figura 6.56 – Forças de interação roda/carril, Via Antiga B, modelos de bogies.....	117
Figura 6.57 – Forças de interação roda/carril, Via Antiga B, modelos de carruagens.....	117



# Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Transmissão de cargas na via por área de contacto, adaptado (Tzanakakis, 2013) .....	6
Tabela 2.2 - NP-EN134581-2 (2009), Categoria de palmilhas em função da rigidez vertical, Kv.....	10
Tabela 2.3 - Espessura da camada de balastro em alguns países europeus, adptado (Vale, 2010).....	13
Tabela 2.4 - Características mecânicas do balastro, adaptado (UIC719Rb, 2008).....	13
Tabela 2.5 - Caraterísticas do balastro para verificar a aceitação ou rejeição da sua utilização, adaptado (NP-EN13450, 2005) .....	14
Tabela 2.6 - Espessura da camada de leito em função da classificação do solo da fundação (QSi) e da classe da plataforma de terraplanagem (PSi), adaptado (UIC719Rb, 2008) .....	16
Tabela 3.1 - Níveis de qualidade geométrica do DP, para alinhamento e nivelamentos longitudinais, adaptado (Baldeiras, 2013) .....	30
Tabela 3.2 - Tolerâncias dos parâmetros geométricos para linhas de bitola 1668mm (Ibérica) e 1435mm (Europeia) – Ação de Alerta, adaptado (REFER, IT.VIA.18, 2009).....	31
Tabela 3.3 - Tolerâncias dos parâmetros geométricos para linhas de bitola 1668mm (Ibérica) e 1435mm (Europeia) – Ação de Intervenção, adaptado (REFER, IT.VIA.18, 2009) .....	31
Tabela 3.4 - Tolerâncias dos parâmetros geométricos para linhas de bitola 1668mm (Ibérica) e 1435mm (Europeia) – Ação de imediata, adaptado (REFER, IT.VIA.18, 2009) .....	32
Tabela 4.1 - Forças geradas na via devido a parâmetros da própria via e dos veículos (adaptado de Tzanakakis).....	39
Tabela 5.1 - Definição das escalas de tempo no D-Track e nomenclatura associada.....	65
Tabela 6.1 - Dados de DP do nivelamento e alinhamento longitudinais da 2ª Campanha de 2009.....	75
Tabela 6.2 - Análise dos dados de DP, determinação do QN da via em estudo e necessidade de AMP, para a 2ª campanha de 2009 .....	78
Tabela 6.3 - Dados de DP do nivelamento e alinhamento longitudinais da 1ª Campanha de 2010.....	79
Tabela 6.4 - Análise dos dados de DP, determinação do QN da via em estudo e necessidade de AMP, para a 1ª campanha de 2010 .....	80
Tabela 6.5 - Parâmetros do comboio Alfa Pendular .....	85
Tabela 6.6 - Parâmetros do comboio Intercidades .....	86
Tabela 6.7 - Parâmetros das propriedades mecânicas dos materiais da Via Renovada.....	87
Tabela 6.8 - Parâmetros dos constituintes da Via Renovada.....	87
Tabela 6.9 - Parâmetros das propriedades mecânicas dos materiais da Via Antiga A.....	88
Tabela 6.10 - Parâmetros dos constituintes da Via Antiga A.....	88
Tabela 6.11 - Parâmetros das propriedades mecânicas dos materiais da Via Antiga B.....	89
Tabela 6.12 - Parâmetros dos constituintes da Via Antiga B.....	89

Tabela 6.13 - Valores de calibração do modelo - Via Renovada.....	92
Tabela 6.14 - Valores de calibração do modelo - Via Antiga A .....	93
Tabela 6.15 - Valores de calibração do modelo - Via Antiga B.....	94
Tabela 6.16 - Valores de rigidez, amortecimento e deslocamentos máximos obtidos para validação da calibração dos modelos de via.....	95
Tabela 6.17 - Situações e tempo de cálculo considerados para o modelo de Via Renovada .....	97
Tabela 6.18 - Situações e tempo de cálculo considerados para o modelo de Via Antiga A.....	97
Tabela 6.19 - Situações e tempo de cálculo considerados para o modelo de Via Antiga B .....	97
Tabela 6.20 - Dados de geometria do modelo.....	98
Tabela 6.21 - Dados da via .....	98
Tabela 6.22 - Dados sobre a fundação da via.....	99
Tabela 6.23 - Dados sobre as características do assentamento.....	99
Tabela 6.24 - Definição dos dados de tráfego.....	100
Tabela 6.25 - Definição dos dados de tráfego para os veículos .....	100
Tabela 6.26 - Definição dos dados de integração no tempo e duração da análise .....	100
Tabela 6.27 - Caso 1, Forças por eixo de cada veículo, aplicadas ao balastro em cada via e efeito de transmissibilidade.....	101
Tabela 6.28 - Caso 1, Valores de assentamento a longo prazo na travessa n.º152 .....	102
Tabela 6.29 - Caso 2, Forças por eixo de cada veículo, aplicadas ao balastro em cada via e efeito de transmissibilidade.....	103
Tabela 6.30 - Caso 2, Valores de assentamento a longo prazo na travessa n.º152 .....	104
Tabela 6.31 - Caso 2, Cálculo do RMS.....	106
Tabela 6.32 - Caso 3, Forças por eixo de cada veículo, forças aplicadas ao balastro em cada.....	107
Tabela 6.33 - Caso 3, Valores de assentamento a longo prazo na travessa n.º152 .....	108
Tabela 6.34 - Caso 3, Cálculo do RMS.....	110
Tabela 6.35 - Caso 4, Forças por eixo de cada veículo, forças aplicadas ao balastro em cada via .....	110
Tabela 6.36 - Caso 4, Valores de assentamento a longo prazo na travessa n.º152 .....	111
Tabela 6.37 - Caso 4, Cálculo do RMS.....	112
Tabela 7.1 - Resumo dos valores de assentamento a longo prazo na travessa 152, nos casos 1, 2, 3 e 4 .	120
Tabela 7.2 - Resumo dos valores da variação média do nível final e inicial do carril, nos casos 2, 3 e 4..	120

# Simbologia

## Simbologia em Latim

<b>a</b>	Acerações
<i>c</i>	Coesão
<b>C</b>	Matriz de amortecimento
<i>C<sub>rd</sub></i>	Constante viscoelástica de amortecimento
<i>E</i>	Módulo de elasticidade (Módulo de Young)
<i>EI</i>	Rigidez de flexão
<i>E<sub>r</sub></i>	Módulo de resiliência
<b>F e f</b>	Força
<i>G</i>	Módulo de distorção
<b>K</b>	Matriz de rigidez
<i>K</i>	Módulo de compressibilidade volumétrica
<b>M</b>	Matriz de massa
<i>p</i>	Tensão média
<i>p<sub>0</sub></i>	Tensão média de referência
<i>q</i>	Tensão deviatória
<i>u</i>	Deslocamentos
<i>u<sub>c</sub></i>	Deslocamento em que a travessa tem contacto com o balastro
<b>v</b>	Velocidades

## Simbologia em Grego

<b>δ</b>	Profundidade de contacto
<i>ε<sub>s,r</sub></i>	Extensão distorcional reversível
<i>ε<sub>v,r</sub></i>	Extensão volumétrica reversível
<i>ε<sub>i</sub></i>	Deformações principais (1-maior, 2-intermédia, 3-menor)
<i>ε<sub>i,r</sub></i>	Deformação resiliente na direção <i>i</i>
<i>ν</i>	Coefficiente de Poisson
<i>ρ</i>	Massa volúmica
<i>φ</i>	Ângulo de atrito das partículas
<i>γ</i>	Peso volúmico seco
<i>σ<sub>i</sub></i>	Tensões principais (1-maior, 2-intermédia, 3-menor)
<i>θ<sub>0</sub></i>	Tensão de referência (100 kPa)
<i>θ</i>	Soma das tensões principais

$\lambda$  Comprimento de onda

### Siglas

1-D	Unidimensional
2-D	Bidimensional
3-D	Tridimensional
AMP	Ataque Mecânico Pesado
BEM	Método dos Elementos Fronteira (Boundary Element Method)
CP	Comboios de Portugal
DP	Desvio Padrão
FDM	Método das Diferenças Finitas (Finite Difference Method)
FEM	Método dos Elementos Finitos (Finite Element Method)
GPS	Sistema de Posicionamento Global (Global Positioning System)
IEM	Método dos Elementos Infinitos (Infinite Element Method)
DEM	Método dos Elementos Discretos (Discrete Element Method)
QN	Nível de Qualidade Geométrica de Via
REFER	Rede Ferroviária Nacional
RIV	Renovação Integral da Via
UIC	União Internacional dos Caminhos de Ferro (International Union of Railways)

# Capítulo I

## Introdução

### 1.1. Enquadramento

O transporte ferroviário apresenta inúmeras vantagens, principalmente por ser um dos meios com maior capacidade de transporte de pessoas ou mercadorias e com muito baixas emissões de CO<sub>2</sub>, tornando-o mais eficiente do ponto de vista energético que o transporte rodoviário. Por este motivo, tem sido uma das principais apostas da U.E. e de Portugal para o sector dos transportes, desejando-se o aumento de competitividade e o crescimento das economias baseadas no desenvolvimento de um sistema de transporte sustentável e amigo do ambiente.

A recente crise financeira e económica global tem pressionado todos os sectores dos sistemas de transportes, incluindo o caminhos-de-ferro, a melhorarem substancialmente o seu desempenho e atratividade, elevando os padrões de segurança, qualidade do serviço e de sustentabilidade económica e ambiental. É por isso necessário continuar a investir no desenvolvimento de soluções técnicas inovadoras e potenciadoras de melhorias significativas destes sistemas, com vista aos fins enunciados.

Os caminhos-de-ferro em Portugal entraram num estado de estagnação, alguns troços foram encerrados de forma a racionalizar e reduzir custos, pelo que a questão económica se revela determinante na construção de novos troços ferroviários, infraestruturas e atividades de manutenção. Atualmente, a gestão de infraestruturas ferroviárias está a tornar-se mais exigente, existem novas diretivas europeias, diminuem os apoios orçamentais por parte dos governos, são requeridas maiores capacidades de resposta das infraestruturas para utilização por parte dos clientes e elevar as suas expectativas, aumentando assim a procura (figura 1.1).

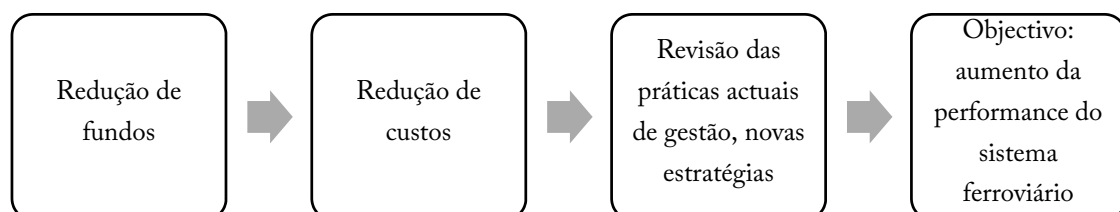


Figura 1.1 - Exigências atuais de gestão ferroviária

Vêm ao encontro do trabalho realizado nesta dissertação a necessidade de desenvolvimento de métodos com a finalidade de analisar e prever problemas na via, ao longo do tempo de utilização em serviço, de forma a incorrer numa gestão mais eficiente e económica para a empresa gestora e mais segura para os utentes, pois quando certos parâmetros geométricos ultrapassam os limites admissíveis de segurança estipulados nas normas em vigor, está posta em causa a segura circulação dos veículos ferroviários e principalmente a segurança das pessoas, que escolhem como meio de transporte o comboio. A origem do aparecimento destes defeitos pode ter várias naturezas: a qualidade dos materiais utilizados da conceção da via (carris, travessas, camadas de balastro, sub-balastro), tipos de solos utilizados nos aterros, qualidade dos solos de fundação da via, condições de drenagem, até mesmo as operações de manutenção.

Também, os elementos que constituem a via ferroviária interagem entre si, submetidos a diferentes ciclos de cargas e descargas, diferentes velocidades, vários tipos de material circulante (passageiros ou mercadorias), ao longo da sua vida útil criam um sistema complexo que é de grande interesse e objeto de estudo por parte de muitos investigadores, que tentam traduzir em linguagem numérica o seu comportamento real, originando modelos de previsão de ocorrência de defeitos geométricos na via (figura 1.2).

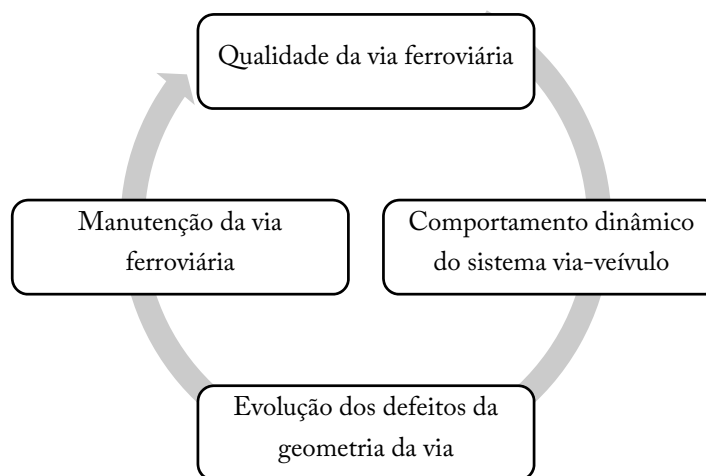


Figura 1.2 - Ciclo de evolução dos defeitos da via ferroviária, adaptado (Vale, 2010)

## 1.2. Objetivos da dissertação

Esta dissertação tem como principal objetivo a modelação numérica e o estudo do comportamento a longo prazo das vias ferroviárias, mais concretamente da via balastrada (a via mais comum no transporte ferroviário), face às ações dinâmicas impostas pela circulação dos comboios, às

propriedades dos diferentes elementos que constituem a estrutura da via e utilizando medições in-situ de nivelamento de um troço de via, realizadas pelo veículo de inspeção EM-120 da REFER.

A circulação dos comboios, impõe à estrutura da via ferroviária ciclos de carga e descarga, transmitidas através de todos os elementos que a compõem até ao solo de fundação, originando assentamentos (e outros efeitos). Isto conduz à necessidade de conhecer o comportamento destes elementos face a estas solicitações, para conceber um modelo numérico válido e com um comportamento o mais aproximado ao real.

No desenvolvimento desta tese são abordados três modelos de vias ferroviárias, constituídos por diferentes materiais, com nivelamento longitudinal variável e vários tipos de veículos, para análise e comparação do comportamento dinâmico a longo-prazo da interação entre veículo-via.

O primeiro modelo em estudo trata-se de uma via renovada, o segundo uma via antiga (designada de via Antiga A) e o terceiro modelo é também uma via antiga (designada via Antiga B) mas com piores condições de solo de fundação. Os veículos modelados são, o Alfa Pendular e o Intercidades (composto por uma locomotiva e quatro carruagens).

O objetivo é responder às seguintes questões:

- De que forma a qualidade e os constituintes da infraestrutura da via ferroviária influenciam o seu comportamento a longo prazo?
- De que modo a resposta dinâmica do sistema via-veículo influencia a evolução do nivelamento longitudinal da via balastrada?
- Em que medida a utilização de modelos distintos de veículos e nivelamento longitudinal horizontal ou medido in-situ, afeta os resultados finais?

### 1.3. Metodologia de análise

A metodologia de análise, para a realização deste trabalho foi a seguinte:

- i) Investigação da constituição e comportamento da via ferroviária balastrada;
- ii) Identificação dos parâmetros de qualidade geométrica da via;
- iii) Análise de dados de inspeção de via, obtidos pela EM-120 da REFER;
- iv) Identificação dos fatores que levam à degradação da via;

- v) Definição dos modelos de via a estudar;
- vi) Definição dos veículos, do tipo de tráfego, do nivelamento da via e do período de tempo de análise;
- vii) Modelação da via e calibração dos modelos numéricos;
- viii) Análise de resultados.

Ao longo dos capítulos desta dissertação, serão abordados e explicitados todos estes procedimentos.

#### 1.4. Organização da dissertação

Este trabalho está organizado em sete capítulos.

No presente capítulo, *Introdução*, é fundamentada a razão deste tema, o seu enquadramento, os objetivos pretendidos e a metodologia para os atingir.

No Capítulo 2, *Estrutura e Comportamento da via Ferroviária Balastrada*, é feita uma descrição da via ferroviária balastrada, a sua função, estrutura e comportamento mecânico do balastro.

No capítulo 3, *Qualidade geométrica da via*, são abordados os parâmetros que definem a qualidade geométrica da via, a inspeção de via pela EM-120, e os limites e tolerâncias que estipulam a necessidade de intervenções de manutenção.

No capítulo 4, *Degradação da via ferroviária balastrada*, apresentam-se os fatores que levam à degradação da via.

No capítulo 5, *Modelação Numérica*, são abordados os princípios e formulação que governam o cálculo do programa D-Track, as suas possibilidades de utilidade, parâmetros e limitações a ter em conta.

No capítulo 6, *Análise dos casos de estudo*, são descritos os casos de estudo, a calibração dos modelos, os tipos de via, de veículos, o tipo de tráfego e tempo de análise.

No capítulo 7, *Conclusões e Considerações finais*, são indicadas as conclusões e perspectivas de desenvolvimento para investigação futura.

## Capítulo II

# Estrutura e Comportamento da via Ferroviária Balastrada

### 2.1. Função da via

#### 2.1.1. Guiamento os comboios

A principal função da via é guiar os comboios de forma a circular em segurança no seu trajeto. O perfil das rodas é cónico, pelo que, devido a este formato nem sempre o seu eixo está centrado com o eixo da via. Na figura 2.1 é possível verificar o posicionamento das rodas, tanto em reta como em curva, em que o rebordo de uma roda tem sempre um distanciamento ao carril diferente da outra.

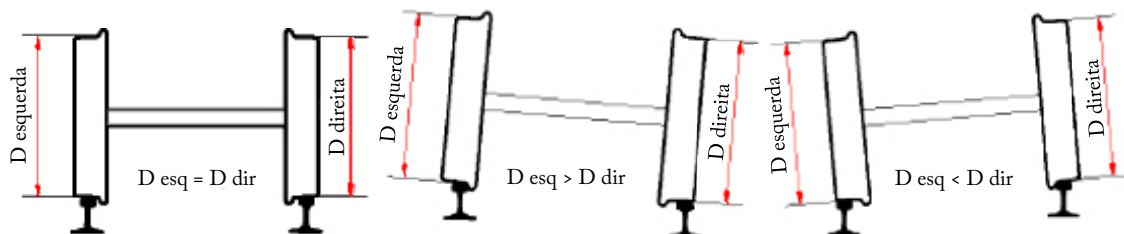


Figura 2.1 - Posicionamento das rodas nos carris: em linha reta, curva à direita e curva à esquerda respetivamente, adaptado (Tzanakakis, 2013)

Isto origina um movimento do comboio ao longo da via que não se processa em linha reta mas sim num movimento sinusoidal, denominado de movimento de lacete, que induz uma movimentação de baixa frequência lateral do veículo, gerando forças laterais na via (figura 2.2).



Figura 2.2 - Movimento sinusoidal do comboio, adaptado (Tzanakakis, 2013)

### 2.1.2. Suporte e transmissão de cargas

Outra função da via é suportar as cargas dos comboios e distribuí-la até à fundação, numa área de contacto o maior possível. Na figura 2.3 e na tabela 2.1 é possível verificar que na zona de contacto entre roda/carril, existe uma grande pressão cuja intensidade se reduz gradualmente na transferência para os diferentes componentes do sistema da via.

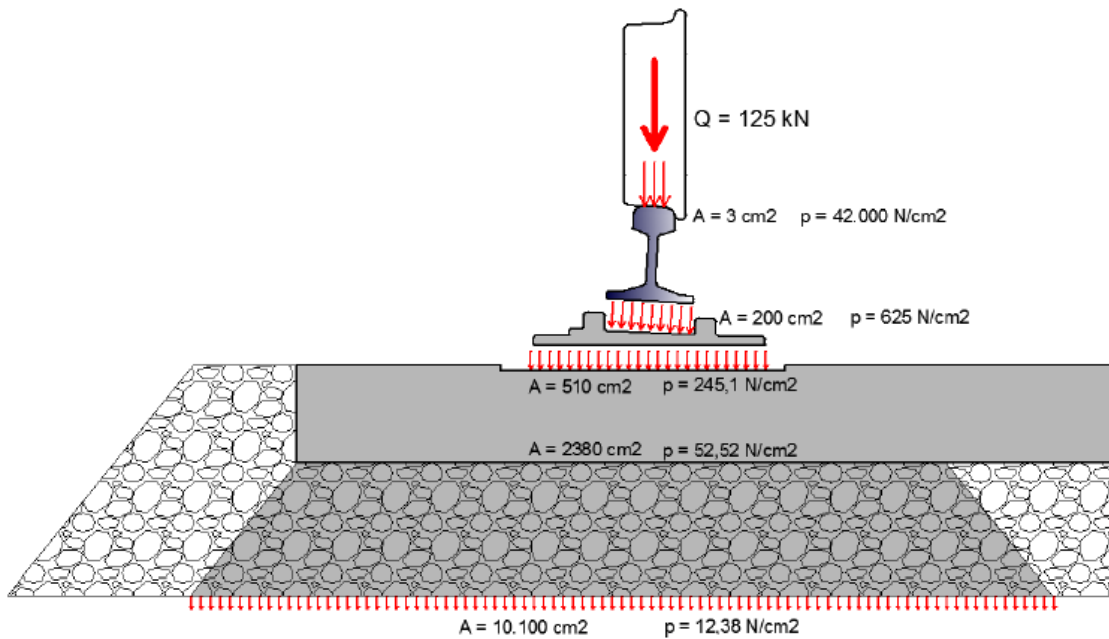


Figura 2.3 – Transmissão de cargas do comboio até à fundação da via, adaptado (Tzanakakis, 2013)

Tabela 2.1 – Transmissão de cargas na via por área de contacto, adaptado (Tzanakakis, 2013)

Zona de contacto	Área	Pressão	Redução entre	
			Componentes adjacentes	Roda e o componente
Roda	3cm <sup>2</sup>	125000N / 3cm <sup>2</sup> = 42000N/cm <sup>2</sup>	-	-
Carril	200cm <sup>2</sup>	125000N / 200cm <sup>2</sup> = 625N/cm <sup>2</sup>	67	67
Palmilha	510cm <sup>2</sup>	125000N / 510cm <sup>2</sup> = 245,10N/cm <sup>2</sup>	3	170
Travessa	2380cm <sup>2</sup>	125000N / 2380cm <sup>2</sup> = 52,52N/cm <sup>2</sup>	5	793
Balastro	10100cm <sup>2</sup>	125000N / 10100cm <sup>2</sup> = 12,38N/cm <sup>2</sup>	4	3367

No percurso da transmissão de carga desde a roda até à fundação, a pressão decresce até cerca de 3367 vezes o seu valor devido ao aumento da área de contacto entre os componentes da via.

## 2.2. Estrutura da via ferroviária balastrada

A via ferroviária balastrada tal como a sua designação indica, é uma via cujo material estrutural onde assentam os elementos em contacto com o material circulante, é o balastro. É o sistema estrutural mais comum e mais utilizado em todo o mundo, apesar das evoluções técnicas neste campo este conceito tem-se mantido quase inalterado ao longo do tempo. É uma estrutura de suporte com um bom comportamento dinâmico às cargas solicitadas, apresenta uma boa relação amortecimento/rigidez, boa drenagem e as intervenções de reparação e manutenção podem ser feitas por equipamentos de operação automática, o que torna estes processos mais económicos. A constituição mais usual encontra-se esquematizada nas figuras 2.4 e 2.5, mas pode diferir caso seja construída em pontes ou túneis, em que geralmente a camada de balastro assenta sobre uma estrutura de betão armado ou metálica.

O armamento da via é constituído por um par de carris (normalmente de aço) que são ligados a travessas (de betão, madeira ou aço) por elementos de fixação, que em conjunto com a camada de balastro constituem a superestrutura da via. Ao conjunto da camada de sub-balastro e fundação da via denomina-se de subestrutura.

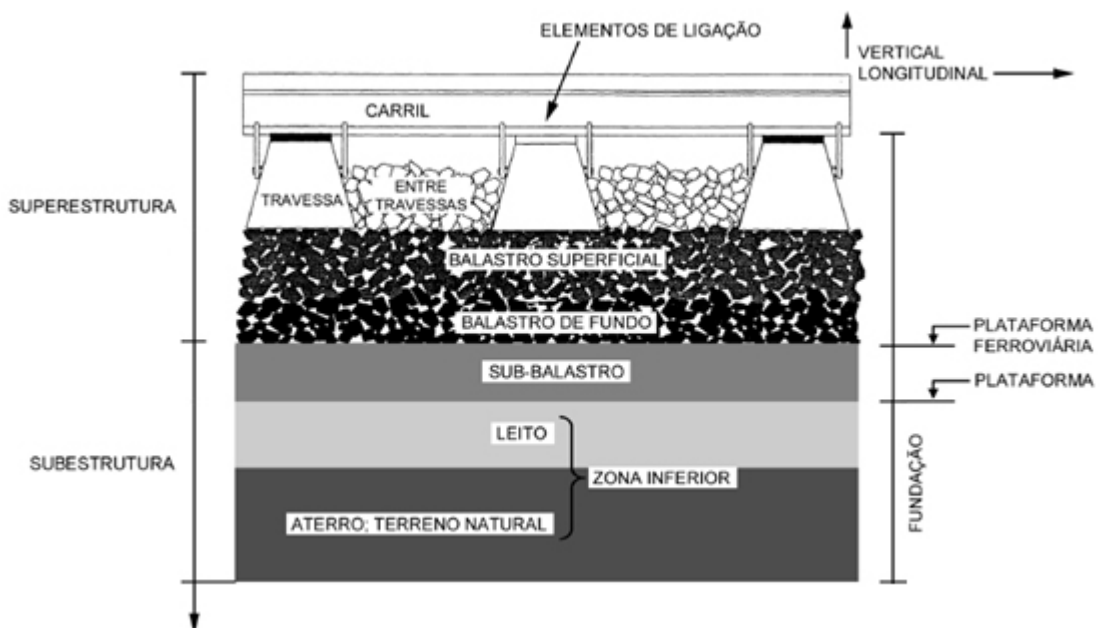


Figura 2.4 - Perfil Longitudinal de Via Ferroviária Balastrada, adaptado (Fortunato, 2005)

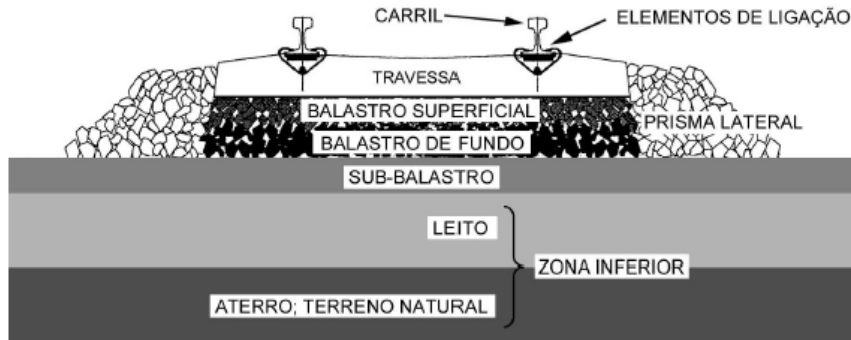


Figura 2.5 – Perfil Transversal de Via Ferroviária Balastrada, adaptado (Fortunato, 2005)

## 2.3. Elementos constituintes da via ferroviária balastrada

### 2.3.1. Carril

Os carris são elementos longitudinais de aço em que a principal função é suportar e transmitir as cargas dos veículos para as travessas e guiar os rodados dos comboios de forma segura. Estes têm que ter rigidez suficiente para funcionarem como vigas e não deformarem demasiado no espaçamento entre travessas.

A figura 2.6 ilustra o modelo de carril do tipo Vignole, usualmente mais utilizado em via balastrada, constituído por três partes distintas: a cabeça, zona que guia e onde apoiam as rodas dos comboios, a alma, que confere a altura e por consequência a resistência à flexão do carril, e a zona do patim, parte inferior que assenta nas travessas e onde são colocados os elementos de fixação.

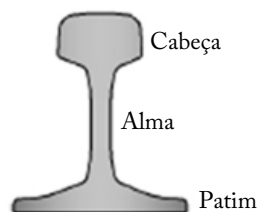


Figura 2.6 – Perfil de carril do tipo Vignole, adaptado (Tzanakakis, 2013)

Os materiais que constituem os carris, a sua inércia de flexão, a sua regularidade geométrica e os aspetos construtivos relacionados com a existência de juntas, ou a ausência delas (carril de barra longa), são importantes quer no que se refere ao comportamento destes elementos face às solicitações, quer, essencialmente, pelas elevadas cargas dinâmicas impostas à subestrutura, em particular quando ocorrem irregularidades no carril ou nas rodas. Estas cargas poderão originar assentamentos permanentes que provocam quer desnivelamentos da via, quer a deterioração dos

carris e das travessas. O carril de barra longa soldada tem vantagens em relação ao carril standard, as quais se traduzem por uma menor deterioração dos componentes da via e, conseqüentemente, um maior intervalo entre as operações de conservação, menor oscilação dos veículos e menor produção de vibrações e ruídos, proporcionando um nível de conforto superior. No entanto, o carril de barra longa soldada está sujeito a esforços internos consideráveis com as variações de temperatura, torna mais difícil a substituição dos elementos da superestrutura e exige um investimento inicial mais elevado. (Fortunato, 2005).

### 2.3.2. Elementos de fixação

Os elementos de fixação devem garantir o correto posicionamento do carril sobre a travessa, manter o afastamento da bitola, absorver vibrações e resistir a movimentos verticais, laterais, longitudinais e de torção dos carris devido a forças aplicadas pelas rodas e a variações de temperatura (Tzanakakis, 2013). Na figura 2.7 encontra-se ilustrado o tipo de elemento de fixação Vossloh.



Figura 2.7 - Elemento fixação W14 - Vossloh, adaptado (Tzanakakis, 2013)

### 2.3.3. Palmilhas

As palmilhas são elementos resilientes colocados entre os carris e as travessas para reduzir o desgaste entre estes dois elementos, amortecer as vibrações e impactos provocados pela passagem das rodas dos comboios e funcionam também como isolamento elétrico dos circuitos da via (figura 2.8). Reduzem a possibilidade de ocorrência de corrosão do patim do carril e erosão das travessas de betão (Bonnet, 2005).



Figura 2.8 - Palmilha, adaptado (Tzanakakis, 2013)

A norma NP-EN134581-2 (2009) faz a distinção, da categoria de palmilhas em função da rigidez dinâmica, em três categorias como se pode verificar na tabela 2.2. Os valores apresentados, dizem respeito à rigidez dinâmica das palmilhas, para variações de carga dinâmica entre 20 e 95 kN à frequência de  $4 \pm 1$  Hz (Vale, 2010).

Tabela 2.2 - NP-EN134581-2 (2009), Categoria de palmilhas em função da rigidez vertical,  $K_v$

Categoria da palmilha	Rigidez dinâmica vertical (kN/mm)
Flexível	$K_v < 100$
Média	$100 \leq K_v < 200$
Rígida	$K_v \geq 200$

#### 2.3.4. Travessas

As travessas são elementos que recebem e distribuem as cargas dos carris para o balastro, restringem os movimentos laterais, longitudinais e verticais da superestrutura uma vez que estão encastradas no balastro e conferem uma certa inclinação dos carris o que proporciona um melhor contacto roda-carril, dado que as rodas dos comboios tem uma forma cónica (Bonnet, 2005).

O material que constitui as travessas pode ser metal, madeira ou betão armado pré-esforçado. As travessas metálicas são de difícil colocação na via, são ruidosas, necessitam de isolamento elétrico e são particularmente sensíveis ao ataque químico, assim são menos competitivas. As travessas de madeira (figura 2.9), foram as primeiras a serem utilizadas aquando do surgimento das primeiras vias ferroviárias e ainda hoje se utilizam em situações em que as de betão não são apropriadas. Têm um custo elevado, são leves (o que limita a sua utilização em vias de alta velocidade), têm baixa resistência lateral e o seu tempo de vida útil depende do tipo de madeira, da conservação da mesma, das solicitações e da qualidade da via. Estima-se que tenham aproximadamente 25 a 35 anos de vida útil (Fortunato, 2005)



Figura 2.9 - Travessas de madeira, adaptado (Railroad tie, 2014)

O avanço na tecnologia do betão impulsionou o uso de travessas de betão a partir de meados do século XX. As travessas de betão dividem-se essencialmente em dois grandes grupos: travessas bibloco (figura 2.10) e travessas monobloco (figura 2.11). As travessas de betão conferem uma maior resistência lateral, são mais resistentes e mais duráveis, requerendo menor conservação da via, o que torna a sua utilização mais vantajosa. No entanto, apresentam também algumas desvantagens, tais como: maior dificuldade no manuseamento; custo elevado, maior fragilidade e conservação mais cara. Apresentam maior dificuldade em manter o nivelamento em plataformas medíocres, em face das forças de inércia mais importantes que se mobilizam à passagem das cargas rolantes (Fortunato, 2005).



Figura 2.10 - Travessas de betão bibloco, adaptado (Railroad tie, 2014)



Figura 2.11 - Travessas de betão monobloco, adaptado (Railroad tie, 2014)

O desempenho das travessas é condicionado pelas características da camada de balastro subjacente. Em vias com conservação adequada, as cargas aplicadas a cada travessa são transmitidas ao balastro compactado, localizado na zona subjacente ao carril. A aplicação de cargas sucessivas promove a deformação permanente do balastro subjacente ao carril, o que conduz ao aumento da tensão na zona central das travessas monobloco e a sua conseqüente degradação.

As dimensões das travessas têm aumentado com o tempo, particularmente no que se refere às travessas de betão, traduzindo-se esse aumento, essencialmente, na diminuição da tensão aplicada

ao balastro e num aumento da estabilidade lateral da via. Associado ainda ao aumento de peso das travessas está a redução da amplitude da onda que se gera nos carris antes e depois da passagem de cada roda, aumentando assim a estabilidade do apoio. O espaçamento entre travessas, é também um fator importante no desempenho da via.

### 2.3.5. Balastro

O balastro é um material granular (figura 2.12) que desempenha um papel fundamental na transmissão uniforme de esforços verticais das travessas para a subcamada e na resistência a movimentos laterais, verticais e longitudinais conferindo estabilidade e alinhamento à via. Outra das suas principais características é ser um material permeável, eficaz em afastar a água ou outros líquidos, dos carris e travessas evitando possíveis contaminações. No que respeita a atividades de manutenção, este material torna as operações de renovação relativamente simples, existindo até máquinas de substituição automática de balastro (Indraratna, 2011).



Figura 2.12 - Balastro, adaptado (Tzanakakis, 2013)

Segundo Esveld, para ser garantida uma distribuição uniforme das cargas até ao solo de fundação, a camada de balastro deve ter entre 250-300mm de espessura, medida a partir da base da travessa (Esveld, 2001). Ilustra-se na figura 2.5, anteriormente apresentada, que na camada de balastro estão diferenciadas quatro zonas: 1) balastro entre travessas; 2) prisma lateral; 3) balastro superficial sujeito às ações mecânicas de conservação; 4) balastro de fundo. Na tabela 2.3, encontram-se as espessuras de balastro utilizadas em alguns países europeus e na tabela 2.4 as características mecânicas recomendadas pela UIC719Rb (2008), em que  $E$  é o módulo de deformabilidade,  $\nu$  o coeficiente de Poisson,  $c$  a coesão,  $\varphi$  o ângulo de atrito das partículas e  $\gamma$  o peso volúmico seco (Vale, 2010).

Tabela 2.3 - Espessura da camada de balastro em alguns países europeus, adaptado (Vale, 2010)

País	Via convencional		Via de alta velocidade	
	Velocidade (km/h)	Espessura (mm)	Velocidade (km/h)	Espessura (mm)
Alemanha	< 160	300	> 160	350
Espanha	< 200	250 - 300	> 200	300
França	< 220	250	> 220	350
Portugal	< 220	300	-	-
Reino Unido	< 200	> 300	= 200	> 300

Tabela 2.4 - Características mecânicas do balastro, adaptado (UIC719Rb, 2008)

$E$ (Mpa)	$\nu$	$c$ (Mpa)	$\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
130	0,2	0	45	15

Os requisitos de qualidade do balastro e a análise do seu comportamento para desempenhar as suas funções adequadamente, têm sido temas de muitos trabalhos de investigação. Assim, é necessário que este seja de boa qualidade, proveniente de rochas duras e sãs e com partículas de grandes dimensões (63 mm no máximo), para possibilitar um meio permeável e de fácil intervenção para operações de manutenção (Fortunato, 2005).

A Norma Portuguesa NP-EN13450 (2005) classifica o balastro consoante a granulometria, a forma das partículas, a resistência, a fragmentação (ensaio Los Angeles), a resistência ao desgaste por atrito (ensaio Micro-Deval) e a durabilidade, apresentando ainda indicações relativas à avaliação da sua conformidade e à marcação e etiquetagem dos materiais (Vale, 2010). A REFER, por sua vez, categoriza o balastro em: Tipo I, balastros para sistemas ferroviários de alta velocidade e velocidade alta e Tipo II, balastros para rede convencional. Na tabela 2.5, em baixo, estão definidos os parâmetros de qualidade dos materiais para aplicar na camada de balastro (Fontul, 2012).

Tabela 2.5 – Características do balastro para verificar a aceitação ou rejeição da sua utilização, adaptado (NP-EN13450, 2005)

Caraterísticas técnicas	Balastro			
	Valores de aceitação sem restrições		Valores de rejeição	
Los Angeles	≤ 16 (Tipo I)		> 19 (Tipo I)	
	≤ 20 (Tipo II)		> 23 (Tipo II)	
Micro-Deval	≤ 7 (Tipo I)		> 8 (Tipo I)	
	≤ 11 (Tipo II)		> 13 (Tipo II)	
Granulometria	Peneiros	Acumulados que	Peneiros	Acumulados que
	(mm)	passam (%)	(mm)	passam (%)
	80	100	80	100
	63	100	63	100
	50	≥ 70	50	< 65
		≤ 99		
	40	≥ 30	40	< 25
		≤ 65		
31,5	≥ 1	31,5	> 30	
	≤ 25			
22,4	≤ 3	22,4	> 8	
Partículas finas (%)	≤ 0,6		> 1,2	
Finos (%)	≤ 0,5		> 1	
Forma	Índice de achatamento (%)	≤ 15		> 30
	Índice de forma (%)	≤ 10		> 20
	Comprimento (%)	≤ 4		> 8
	Elementos prejudiciais (%)	≤ 3		> 6

### 2.3.6. Sub-balastro

A camada de sub-balastro, faz a transição entre o balastro e as camadas de fundação, apresentando também diversas funções consideradas importantes. Assim, reduz as tensões transmitidas na base da camada de balastro para um nível tolerável, até ao solo de fundação. Previne a interpenetração

de partículas finas na camada de balastro para evitar a sua contaminação e funciona como elemento drenante e filtrante, em relação à plataforma (Tzanakakis, 2013), dado que a drenagem é efetuada na superfície da camada de sub-balastro.

O número de camadas que constitui o sub-balastro, as suas espessuras e características são função dos materiais utilizados na construção, da natureza e propriedades da fundação, nomeadamente o tipo de material e as suas características mecânicas, a sua suscetibilidade em relação à água e o seu estado de compactação, das condições climáticas e hidrogeológicas do local, do tráfego (carga, velocidade e frequência de passagem), da superestrutura da via (tipo de carril, tipo e espaçamento das travessas, etc.) (Fortunato, 2005). Normalmente a camada de sub-balastro é constituída por agregado britado de granulometria extensa de origem granítica.

### 2.3.7. Fundação da via

A fundação da via, designada por plataforma de terraplanagens ou apenas plataforma, sendo que de forma mais correta este termo deve ser utilizado para designar a superfície final da terraplanagem, é a última camada da subestrutura. Sobre esta assentam todas as restantes camadas acima referidas, executada em terreno natural ou em aterro, divide-se em duas zonas: a camada superficial, designada de leito, e a fundação em geral (Fortunato, 2005).

Por vezes uma camada extra, camada de coroamento, é colocada entre o sub-balastro e a plataforma de terraplanagem de forma a criar o perfil geométrico correto da via (Tzanakakis, 2013).

A fundação tem funções preponderantes na qualidade e desempenho da via, pois é o principal suporte e recetor final das cargas, o que implica uma grande influência nos assentamentos resilientes e permanentes, que se forem excessivos podem danificar os elementos da superestrutura da via. Deve possuir logo na fase de construção uma boa capacidade de carga, para permitir a execução dos trabalhos e o trânsito dos equipamentos de construção sobre a mesma. Na fase de exploração, a capacidade de carga ao nível da plataforma de terraplanagens depende das características dos terrenos subjacentes, das camadas da sobrejacentes e das condições de drenagem da via, não devendo apresentar deformações significativas.

A rigidez da via depende essencialmente do módulo de deformabilidade e da espessura do leito de fundação. A plataforma de terraplanagens é classificada segundo a UIC719Rb (2008), consoante as características do solo de fundação e os materiais utilizados na camada de leito, nas classes P1, P2 e P3. Estas classes correspondem, respetivamente, a plataformas de qualidade fraca,

média e boa. A qualidade do solo depende do tipo de solo, do seu estado hídrico e das condições hidrogeológicas e hidrológicas do local. Pelo que também a QS1, QS2 e QS3 correspondem, respetivamente, a solos de qualidade fraca, média e boa. A UIC719R (2008) apresenta (tabela 2.6), uma metodologia para definição da espessura do leito de fundação, em função da classificação do solo da fundação (QSi) e da classe da plataforma de terraplanagem (Pi) (Vale, 2010).

*Tabela 2.6 - Espessura da camada de leito em função da classificação do solo da fundação (QSi) e da classe da plataforma de terraplanagem (PSi), adaptado (UIC719Rb, 2008)*

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

## 2.4. Comportamento mecânico do balastro

### 2.4.1. Comportamento resiliente

A deformação do balastro depois de um ciclo de carga, ou seja, a passagem de um comboio, pode ser dividida em duas componentes. A componente resiliente, em que a deformação do balastro é reversível, e a componente permanente, acumulável ao longo do tempo. Este comportamento não linear é frequentemente negligenciado nos modelos constitutivos, em que se assume que o balastro apresenta uma resposta elástica, exemplo na figura 2.13 (Varandas, 2013b).

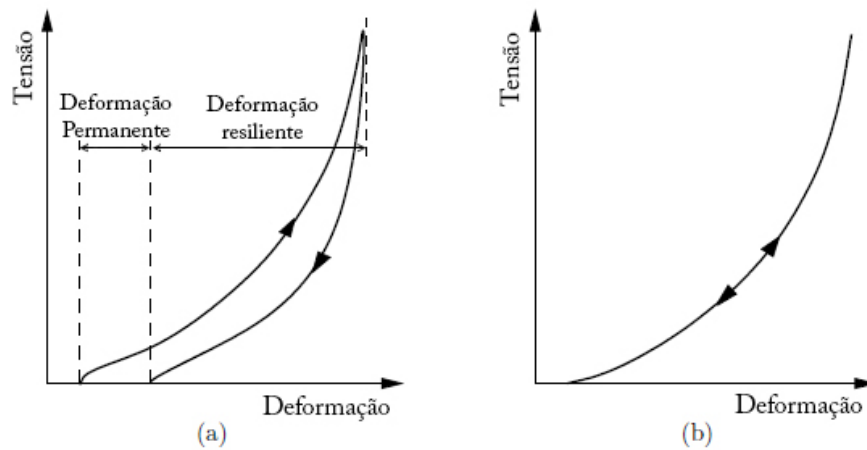


Figura 2.13 – Deformações durante um ciclo de aplicação de carga de compressão. (a) diferenciação da deformação permanente e resiliente; (b) modelo elástico não-linear, adaptado (Varandas, 2013b)

O comportamento resiliente do balastro é governado pela deformação das suas partículas sob ação de forças de compressão. A nível microscópico, quando duas partículas são gradualmente comprimidas uma contra a outra, a sua superfície de contacto aumenta, conduzido a um aumento da rigidez quanto maior a carga aplicada (Timoshenko, 1951).

Esta reversibilidade da deformação do balastro é quantificada pelo módulo de resiliência,  $E_r$ , que pode ser determinado de várias formas, uma delas é através da relação tensão/deformação, depende do coeficiente de Poisson,  $\nu$ , e da tensão, obtidos através de ensaios triaxiais com tensão deviatórica cíclica e com tensão lateral constante, (Fortunato, 2005):

$$E_r = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_{1,r}} \quad (2.1)$$

$$\nu = -\frac{\epsilon_{3,r}}{\epsilon_{1,r}} \quad (2.2)$$

, em que  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são as tensões principais, maior e menor, e as deformações resilientes, maior e menor respetivamente, representadas por  $\epsilon_{1,r}$  e  $\epsilon_{3,r}$ .

A figura 2.14 representa um diagrama típico da relação tensão/deformação, de materiais granulares sob ação de cargas cíclicas. É possível verificar que o módulo de resiliência (inclinação da linha a tracejado) aumenta com o número de ciclos de carga, mas depois de vários ciclos consecutivos (cerca do milhar de ciclos) o seu aumento é menos significativo.

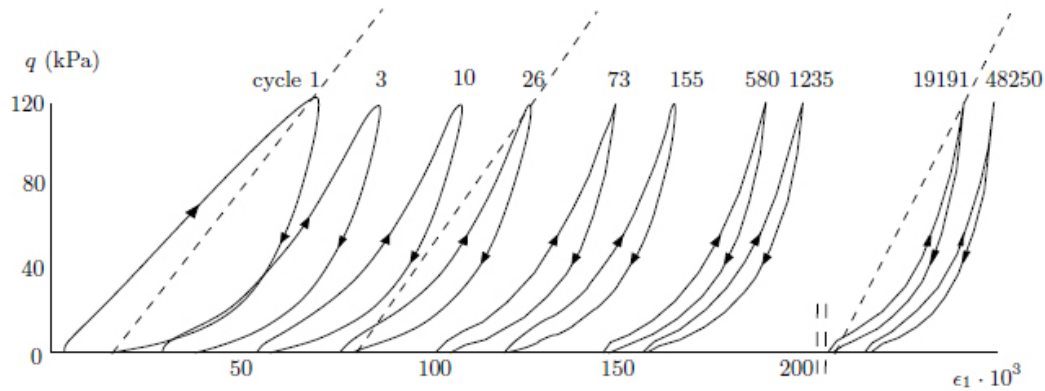


Figura 2.14 - Diagrama tensão/deformação de material granular sob ação de carregamento cíclico, adaptado (Varandas, 2013b)

Outra forma de determinar o módulo de resiliência, é através do modelo elástico não linear  $K - \theta$  (Brown e Pell, 1967; Hicks e Monismith, 1971 citados por Varandas, 2013b):

$$E_r = K_1 \left( \frac{\theta}{\theta_0} \right)^{K_2} \quad (2.3)$$

, em que  $\theta$  é a soma das tensões principais  $(\sigma_1 + 2\sigma_3) = 3p$ ,  $\theta_0$  é uma tensão de referência, geralmente 100kPa,  $K_1$  e  $K_2$  são parâmetros característicos dos materiais, determinados em ensaios. Ainda neste modelo, é utilizado como terceiro parâmetro dos materiais, um coeficiente de Poisson constante.

Devido à sua simplicidade, este método foi muito utilizado para descrever o comportamento reversível de materiais granulares, quando sujeitos, tal como no método anterior, a ensaios triaxiais com cargas axiais cíclicas e com pressão de confinamento constante, mas conduz a uma fraca aproximação no que se refere às deformações volumétricas reversíveis (Fortunato, 2005).

Assim, Boyce (1980), com o objetivo de caracterizar melhor o comportamento dos materiais granulares, propôs um modelo elástico não linear isotrópico, através de ensaios triaxiais de cargas cíclicas mas com a tensão de confinamento variável. Em vez de utilizar o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson, para caracterizar a relação tensão/deformação, utilizou o módulo de compressibilidade volumétrica,  $K$ , e o módulo de distorção,  $G$ :

$$p = K \epsilon_{v,r} \quad (2.4)$$

$$q = 3 G \epsilon_{s,r} \quad (2.5)$$

, em que  $p$  é a tensão média,  $q$  é a tensão deviatórica,  $\epsilon_{v,r}$  é a extensão volumétrica reversível e  $\epsilon_{s,r}$  é a extensão distorcional reversível. Nos ensaios triaxiais, onde  $\sigma_2 = \sigma_3$  e  $\epsilon_2 = \epsilon_3$ , o valor das tensões e deformações é dado por:

$$p = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3} \quad (2.6)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.7)$$

$$\epsilon_{v,r} = \epsilon_{1,r} - 2\epsilon_{3,r} \quad (2.8)$$

$$\epsilon_{s,r} = \frac{2(\epsilon_{1,r} - \epsilon_{3,r})}{3} \quad (2.9)$$

, os valores de  $K$  e  $G$  são determinados por:

$$K = K_1 \left(\frac{p}{p_0}\right)^{1-n} \frac{1}{1 - \frac{q^2}{p^2}\beta} \quad (2.10)$$

$$G = G_1 \left(\frac{p}{p_0}\right)^{1-n} \quad (2.11)$$

com

$$\beta = \frac{K_1(1-n)}{6G_1}$$

, em que  $K_1$  e  $G_1$  e  $n$  são parâmetros dos materiais do modelo e  $p_0$  é um valor de tensão de referência. O módulo de compressibilidade volumétrica depende principalmente da tensão média,  $p$ , e de forma menos importante da relação  $p/q$ , porque  $\beta$  é muito inferior à unidade. O modelo de Boyce descreve de forma muito mais realista o comportamento não linear elástico dos materiais granulares. A aproximação é particularmente boa no que se refere às deformações volumétricas reversíveis (Varandas, 2013b). Atualmente, existe literatura com modelos constitutivos mais complexos, que incorporam o efeito da rotura das partículas do balastro sob carregamento cíclico (Indraratna, 2011).

#### 2.4.2. Assentamento permanente

A degradação da geometria da via deve-se em muito, a assentamentos das camadas de suporte de balastro, sub-balastro e de fundação, quando sujeitas a ciclos de carga e descarga. Quando construída sobre uma boa fundação, é a camada de balastro a que mais contribui para assentamentos na via, como se pode ver na figura 2.15, o assentamento da camada de fundação tem mais importância nos primeiros tempos de vida da via.

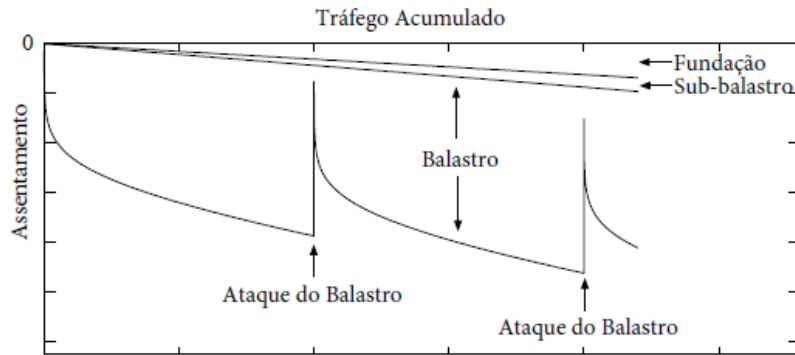


Figura 2.15 - Contribuição da subestrutura para o assentamento da via, adaptado (Varandas, 2013b)

Atualmente, não existe um método direto para avaliar a deformação permanente “in situ” em condições semelhantes àsquelas que são proporcionadas pelas cargas dos veículos. No entanto, com a possibilidade de realizar ensaios triaxiais de carga cíclica com grande número de aplicações de carga, ocorreram desenvolvimentos no estabelecimento de modelos para determinação das deformações permanentes. Tais modelos normalmente expressam as deformações permanentes em função do número de ciclos de carga e (ou) das tensões aplicadas. Na figura 2.16, é possível verificar resultados obtidos em ensaios triaxiais, realizados em balastro, por Stewart (1986) e citados por Varandas et al (2013). Consiste na criação de quatro sequências de carga distintas, em que são aplicados também quatro tipos de cargas ( $\sigma_{1,A}$ ,  $\sigma_{1,B}$ ,  $\sigma_{1,C}$ ,  $\sigma_{1,D}$ ), variando a sua amplitude a todos os 1000 ciclos de carga. As cargas são aplicadas a uma frequência de 1Hz e inicialmente o seu valor é de 21kPa ( $\sigma_{1,0}$ ), o mesmo da tensão horizontal de confinamento ( $\sigma_3$ ).

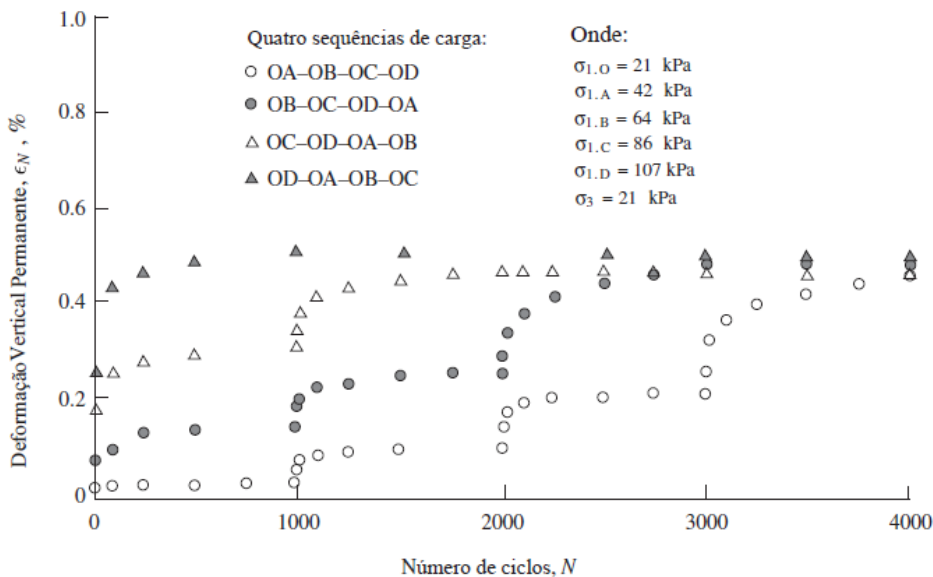


Figura 2.16 - Deformações permanentes do balastro, resultantes de quatro ensaios triaxiais com cargas cíclicas de diferente amplitude, adaptado (Varandas, 2013b)

Destes ensaios pode-se concluir que a deformação vertical permanente do balastro não depende da sequência de carga, mas sim, da amplitude da carga, que a partir de um nível inicial de tensão mais baixo ( $\sigma_{1,A}$ ), a deformação permanente mantém-se em níveis relativamente baixos e a sua taxa de variação diminui com o aumento do número de aplicações de carga. Para um nível de tensão inicial mais elevado ( $\sigma_{1,D}$ ), a deformação cresce rapidamente. Em ambas as sequências, se verifica que a deformação permanente evolui até atingir um patamar constante (Varandas, 2013b).

Outros fatores que influenciam o assentamento do balastro, são:

- Impactos resultantes dos veículos em movimento, contaminação do balastro, que serão abordados em mais pormenor no Capítulo IV;
- Compactação, resultante do rearranjo das partículas de balastro nas primeiras utilizações da via;
- Descalce das travessas devido a um mau confinamento das partículas de betão originando travessas suspensas e conseqüente impacto no balastro aquando da passagem de comboios.



## Capítulo III

# Qualidade geométrica da via

### 3.1. Considerações iniciais

A qualidade geométrica da via é caracterizada por um conjunto de parâmetros que devem ser medidos, por equipamentos devidamente certificados para o efeito e avaliados segundo critérios rigorosos de qualidade, definidos em normas (EN13848-1, 2003), (EN13848-5, 2008), que devem ser satisfeitos. O controlo de qualidade é realizado através das inspeções e visam avaliar a conformidade com essas normas (Rodrigues, 2012).

A qualidade da geometria da superestrutura ferroviária é um fator importante na determinação da velocidade e das condições de segurança da circulação das composições ferroviárias. De igual modo, a qualidade da manutenção da geometria da via influencia a capacidade de circulação ferroviária. Embora os parâmetros da via sejam definidos e medidos separadamente, a sua influência é conjunta, o que implica que o incumprimento de um parâmetro pode conduzir à degradação de outro. A REFER (IT.VIA.18, 2009), descreve os parâmetros medidos e suas tolerâncias, que serão apresentados de seguida.

### 3.2. Parâmetros de qualidade da via

#### 3.2.1. Bitola

A bitola corresponde menor distância  $G$ , entre a linha perpendicular ao plano de rolamento (1) e que toca as faces internas da cabeça de dois carris adjacentes, medida no ponto  $P$  a uma distância  $Z_P$  do plano de rolamento, de 14mm (figura 3.1). Em Portugal existem três tipos de bitolas distintas, a bitola europeia (1435mm), a bitola ibérica (1668mm) e a bitola métrica (1000mm).

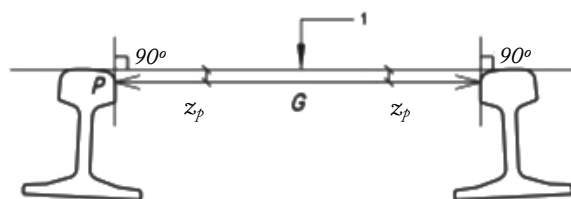


Figura 3.1 - Bitola, adaptado (EN13848-1-prA1, 2008)

### 3.2.2. Nivelamento transversal

Diferença em altura da mesa de rolamento de cada carril obtida pelo ângulo entre o plano de rolamento e o plano horizontal de referência. Corresponde à dimensão do cateto vertical de um triângulo retângulo que tem como hipotenusa um valor de referência representativo da distância entre os eixos dos carris (figura 3.2).

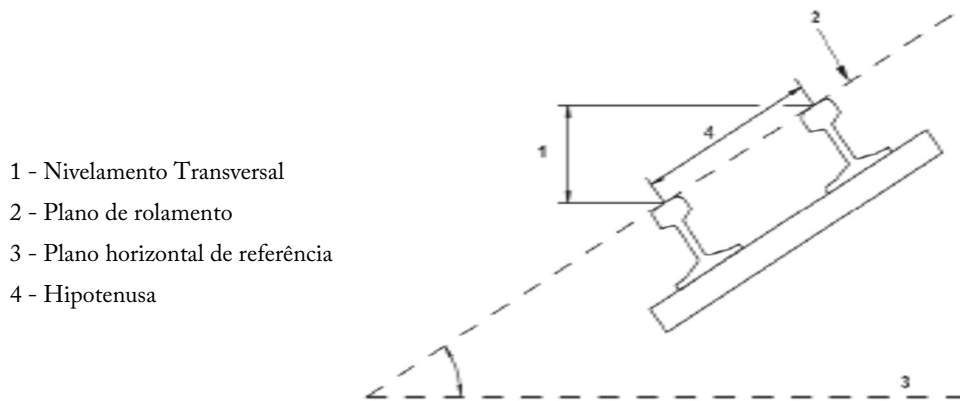


Figura 3.2 - Nivelamento transversal, adaptado (IT.VIA.18, 2009)

### 3.2.3. Nivelamento longitudinal

Corresponde ao desvio  $Z_p'$  na direção  $Z$ , perpendicular ao plano de rolamento, em consecutivas posições, do eixo de cada carril, em relação a uma linha de referência paralela ao plano de rolamento, calculado em sucessivas medições (figura 3.3).

As medições devem ser realizadas por sistemas inerciais, por sistemas de cordas (que devem ser assimétricas) ou pela combinação dos dois métodos. Na medição por cordas, utilizam-se cordas de 10 metros. Na medição por sistemas inerciais os comprimentos de onda ( $\lambda$ ) a considerar são:

- D1:  $1\text{m} \leq \lambda \leq 25\text{m}$
- D2:  $25\text{m} \leq \lambda \leq 70\text{m}$  (normalmente para velocidade  $\geq 160$  km/h)
- D3:  $70\text{m} \leq \lambda \leq 150\text{m}$  (para detetar defeitos de elevado comprimento de onda, para velocidade  $\geq 250$  km/h)

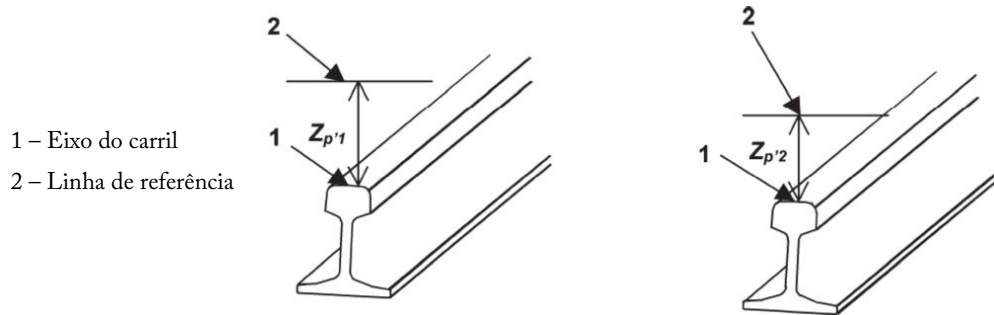


Figura 3.3 - Nivelamento longitudinal, adaptado (EN13848-1-prA1, 2008)

### 3.2.4. Alinhamento

- Medição com sistemas inerciais: é o desvio  $Y_P$  na direção  $y$ , paralela ao plano de rolamento, em consecutivas posições, de  $P$  em cada carril, em relação a uma linha de referência intermédia, calculado em sucessivas medições (figura 3.4).

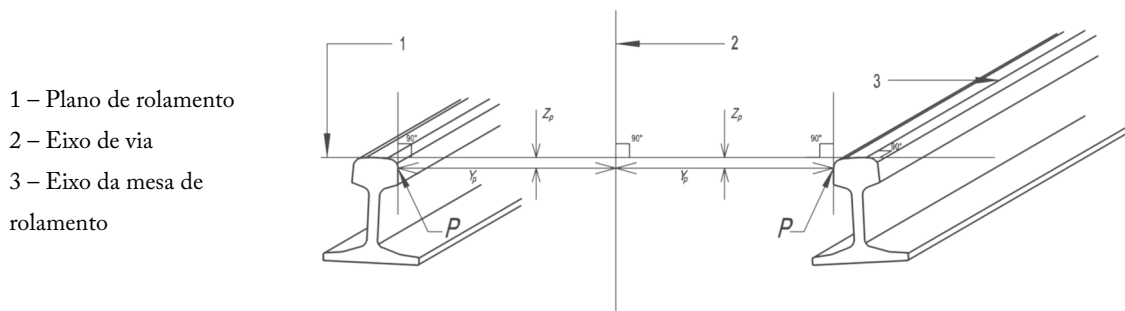


Figura 3.4 - Alinhamento, adaptado (EN13848-1-prA1, 2008)

- Medição por cordas: o alinhamento é medido nas duas filas, com cordas de 10m simétricas ou assimétricas com uma relação de 60% para 40%, e comparados com os respectivos valores de referência. No caso de medições manuais utilizam-se exclusivamente cordas simétricas de 10m.

### 3.2.5. Empeno

Considerando-se quatro pontos sobre a mesa de rolamento dos carris, dois sobre cada carril, formando um retângulo, define-se como empeno, a distância vertical de um dos pontos ao plano formado pelos outros três. Na prática, o valor do empeno corresponde à diferença de dois nivelamentos transversais numa determinada base de medição. O empeno é calculado numa base de 3m (figura 3.5).

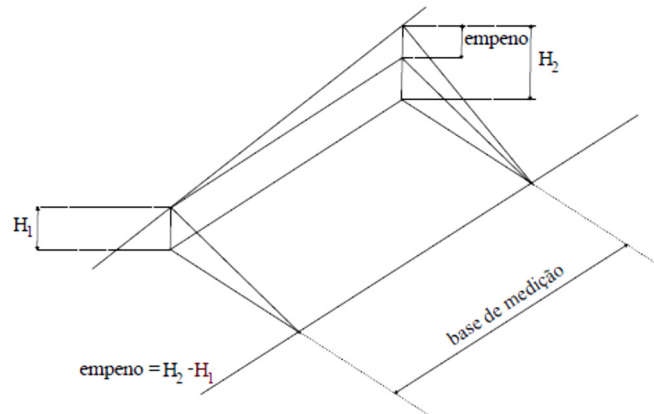


Figura 3.5 - Empeno, adaptado (IT.VIA.18, 2009)

### 3.3. Inspeção e análise da qualidade geométrica de via

Existem vários equipamentos de inspeção de via (EN13848-2, 2006), mas neste trabalho será apenas abordado o veículo de inspeção de via, EM-120 da REFER (figura3.6), pois foi a partir de medições efetuadas por este veículo que foram recolhidos dados para a análise da via em estudo.



Figura 3.6 - EM-120, veículo de inspeção geométrica da REFER, adaptado (Baldeiras, 2013)

A EM-120, inspeciona as vias da rede ferroviária nacional (REFER) a velocidades até 120 km/h, com uma periodicidade de 3 meses para a rede principal e de 6 meses para a rede geral. Este veículo inspeciona:

- Geometria de via;
- Geometria de catenária;
- Perfil transversal de via;
- Perfil transversal do carril;
- Desgaste ondulatório do carril;

Tem ainda sistemas de Videografia e Georadar. A medição dos parâmetros geométricos da via é efetuada sem contacto, com recurso aos seguintes equipamentos:

- IMU (Inercial Measuring Unit) - caixa inercial que permite medir o alinhamento, o nivelamento longitudinal e transversal. Composta por 3 acelerómetros, que medem acelerações (transformadas em deslocamentos após dupla integração, e 3 giroscópios (figura 3.7);

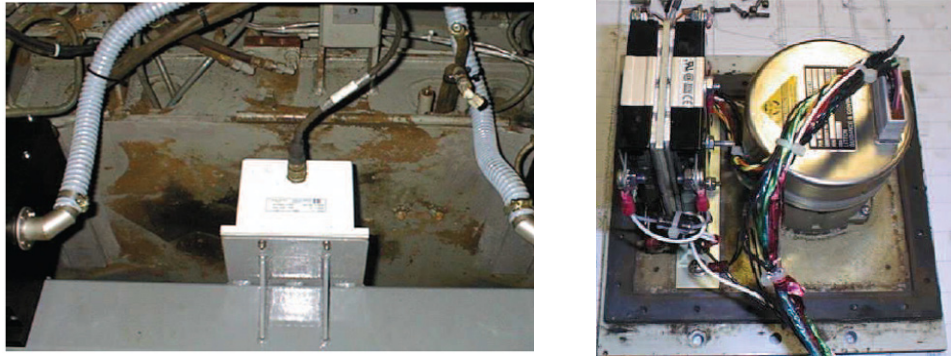


Figura 3.7 - IMU (Inercial Measuring Unit), adaptado (Baldeiras, 2013)

- OGMS (Optical Gauge Measuring System) - equipamento laser/ótico de medição da bitola (figura 3.8);

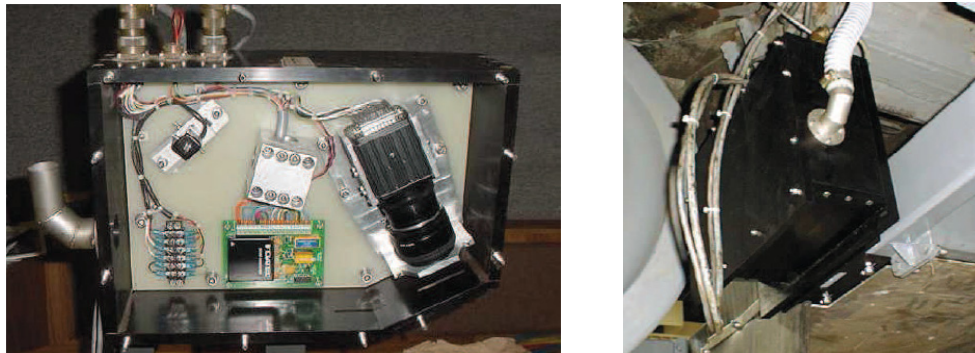


Figura 3.8 - OGMS (Optical Gauge Measuring System), adaptado (Baldeiras, 2013)

- GPS (Global Positioning System) - indica a posição na Terra em que o veículo se encontra;
- Encoder - sistema de contagem da distância percorrida.

Os dados recolhidos são armazenados e tratados em computadores e unidades de controlo dos sistemas de inspeção, instalados na EM-120 (figura 3.9). Todos os parâmetros de via são registados num ficheiro que apresenta as medições de 25 em 25 centímetros, além disso, são gerados relatórios e gráficos de todos os dados recolhidos (figura 3.10).

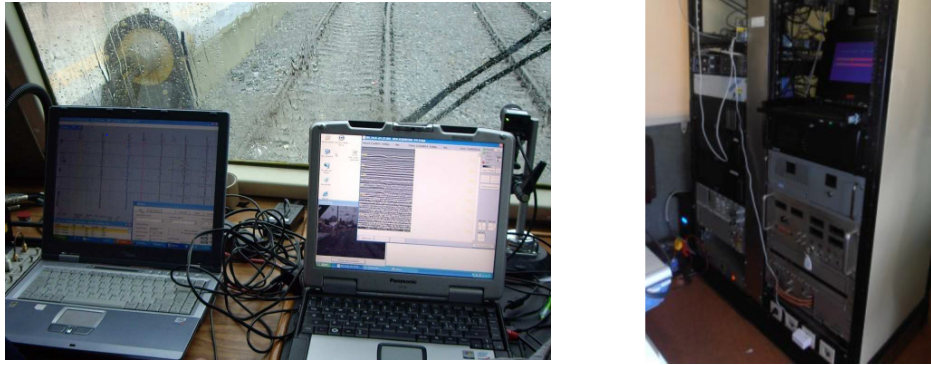


Figura 3.9 - Cabine de condução e computadores de armazenamento e tratamento de dados, adaptado (Rodrigues, 2012 e Fontul, 2013)

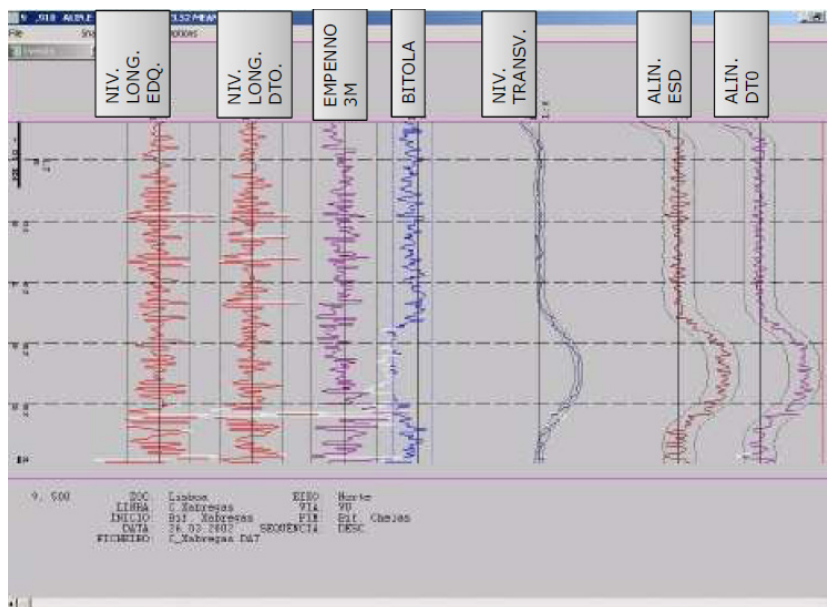


Figura 3.10 - Exemplo de medição gráfica dos parâmetros geométricos, em troço ferroviário, pela EM-120, da esquerda para a direita, nivelamento longitudinal esquerdo e direito, empeno, bitola, nivelamento transversal, curva, alinhamento esquerdo e direito, adaptado (Fontul, 2013)

Os relatórios de Desvio Padrão (DP) são apresentados em medições de 200 em 200 metros, contêm apenas dados do alinhamento e nivelamento longitudinal da via, pois são estes os parâmetros que definem o nível de qualidade geométrica.

O desvio padrão é uma medida de dispersão, que mede a variabilidade dos valores em torno do valor médio. É calculado através da fórmula:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (3.1)$$

, em que  $n$  é o número de amostras,  $x_i$  o valor de cada amostra e  $\bar{x}$  a média do total de valores.

A análise do alinhamento e nivelamento longitudinal faz-se em termos de DP, podendo ser efetuada de duas formas distintas, consoante o objetivo:

- Avaliação dos níveis de qualidade dos troços;
- Avaliação com intuito de propor intervenções em troços, com recurso a ataque mecânico pesado (AMP).

No primeiro caso, calcula-se a média dos DP do lado esquerdo e direito da via, tanto para o alinhamento como para o nivelamento longitudinal. O nível de qualidade geométrica (QN) de uma determinada secção de 200 metros assume-se como o pior dos resultados obtidos, o DP máximo, (QN associado ao DP do alinhamento, ou o QN associado ao DP do nivelamento longitudinal) (tabela 3.1).

Por outro lado, para definir troços para AMP, assume-se que o DP do alinhamento é o de menor valor (lado esquerdo ou direito da via). No caso do nivelamento longitudinal, assume-se que o DP é o de maior valor (lado esquerdo ou direito da via). Também neste caso, o resultado da secção de 200 m é assumido como o pior dos resultados obtidos (QN associado ao DP do alinhamento, ou o QN associado ao DP do nivelamento longitudinal). A razão da escolha do menor valor do alinhamento e o maior valor do nivelamento consiste no facto de que o AMP corrige alinhamentos e nivelamentos mas não corrige a bitola. Deste modo, antes de realizar o AMP há que corrigir a bitola. Após esta correção os defeitos no alinhamento tornam-se menos graves podendo até em alguns casos ficar dentro das tolerâncias, daí o facto de se poder escolher o menor valor do alinhamento (Rodrigues, 2012).

Tabela 3.1 - Níveis de qualidade geométrica do DP, para alinhamento e nivelamentos longitudinais, adaptado (Baldeiras, 2013)

Níveis de Qualidade Geométrica – Desvio Padrão (QN's)				
Classe	Velocidade (km/h)	Desvio padrão (mm)		Níveis de Qualidade
		Niv. Longitudinal	Alinhamento	
VI	$V \leq 40$	$\sigma \leq 3,3$	$\sigma \leq 2,1$	QN1
		$3,3 < \sigma < 4,29$	$2,1 < \sigma < 2,73$	QN2
		$\sigma \geq 4,29$	$\sigma \geq 2,73$	QN3
V	$40 < V \leq 80$	$\sigma \leq 3,0$	$\sigma \leq 1,8$	QN1
		$3,0 < \sigma < 3,9$	$1,8 < \sigma < 2,34$	QN2
		$\sigma \geq 3,9$	$\sigma \geq 2,34$	QN3
IV	$80 < V \leq 120$	$\sigma \leq 2,7$	$\sigma \leq 1,5$	QN1
		$2,7 < \sigma < 3,51$	$1,5 < \sigma < 1,95$	QN2
		$\sigma \geq 3,51$	$\sigma \geq 1,95$	QN3
III	$120 < V \leq 160$	$\sigma \leq 2,4$	$\sigma \leq 1,3$	QN1
		$2,4 < \sigma < 3,12$	$1,3 < \sigma < 1,69$	QN2
		$\sigma \geq 3,12$	$\sigma \geq 1,69$	QN3
II	$160 < V \leq 230$	$\sigma \leq 1,9$	$\sigma \leq 1,1$	QN1
		$1,9 < \sigma < 2,47$	$1,1 < \sigma < 1,43$	QN2
		$\sigma \geq 2,47$	$\sigma \geq 1,43$	QN3
I	$V > 230$	$\sigma \leq 1,5$	$\sigma \leq 1,0$	QN1
		$1,5 < \sigma < 1,95$	$1,0 < \sigma < 1,3$	QN2
		$\sigma \geq 1,95$	$\sigma \geq 1,3$	QN3

### 3.4. Limites e tolerâncias para intervenções na via

Para caracterizar a qualidade geométrica da via ferroviária, vários documentos normativos, tais como a EN13848-5 (2008) apresentam, em função da velocidade de circulação do comboio, os requisitos, ou seja, os valores máximos admissíveis, a satisfazer para cada um dos cinco parâmetros referidos anteriormente no ponto 3.1. A REFER, segundo a IT.VIA.018 (2009), estipula valores para os parâmetros geométricos de acordo com as tolerâncias de alerta (Tabela 3.2), de intervenção (Tabela 3.3) e de ação imediata (Tabela 3.4), neste trabalho são apresentadas segundo a classe da via, as tolerâncias dos parâmetros geométricos para linhas de bitola Ibérica e Europeia.

As tolerâncias de alerta, correspondem ao valor do parâmetro geométrico que, quando atingido, origina a que o troço em questão seja incluído na programação de trabalhos de manutenção. A sua definição é da responsabilidade do órgão de manutenção e tem em conta os limites escolhidos e os meios disponíveis.

Tabela 3.2 - Tolerâncias dos parâmetros geométricos para linhas de bitola 1668mm (Ibérica) e 1435mm (Europeia) – Ação de Alerta, adaptado (REFER, IT.VIA.18, 2009)

Classe	I	II	III	IV	V	VI
Velocidade (km/h)	230<V≤300	160<V≤230	120<V≤160	80<V≤120	40<V≤80	V≤40
<b>Parâmetro (mm)</b>						
Bitola	-3/+20	-4/+20	-6/+25	-7/+25	-7/+25	-7/+25
Bitola Média	-1/+16	-3/+16	-3/+16	-5/+22	-6/+25	n.a./ +25
Niv. Longitudinal D1	±10	±12	±15	±16	±18	±18
Niv. Longitudinal D2	±18	±20	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Alinhamento D1	±7	±8	±9	±11	±15	±15
Alinhamento D2	±13	±15	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Empeno - base 3 m	±9	±9	±12	±12	±12	±12

n.a. – não aplicável

As tolerâncias de intervenção, correspondem ao valor do parâmetro geométrico que, quando atingido, origina que o troço a curto prazo seja alvo de ações de manutenção, impedindo que a tolerância de ação imediata seja atingida.

Tabela 3.3 - Tolerâncias dos parâmetros geométricos para linhas de bitola 1668mm (Ibérica) e 1435mm (Europeia) – Ação de Intervenção, adaptado (REFER, IT.VIA.18, 2009)

Classe	I	II	III	IV	V	VI
Velocidade (km/h)	230<V≤300	160<V≤230	120<V≤160	80<V≤120	40<V≤80	V≤40
<b>Parâmetro (mm)</b>						
Bitola	-4/+23	-5/+23	-8/+30	-9/+30	-9/+30	-9/+30
Bitola Média	-2/+18	-4/+18	-4/+18	-6/+25	-7/+28	n.a./+28
Niv. Longitudinal D1	±12	±14	±17	±19	±21	±21
Niv. Longitudinal D2	±20	±23	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Alinhamento D1	±8	±9	±10	±13	±17	±17
Alinhamento D2	±14	±17	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Empeno - base 3 m	±12	±12	±15	±15	±15	±15

n.a. – não aplicável

As tolerâncias de ação imediata, correspondem ao valor do parâmetro geométrico que nunca deveria ser atingido. Obriga a que o defeito em questão seja alvo de correção imediata, ou que o respetivo troço seja sujeito a redução de velocidade ou interdição.

Tabela 3.4 - Tolerâncias dos parâmetros geométricos para linhas de bitola 1668mm (Ibérica) e 1435mm (Europeia) – Ação de imediata, adaptado (REFER, IT.VIA.18, 2009)

Classe	I	II	III	IV	V	VI
Velocidade (km/h)	230<V≤300	160<V≤230	120<V≤160	80<V≤120	40<V≤80	V≤40
Parâmetro (mm)						
Bitola	-5/+28	-7/+28	-10/+35	-11/+35	-11/+35	- 11/+35
Bitola Média	-4/+20	-6/+20	-6/+20	-8/+27	-9/+32	n.a. /+32
Niv. Longitudinal D1	±16	±20	±23	±26	±28	±31
Niv. Longitudinal D2	±28	±33	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Alinhamento D1	±10	±12	±14	±17	±22	±25
Alinhamento D2	±20	±24	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.
Empeno - base 3 m	±15	±15	±21	±21	±21	±21

n.a. – não aplicável

### 3.5. Considerações finais

Neste capítulo foi abordada a temática da inspeção da via-férrea, ou seja, os procedimentos que visam a obtenção de informação acerca do estado em que esta se encontra. É através dos elementos recolhidos nas inspeções que se determinam quais as atividades de manutenção/conservação que são necessárias: substituição de materiais, correção da geometria da via, execução de limpezas, etc.

O controlo de qualidade realizado através das inspeções visa avaliar a conformidade de determinados parâmetros de via, especificados em normas. Os mais importantes parâmetros de via são: a bitola, a escala ou sobrelevação ou nivelamento transversal, o nivelamento longitudinal, o empeno e o alinhamento longitudinal. O posicionamento e os defeitos dos carris são também fatores importantes a vigiar. Embora os parâmetros da via sejam definidos e medidos separadamente contribuem de forma conjunta para as condições de funcionamento da via, podendo o incumprimento de um dar origem a problemas associados a outros.

É através da utilização de equipamentos de avaliação de via que é possível determinar esses parâmetros e compará-los com as normas. Assim, pode verificar-se se existem anomalias, determinar as suas causas e realizar as necessárias reparações.

Apesar de existirem vários meios para realizar a inspeção de via, de modo a não ocorrer dispersão em relação ao tema deste trabalho, neste capítulo apenas é descrito o veículo de inspeção EM 120, cujas medições foram utilizadas para o estudo do troço de via em análise. Este é um veículo pesado, bastante mais sofisticado que os outros existentes e a sua tecnologia permite a inspeção contínua dos parâmetros da via e a sua comparação com os limites de tolerância definidos, assinalando os pontos críticos, o que minimiza trabalhos desnecessários e reduz despesas. Este veículo engloba ainda a medição do desgaste ondulatorio, do perfil transversal do carril, do perfil transversal de via e ainda inspeciona a geometria da catenária.



## Capítulo IV

# Degradação da via ferroviária balastrada

### 4.1. Considerações iniciais

A deterioração ou degradação da via traduz-se na redução da qualidade da via em relação ao seu estado inicial, depois de concluída a sua construção ou manutenção. O fator mais significativo que contribui para a degradação da via são as solicitações dinâmicas. Estas estão diretamente relacionadas com a carga vertical e a geometria da via (Berawi, 2013).

Os principais processos de deterioração são: o desgaste, a fadiga e o assentamento da via.

O mecanismo de aparecimento de falhas na via pode ser descrito da seguinte forma: a circulação dos comboios e a existência de irregularidades na via (ao nível da geometria da via ou na superfície de circulação) conduzem ao aumento de forças dinâmicas (1) que aceleram o desgaste dos carris (2). Através dos elementos de fixação as consequências do aparecimento destas forças passam para as travessas (3), por sua vez para o balastro (4) e por fim, para a subestrutura (5), tal como ilustrado na figura 4.1.

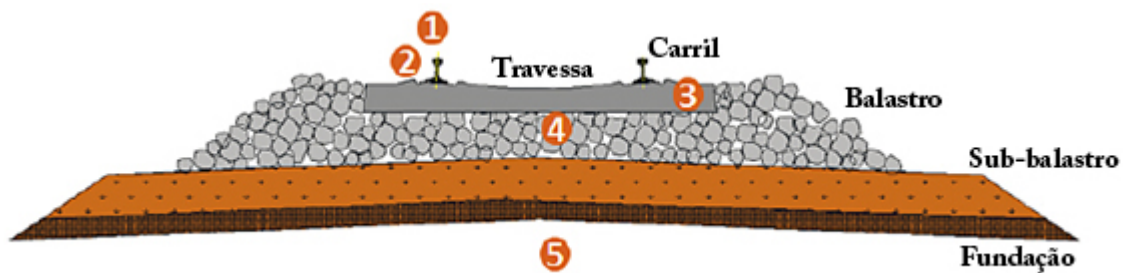


Figura 4.1 - Estrutura da via ferroviária, adaptado (Tzanakakis, 2013)

### 4.2. Influência da circulação dos comboios, interação veículo/via

No desenvolvimento tecnológico do transporte ferroviário, verifica-se a tendência para a circulação de comboios cada vez mais rápidos, pelo que velocidades elevadas aumentam as forças e acelerações no veículo e conseqüentemente na via. Para os comboios atingirem maiores

velocidades estes terão que ser mais leves, de que resultam frequências naturais baixas, afetando negativamente o conforto em viagem dos passageiros. Para ser possível ao comboio circular a velocidades mais elevadas é necessário encontrar forma de controlar estas vibrações, o que pode ser feito através da rigidez estrutural do sistema que compõe o comboio (locomotiva e carruagem) ou otimizando os componentes de amortecimento.

Os comboios são constituídos por dois tipos de veículos, as locomotivas que dão potência e possibilitam o movimento e as carruagens de transporte de passageiros ou de mercadorias (figura 4.2).

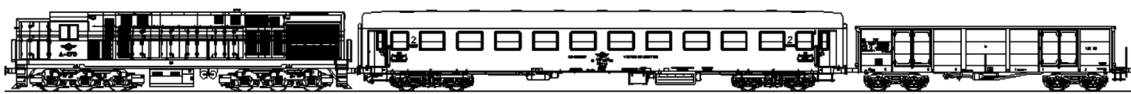


Figura 4.2 - Locomotiva, carruagem de passageiros e de mercadorias respetivamente, adaptado (Tzanakakis, 2013)

Na análise de forças que atuam na via, os veículos podem ser definidos pelo número de eixos de rodas que os bogies possuem. Geralmente as locomotivas têm bogies de dois ou três eixos, as carruagens podem ter de três, dois ou apenas um eixo (figura 4.3).

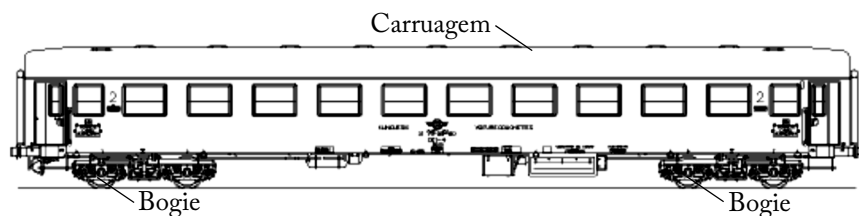


Figura 4.3 - Carruagem de passageiros, bogies com dois eixos, adaptado (Tzanakakis, 2013)

O bogie é o componente do comboio em contacto com os carris e pode ter ou não sistema de suspensão primária (figura 4.4). A suspensão primária consiste em componentes de molas e amortecedores entre o bogie e o conjunto de rodas, permite um deslocamento mais estável do veículo, diminui as forças aplicadas à via, promove baixo desgaste e bom comportamento em curvas. A suspensão secundária encontra-se entre a carruagem e o bogie, tem como função impedir que as vibrações transmitidas pelas irregularidades das rodas e da via afete os passageiros (Iwnicki, 2006).

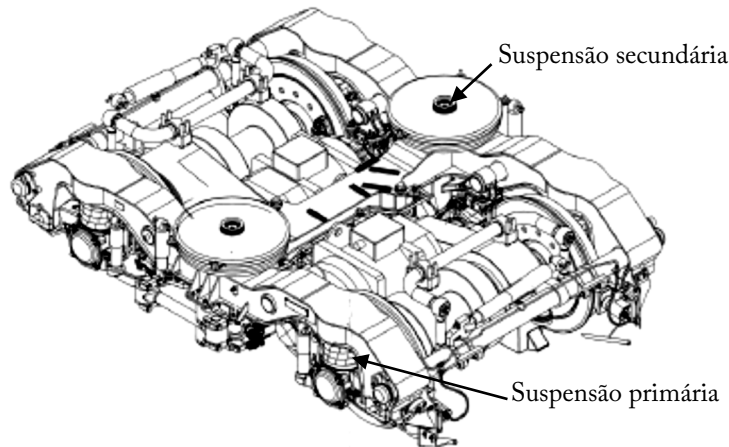


Figura 4.4 - Bogie de um comboio moderno, adaptado (Tzanakakis, 2013)

O veículo e a via podem ser analisados como um sistema oscilatório. Quando um comboio se encontra em movimento as massas e molas, do comboio e da via, contribuem para o comportamento dinâmico de todo o sistema.

A teoria de contacto de Hertz, diz que a deformação elástica na área de contacto entre a roda e o carril, pode ser vista como a deformação de uma mola com características não lineares (figura 4.5). A rigidez da mola de contacto aumenta quanto maior a força de contacto do sistema roda-carril, influenciando o comportamento em altas frequências (Shabana, 2008).

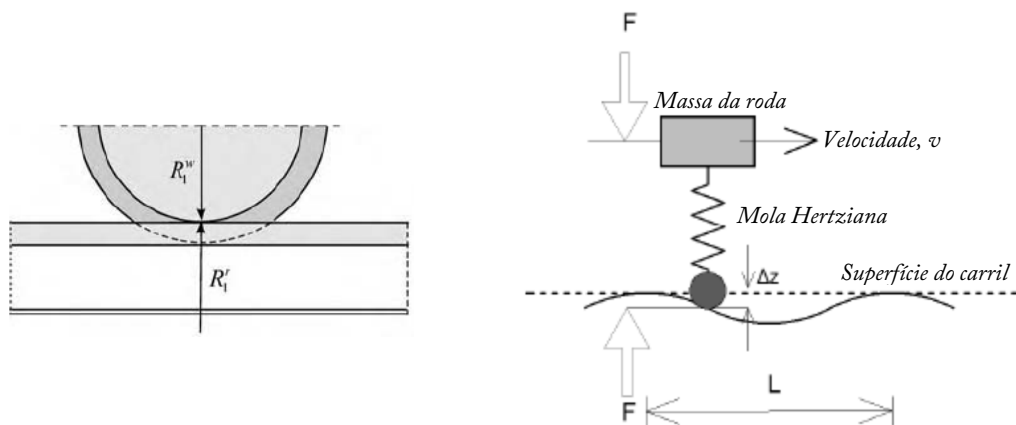


Figura 4.5 - Teoria de contacto de Hertz, no contacto roda-carril, adaptado (Shabana, 2008)

As rodas a circularem a determinada velocidade  $v$  (m/s) sobre uma irregularidade sinusoidal, do carril, com um comprimento de onda  $\lambda$  (m) irão sofrer uma frequência de excitação  $f$  (em Hertz, Hz):

$$f = \frac{v}{\lambda} \quad (4.1)$$

, então pode-se concluir que comprimentos de onda maiores, devido a irregularidades na via, conduzem a frequências de excitação menores e vice-versa (figura 4.6 e figura 4.7). Isto é importante, pois estas excitações induzem vibrações: no comboio afetando os passageiros, na estrutura da via deteriorando a sua qualidade, e no ambiente provocando ruídos excessivos.

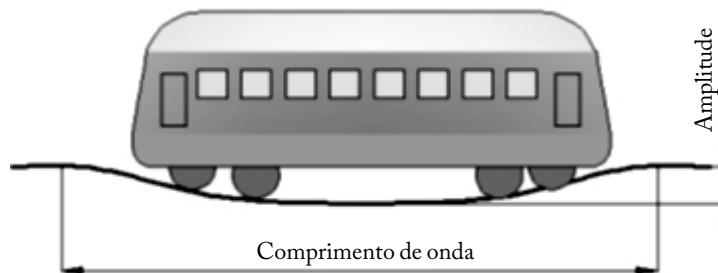


Figura 4.6 - Irregularidade na via com grande comprimento de onda, menor frequência de excitação, adaptado (Tzanakakis, 2013)

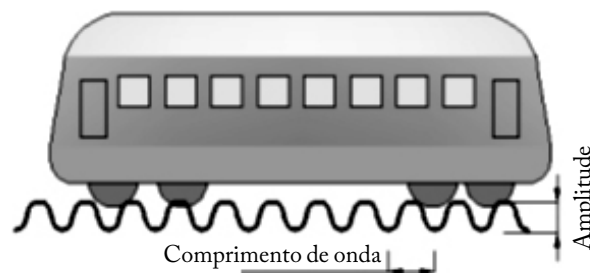


Figura 4.7 - Irregularidade na via com pequeno comprimento de onda, maior frequência de excitação, adaptado (Tzanakakis, 2013)

### 4.3. Parâmetros que levam à degradação da via

Na maioria dos casos, a circulação dos comboios é a principal razão da deterioração das vias ferroviárias, mas também pode ocorrer sem que exista a passagem de tráfego algum, como por exemplo assentamento do solo devido ao peso dos aterros executados. A via ferroviária é dimensionada para distribuir as cargas dos comboios até ao solo de fundação. A transmissão das cargas pela superestrutura e subestrutura, as diferentes rigidezes dos seus componentes e mesmo a rigidez global da via, determinam como essa transmissão de cargas é feita. Também as forças estáticas, dinâmicas e a variação de temperatura, são importantes na degradação destas infraestruturas. Na tabela 4.1 estão identificados aspetos relacionados com os comboios e com a via que geram forças de diferentes naturezas.

Tabela 4.1 - Forças geradas na via devido a parâmetros da própria via e dos veículos (adaptado de Tzanakakis)

	Características	Influência na via
Veículos	Velocidade	
	Carga vertical	Forças estáticas
	Massa não suspensa	Forças quase-estáticas
	Suspensão	Forças dinâmicas
	Perfil das rodas	
	Espaçamento entre eixos	
Via	Geometria do desenvolvimento da via (curvas, etc.)	Forças estáticas Forças quase-estáticas
	Qualidade da geometria da via	Forças dinâmicas
	Corrugação dos carris	Forças de alta frequência
	Imperfeições dos carris (juntas, soldaduras mal executadas)	Forças de impacto

#### 4.3.1. Ações dinâmicas devido a defeitos geométricos da via

Quando uma roda de um comboio encontra um defeito geométrico isolado na via, a sua trajetória é alterada, esta alteração da direção do movimento produz uma variação no momento da roda num período de tempo muito curto e um conseqüente impulso (figura 4.8).

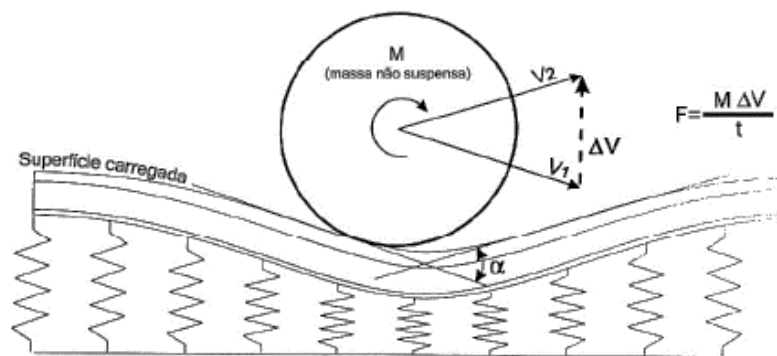


Figura 4.8 - Roda de comboio sobre imperfeição geométrica da via, adaptado (Fortunato, 2005)

A quantidade de energia absorvida pela via depende sobretudo do intervalo de tempo durante o qual a mudança de direção ocorre. Se o impulso ocorre abruptamente, gerando uma carga dinâmica de elevada frequência, a mudança da direção da roda provoca uma ação rápida sobre o carril, o qual resiste ao movimento através da sua inércia e da rigidez global do sistema a que está associado. Quanto maior for a inércia, mais energia é absorvida no carril e na roda e maior é a

carga dinâmica. Na carruagem do comboio, parte importante desta carga dinâmica é absorvida pelo sistema amortecedor das bogies.

#### 4.3.2. Forças verticais

Estas forças, produzidas essencialmente pela ação das rodas dos veículos, são descendentes na zona carregada do carril e ascendentes em zonas adjacentes a estas, devido à flexão longitudinal do carril como se pode ver na figura 4.9.

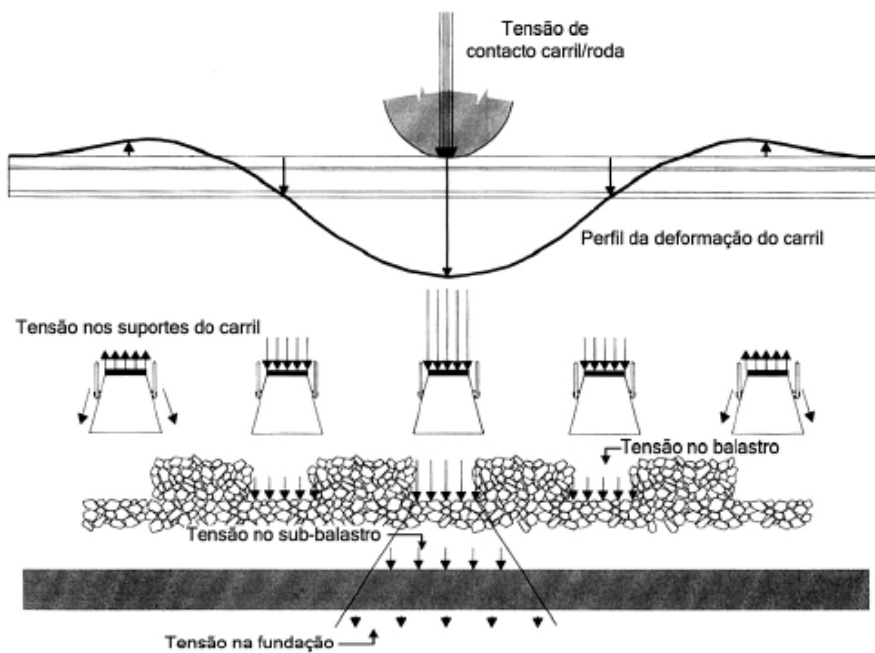


Figura 4.9 - Tensões devido às forças verticais aplicadas pelos veículos na via, adaptado (Fortunato, 2005)

A força vertical transmitida pela roda é, em geral, considerada como tendo uma componente estática devido ao peso do veículo e uma componente dinâmica devido às frequências de vibração geradas por defeitos de comprimento de onda. Estas frequências podem gerar solicitações importantes na via, aumentando quanto maior a velocidade do comboio, conduzindo a valores muito elevados de tensões verticais e de assentamentos.

### 4.3.3. Forças laterais

As forças laterais são paralelas ao eixo longitudinal das travessas e além de afetarem o conforto dos passageiros, são cruciais para a segurança do comboio pois se excederem os valores admissíveis podem dar origem a descarrilamento.

Ao nível da via e no plano definido pelos carris, as forças laterais originadas pelos veículos quando circulam têm origens distintas:

- Componente lateral da força de atrito, que se desenvolve entre a roda e o carril normal à direção do movimento;
- Reação do carril à encurvadura devido a variações de temperatura, que se verifica em carris de barra longa soldada;
- Força quase-estática, devido à insuficiente sobre-elevação ou, mais exatamente, à aceleração centrífuga não compensada;
- Forças aleatórias devido às irregularidades geométricas da via, que se traduzem em defeitos do traçado em relação ao traçado teórico;
- Forças aleatórias com origem em fenómenos particulares de dinâmica ferroviária, como a oscilação dos bogies (força de lacete).

### 4.3.4. Forças longitudinais

As forças longitudinais são paralelas aos carris e podem ter origem em:

- Aceleração e travagem do material circulante;
- Expansão e contração térmica dos carris;
- Flexão dos carris à passagem dos comboios.

À passagem da roda do comboio ocorrem depressões e levantamentos que geram uma onda no carril, a qual está na origem das forças longitudinais e verticais (ascendentes e descendentes). É de notar que com as travessas descarregadas ou parcialmente descarregadas, reduzem-se as forças de atrito entre estas e o balastro que tendem a opor-se aos movimentos longitudinais e laterais.

## 4.4. Degradação dos elementos da via

### 4.4.1. Deterioração dos carris

Ocorrem defeitos devido à interação entre as rodas dos comboios e a cabeça do carril, aumentando as forças dinâmicas de alta frequência. Os principais defeitos nos carris são:

- Desgaste na cabeça do carril, devido à fricção entre este e o rebordo das rodas dos comboios (verdugo), principalmente na circulação em curvas (figura 4.10);



Figura 4.10 - Desgaste da cabeça do carril, adaptado (Rodrigues, 2012)

- Deformação, devido principalmente a cargas verticais elevadas;
- Desgaste ondulatório, traduz-se num desgaste periódico ao longo do carril, que se não for reparado pode conduzir a níveis elevados de vibrações, ruídos e início de fendilhação (figura 4.11);



Figura 4.11 - Desgaste ondulatório do carril, adaptado (Rodrigues, 2012)

- Fendilhação do carril (figura 4.12);



Figura 4.12 - Fenda transversal em carril, adaptado (Rodrigues, 2012)

- Fluência do carril.

#### 4.4.2. Deterioração das travessas e elementos de fixação

A degradação das travessas e dos dispositivos de fixação dependem do tráfego e de fatores operacionais da via, tais como, cargas axiais, velocidades e práticas de manutenção. Podem ocorrer a fendilhação das travessas e perda de ligação das fixações devido a más condições de apoio das travessas, que conduzem a movimentações excessivas.

#### 4.4.3. Degradação do balastro

O assentamento vertical permanente das camadas granulares é o que mais contribui para a degradação do nivelamento longitudinal das vias balastradas, sendo responsável pelos maiores custos de conservação. A degradação deste parâmetro ao longo do tempo é geralmente mais rápida do que a do alinhamento, do nivelamento transversal ou a do empeno. Desta forma são os defeitos de nivelamento longitudinal que condicionam e definem a periodicidade do ataque do balastro (Fortunato, 2005) (Vale, 2010).

Existem vários mecanismos que conduzem à contaminação do material que constitui a camada de balastro, estes serão descritos de seguida.

##### 4.4.3.1. Contaminação do balastro por ações de manutenção da via

As próprias ações de manutenção, tal como operações de ataque mecânico pesado, podem contaminar o balastro devido a detritos resultantes da abrasão das partículas.

#### 4.4.3.2. Contaminação do balastro por alteração granulométrica das partículas

Uma camada de balastro acabada de construir, assemelha-se a um esqueleto de material granular. Devido às cargas dos comboios em movimento, o rolamento das rodas nos carris fazem com que estes, por efeito de flexão, se elevem um pouco juntamente com as travessas a que estão fixados, quando a roda passa por cima dos carris, as travessas subjacentes baixam embatendo no balastro transmitindo-lhe o impacto. Isto conduz a uma desintegração das arestas do balastro, alterando a sua granulometria e resultando em elementos mais pequenos que passam a preencher os vazios, que inicialmente melhoram a resistência ao corte. Com o passar do tempo e milhares de ciclos de carga e descarga, esses elementos dão origem a partículas finas que vão diminuir o ângulo de atrito do material, a resistência ao corte e também a capacidade de carga (Fortunato, 2005).

#### 4.4.3.3. Infiltração de materiais a partir da superfície

Os materiais infiltrados a partir da superfície podem ter origens diversas, podem ser depositados na via na altura da colocação do balastro, podem ter origem em materiais caídos dos veículos de transporte de mercadorias, ou podem ser materiais arrastados pelo vento e pela água (figura 4.13).

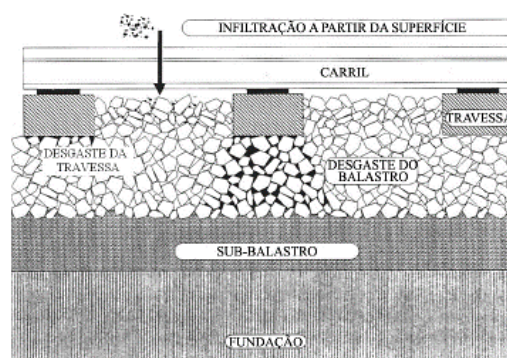


Figura 4.13 - Degradação do balastro por infiltração de materiais a partir da superfície, adaptado (Fortunato, 2005)

#### 4.4.3.4. Desgaste do material da travessa

Ocorre por erosão hidráulica, gerada pelas lamas provenientes do desgaste do material do balastro ou provenientes das camadas inferiores, em situação de uma ineficaz drenagem hidráulica da via. Estas lamas provocam erosão do betão das travessas, quer do balastro envolvente das mesmas, provocando assim vazios debaixo destas o que pode produzir danos localizados.

#### 4.4.3.5. Infiltração de materiais a partir das camadas granulares subjacentes

A migração de finos a partir das camadas granulares colocadas sob o balastro ocorre quando a granulometria destas camadas é inadequada e quando as camadas não estão bem compactadas. Normalmente estas camadas são constituídas por balastro contaminado que não foi removido

durante os trabalhos de reabilitação ou renovação, ou ainda por materiais que foram colocados com o objetivo de funcionarem como sub-balastro (figura 4.14).

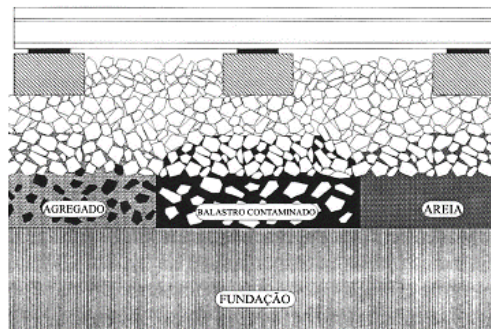


Figura 4.14 - Degradação do balastro por infiltração de materiais a partir de camadas subjacentes, adaptado (Fortunato, 2005)

#### 4.4.3.6. Infiltração de materiais a partir da fundação

O mecanismo de contaminação a partir da fundação traduz-se também pela migração de partículas finas num movimento ascendente, as quais vão contaminar os materiais de balastro devido a más condições de drenagem da via (figura 4.15 e figura 4.16).

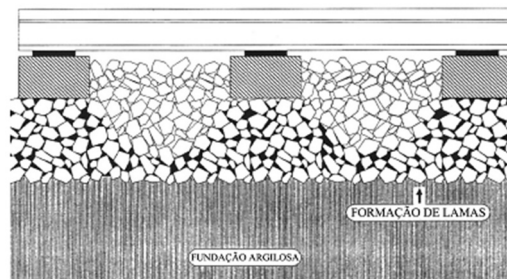


Figura 4.15 - Degradação do balastro por infiltração de materiais a partir da fundação, adaptado (Fortunato, 2005)



Figura 4.16 - Contaminação do balastro por ascensão de partículas finas das camadas inferiores, adaptado (Braja, 2011)

#### 4.4.4. Degradação da fundação

A degradação da qualidade da via-férrea é causada pela evolução de assentamentos permanentes. Estes assentamentos decorrem da acumulação de deformações plásticas das camadas de apoio da via. Relativamente à fundação é possível desenvolverem-se três mecanismos principais de degradação: rotura progressiva por corte, deformação plástica excessiva e desgaste da plataforma por bombagem de finos.

A rotura progressiva por corte dos solos da fundação traduz-se pelo escoamento plástico do solo causado por uma excessiva tensão na plataforma devido às cargas repetidas. Este tipo de rotura ocorre em fundações constituídas com solos finos e elevado teor em argila. Na figura 4.17 está ilustrado este fenómeno, em que é possível verificar o levantamento do balastro na zona entre travessas ou do prisma lateral, criando uma depressão no solo o que vai afetar significativamente o nivelamento da via.

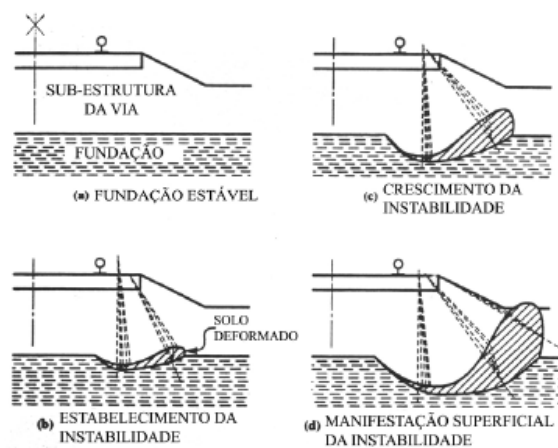


Figura 4.17 – Desenvolvimento de rotura progressiva por corte, adaptado (Fortunato, 2005)

A deformação plástica excessiva deve-se à deformação vertical causada pela compactação e consolidação dos solos da fundação, sob ação de cargas repetidas, originando a formação de bolsadas de balastro (figura 4.18). Este tipo de deformação plástica excessiva é mais rápido numa fundação recente e particularmente em solos coesivos em que possa haver água. Neste caso, ocorre uma depressão na plataforma, acumula-se água provocando um aumento do amolecimento nessa zona. Com as cargas repetidas, a argila é impulsionada e consequentemente os assentamentos que ocorrem à superfície, ao nível do carril, podem causar tensões dinâmicas adicionais que se transmitem à plataforma acelerando assim o desenvolvimento da deformação plástica. De forma a manter o nivelamento e a qualidade geométrica da via, em geral, é adicionado balastro para melhorar esta situação (Fortunato, 2005) (Braja, 2011).

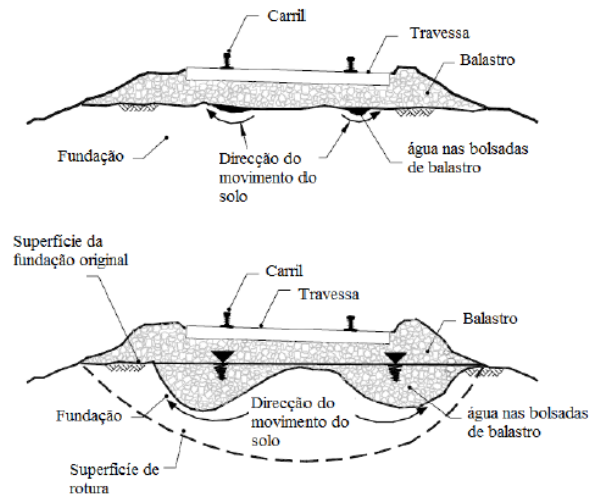


Figura 4.18 - Formação de bolsadas de balastro, adaptado (Fernandes, 2011)

Por fim, o desgaste da plataforma por bombagem de finos é o resultado da combinação da ação das cargas repetidas do tráfego, da existência de água e da suscetibilidade dos solos ou rochas brandas à ação de desgaste. Este tipo de problema ocorre quando o balastro assenta diretamente sobre solos finos ou rochas brandas. As partículas de balastro provocam o desgaste da plataforma, dando origem a partículas finas. A água além de auxiliar o desgaste da superfície da fundação, mistura-se com as partículas de argila, formando lamas que se deslocam através dos vazios até à camada superior de balastro, provocando a sua contaminação (figura 4.19). Este mecanismo, além de provocar a contaminação do balastro, como se referiu anteriormente, origina a perda de solo da fundação e, conseqüentemente, causa assentamentos permanentes. Pode ser prevenido através da colocação de uma camada de sub-balastro bem dimensionada e compactada.



Figura 4.19 - Desgaste da fundação por balastro muito contaminado, adaptado (Fortunato, 2005)

#### 4.4.5. Considerações finais

Neste capítulo foram abordados os principais aspectos relativamente ao comportamento e deterioração da via ferroviária balastrada.

Da interação veículo-via surgem forças estáticas e dinâmicas que afetam de forma significativa o nível de qualidade geométrica da via, também as variações das condições climáticas têm a sua influência. No sistema da via ferroviária, o desgaste de cada um dos seus componentes (carris, travessas e sistemas de fixação, camadas de balastro, fundação) contribui para uma deterioração global.

A evolução dos conhecimentos no domínio da Geotecnia tem vindo a permitir o estudo mais detalhado relacionado com o comportamento dos materiais que constituem as camadas de apoio da via e a fundação e, conseqüentemente, com o desempenho da estrutura e subestrutura da via.

## Capítulo V

# Modelação Numérica

### 5.1. Considerações iniciais

Com o aumento da capacidade de processamento dos computadores e velocidade de cálculo, os métodos numéricos têm evoluído bastante ao longo do tempo e têm sido determinantes na resolução de equações complexas, que governam este tipo de problemas. Permitem obter uma solução aproximada, de aplicabilidade prática a problemas de casos reais, que possam ser representados por um modelo matemático. Existem vários métodos disponíveis para a discretização de vias ferroviárias, são eles o Método dos Elementos Finitos (FEM), o Método dos Elementos Fronteira (BEM), o Método dos Elementos Infinitos (IEM), o Método das Diferenças Finitas (FDM) e até uma interligação entre eles. Mais recentemente é cada vez mais utilizado, principalmente para a modelação do comportamento do balastro, o Método dos Elementos Discretos (DEM).

O principal programa numérico utilizado neste trabalho designa-se por D-Track, especialmente desenvolvido para estudo do comportamento a longo prazo de vias ferroviárias balastradas.

### 5.2. Modelos de comportamento dinâmico da via

Os modelos de comportamento dinâmico da via podem ser classificados em duas categorias, aqueles que representam a via como uma viga (carril) sobre um apoio contínuo e aqueles que representam a via como uma viga suportada por apoios discretos.

#### 5.2.1. Modelos de apoio contínuo

Estes modelos podem ser modelados pela teoria de viga de Euler – Bernoulli ou de Rayleigh – Timoshenko. O modelo usualmente mais utilizado é o da teoria de viga de Euler – Bernoulli desenvolvido por Winkler (1867), para aplicabilidade a modelos de sistemas ferroviários, em que o carril é considerado uma viga de comprimento infinito assente numa fundação uniforme elástica,

ilustrado nas figuras 5.1 e 5.2. O carril é modelado por uma viga com rigidez de flexão,  $EI$ , e a fundação elástica representa todos os componentes da via modelada por molas de rigidez linear.

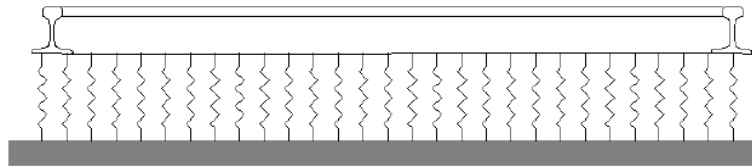


Figura 5.1 - Viga em meio elástico, sem carregamento, adaptado (Tzanakakis, 2013)

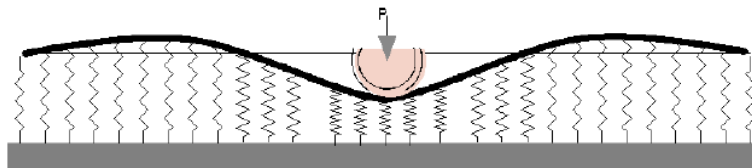


Figura 5.2 - Viga em meio elástico, com carregamento, adaptado (Tzanakakis, 2013)

Este é o modelo de via mais simples e ainda é utilizado para cálculos expeditos de deformações, para dimensionamento e análise de vias ferroviárias, desprezando efeitos dinâmicos, a deformação vertical,  $y$ , da via para um carregamento estático  $P$ , em função da distância, pode ser calculado por:

$$y(x) = -\frac{P\beta}{2u} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \quad (5.1)$$

e o momento flector:

$$M = -\frac{P}{4\beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \quad (5.2)$$

com

$$\beta = \left( \frac{u}{4EI_z} \right)^{\frac{1}{4}}$$

, em que  $P$  é a carga,  $x$  é a distância ao longo da viga,  $EI$  é o valor de módulo de flexão do carril e  $u$  é a estimativa do módulo da via, que representa a rigidez global da fundação do carril (que é constituída por travessas, balastro, sub-balastro e plataforma de fundação) definida como sendo a força no apoio por unidade de comprimento de carril por unidade de deflexão.

A solução estacionária, para cargas em movimento é obviamente um pouco mais complexa, foi inicialmente desenvolvida por Timoshenko (1915) e pode ser consultada em Frýba (1999).

### 5.2.2. Modelos de apoio discreto

Estes modelos tornam-se mais complexos que os anteriores pois já têm em conta o espaçamento discreto das travessas e consideram múltiplos níveis de sistemas de molas e amortecedores que representam as palmilhas dos carris, as travessas, o balastro, o sub-balastro e a fundação.

Os carris são modelados como vigas, as palmilhas são modeladas por sistemas de molas e amortecedores, as travessas por massas rígidas e o balastro, sub-balastro e fundação também são modelados por sistemas de molas e amortecedores (figura 5.3 e figura 5.4).

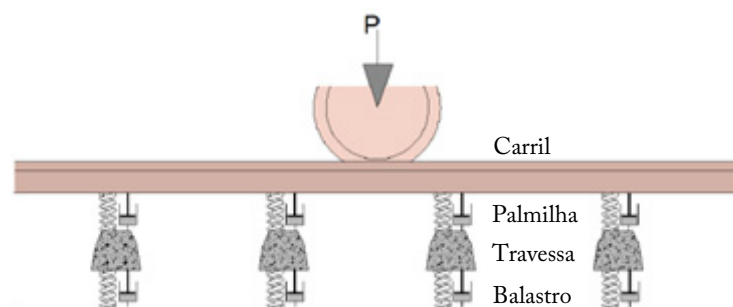


Figura 5.3 - Modelo de apoio discreto, adaptado (Tzanakakis, 2013)

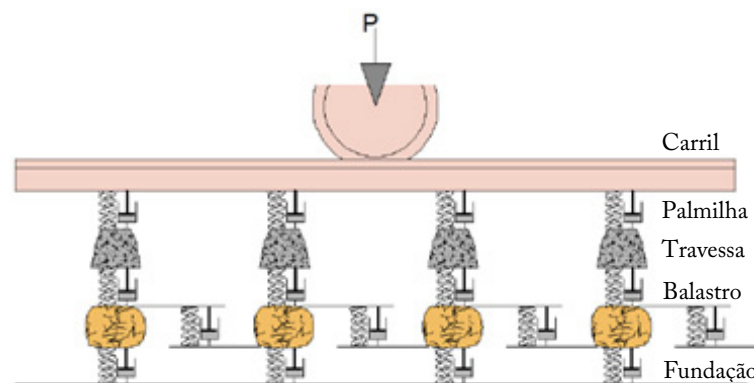


Figura 5.4 - Modelo de apoio discreto incluindo fundação, adaptado (Tzanakakis, 2013)

### 5.3. Fundamentação teórica do programa D-Track

O D-Track é um modelo numérico, programado em *Matlab versão 7.6 (R2008a)*, que simula a resposta dinâmica e de longo prazo da interação comboio-via e a densificação do balastro em função do número de ciclos de cargas e amplitude dos mesmos. Este programa foi desenvolvido pelo Professor José Ferreira da Faculdade de Ciências e Tecnologia - UNL, como parte do trabalho da sua Tese de Doutoramento, tendo validado o modelo em vários artigos referidos na bibliografia (Varandas et al. 2011) (Varandas et al. 2013) (Varandas, 2013b).

### 5.3.1. Modelação da resposta dinâmica entre via-veículo

No programa D-Track, o comportamento não linear do sistema superestrutura/subestrutura da via, é tido em conta para avaliar a resposta dinâmica a cargas móveis. Se acontece o aparecimento de travessas suspensas, se a rigidez de suporte da via se altera, ou se o nivelamento não é horizontal, tudo isto implica uma resposta diferente para cada travessa face às cargas aplicadas durante a passagem do comboio, o que afeta o comportamento da via a longo prazo.

O modelo numérico utilizado nesta análise é não-linear e tem em conta o posicionamento da via de acordo com o seu peso próprio, a velocidade de circulação e as propriedades dinâmicas do comboio. Os cálculos são divididos em duas fases: numa primeira fase é determinado o estado inicial da via, a segunda fase corresponde à passagem do comboio sobre a via.

Os principais aspetos a ter em conta, relacionados com o modelo são os seguintes:

- É considerada simetria ao longo do eixo longitudinal da via. Os movimentos laterais do comboio e as diferenças entre os dois carris não são tidos em conta;
- A não linearidade da rigidez do suporte da travessa (balastro e fundação), aumenta quanto maior for o deslocamento da travessa em contacto com o balastro;
- Inicialmente, algumas travessas podem estar suspensas;
- O contacto entre a base da travessa e o balastro pode ser perdido e (ou) restabelecido durante o carregamento dinâmico;
- O balastro nas faces laterais das travessas gera fricção de amortecimento, e a vibração da travessa em contacto com o balastro, sob a mesma, gera amortecimento radial. Estes assumem-se proporcionais à velocidade vertical da travessa;
- A influência do movimento das travessas suspensas (que pode diminuir a superfície de contacto) no amortecimento por fricção não é tida em conta;
- A rigidez da palmilha, entre o carril e a travessa, é suficientemente elevada, pelo que pode não ser tida em conta.

O modelo da via é unidimensional (1-D). Assume-se que a continuidade do carril segue as condições da teoria da viga de Euler-Bernoulli, para análises de baixa frequência de vibração vertical da via. Este é modelado com recurso a elementos finitos (FEM), o que torna possível concentrar a massa da travessa e o seu apoio num nó. As travessas são representadas pela sua massa e o seu apoio representado por um sistema discreto de molas e amortecedores, que simulam o comportamento do balastro e da fundação.

Por sua vez, os comboios são modelados como um conjunto de corpos rígidos conectados por molas e amortecedores formando um sistema com dez graus de liberdade, como é possível verificar na figura 5.5. Tanto a massa da carruagem, dos bogies e rodas, tal como a rotação longitudinal da carruagem e dos bogies são tidas em conta. Os sistemas, via e carril, estão ligados por forças de interação entre as rodas e o carril.

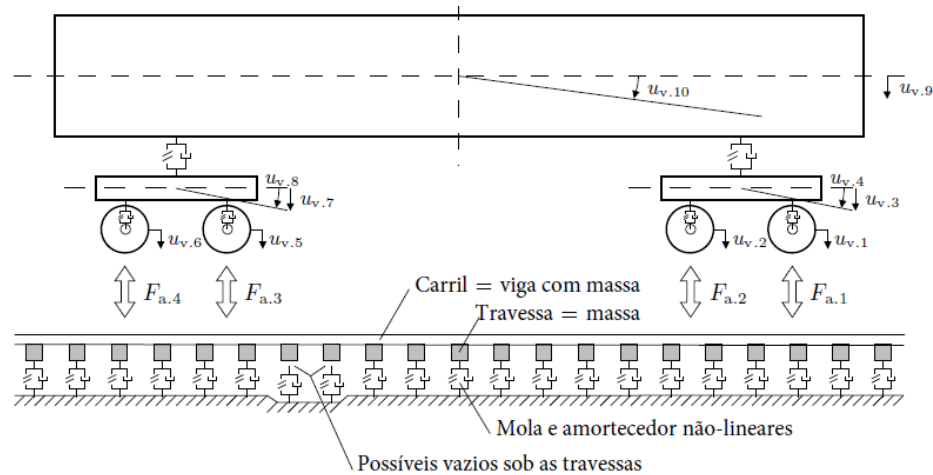


Figura 5.5 - Comboio-via, modelo de interação –  $u_{v,i}$  são os graus de liberdade do veículo e  $F_{a,j}$  são as forças de interação roda/carril, adaptado (Varandas, 2013b)

### 5.3.2. Estado inicial da via

A configuração geométrica da via antes da passagem de um comboio, é definida como o estado inicial da via. No modelo, o seu cálculo requer o conhecimento das forças que representam os pesos próprios dos elementos da superestrutura, tendo em consideração o nivelamento da via (obtido por exemplo, em medições de campo) e a rigidez do suporte da via, ou seja, são calculadas as forças na via usando informação do nivelamento, mas podem ser introduzidos erros significativos na solução, pois o nivelamento resultante de medições está sujeito a erros de precisão, assim é feito um processo iterativo de cálculo, que será descrito seguidamente.

Considera-se que o deslocamento vertical em cada travessa é designado de  $u_{t,i}$  e definido como positivo para baixo. Cada travessa tem um sistema mola/amortecedor na sua base (figura 5.5), a reação na mola contra a travessa tem valor nulo numa situação sem contacto e aumenta não linearmente com o aumento do deslocamento para baixo, numa situação de existência de contacto. Na figura 5.6, está representado o comportamento da mola, num sistema de um grau de liberdade. Na figura da esquerda, o sistema não está sujeito a nenhuma carga, no lado direito o sistema está na sua posição final, depois de sujeito a carregamento. O valor da força é  $F_{eq}$  e a correspondente

posição de equilíbrio é  $u_{eq}$ . O deslocamento a partir do qual, a travessa tem contacto com o balastro é designado por  $u_c$ . As propriedades de força-deslocamento das molas são assumidas como conhecidas, exceto as posições de contacto. O nivelamento da via é conhecido através de medidas efetuadas in-situ.

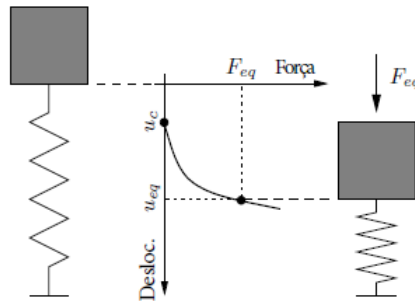


Figura 5.6 – Esquema do comportamento força–deslocamento de molas com um grau de liberdade, adaptado (Varandas, Holscher, & Silva, 2011)

No início o sistema carril/travessa está na posição horizontal,  $u_{t,i} = 0$ , e a posição de contacto para cada mola é definida por:

$$u_{c1,i} = u_{level,i} \quad (5.3)$$

, em que  $u_{c1,i}$  é a posição de contacto para a travessa  $i$  e  $u_{level,i}$  é a posição da travessa  $i$  conhecida do nivelamento. Na figura 5.7, é ilustrada esta fase inicial do cálculo.

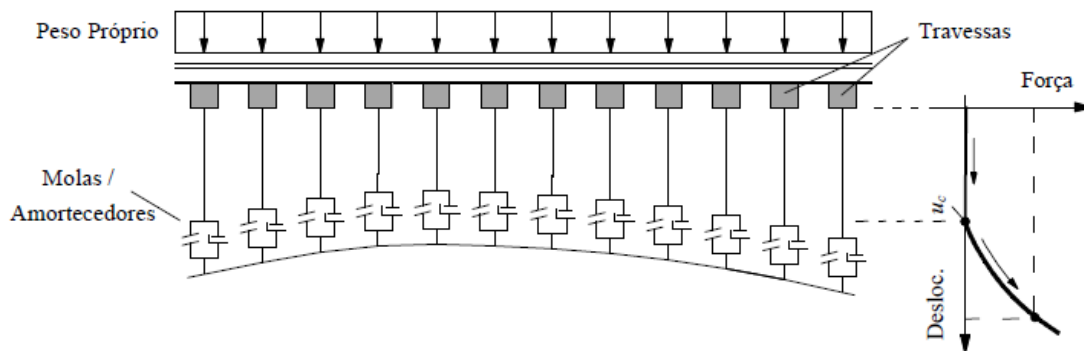


Figura 5.7 – Cálculo da iteração do sistema carril/travessas, adaptado (Varandas, Holscher, & Silva, 2011)

A posição de equilíbrio do sistema carril/travessa, sob ação de cargas gravíticas resultantes do peso próprio da estrutura da via, é então encontrada,  $u_{eq1,i}$ . Como estas cargas têm direção para baixo, é de esperar que a posição de equilíbrio seja um pouco inferior ao nivelamento da via,  $u_{level,i}$ .

Depois, a posição de contacto para cada mola é reposicionada de acordo com:

$$u_{c2,i} = \begin{cases} u_{c1,i} - (u_{eq1,i} - u_{c1,i}), & \text{se } u_{eq1,i} > u_{level,i} \\ u_{c1,i} & , \text{ se } u_{eq1,i} \leq u_{level,i} \end{cases} \quad (5.4)$$

, em que  $u_{c2,i}$  é a nova posição de contacto para a travessa  $i$ . Assim, de acordo com a equação 5.4, se a posição de equilíbrio encontrada em  $u_{eq1,i}$  é inferior ao nivelamento da via, então a posição de contacto dessas travessas será elevada o valor correspondente a essa diferença com o nivelamento. A nova posição de equilíbrio é muito próxima à do nivelamento, pelo que erros de precisão poderão ocorrer devido a diferenças entre o peso real da via e o considerado no modelo, à rigidez de flexão do carril e ao espaçamento entre travessas.

O nivelamento da via é um parâmetro de entrada (por meio de um ficheiro de texto “.txt”) este pode ser resultante de medições efetuadas in-situ ou criadas para efeitos de estudo académico. Como se pode constatar na figura 5.8, o nivelamento é inserido no programa com a localização das travessas (linha azul), iniciado o cálculo o D-Track coloca o carril sobre o nivelamento até atingir um ponto de equilíbrio o mais próximo possível da configuração inserida (linha verde), tendo em conta aspetos como o módulo de deformação do carril, o peso da estrutura da via, a rigidez das molas e espaçamento entre as travessas.

Em caso de diferenças, entre o nível do carril estipulado pelo programa, e o nível inserido pelo utilizador, o primeiro é o que será considerado como o nível da via e utilizado no cálculo.

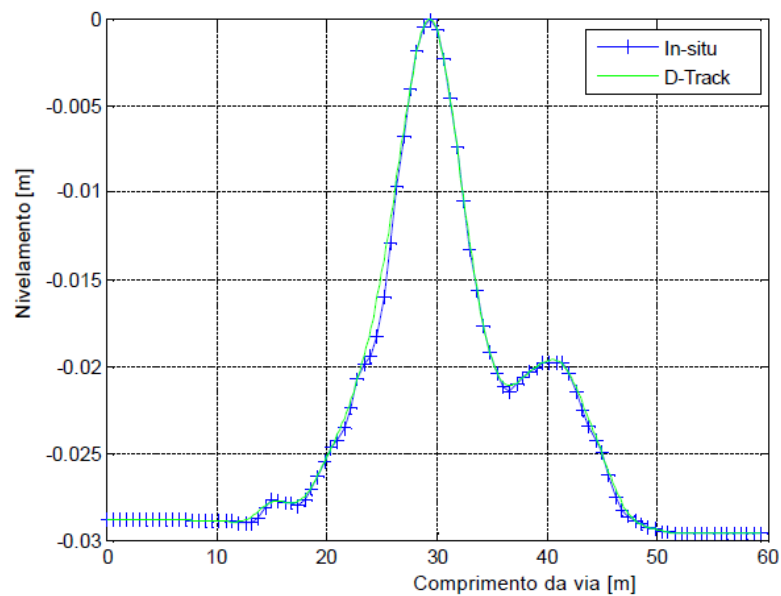


Figura 5.8 - Nivelamento medido na via (in-situ) e a adaptação da via ao nivelamento pelo D-Track, adaptado (Meijers, 2010)

### 5.3.3. Equações do movimento

As equações do movimento para o veículo ( $v$ ) e via ( $t$ ), seguem a 2ª Lei de Newton e o Princípio D'Alembert e são respetivamente:

$$\begin{cases} \mathbf{f}_{v,e} + \mathbf{f}_{v,d} + \mathbf{f}_{v,i} = \mathbf{f}_{v,g} + \mathbf{f}_a \\ \mathbf{f}_{t,e} + \mathbf{f}_{t,e} + \mathbf{f}_{t,e} = \mathbf{f}_{t,e} - \mathbf{f}_a \end{cases} \quad (5.5)$$

, em que as forças relacionadas com a deformação ( $\mathbf{f}_e$ ), com o amortecimento ( $\mathbf{f}_d$ ), e com a inércia ( $\mathbf{f}_i$ ) estão em equilíbrio com as forças gravíticas ( $\mathbf{f}_g$ ) e com as forças de interação entre o veículo e a via ( $\mathbf{f}_a$ ).

O comportamento do sistema do veículo é assumido como linear e pode ser descrito na forma matricial:

$$\mathbf{K}_v \mathbf{u}_v + \mathbf{C}_v \mathbf{v}_v + \mathbf{M}_v \mathbf{a}_v = \mathbf{f}_{v,g} + \mathbf{f}_a \quad (5.6)$$

, em que  $\mathbf{K}_v$ ,  $\mathbf{C}_v$ , e  $\mathbf{M}_v$  são as matrizes de rigidez, amortecimento e de massa do veículo e  $\mathbf{u}_v$ ,  $\mathbf{v}_v$ ,  $\mathbf{a}_v$ , são respetivamente os vetores generalizados dos deslocamentos, das velocidades e acelerações.

A via apresenta também um comportamento linear, mas as molas e os amortecedores que suportam cada travessa, introduzem a correspondente não linearidade, pelo que a equação do movimento pode ser escrita da forma:

$$\mathbf{K}_t \mathbf{u}_t + \mathbf{C}_t \mathbf{v}_t + \mathbf{M}_t \mathbf{a}_t = -\mathbf{f}_{t,sp} - \mathbf{f}_{t,rd} + \mathbf{f}_{t,g} - \mathbf{f}_a \quad (5.7)$$

, em que  $\mathbf{K}_t$ ,  $\mathbf{C}_t$ , e  $\mathbf{M}_t$  são as matrizes de rigidez, amortecimento e de massa do sistema carril/travessas,  $\mathbf{f}_{t,sp}$  e  $\mathbf{f}_{t,rd}$  são os vetores força de rigidez e de amortecimento da fundação. A matriz de massa contém as massas do carril e das travessas. A matriz de amortecimento representa, o amortecimento da via (carril e travessa) e a fricção lateral entre as travessas e o balastro de confinamento. Corresponde ao amortecimento de Rayleigh:

$$\mathbf{C}_t = a_0 \mathbf{M}_t + a_1 (\mathbf{K}_t + \mathbf{K}_{sp}) \quad (5.8)$$

, em que  $\mathbf{K}_{sp}$ , é a rigidez do apoio sob a travessa, tendo em conta apenas a sua componente linear. Os parâmetros  $a_0$  e  $a_1$ , são determinados de acordo com:

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \begin{bmatrix} \omega_1 \omega_2 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

, em que  $\xi$  é o coeficiente de amortecimento escolhido para as duas frequências angulares  $\omega_1$  e  $\omega_2$ .

#### 5.3.4. Definição da reação de suporte da travessa

As forças  $\mathbf{f}_{t,sp}$  e  $\mathbf{f}_{t,rd}$ , são as reações de suporte da base da travessa, relacionadas com a rigidez das molas e com o amortecimento, respetivamente. O comportamento de cada mola (i) que constitui o sistema de suporte das travessas, pode ser definido por:

$$F_{t,sp,i} = \begin{cases} k_{1,i}(u_{t,i} - u_{c,i}) + k_{2,i}(u_{t,i} - u_{c,i})^{P_i} & , \text{ se } u_{t,i} \geq u_{c,i} \\ 0 & , \text{ se } u_{t,i} < u_{c,i} \end{cases} \quad (5.10)$$

, em que:

$k_1$  – Rigidez linear das molas, com contacto travessa/balastro (kN/m);

$k_2$  – Rigidez não linear das molas, com contacto travessa/balastro (kN/m<sup>P</sup>);

$P$  – Potência da parcela não linear;

$u_t$  – Deformação do carril após passagem com comboio (m);

$u_c$  – Distância sem contacto travessa/balastro (m).

O amortecimento radial, tido em conta para estimar a reação  $\mathbf{f}_{t,rd}$ , resulta do amortecimento entre a base da travessa e o balastro e pode ser calculado através da expressão (Mylonakis et al., 2006):

$$C_{rd} = \frac{3,4A}{(1 - \nu)\pi} \sqrt{G\rho} \quad (5.11)$$

, em que:

$A$  – Área de base da travessa com 1/3 do comprimento (m<sup>2</sup>);

$\nu$  – Coeficiente de Poisson da fundação;

$\rho$  – Massa volúmica do solo de fundação (kg/m<sup>3</sup>);

A consideração da área,  $A$ , pela largura da travessa a multiplicar por 1/3 do seu comprimento deve-se ao facto da distribuição de tensões, resultantes da aplicação de forças nos carris, terem um valor mais significativo nessas zonas (figura 5.9).

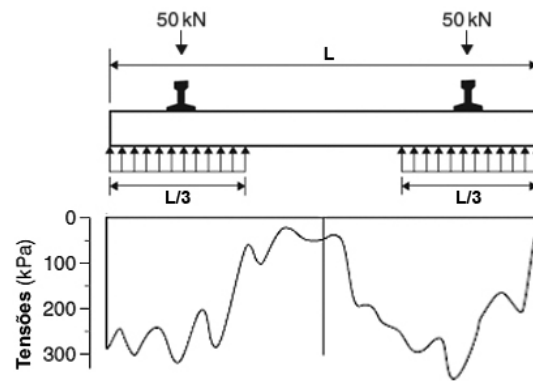


Figura 5.9 - Distribuição simplificada de tensões no contacto travessa/balastro, adaptado (Indraratna, 2005)

E  $G$  é o módulo de distorção obtido através da fórmula (Beer et al. 2009):

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5.12)$$

, em que:

$E$  – Módulo de elasticidade do solo de fundação;

$\nu$  – Coeficiente de Poisson da fundação;

Então a relação força-velocidade do amortecedor localizado na base de cada travessa ( $i$ ), pode ser definido por:

$$F_{t,rd,i} = \begin{cases} C_{rd,i} v_{t,i} & , \text{se } u_{t,i} \geq u_{c,i} \\ 0 & , \text{se } u_{t,i} < u_{c,i} \end{cases} \quad (5.13)$$

### 5.3.5. Contacto roda/carril

A força de interação entre a roda e o carril,  $F_a$ , é descrita pela teoria não linear de contacto de Hertz, para os metais (Timoshenko, 1951):

$$F_{a,j} = k_c \delta_j^{1,5} \quad (5.14)$$

, em que,  $k_c$  é um coeficiente de rigidez e  $\delta_j$  é a profundidade de contacto da roda  $j$ . Esta profundidade é calculada a partir de:

$$\delta_j = u_{v,j} - u_{t,j} \quad (5.15)$$

, em que  $u_{v,j}$  é o deslocamento da roda  $j$  e  $u_{t,j}$  o deslocamento do rail no local do contacto.

### 5.3.6. Integração no tempo

O procedimento de integração no tempo, é um método para resolver as equações diferenciais, que regem o movimento, associadas à via e ao veículo (equações 5.6 e 5.7). O D-Track utiliza um método de integração explícita, descrito em Zhai (1996):

Resumidamente, este método segue a seguinte metodologia:

- i) Determinação dos valores de previsão para os deslocamentos e velocidades, nos dois sistemas, via e veículo;
- ii) Cálculo dos vetores de força do lado direito das equações 5.6 e 5.7, utilizando os valores de previsão de i), as forças de interação roda-carril obtidas nas equações 5.14 e 5.15, e as reações dos apoios não lineares das travessas ( $\mathbf{f}_{t,sp}$  e  $\mathbf{f}_{t,rd}$ );
- iii) Obtenção dos vetores das acelerações de ambos os sistemas, recorrendo de novo às equações 5.6 e 5.7 e aos valores de previsão obtidos em i) e ii).

### 5.3.7. Tipos de cargas/veículos

O programa realiza a análise apenas de um lado da via, pelo que, por simetria os modelos representam apenas um lado do comboio a simular. Há que ter atenção a este aspeto, pois as cargas e massas dos veículos a considerar, terão que ser também divididas de acordo com a sua influência até à zona de contacto de cada roda com o carril. Os comboios movem-se com velocidade constante, sobre o carril, da esquerda para a direita, em que o cálculo dinâmico termina quando o primeiro eixo ou força, atinge a última travessa.

Na modelação de veículos no programa D-Track, existem quatro opções distintas:

- Modelo de forças móveis;
- Modelo de eixo de rodas móveis;
- Modelo de bogie;
- Modelo de carruagem.

#### 5.3.7.1. Modelo de forças móveis

O par de forças representa um bogie em movimento, estas estão posicionadas no eixo das rodas, e incluem o peso da carruagem, transmitido para esse bogie, também o peso deste e das rodas (figura 5.10).

Neste modelo não existe interação de contacto roda/carril.

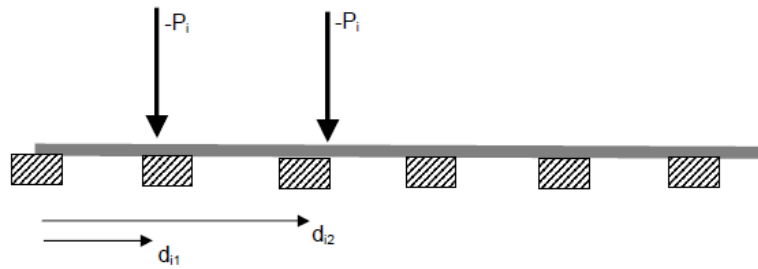


Figura 5.10 - Simulação de veículo por forças móveis, adaptado (Meijers, 2010)

Em que:

$P_i$  – Carga nos eixos das rodas, sinal negativo indica a direção para baixo (kN);

$d_{i1}$  – Distância da primeira travessa do modelo até ao eixo mais próximo (m);

$d_{i2}$  – Distância da primeira travessa do modelo até ao eixo mais afastado (m).

### 5.3.7.2. Modelo de eixo de rodas móveis

Este modelo é semelhante ao anterior, com a diferença que a massa das rodas não entra na parcela de carga  $P_i$ , é tido conta o peso das rodas e a influência do contacto com o carril. Cada conjunto de rodas representa dois eixos de um bogie em movimento (figura 5.11).

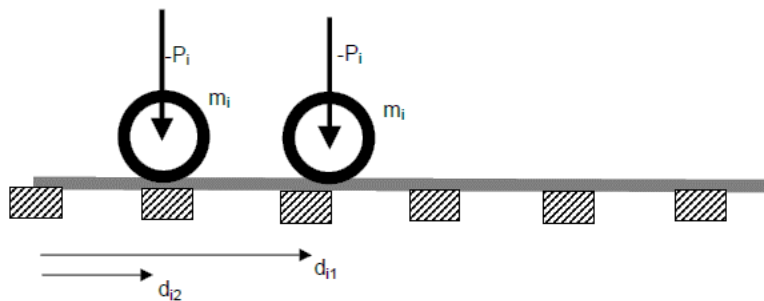


Figura 5.11 - Simulação de veículo por eixo de rodas móveis, adaptado (Meijers, 2010)

Em que:

$P_i$  – Carga nos eixos das rodas, sinal negativo indica a direção para baixo (kN);

$d_{i1}$  – Distância da primeira travessa do modelo até ao eixo mais próximo (m);

$d_{i2}$  – Distância da primeira travessa do modelo até ao eixo mais afastado (m);

$m_i$  – Metade da massa de cada eixo (ton);

### 5.3.7.3. Modelo de bogie

O modelo de bogies consiste num sistema com quatro graus de liberdade. É composto pela massa do bogie conectada às rodas, pelos elementos de suspensão primária, e é tida em conta a rotação longitudinal. O programa só permite utilizar bogies até dois eixos de rodas (figura 5.12).

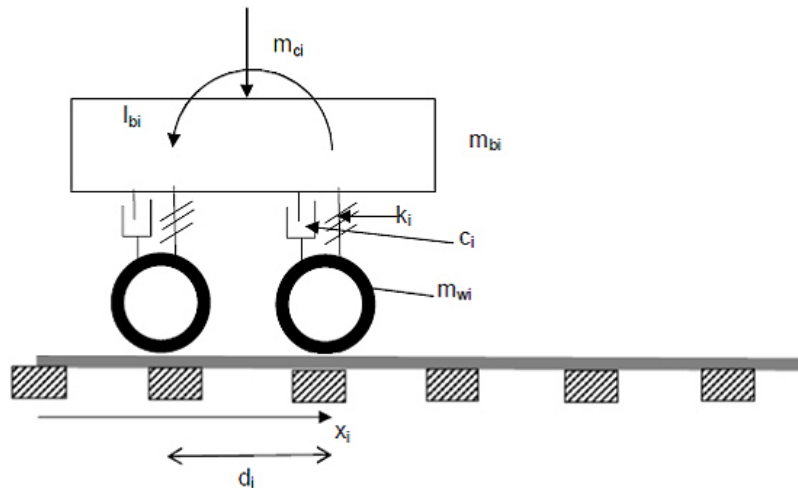


Figura 5.12 - Simulação de veículo por um bogie, adaptado (Meijers, 2010)

Em que:

$m_{wi}$  – Metade da massa de cada eixo (ton);

$m_{bi}$  – Metade da massa do bogie (ton);

$m_{ci}$  – Metade da massa da carruagem (ton);

$I_{bi}$  – Inércia de massa do bogie (ton.m<sup>2</sup>);

$k_i$  – Rigidez da mola do sistema de suspensão primária do bogie (kN/m);

$c_i$  – Amortecimento do sistema de suspensão primária do bogie (kNs/m);

$d_i$  – Distância entre os dois eixos do bogie (m);

$x_i$  – Posição inicial a considerar da primeira travessa ao eixo mais afastado do bogie (m);

### 5.3.7.4. Modelo de carruagem

Este modelo é o mais complexo que o programa permite utilizar e consiste num sistema com dez graus de liberdade. É composto pela massa da carruagem, conectada aos bogies pelos elementos de suspensão secundária, e os bogies conectados às rodas, pelos elementos de suspensão primária. É tida em conta a rotação longitudinal de todo o sistema e tal como o modelo anterior, apenas considera bogies até dois eixos de rodas (figura 5.13).

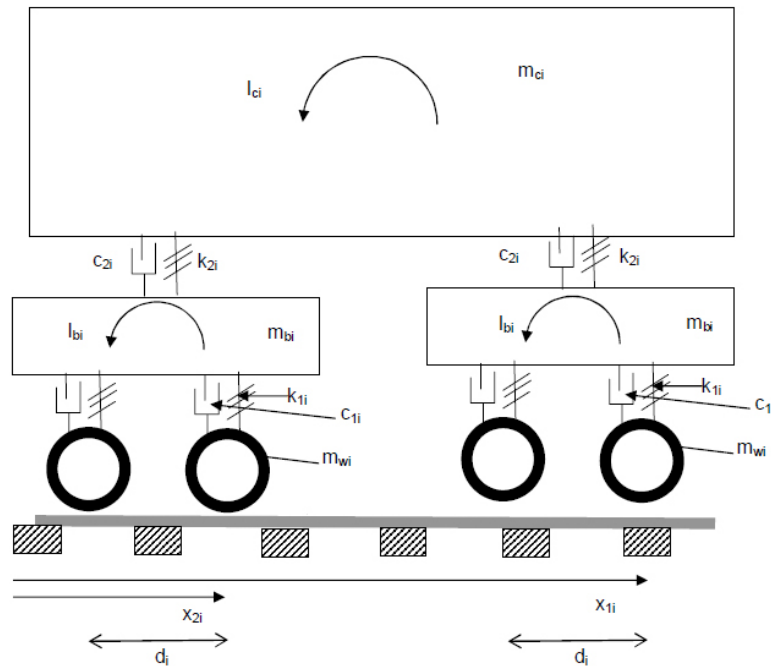


Figura 5.13 – Simulação de veículo por uma carruagem completa, adaptado (Meijers, 2010)

Em que:

$m_{wi}$  – Metade da massa de cada eixo (ton);

$m_{bi}$  – Metade da massa do bogie (ton);

$m_{ci}$  – Metade da massa da carruagem (ton);

$I_{bi}$  – Inércia de massa do bogie ( $\text{ton}\cdot\text{m}^2$ );

$I_{ci}$  – Inércia de massa da carruagem ( $\text{ton}\cdot\text{m}^2$ );

$k_{i1}$  – Rigidez da mola do sistema de suspensão primário do bogie (kN/m);

$c_{i1}$  – Amortecimento do sistema de suspensão primário do bogie (kNs/m);

$k_{i2}$  – Rigidez da mola do sistema de suspensão secundário do bogie (kN/m);

$c_{i2}$  – Amortecimento do sistema de suspensão secundário do bogie (kNs/m);

$d_i$  – Distância entre os dois eixos do bogie (m);

$x_{1i}$  – Posição inicial a considerar da primeira travessa ao eixo mais afastado do primeiro bogie (m);

$x_{2i}$  – Posição inicial a considerar da primeira travessa ao eixo mais afastado do segundo bogie (m);

Os modelos de eixo de rodas móveis, de bogie e de carruagem podem mover-se, além da direção horizontal, na vertical. O modelo de bogie e de comboio, ainda podem rodar sobre um eixo horizontal perpendicular ao plano do movimento. O movimento fora do plano não é tido em conta.

### 5.3.8. Cálculo do assentamento da via

O assentamento da via é determinado para cada travessa da via, devido à transmissão das cargas de cada eixo dos veículos para o balastro. É definido o tráfego e o período de análise, em que de acordo com o número de passagens dos comboios na via, os valores dos assentamentos vão sendo acumulados ao longo do tempo, até atingir um certo valor limite ( $\Delta S$ ). Ao ser atingido este valor, uma nova análise dinâmica tem início, considerando a nova posição da via. Para o máximo assentamento acumulado entre as análises dinâmicas,  $\Delta S$ , deve ser definido um valor pequeno o suficiente para não ter influência no cálculo da posição final da via. A figura 5.14, mostra a metodologia utilizada para cálculo do assentamento da via.

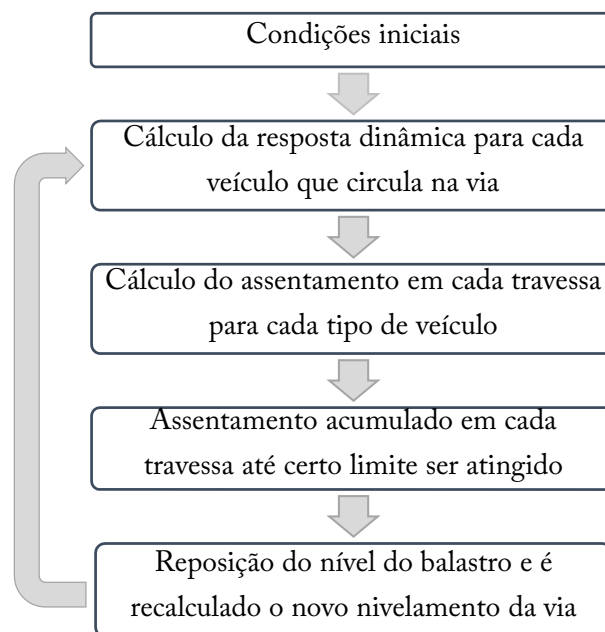


Figura 5.14 - Metodologia para cálculo do assentamento pelo D-Track, adaptado (Varandas, Holscher, & Silva, 2013)

O assentamento do balastro, além das características do próprio balastro, depende principalmente da amplitude do carregamento (como já foi visto em 2.4.2) e do historial de ciclos de carga. Considerando que a densificação do balastro diminui com o aumento dos ciclos de carga, desde que a amplitude do carregamento se mantenha constante, o assentamento na superfície do balastro é calculado através de (Varandas et al. 2011):

$$u_{p,n} = \frac{\gamma}{M_{\alpha\beta}} \int_0^{\bar{F}_n} F^\alpha \left( \frac{1}{h(F) + 1} \right)^\beta dF \quad (5.16)$$

$$S_N = \sum_{n=1}^N u_{p,n} \quad (5.17)$$

, em que  $u_{p,n}$  é a deformação permanente durante um ciclo de carga  $n$ ,  $S_N$  é o assentamento total depois de  $N$  ciclos de carga,  $\bar{F}_n$  é a amplitude de carga sobre a travessa que é transferida para o balastro no ciclo de carga  $n$ ,  $h(F)$  representa o histórico de carregamentos. O parâmetro  $\alpha$ , exprime a dependência do assentamento da amplitude de carga,  $\beta$ , controla a progressão do assentamento de acordo com o número de ciclos de carga e  $\gamma$ , depende das propriedades intrínsecas do balastro e representa o assentamento total de referência, depois de  $N_{ref}$  ciclos de carga e uma amplitude carga constante  $\bar{F}_{ref}$ .

Para o caso em que a força aplicada ao balastro em cada ciclo é contante:  $\bar{F}_n = cte = \bar{F}$ , então  $h(F)$  pode ser substituído, na equação 5.16, pelo número de ciclos de carga, ficando:

$$u_{p,n} = \frac{\gamma}{M_{\alpha\beta}} \frac{\bar{F}^{\alpha+1}}{\alpha + 1} \left(\frac{1}{n}\right)^\beta \quad (5.18)$$

e

$$S_N = \frac{\gamma}{M_{\alpha\beta}} \frac{\bar{F}^{\alpha+1}}{\alpha + 1} \sum_{n=1}^N \left(\frac{1}{n}\right)^\beta \quad (5.19)$$

, aspetos adicionais relativos a este modelo de assentamento, podem ser encontrados em Varandas et al. (2011).

## 5.4. Considerações gerais e introdução de dados no D-Track

### 5.4.1. Considerações gerais

O programa D-Track consiste principalmente, em duas fases de cálculo distintas. Numa primeira fase, o programa calcula a resposta dinâmica da interação veículo/via, na segunda fase é calculado o desenvolvimento do assentamento da via em função do tempo.

Este programa destina-se ao cálculo do comportamento a longo prazo das vias ferroviárias, que pode ser influenciado pelas seguintes situações:

- Existência de zonas de transição;
- Consolidação e deformação do subsolo;
- Resposta a curto prazo entre veículo/via, durante a passagem de um comboio;
- Densificação do balastro devido aos ciclos de passagem dos comboios;
- Intervalo de tempo desde a última intervenção de manutenção.

Cada fase de cálculo tem a sua própria escala de tempo (tabela 5.1):

- Escala de curto prazo, em que a resposta da interação veículo/via é calculada durante a passagem do comboio, tem duração medida em segundos, definida pela velocidade do comboio e comprimento da secção modelada da via.
- Escala de longo prazo, que traduz a deterioração do nivelamento da via, com duração medida em meses ou períodos mais longos.

*Tabela 5.1 - Definição das escalas de tempo no D-Track e nomenclatura associada*

Escala de tempo	Discretização
Curto prazo	Time step
Longo prazo	Time frame

Numa primeira fase de cálculo, num curto espaço de tempo (time step), o programa calcula não só a resposta dinâmica do comboio mas também as forças dinâmicas entre as travessas e o balastro. Esta carga dinâmica é utilizada como entrada no segundo modelo, determinando a densificação e consequente assentamento do balastro, originando a alteração do suporte dos carris e que em última análise afetará a resposta do comboio. As alterações no nível superior do balastro indicam ao D-Track quando é necessária a realização de um novo cálculo dinâmico (Meijers, 2010).

No cálculo de maior duração temporal (Time frame), o comboio é definido por um conjunto de carregamentos, e este move-se no plano de nivelamento do modelo da esquerda para a direita (movimentos fora do plano não são tidos em conta), a uma velocidade constante.

O programa calcula os seguintes aspetos de resposta da via:

- Deformação do carril durante a passagem do comboio;
- Resposta do comboio;
- Forças dinâmicas entre as travessas e o balastro;
- Densificação do balastro e novo nível dos carris resultante desta densificação;
- Assentamento dos carris ao longo do tempo, resultante do número de ciclos de passagem dos comboios.

O modelo da via é simulado por uma viga contínua (carril) suportada por um sistema elástico não linear de molas e amortecedores, que por sua vez simula o apoio das travessas (figura 5.15). O afastamento entre os elementos de mola/amortecedor, pode ser definido consoante o afastamento entre as travessas da via e também pode ser tida em conta a existência de

travessas suspensas. O programa utiliza um conjunto separado de parâmetros para cada travessa, o que permite modelar condições diferentes do subsolo em função da localização das travessas. As condições de fronteira, no início e no final da via são livres, sem apoios especiais.

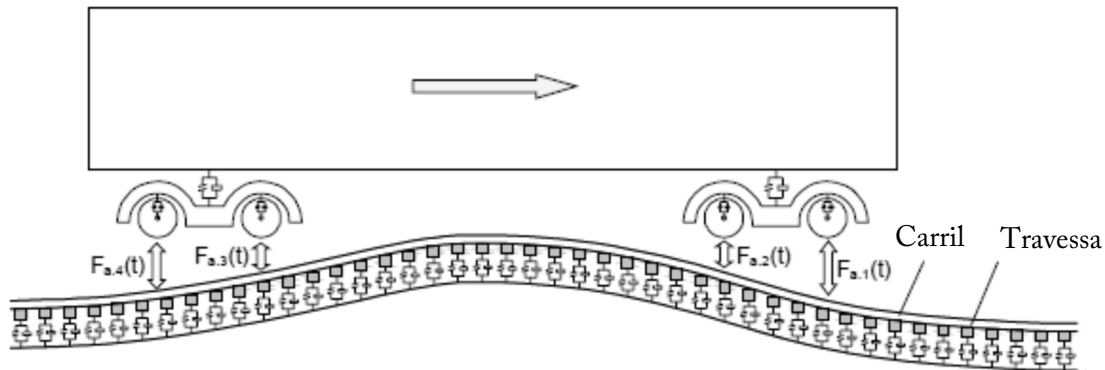


Figura 5.15 - Modelo esquemático considerado no D-Track, adaptado (Meijers, 2010)

Este programa é unidimensional (1-D), é tida em conta a simetria da via e analisado só um lado da mesma, a diferença entre o nivelamento esquerdo e direito não é considerada e as massas e cargas são contabilizadas pela metade do seu valor. É assumido que o nivelamento inserido pelo utilizador é respeitante a medições efetuadas logo após, ou pouco tempo depois, de efetuadas operações de manutenção da via, pelo que não se considera inicialmente a existência de travessas suspensas, para estas só são considerados deslocamentos verticais e movimentos de rotação não são tidos em conta.

A sequência interna de cálculo do programa, segue o seguinte procedimento:

- i. Leitura dos dados de entrada (input) e inicialização do cálculo;
- ii. O comboio, com dados pré-configurados, inicia o movimento na via modelada;
- iii. As forças no balastro são calculadas para cada travessa;
- iv. Cálculo do assentamento e das alterações na densificação do balastro;
- v. É verificado se o assentamento acumulado excede o valor máximo prescrito no programa (Maxset);
- vi. Quando o valor prescrito é atingido, os níveis do carril e do balastro são redefinidos para os novos valores calculados;
- vii. Os processos de ii) até vi), repetem-se até ser atingido o número total de dias para o qual o cálculo foi programado;
- viii. Saída (output) dos resultados do cálculo.

### 5.4.2. Utilização do programa – Introdução de dados

Para iniciar a correta utilização deste programa, são requeridos conhecimentos de utilização do software *Matlab* (MathWorks Inc., 2014).

As unidades utilizadas são metros para comprimentos, segundos para o tempo nos cálculos dinâmicos, horas e dias para o cálculo do tempo de densificação e toneladas para as massas. A convenção de sinais a ter em conta é a ilustrada na figura 5.16.

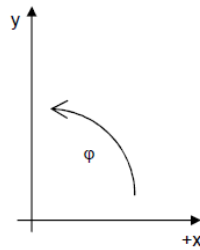


Figura 5.16 - Convenção de sinais no D-Track, adaptado (Meijers, 2010)

O eixo vertical é positivo para cima, o que implica que os valores de assentamento do carril e do balastro serão apresentados com sinal negativo.

#### 5.4.2.1. Preparação dos dados de entrada

A entrada dos dados no D-Track pode ser feita através de ficheiro de texto “.txt” ou inserido diretamente os dados no script do programa.

A estrutura de entrada é a seguinte:

- i. Analysis\_name: nome para identificação do cálculo;
- ii. Rail\_f: ficheiro com os parâmetros da via;

Este apresenta a estrutura de uma matriz 4x2:

$$\begin{pmatrix} m_r & EI_r \\ M_s & \xi_t \\ n_{el} & n_{el} \\ N_{s1} & N_{s2} \end{pmatrix}$$

Em que:

$m_r$  – massa do carril (ton/m);

$EI_r$  – rigidez à flexão do carril (kN/m);

$M_s$  – massa de 1/2 da travessa (ton);

- $\xi_t$  – coeficiente de amortecimento do sistema da via;
- $n_{el}$  – número de elementos finitos de barra (carril) entre travessas (figura 5.17);
- $d_s$  – afastamento entre travessas (m);
- $N_{s1}$  – número de travessas na secção inicial da via (ton/m);
- $N_{s2}$  – número de travessas na secção final da via (ton/m).

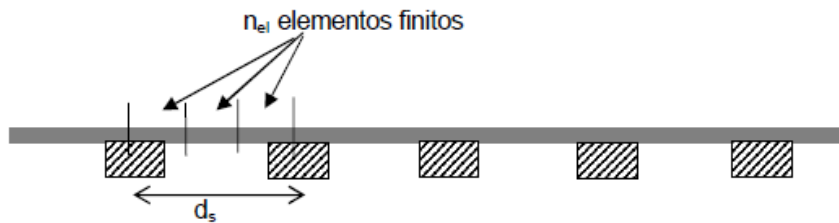


Figura 5.17 - Descrição dos parâmetros da via  $d_s$  e  $n_{el}$ , adaptado (Meijers, 2010)

Desta forma, o comprimento da via em estudo é definido pelo número de travessas e o seu afastamento. O número total de travessas é dividido em três zonas (figura 5.18). A zona  $N_{s1}$ , secção inicial onde será colocado o comboio antes de iniciar o movimento sobre a via, a zona central  $N_{scs}$ , será o comprimento de via onde vai ser iniciado o estudo do assentamento da via, e a zona  $N_{s2}$ , secção final onde o comboio termina o trajeto. Este seccionamento da via é necessário, pois para a densificação ser corretamente calculada todos os eixos do comboio devem atravessar a secção em estudo.

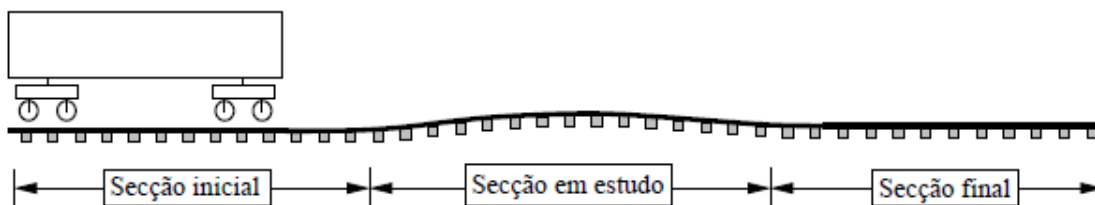


Figura 5.18 - Esquema do seccionamento da via em estudo, adaptado (Varandas, 2013b)

Assim, o que define o comprimento da secção inicial e final, é o comprimento do tipo de veículo a utilizar na análise. Estas secções devem ser horizontais, pois a colocação do veículo da via cria oscilações e só quando esta está em equilíbrio é iniciado o movimento, logo se estas secções não forem retas leva mais tempo até parar a oscilação, ficando apenas a secção central sujeita ao nivelamento medido in-situ.

- iii. Support\_f: ficheiro com os parâmetros do balastro e do solo de fundação (referido no ponto 5.4.1);

$k_1$  – Rigidez linear das molas, com contacto travessa/balastro (kN/m);

$k_2$  – Rigidez não linear das molas, com contacto travessa/balastro (kN/m<sup>p</sup>);

P – Potência da parcela não linear;

$k_3$  – Rigidez de tração, sem contacto travessa/balastro (kN/m);

$C_{rd}$  – Amortecimento radial (kNs/m).

- iv. Track\_level\_data: Dados de nivelamento longitudinal;

Para inserir os dados de nivelamento, resultante de medições realizadas na via, é necessário criar um ficheiro “.txt” com o nível para cada travessa, que consiste numa lista de valores (cujo número de elementos é igual ao número de travessas do modelo a analisar) separados por vírgulas e os valores negativos tem a direção para baixo.

- v. Settlement\_parameters: contém os parâmetros relacionados com a densificação do balastro aplicados a cada travessa,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ;
- vi. Train\_data: contém todos os parâmetros relativos aos veículos utilizados na análise, neste trabalho foram utilizados os modelos de forças móveis, de bogies e de comboios;
- vii. Traffic\_dat: parâmetros de tráfego que descrevem o número de passagens dos comboios na secção de via considerada;

O tráfego ferroviário é definido na análise, através dos seguintes parâmetros:

Hours\_day – horas diárias em que a linha está em operação, desde a circulação do primeiro comboio do dia até à passagem do último (horas);

Hours\_ini – intervalo de tempo desde as operações de ataque de via, até à utilização normal da via (horas);

Time\_unit – intervalo de tempo em que passa cada composição definida durante o funcionamento da via;

Num\_pass\_car\_i: comboios, bogies ou forças definidos que passam na secção modelada no intervalo de tempo considerado.

viii. Outros parâmetros;

Maxset – assentamentos máximos permitidos a cada travessa, depois do qual é definido um novo nivelamento para o carril e o balastro (em mm). Valores baixos aumentam a precisão, mas aumentam também o tempo de cálculo;

TotDays – número total de dias para o estudo do assentamento, define a duração da análise (dias);

Dt – intervalo de tempo do cálculo dinâmico;

Nit – subdivisão do intervalo de tempo Dt para integração.

Estes dois últimos parâmetros, para uma via com distância entre travessas de 0,6m, carris dos tipo UIC54 e com uma divisão em 3 elementos finitos, entre travessas, os valores de  $dt=0.002$  e  $Nit=50$ , conduzem a resultados satisfatórios, tendo sido o utilizado nos casos de estudo.

#### 5.4.3. Resultados de cálculo

Depois de efetuada a análise, o D-Track gera um ficheiro binário com os resultados, “nome\_da\_analise.mat”. Estes resultados são apresentados sobre a forma de matrizes e contêm a seguinte informação:

- Days [1, ntime frames] – Vetor com o número de ciclos de cálculo, até atingir o número de dias de análise (Totdays) e valor em dias. Estes ciclos de cálculo indicam quando se regista alteração do nivelamento do carril e do balastro devido à sua densificação com a passagem dos veículos na via;
- Level [ntime frames, sleepers\_total] – Matriz 2D com o nivelamento do carril na via calculado para cada travessa (número total de travessas,  $N_{s1} + N_{sc} + N_{s2}$ ) e em cada ciclo de cálculo. A primeira linha corresponde ao nivelamento inicial introduzido pelo utilizador;
- Ballast [ntime frames, nsleepers\_total] – Matriz 2D com a posição da superfície superior do balastro, calculada em cada ciclo de cálculo e para cada travessa (número total de travessas,  $N_{s1} + N_{sc} + N_{s2}$ );

- MaxForce [ntime frames, Nsc, ncar, naxle] – Matriz 4D com as forças máximas no balastro por número de eixos (naxle) de cada veículo, por cada veículo (ncar), em cada travessa da zona central (N<sub>sc</sub>), para cada ciclo de cálculo;
- umax [ntime frames, Nsc, ncar] – Matriz 3D com os deslocamentos máximos para cada travessa (N<sub>sc</sub>), para cada veículo (ncar) e a cada ciclo de cálculo. Este é medido desde a posição inicial da via, antes da circulação dos veículos;
- IF [ntime frames, ncar, naxle, time] – Matriz 4D com a força de interação roda/carril, time corresponde ao tempo necessário para o comboio atravessar o modelo da via. Estes dados não estão disponíveis para o modelo de forças móveis;
- V [ntime frames, ncar, NDOF, time] – Matriz 4D com a velocidade do modelo do veículo. NDOF são o número de graus de liberdade do veículo (figura 5.19). Para rodas móveis são dois, para bogies são quatro e para carruagens são dez. Estes dados não estão disponíveis para o modelo de forças móveis;

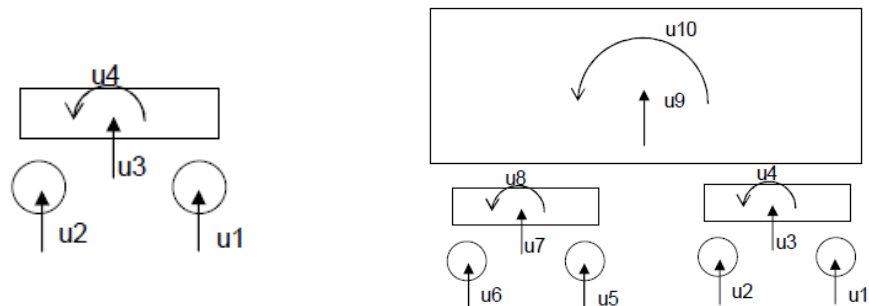


Figura 5.19 – Exemplo do número de graus de liberdade (NDOF) dos bogies e das carruagens respetivamente, adaptado (Meijers, 2010)

- A [ntime frames, ncar, NDOF, time] – Matriz 4D semelhante à anterior mas com os dados da aceleração do modelo do veículo.

#### 5.4.4. Considerações finais

Neste capítulo foram abordados os conceitos gerais de modelação da via e veículos, utilizados pelo programa D-Track. A definição da via é baseada num modelo viga de Euler-Bernoulli, que representa o carril, assente sobre elementos de massa que são as travessas, suportadas por sistemas de molas e amortecedores, que representam o balastro e as outras camadas da estrutura da via.

Enquanto os veículos podem ser modelados de quatro formas distintas com diferentes graus de complexidade, modelo de forças móveis, modelo de eixo de rodas moveis, modelo de bogie e modelo de comboio. Neste trabalho serão utilizados os modelos de forças móveis, de bogies e de comboio.

Também foram abordados, de forma algo pormenorizada, a introdução de dados, os conceitos gerais de processamento e cálculo interno do programa, para que fossem explícitos os procedimentos utilizados neste trabalho e que de alguma forma possam a vir a ser úteis do ponto de vista do utilizador do programa.

## Capítulo VI

# Análise dos casos de estudo

### 6.1. Considerações iniciais

Tendo em conta as temáticas abordadas nos capítulos anteriores, numa primeira parte deste capítulo irão ser abordados os procedimentos utilizados para a análise geométrica da via e o estudo do seu nível de qualidade, que levou à escolha do nivelamento longitudinal para a modelação da via ferroviária. Numa segunda parte será realizado o estudo através de modelação numérica, com recurso ao programa *D-Track* e utilizando dados de nivelamento longitudinal obtidos da fase de estudo inicial, para três situações diferentes de via ferroviária balastrada, com a finalidade de analisar o seu comportamento a longo prazo. Foram utilizados três modelos de via distintos, o primeiro modelo trata-se de uma estrutura de via ferroviária renovada, o segundo de uma via antiga com travessas de madeira e solo de fundação com características resistentes idênticas à da via renovada, o terceiro modelo é também de uma via antiga, semelhante à anterior, mas com fraco solo de fundação. Cada via foi esquematizada, no programa *Revit Structure 2015* (Autodesk Inc., 2015), com o objetivo de melhor descrever o problema e ilustrar os perfis transversais, longitudinais e perspetivas 3-D.

### 6.2. Análise geométrica da via a partir dos dados obtidos pela EM120

Na realização deste trabalho foram utilizados dados da EM-120, recolhidos em campanhas realizadas duas vezes por ano, num troço da via ferroviária nacional e com extensão de 5 km. A análise diz respeito à evolução dos parâmetros geométricos da via, desde o ano de 2007 até ao ano de 2012, e em que existiram operações de renovação integral da via (RIV), no período entre a 2ª campanha de 2009 e a 1ª campanha de 2010.

Na figura 6.1, está representada a linha cronológica referente a estas campanhas e às operações de renovação.

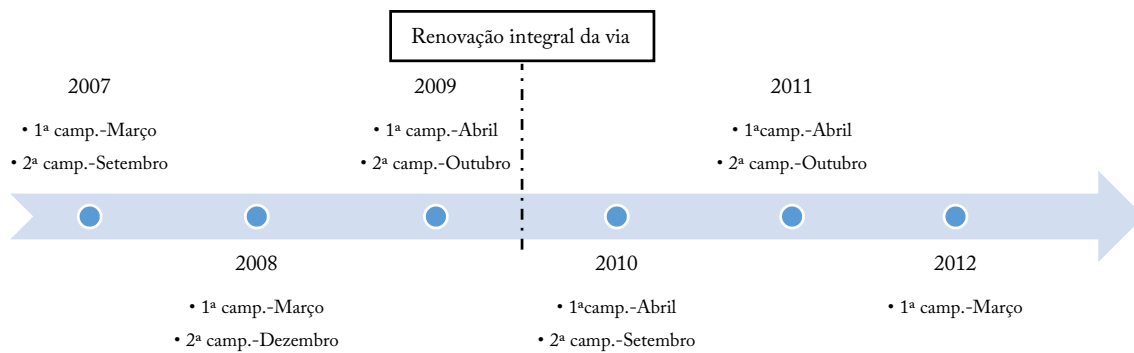


Figura 6.1 – Linha cronológica das campanhas realizadas entre 2007 e 2012, na via em estudo

Apresentam-se de seguida os gráficos (figura 6.2 e figura 6.3) referentes aos dados de desvio padrão (DP), e relativos ao nivelamento longitudinal direito da via, para as primeiras e segundas campanhas de 2007 até 2012. Apenas são apresentados os gráficos de nivelamento longitudinal direito, pois na modelação da via apenas será utilizado este lado da via, uma vez que o modelo é unidimensional. Da visualização das figuras observa-se que foi realizada uma ação de manutenção em 2010, neste caso uma renovação integral da via (RIV), em que o nível da via foi reajustado (para valores inferiores ao registado até 2009).

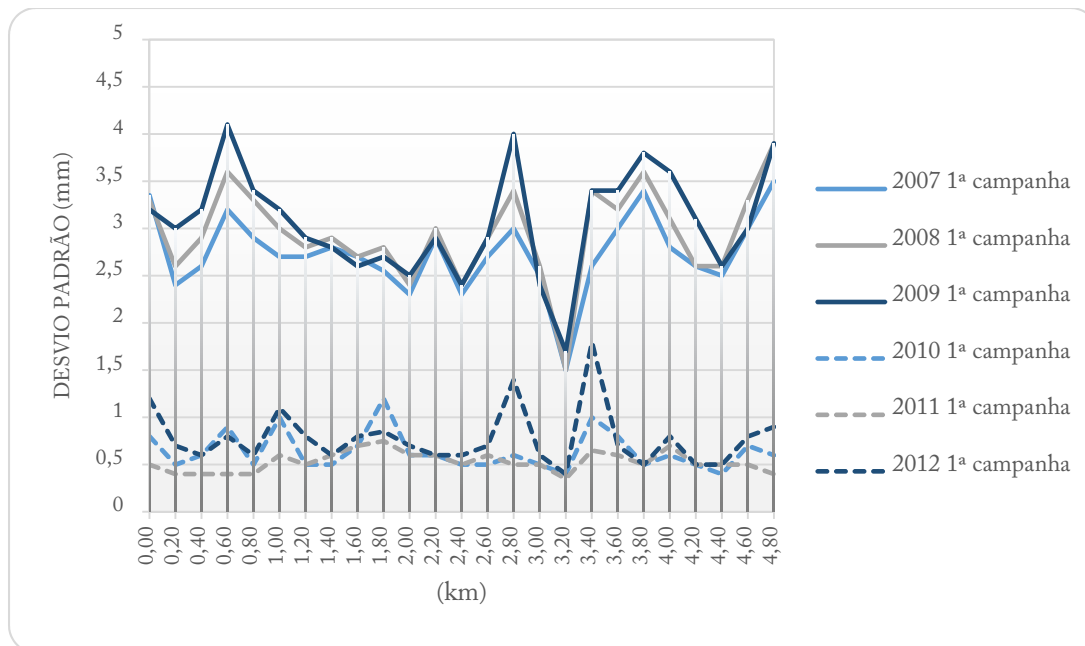


Figura 6.2 – Evolução do desvio padrão (DP) do nivelamento longitudinal direito, 1<sup>as</sup> campanhas entre 2007 e 2012

No gráfico da figura 6.3, verifica-se que não existe uma medição para a 2<sup>a</sup> campanha de 2012, pois só foram feitas medições nesta via até ao primeiro semestre desse ano.

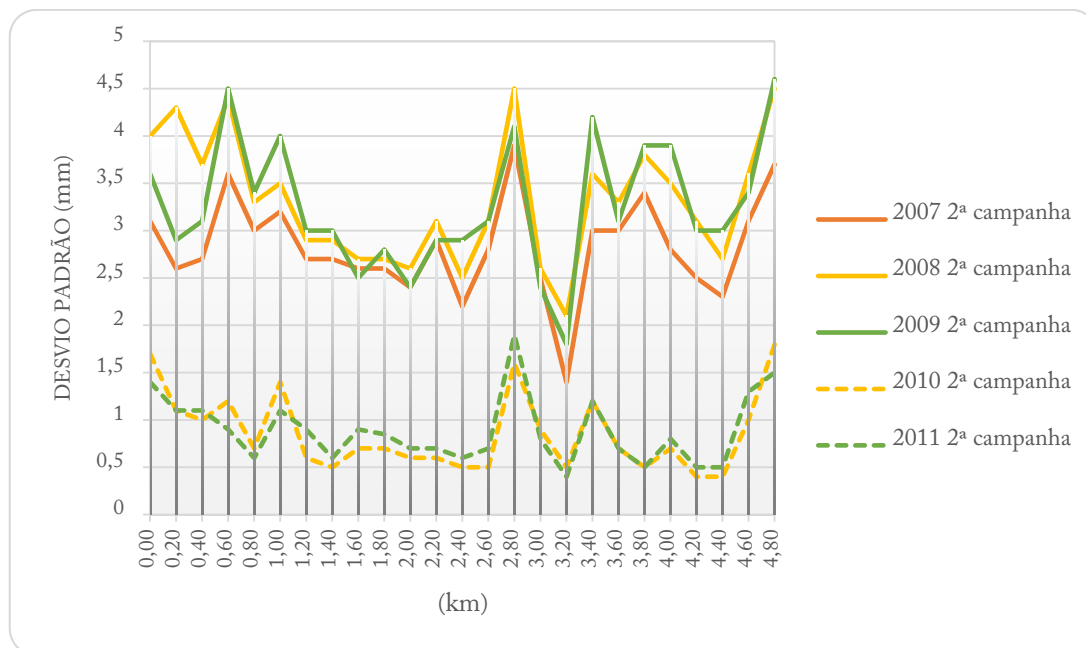


Figura 6.3 - Evolução do desvio padrão (DP) do nivelamento longitudinal direito, 2ª campanhas entre 2007 e 2011

### 6.2.1. Análise da qualidade geométrica antes e depois da renovação integral da via

Neste ponto foi feita a avaliação da qualidade geométrica da via (QN) e a respetiva descrição do procedimento adotado. Na tabela 6.1 estão dispostos todos os parâmetros geométricos da via, obtidos na 2ª campanha de inspeção no ano de 2009, em que a via era uma via antiga com travessas de madeira.

Tabela 6.1 - Dados de DP do nivelamento e alinhamento longitudinais da 2ª Campanha de 2009

De (km)	Até (km)	Comprimento (m)	NLE (mm)	NLD (mm)	ALE (mm)	ALD (mm)
0,0	0,2	200	3,3	3,6	2,7	2,4
0,2	0,4	200	3,2	2,9	1,7	2,2
0,4	0,6	200	2,6	3,1	2,2	2,5
0,6	0,8	200	4,4	4,5	2,5	2,4
0,8	1,0	200	3,4	3,4	3,0	2,5
1,0	1,2	200	4,2	4,0	2,8	2,6
1,2	1,4	200	3,1	3,0	2,0	1,7
1,4	1,6	200	2,9	3,0	2,4	2,0
1,6	1,8	200	3,2	2,5	2,3	2,0
1,8	2,0	200	3,1	2,8	2,4	2,6
2,0	2,2	200	2,4	2,4	1,9	2,1
2,2	2,4	200	2,7	2,9	3,0	2,4
2,4	2,6	200	2,9	2,9	3,4	3,2

2,6	2,8	200	2,4	3,1	3,7	3,9
2,8	3,0	200	3,4	4,1	4,4	3,8
3,0	3,2	200	2,8	2,4	2,7	2,9
3,2	3,4	200	2,0	1,8	3,1	2,9
3,4	3,6	200	4,0	4,2	4,4	4,0
3,6	3,8	200	3,0	3,1	4,0	3,4
3,8	4,0	200	3,8	3,9	3,8	4,0
4,0	4,2	200	3,9	3,9	4,3	3,1
4,2	4,4	200	2,8	3,0	5,7	4,9
4,4	4,6	200	2,1	3,0	3,7	2,8
4,6	4,8	200	2,4	3,4	4,4	3,5
4,8	5,0	200	3,8	4,6	3,1	2,4

NLE – Nivelamento Longitudinal Esquerdo; NLD – Nivelamento Longitudinal Direito

ALE – Alinhamento Longitudinal Esquerdo; ALD – Alinhamento Longitudinal Direito

Após recolha dos dados de nivelamento e alinhamento do troço em estudo, indicado na tabela anterior, procede-se à avaliação da qualidade geométrica da via QN e da necessidade de ataque mecânico pesado (AMP) na via. O QN é calculado, para cada troço de duzentos metros, através da média dos valores de nivelamento e de alinhamento. Em forma de exemplo, para os primeiros duzentos metros temos:

$$\begin{aligned}
 DP \text{ Nivelamento}_{0,200} &= \frac{\text{Nivelamento}_{\text{esquerdo}} + \text{Nivelamento}_{\text{direito}}}{2} \\
 &= \frac{3,3 + 3,6}{2} = 3,45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 DP \text{ Alinhamento}_{0,200} &= \frac{\text{Alinhamento}_{\text{esquerdo}} + \text{Alinhamento}_{\text{direito}}}{2} \\
 &= \frac{2,7 + 2,4}{2} = 2,55 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

, de acordo com a classe da via, que neste caso é de classe VI, com velocidade de circulação até 40 km/h, e com base na tabela 3.1 do capítulo 3, o nível de qualidade do troço inicial de zero a duzentos metros é dado por:

$$DP \text{ Nivelamento}_{0,200} = 3,45 \text{ mm, da tabela: } 3,3 < \sigma < 4,29, \text{ então } \text{QN2}$$

$$DP \text{ Alinhamento}_{0,200} = 2,55 \text{ mm, da tabela: } 2,1 < \sigma < 2,73, \text{ então } \text{QN2}$$

Como tanto para o nivelamento como para o alinhamento o nível de qualidade é idêntico (QN2), é esse o nível de qualidade da via do troço. Caso os valores fossem diferentes, aquele de que resulta o nível mais desfavorável seria o que define o nível de qualidade da via.

No que respeita à avaliação da necessidade de recurso a ataque mecânico pesado (AMP), também para o primeiro troço de duzentos metros, é tido em conta o maior valor de nivelamento e o menor valor de alinhamento. Com recurso à tabela 3.1, de acordo com a classe da via é definido o nível de necessidade de AMP.

$$DP \text{ Nivelamento}_{0,200} = \text{maior} (3,3 : 3,6) = 3,6 \text{ mm}$$

$$DP \text{ Alinhamento}_{0 \text{ a } 200\text{m}} = \text{menor} (2,7 : 2,4) = 2,4 \text{ mm}$$

$$DP \text{ Nivelamento}_{0 \text{ a } 200\text{m}} = 3,6 \text{ mm, da tabela: } 3,3 < \sigma < 4,29, \text{ então } \text{QN2}$$

$$DP \text{ Alinhamento}_{0 \text{ a } 200\text{m}} = 2,4 \text{ mm, da tabela: } 2,1 < \sigma < 2,73, \text{ então } \text{QN2}$$

Tal como na primeira situação, de estudo de qualidade da via, os valores são idênticos e o nível de necessidade de AMP é QN2.

De seguida apresentam-se os resultados para toda a extensão da via. Da análise realizada aos dados de DP, obtidos através medições feitas pela EM-120 na 2ª campanha de 2009, na extensão de 5km de via verifica-se, na tabela 6.2, que na sua maioria apresenta um nível de qualidade QN3.

Após esta campanha foi levada a cabo uma renovação integral da via (RIV), em que foram trocadas as travessas de madeira por travessas de betão monobloco e de linha com juntas para linha de barra longa soldada.

Após esta RIV, a via voltou a garantir os parâmetros geométricos abaixo dos limites de tolerância, tendo passado da classe VI a classe III, o que permitiu aumentar a velocidade de circulação de 40 km/h para 130 km/h.

Tabela 6.2 - Análise dos dados de DP, determinação do QN da via em estudo e necessidade de AMP, para a 2ª campanha de 2009

De (km)	Até (km)	Comp. (m)	Nível de Qualidade Geométrica da via			Nível de Necessidade de AMP		
			Média DP Niv. (mm)	Média DP Alinh. (mm)	Nível de Qualidade (QN)	DP Niv. Máx. (mm)	DP Alinh. Mín. (mm)	Nível de AMP (QN)
0,0	0,2	200	3,5	2,6	QN2	3,6	2,4	QN2
0,2	0,4	200	3,1	2,0	QN1	3,2	1,7	QN1
0,4	0,6	200	2,9	2,4	QN2	3,1	2,2	QN2
0,6	0,8	200	4,5	2,5	QN3	4,5	2,4	QN3
0,8	1,0	200	3,4	2,8	QN3	3,4	2,5	QN2
1,0	1,2	200	4,1	2,7	QN2	4,2	2,6	QN2
1,2	1,4	200	3,1	1,9	QN1	3,1	1,7	QN1
1,4	1,6	200	3,0	2,2	QN2	3,0	2,0	QN1
1,6	1,8	200	2,9	2,2	QN2	3,2	2,0	QN1
1,8	2,0	200	3,0	2,5	QN2	3,1	2,4	QN2
2,0	2,2	200	2,4	2,0	QN1	2,4	1,9	QN1
2,2	2,4	200	2,8	2,7	QN2	2,9	2,4	QN2
2,4	2,6	200	2,9	3,3	QN3	2,9	3,2	QN3
2,6	2,8	200	2,8	3,8	QN3	3,1	3,7	QN3
2,8	3,0	200	3,8	4,1	QN3	4,1	3,8	QN3
3,0	3,2	200	2,6	2,8	QN3	2,8	2,7	QN2
3,2	3,4	200	1,9	3,0	QN3	2,0	2,9	QN3
3,4	3,6	200	4,1	4,2	QN3	4,2	4,0	QN3
3,6	3,8	200	3,1	3,7	QN3	3,1	3,4	QN3
3,8	4,0	200	3,9	3,9	QN3	3,9	3,8	QN3
4,0	4,2	200	3,9	3,7	QN3	3,9	3,1	QN3
4,2	4,4	200	2,9	5,3	QN3	3,0	4,9	QN3
4,4	4,6	200	2,6	3,3	QN3	3,0	2,8	QN3
4,6	4,8	200	2,9	4,0	QN3	3,4	3,5	QN3
4,8	5,0	200	4,2	2,8	QN3	4,6	2,4	QN3

A campanha de inspeção seguinte, teve lugar no primeiro semestre de 2010, de acordo com os dados dessa inspeção, foi realizado o mesmo procedimento de cálculo anterior, de modo a verificar a qualidade da via após a RIV.

Na tabela 6.3 estão dispostos todos os parâmetros geométricos da via, obtidos na 1ª campanha de inspeção no ano de 2010.

Tabela 6.3 - Dados de DP do nivelamento e alinhamento longitudinais da 1ª Campanha de 2010

De (km)	Até (km)	Comprimento (m)	NLE (mm)	NLD (mm)	ALE(mm)	ALD(mm)
0,0	0,2	200	0,7	0,8	0,4	0,6
0,2	0,4	200	0,5	0,5	0,3	0,4
0,4	0,6	200	0,5	0,6	0,4	0,6
0,6	0,8	200	0,8	0,9	0,4	0,5
0,8	1,0	200	0,5	0,5	0,4	0,4
1,0	1,2	200	0,9	1,0	0,4	0,4
1,2	1,4	200	0,5	0,5	0,3	0,4
1,4	1,6	200	0,7	0,5	0,4	0,5
1,6	1,8	200	0,7	0,7	0,4	0,4
1,8	2,0	200	1,0	1,2	0,4	0,4
2,0	2,2	200	0,4	0,6	0,4	0,4
2,2	2,4	200	0,6	0,6	0,5	0,5
2,4	2,6	200	0,5	0,5	0,5	0,4
2,6	2,8	200	0,4	0,5	0,5	0,3
2,8	3,0	200	0,5	0,6	0,5	0,4
3,0	3,2	200	0,4	0,5	0,7	0,4
3,2	3,4	200	0,3	0,4	0,5	0,4
3,4	3,6	200	0,8	1,0	0,6	0,6
3,6	3,8	200	0,7	0,8	0,4	0,6
3,8	4,0	200	0,5	0,5	0,4	0,6
4,0	4,2	200	0,6	0,6	0,5	0,6
4,2	4,4	200	0,5	0,5	0,4	0,5
4,4	4,6	200	0,4	0,4	0,5	0,5
4,6	4,8	200	0,5	0,7	0,4	0,5
4,8	5,0	200	0,7	0,6	0,5	0,6

NLE – Nivelamento Longitudinal Esquerdo; NLD – Nivelamento Longitudinal Direito

ALE – Alinhamento Longitudinal Esquerdo; ALD – Alinhamento Longitudinal Direito

Feita esta análise pode-se concluir, a partir da tabela 6.4, que o troço de via após a renovação integral, passou a ter melhor nível de qualidade geométrica (QN1), em toda a sua extensão.

Tabela 6.4 – Análise dos dados de DP, determinação do QN da via em estudo e necessidade de AMP, para a 1ª campanha de 2010

			Nível de Qualidade Geométrica da via			Nível de Necessidade de AMP		
De (km)	Até (km)	Comp. (m)	Média DP Niv. (mm)	Média DP Alinh. (mm)	Nível de Qualidade (QN)	DP Niv. Máx. (mm)	DP Alinh. Mín. (mm)	Nível de AMP (QN)
0,0	0,2	200	0,8	0,5	QN1	0,8	0,4	QN1
0,2	0,4	200	0,5	0,4	QN1	0,5	0,3	QN1
0,4	0,6	200	0,6	0,5	QN1	0,6	0,4	QN1
0,6	0,8	200	0,9	0,5	QN1	0,9	0,4	QN1
0,8	1,0	200	0,5	0,4	QN1	0,5	0,4	QN1
1,0	1,2	200	1,0	0,4	QN1	1,0	0,4	QN1
1,2	1,4	200	0,5	0,4	QN1	0,5	0,3	QN1
1,4	1,6	200	0,6	0,5	QN1	0,7	0,4	QN1
1,6	1,8	200	0,7	0,4	QN1	0,7	0,4	QN1
1,8	2,0	200	1,1	0,4	QN1	1,2	0,4	QN1
2,0	2,2	200	0,5	0,4	QN1	0,6	0,4	QN1
2,2	2,4	200	0,6	0,5	QN1	0,6	0,5	QN1
2,4	2,6	200	0,5	0,5	QN1	0,5	0,4	QN1
2,6	2,8	200	0,5	0,4	QN1	0,5	0,3	QN1
2,8	3,0	200	0,6	0,5	QN1	0,6	0,4	QN1
3,0	3,2	200	0,5	0,6	QN1	0,5	0,4	QN1
3,2	3,4	200	0,4	0,5	QN1	0,4	0,4	QN1
3,4	3,6	200	0,9	0,6	QN1	1,0	0,6	QN1
3,6	3,8	200	0,8	0,5	QN1	0,8	0,4	QN1
3,8	4,0	200	0,5	0,5	QN1	0,5	0,4	QN1
4,0	4,2	200	0,6	0,6	QN1	0,6	0,5	QN1
4,2	4,4	200	0,5	0,5	QN1	0,5	0,4	QN1
4,4	4,6	200	0,4	0,5	QN1	0,4	0,5	QN1
4,6	4,8	200	0,6	0,5	QN1	0,7	0,4	QN1
4,8	5,0	200	0,7	0,6	QN1	0,7	0,5	QN1

### 6.2.2. Análise do troço de que define o nivelamento para a modelação da via

Após a análise de qualidade da via, foi escolhido um troço de 200 metros para ser utilizado como base de nivelamento para a modelação da via (figura 6.4). O troço foi escolhido de modo a que se tratasse de uma secção da via em linha reta, o que é possível verificar através dos gráficos gerados pelo EM-120, e a partir do ano de 2010 em que a via apresenta um bom nível de qualidade.

O troço escolhido situa-se entre os 2 e 2,2 km, assinalado no gráfico geral de DP seguinte.

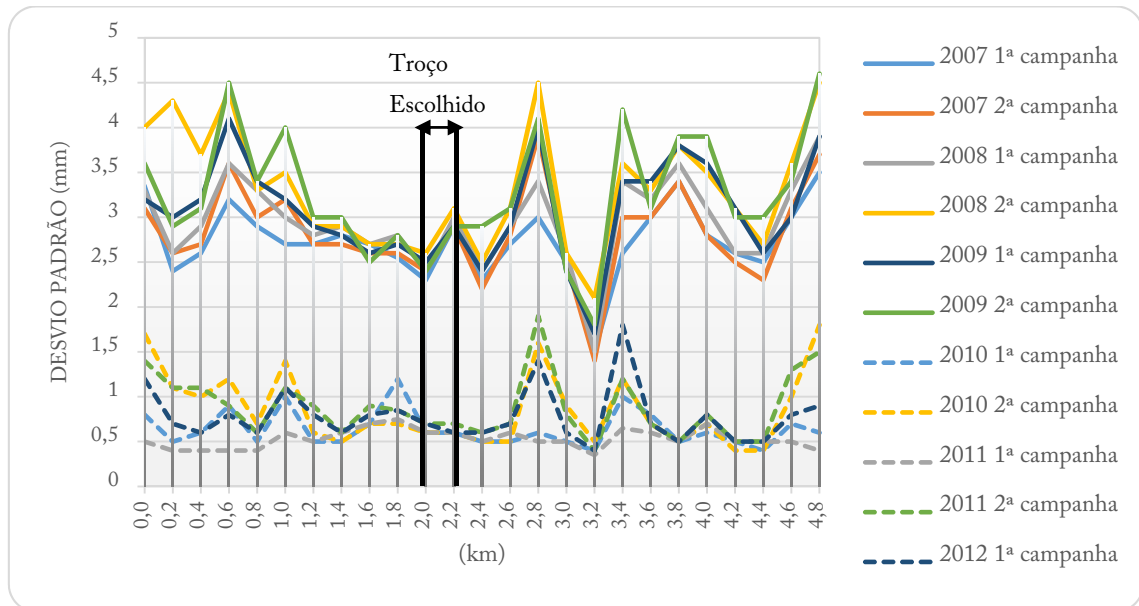


Figura 6.4 - Evolução do DP do nivelamento longitudinal direito, para todas as campanhas entre 2007 e 2012

Depois da escolha do troço a utilizar na modelação, é necessário recorrer ao ficheiro de medições da EM-120 com as medições dos parâmetros recolhidos em campo de 25 em 25 cm, localizar o troço e representar graficamente o nivelamento longitudinal direito. Apenas serão representados 100 m da via, pois é esse o comprimento de via a utilizar na modelação (figura 6.5).

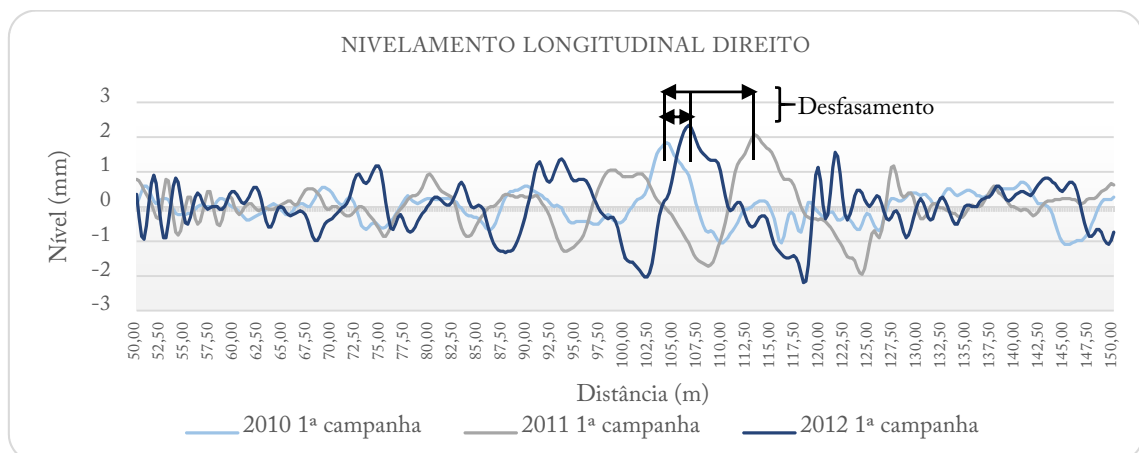


Figura 6.5 - Nivelamento Longitudinal Direito com desfasamento, na distância de 50m a 150m

Na comparação da evolução do nivelamento longitudinal direito, ao longo das campanhas descritas na figura 6.5, é possível verificar que existe um desfasamento nas medições. Tendo por base a primeira campanha de 2010, nas medições para as primeiras campanhas de 2011 e 2012 é possível verificar a partir do seu desenvolvimento que no ponto de valor máximo estas estão mais “avançadas”, criando um desfasamento entre as medições para a mesma zona. Este desfasamento ocorre devido à existência de erros de precisão, devido ao facto de que a localização da EM-120 é feita com recurso a um sistema de GPS. Para corrigir este problema é necessário manipular os ficheiros de medições de modo a posicionar as medidas de nivelamento na posição correta, o que permite ter uma visualização do comportamento do nivelamento longitudinal ao longo dos anos de campanhas de inspeção de via, no troço em estudo (figura 6.6).

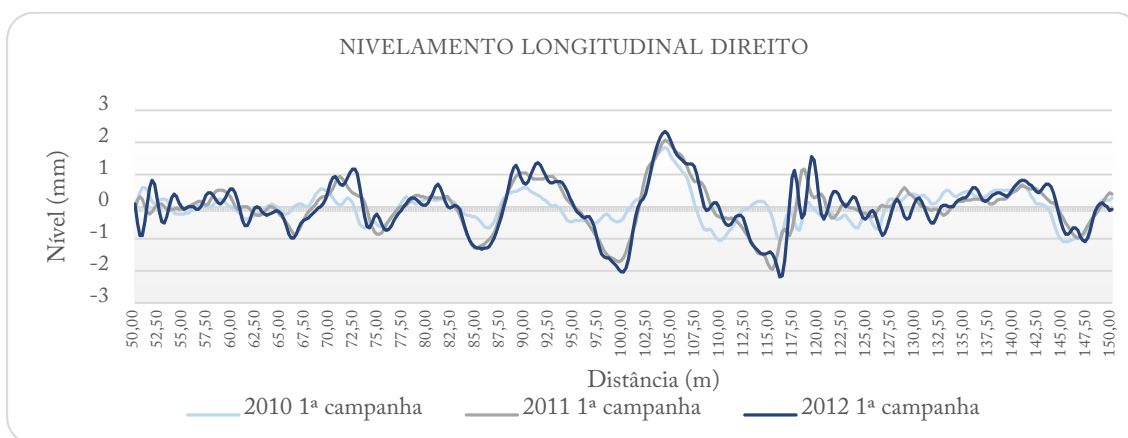


Figura 6.6 - Nivelamento Longitudinal Direito corrigido, na distância de 50m a 150m

Depois de ajustados os nivelamentos, para ter uma melhor ideia da diferença do nível registado na primeira campanha de 2010 até à primeira campanha de 2012, foi analisada a diferença entre ambos os nivelamentos e tidos em conta apenas os valores negativos, de que resultou o gráfico da figura 6.7. Assim, é possível analisar as zonas da via que sofreram uma assentamento mais acentuado e logo são possíveis zonas com maior suscetibilidade de ocorrência de problemas na via.

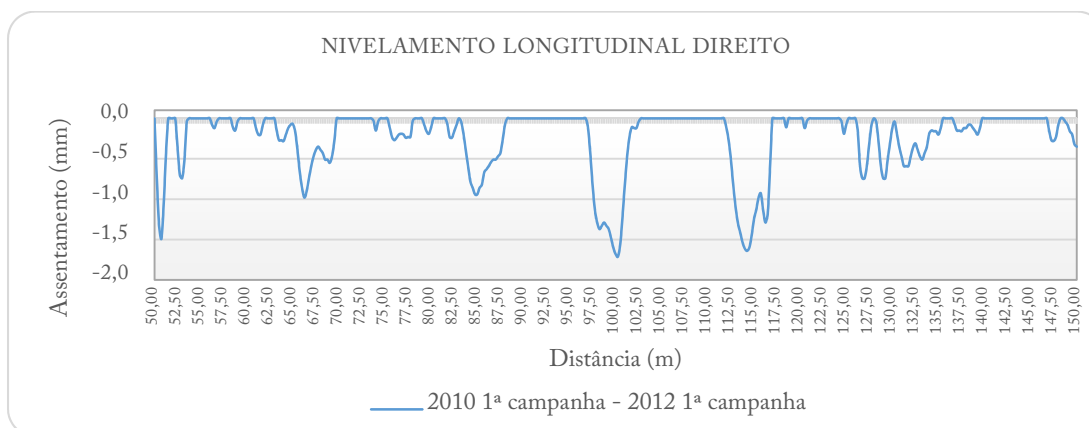


Figura 6.7 - Diferença entre o nivelamento longitudinal direito da 1ª campanha de 2012 e a 1ª campanha de 2010

Ainda na análise de assentamentos do troço da via em estudo, no gráfico da figura 6.8, foram determinados os intervalos de valores de assentamentos predominantes na via ao longo dos 2 anos de inspeções, e que se situam entre os 0,0 e 0,5 milímetros com cerca de 65%.

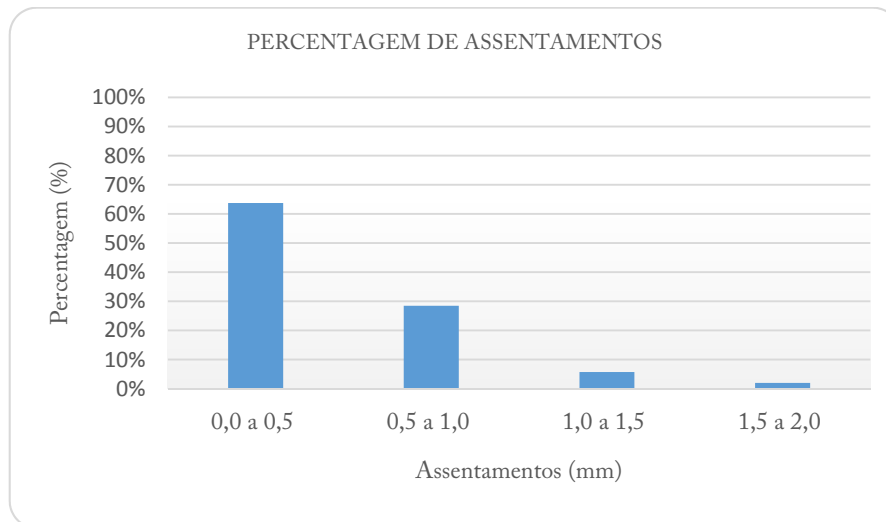


Figura 6.8 - Percentagem do nível de assentamentos na via ao longo de 2 anos de inspeções

No ponto seguinte é realizado o estudo, através de modelação numérica com o programa D-Track, da evolução do nivelamento da via e o seu comportamento a longo prazo, a partir do nivelamento da 1ª campanha de 2010.

### 6.3. Descrição e calibração dos casos de estudo

Neste terceiro ponto do capítulo serão abordados os casos de estudo, ou seja, três diferentes tipos de vias ferroviárias consideradas para análise e comparação de resultados obtidos. O objetivo é estudar o seu comportamento a longo prazo e a evolução do nivelamento descrito no ponto anterior mas com recurso a modelação numérica.

Partindo deste pressuposto, a via em estudo foi intervencionada no ano de 2010 e após esta operação de manutenção foi considerado o nivelamento longitudinal medido in-situ para representar três modelos de via distintos. O primeiro modelo representa uma Via Renovada, constituída por várias camadas de materiais com boa capacidade resistente e sem qualquer tipo de contaminação, com os parâmetros que caracterizam uma via deste tipo. O segundo modelo é designado de Via Antiga A, é constituído por travessas de madeira, apenas uma camada de balastro e o solo de fundação têm as mesmas características resistentes que a Via Renovada. O terceiro modelo designa-se por Via antiga B, semelhante ao anterior mas em que o solo de

fundação tem características mais fracas. Os materiais e parâmetros que definem cada modelo estão descritos nos pontos seguintes e apresentam valores geralmente adotados como característicos em estudos realizados neste tipo de situações e recorrentes de ensaios realizados in-situ, uma vez que para este trabalho não houve possibilidade de realizar ensaios para obtenção dos mesmos.

No que respeita aos veículos modelados para a simulação de circulação sobre as vias, foram escolhidos o Alfa Pendular e o Comboio Intercidades, os mais rápidos e utilizados na rede ferroviária nacional, que serão também detalhadamente descritos.

Primeiramente, é iniciado o subcapítulo seguinte com uma descrição dos veículos modelados, segue-se a análise de cada modelo de via a estudar, e a explicitação da metodologia utilizada para a calibração dos modelos de vias ferroviárias balastradas.

### 6.3.1. Descrição dos modelos de veículos utilizados

Foram escolhidos dois tipos de comboios existentes em Portugal, o comboio Alfa Pendular e o comboio Intercidades.

#### 6.3.1.1. Comboio Alfa Pendular

Este é o comboio de alta velocidade existente na rede ferroviária nacional, série 4000 da CP, com design do pendolino ETR 460 da Fiat. Atinge uma velocidade máxima de 220 km/h e a sua tecnologia pendular permite-lhe fazer curvas a velocidades mais elevadas que os comboios convencionais. Os bogies tiveram de ser redesenhados para operar na bitola ibérica, utilizada em Portugal.

O comboio alfa pendular é do tipo convencional composto por seis veículos, cada um com dois bogies, figura 6.9 e 6.10. Na tabela 6.5 estão descritos os principais parâmetros deste veículo.



Figura 6.9 – Alfa Pendular, adaptado (Série 4000 da CP, 2014)

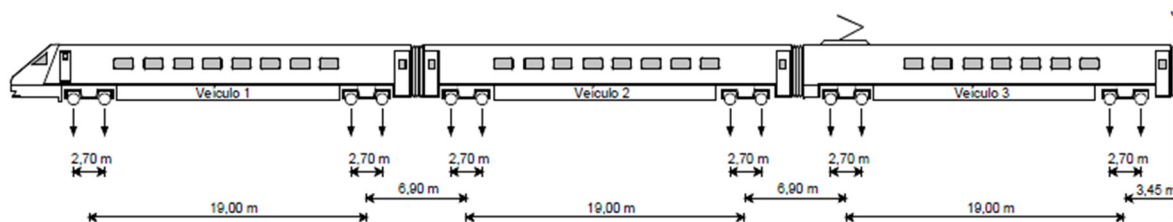


Figura 6.10 – Esquema do comboio Alfa Pendular (representação por simetria), adaptado (Ribeiro, 2012)

Tabela 6.5 – Parâmetros do comboio Alfa Pendular

Veículo	Alfa Pendular
Velocidade (km/h)	220
Massa das rodas (ton)	1,71
Massa do bogie (ton)	4,82
Massa da carruagem (ton)	37,7
Inércia de massa da carruagem (ton.m <sup>2</sup> )	2384,9
Inércia de massa da bogie (ton.m <sup>2</sup> )	2,8
Rigidez da suspensão secundária (kN/m)	10300
Amortecimento da suspensão secundária (kNs/m)	70
Rigidez da suspensão primária (kN/m)	3200
Amortecimento da suspensão primária (kNs/m)	35
Distância entre eixos (m)	2,7
Distância entre bogies (m)	19
Carga por eixo (kN)	135,4

### 6.3.1.2. Comboio Intercidades

O comboio Intercidades é composto por uma locomotiva, série 5600 da CP, e por quatro carruagens Corail (figura 6.11 e figura 6.12). Esta locomotiva elétrica funciona em bitola ibérica e permite atingir velocidades até 220 km/h mas neste trabalho será considerada uma velocidade de 190 km/h para este veículo. Como a locomotiva e as carruagens tem parâmetros muito diferentes, têm que ser modelados como dois veículos distintos (tabela 6.6).



Figura 6.11 – Comboio Intercidades (Locomotiva 5600 e quatro carruagens Corail), adaptado (Série 5600 da CP, 2014)

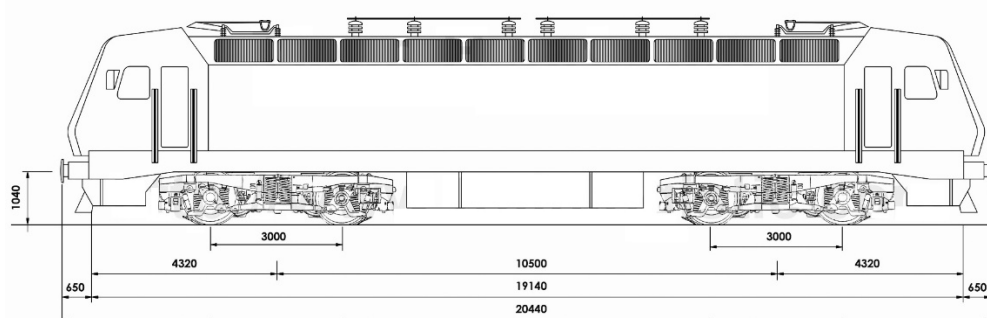


Figura 6.12 – Esquema da locomotiva 5600 do Intercidades, adaptado (Trainlogistic, 2014)

Tabela 6.6 – Parâmetros do comboio Intercidades

Veículo	Locomotiva série	Carruagem
	5600	Corail
Velocidade (km/h)	190	190
Massa das rodas (ton)	3	1,5
Massa do bogie (ton)	16,5	3,2
Massa da carruagem (ton)	54	29,6
Inércia de massa da carruagem (ton.m <sup>2</sup> )	1963,3	1619,6
Inércia de massa da bogie (ton.m <sup>2</sup> )	12,7	1,81
Rigidez da suspensão secundária (kN/m)	1760	182
Amortecimento da suspensão secundária (kNs/m)	152	22
Rigidez da suspensão primária (kN/m)	1340	142
Amortecimento da suspensão primária (kNs/m)	20	3,73
Distância entre eixos (m)	3	2,56
Distância entre bogies (m)	10,5	18
Carga por eixo (kN)	248	105

### 6.3.2. Descrição dos modelos de vias a estudar

#### 6.3.2.1. Modelo de Via Renovada

A Via Renovada, representa uma via ferroviária balastrada moderna e em bom estado, constituída por várias camadas de diferentes materiais, travessas de betão monobloco e carris UIC 54. Na figura 6.13, está ilustrado o perfil transversal deste modelo e nas tabelas 6.7 e 6.8 estão definidos os parâmetros das propriedades mecânicas das camadas que compõem a sua estrutura e dos restantes componentes.

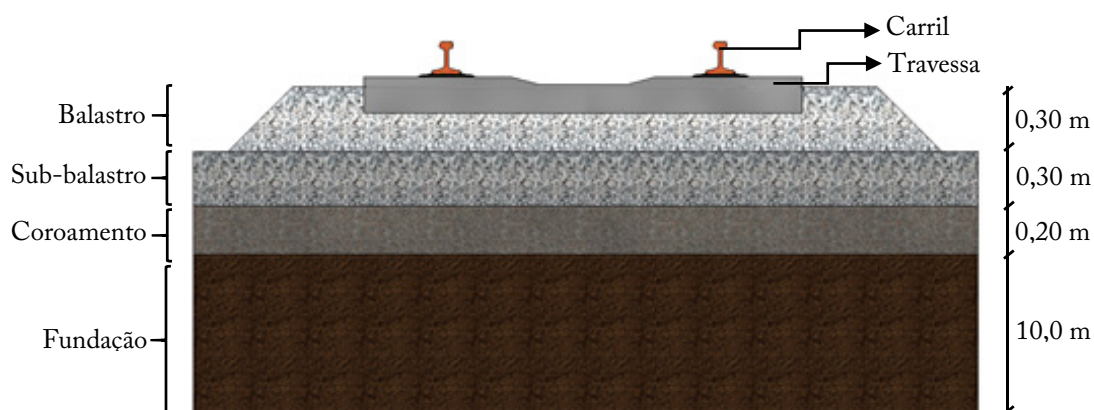


Figura 6.13 - Perfil transversal do modelo de Via Renovada

Tabela 6.7 - Parâmetros das propriedades mecânicas dos materiais da Via Renovada

Camada	Espessura (m)	$E$ (MPa)	$\nu$	$\rho$ (ton/m <sup>3</sup> )
Balastro	0,30	130	0,20	1,73
Sub-balastro	0,30	200	0,25	2,2
Coroamento	0,20	1000	0,25	2,2
Fundação	$\infty$	90	0,25	2,04

Tabela 6.8 - Parâmetros dos constituintes da Via Renovada

Massa do carril (UIC54)	0,0547 ton
Rigidez de flexão do carril (EI)	4910 kN/m <sup>2</sup>
Massa das travessas de betão (com sistemas de fixação)	0,322 ton
Área de contacto entre 1/3 travessa e o balastro	0,26 m <sup>2</sup>
Distância entre travessas	0,60 m

### 6.3.2.2. Modelo de Via Antiga A

Neste caso é analisado o modelo de via ferroviária Via Antiga A, as principais diferenças em relação ao modelo anterior passam por este ter travessas de madeira e apenas a camada de balastro colocada diretamente sobre o solo de fundação, tal como ilustrado na figura 6.14. Além disso, é considerado que o solo de fundação tem a mesma capacidade resistente que o da Via Renovada. As tabelas 6.9 e 6.10 descrevem os parâmetros deste modelo.

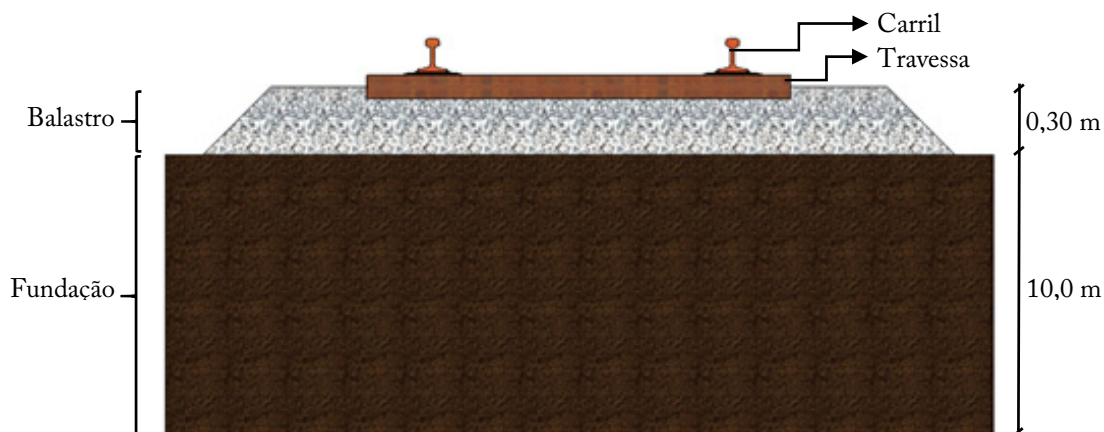


Figura 6.14 - Perfil transversal do modelo da Via Antiga A

Tabela 6.9 - Parâmetros das propriedades mecânicas dos materiais da Via Antiga A

Camada	Espessura (m)	$E$ (MPa)	$\nu$	$\rho$ (ton/m <sup>3</sup> )
Balastro	0,30	100	0,20	1,73
Fundação	$\infty$	90	0,25	2,04

Tabela 6.10 - Parâmetros dos constituintes da Via Antiga A

Massa do carril (UIC54)	0,0547 ton
Rigidez de flexão do carril (EI)	4910 kN/m <sup>2</sup>
Massa das travessas de madeira (com sistemas de fixação)	0,091 ton
Área de contacto entre 1/3 travessa e o balastro	0,217 m <sup>2</sup>
Distância entre travessas	0,60 m

### 6.3.2.3. Modelo de Via Antiga B

O modelo para o terceiro caso de estudo é muito semelhante ao anterior com a diferença de que o solo de fundação foi considerado com piores características resistentes, tal como ilustrado na figura 6.15. Os seus parâmetros estão indicados nas tabelas 6.11 e 6.12.

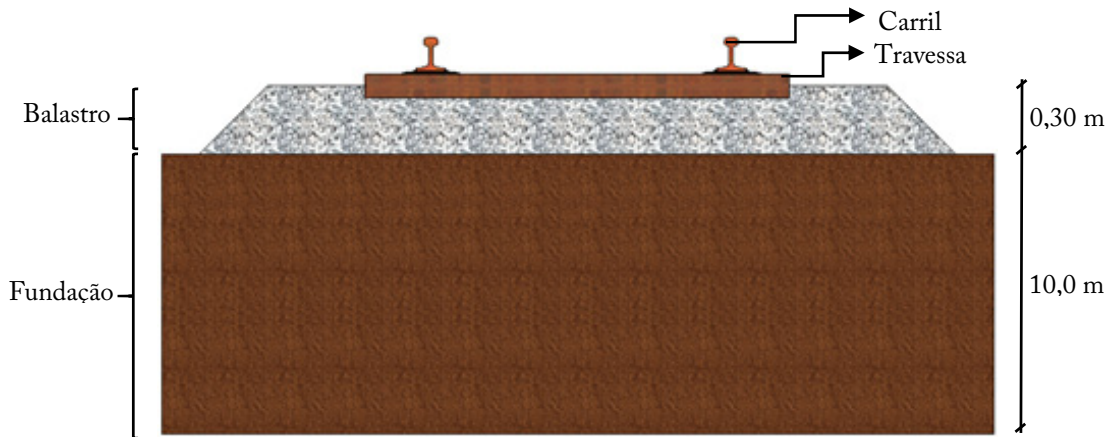


Figura 6.15 - Perfil transversal do modelo da Via Antiga B

Tabela 6.11 - Parâmetros das propriedades mecânicas dos materiais da Via Antiga B

Camada	Espessura (m)	$E$ (MPa)	$\nu$	$\rho$ (ton/m <sup>3</sup> )
Balastro	0,30	100	0,20	1,73
Fundação	$\infty$	40	0,25	2,04

Tabela 6.12 - Parâmetros dos constituintes da Via Antiga B

Massa do carril (UIC54)	0,0547 ton
Rigidez de flexão do carril (EI)	4910 kN/m <sup>2</sup>
Massa das travessas de madeira (com sistemas de fixação)	0,091 ton
Área de contacto entre 1/3 travessa e o balastro	0,217 m <sup>2</sup>
Distância entre travessas	0,60 m

### 6.3.3. Calibração dos modelos

Antes de utilizar o programa D-Track, alguns aspectos relacionados com o comportamento dos modelos de vias ferroviárias e de veículos utilizados, têm que ser calibrados. Para tal, além do D-Track foram utilizados mais dois programas, o U-Track (1-D) e Pegasus (3-D), também desenvolvidos e programados em *Matlab* (MathWorks Inc.). Estes três programas têm o mesmo objetivo, simular modelos de vias ferroviárias e modelos de veículos, que interagem entre si possibilitando simulações dinâmicas e de deslocamentos da via, comparáveis com uma situação real.

O modelo de via utilizado no programa D-Track está ilustrado na figura 6.16, pelo que se inicia o processo de calibração com a determinação de dois parâmetros que definem o comportamento do sistema mola/amortecedor de suporte das travessas, que simula o balastro e a fundação da via. Estes parâmetros são a rigidez linear ( $k_1$ ) e o amortecimento radial ( $C_{rd}$ ), já referidos no Capítulo V.

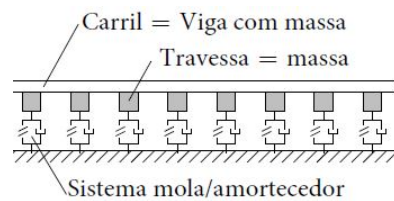


Figura 6.16 - Modelo da via, adaptado (Varandas, 2013b)

Será realizada uma breve descrição da utilização dos programas U-Track e Pegasus, pois não são objeto de estudo desta dissertação.

O Pegasus, é um programa numérico tridimensional de elementos finitos, para cálculo da resposta dinâmica das vias ferroviárias, tendo em conta o comportamento não linear do balastro. Admite que a via é constituída pelos carris, travessas e palmilhas. As camadas de balastro e solo são assumidas como estratificações horizontais (figura 6.17).

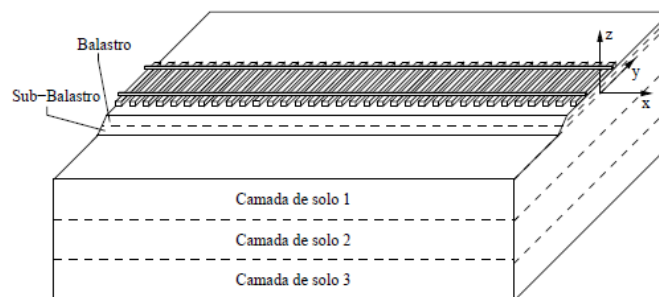


Figura 6.17 – Programa Pegasus, modelo 3D de via ferroviária, adaptado (Varandas, 2013b)

O procedimento para calibrar os modelos de via, teve início na criação de um modelo tridimensional no programa Pegasus, com as características da via para cada caso de estudo. Consistiu num troço de dezoito metros com trinta e uma travessas, em que foram aplicadas duas forças de 50 kN a meio do modelo (a nove metros da origem) em cada carril e sobre uma travessa, simulando a carga de um veículo. Foi realizado um cálculo quase-estático e registado o valor de deslocamento do carril no momento de aplicação da força na via.

Numa segunda fase, foi utilizado o programa U-Track, um programa unidimensional com programação semelhante ao D-Track, mas que tem apenas em consideração os deslocamentos dinâmicos da via. O programa foi configurado com as características dos componentes da via e cargas idênticas às utilizadas no Pegasus, para cada caso de estudo, à exceção dos valores dos parâmetros que definem o comportamento dos sistemas de molas e amortecedores (já referidos para o D-Track), que representam o balastro e a fundação da via, pois são estes valores que se pretendem calibrar.

Tratando-se de uma análise quase-estática, em que não é considerado o movimento da carga ao longo da via, é descrito pela dinâmica de estruturas, através da segunda lei do movimento de Newton, que a equação do movimento devido a uma força  $F$ , atuando numa massa  $m$ , num dado instante  $t$  é dada por (Chopra, 1995):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \quad (6.1)$$

, em que  $\ddot{u}$  é a aceleração,  $\dot{u}$  é a velocidade e  $u$  é o deslocamento. Como foi registado o valor do deslocamento do carril no instante da aplicação da força, não se considera a existência de movimento, logo  $\ddot{u} = \dot{u} = 0$ , ficando:

$$ku = F \quad (6.2)$$

Por este motivo, o valor de amortecimento do sistema de suporte das travessas pode ser desprezado e ter em conta apenas a rigidez,  $k$ . Através de um processo iterativo, com análises sucessivas no U-Track, para cada caso de via em estudo, fez-se variar o valor de  $k_1$  até que o deslocamento do carril, no ponto de aplicação da carga, fosse igual ao deslocamento obtido no Pegasus, tornando-se esse o valor de rigidez das molas a utilizar no D-Track. De seguida calculou-se o  $C_{rd}$  com as fórmulas 5.11 e 5.12.

Estando a rigidez das molas e amortecimento determinados, é necessário verificar se os deslocamentos na via, resultantes dos programas D-Track e U-Track têm valores próximos quando sujeitos ao mesmo carregamento. Assim, foram realizadas análises nos dois programas,

simulando cada modelo de veículo a circular sobre cada modelo de via e comparados os deslocamentos máximos na via. Caso sejam muito próximos, considera-se que os modelos estão calibrados.

### 6.3.3.1. Calibração do modelo – Via Renovada

A partir do processo explicitado anteriormente, o assentamento obtido pelo Pegasus foi de  $-0,0005036$  m, no programa U-Track foi feito variar o valor de rigidez das molas de modo a atingir o mesmo deslocamento, o valor de rigidez determinado foi de  $41330$  kN/m (tabela 6.13). Na figura 6.18 e 6.19 está esquematizado a aplicação das forças utilizada no Pegasus e no U-Track, respetivamente.

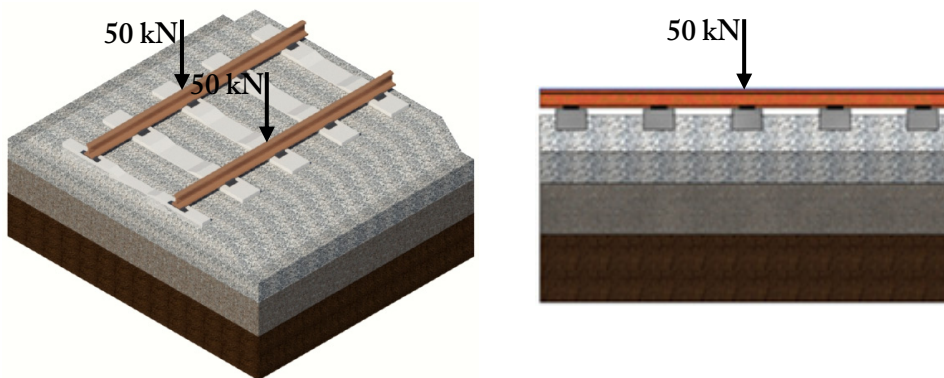


Figura 6.18 - Esquema de aplicação das forças no modelo da Via Renovada, no Pegasus e U-Track, respetivamente

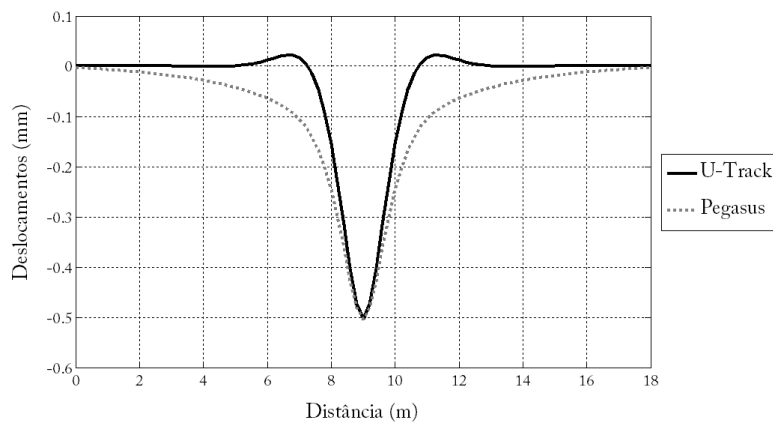


Figura 6.19 - Deslocamento obtido pelos dois programas para a Via Renovada

Tabela 6.13 - Valores de calibração do modelo - Via Renovada

Deslocamentos - Pegasus	Rigidez do sistema de suporte das travessas, $k_1$ - U-Track
$-0,0005036$ (m)	$41330$ kN/m

6.3.3.2. Calibração do modelo – Via Antiga A

Seguindo o mesmo procedimento explicado para a via renovada, na calibração para a Via Antiga A (figuras 6.20 e 6.21) o assentamento obtido pelo Pegasus foi de  $-0,0006039$  m, no programa U-Track foi feito variar o valor de rigidez das molas de modo a atingir o mesmo deslocamento, o valor de rigidez determinado foi de  $32330$  kN/m (tabela 6.14).

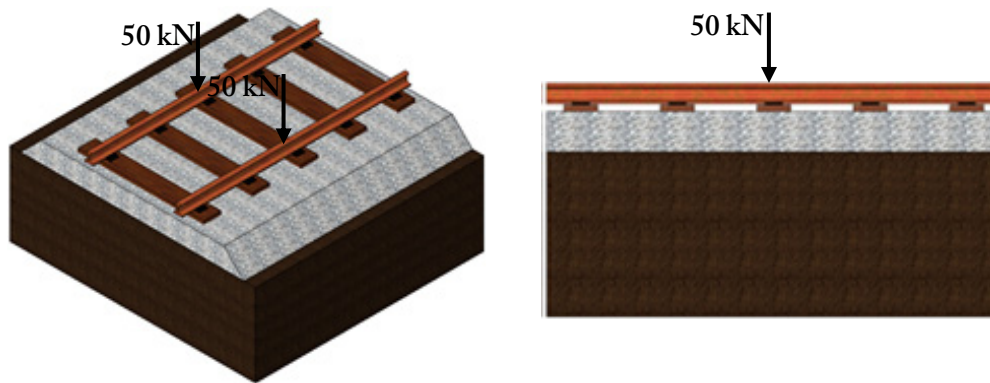


Figura 6.20 – Esquema de aplicação das forças no modelo de Via Antiga A, no Pegasus e U-Track, respetivamente

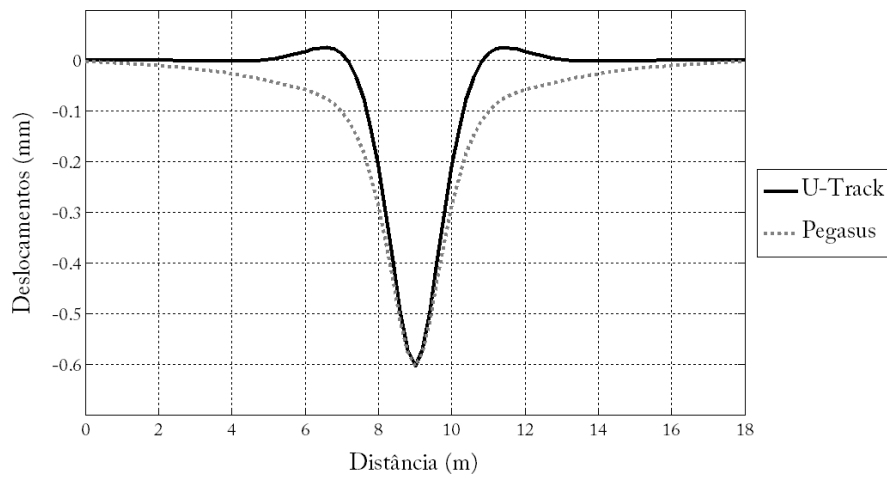


Figura 6.21 – Deslocamento obtido pelos dois programas para Via Antiga A

Tabela 6.14 – Valores de calibração do modelo – Via Antiga A

Deslocamentos - Pegasus	Rigidez do sistema de suporte das travessas, $k_1$ – U-Track
$-0,0006039$ (m)	$32330$ kN/m

### 6.3.3.3. Calibração do modelo – Via Antiga B

Por fim e seguindo o mesmo procedimento explicado para a Via Antiga A, na calibração para a Via Antiga B (figuras 6.22 e 6.23) o assentamento obtido pelo Pegasus foi de  $-0,0009983$  m, no programa U-Track foi feito variar o valor de rigidez das molas de modo a atingir o mesmo deslocamento, o valor de rigidez determinado foi de  $16418$  kN/m (tabela 6.15).

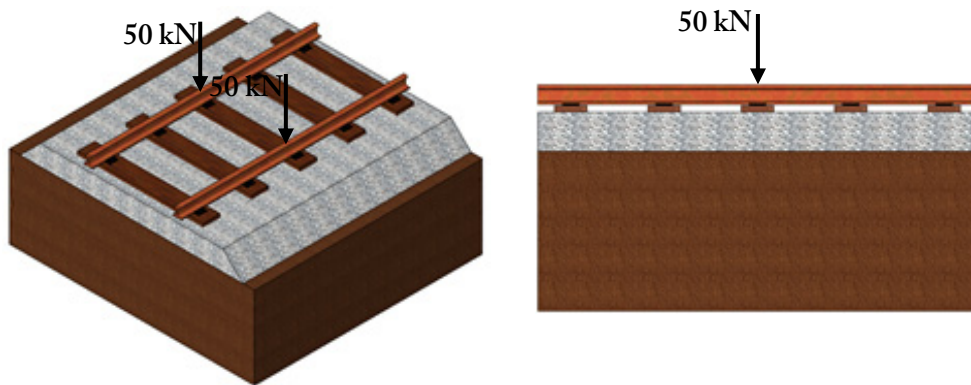


Figura 6.22 - Esquema de aplicação das forças no modelo de Via Antiga B, no Pegasus e U-Track, respectivamente

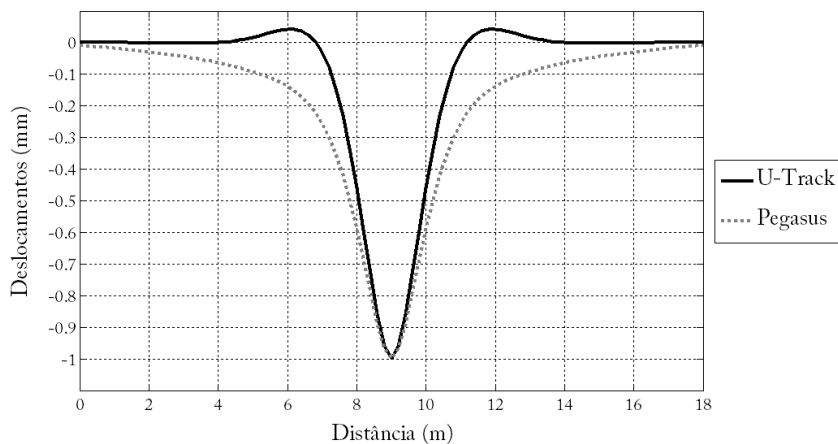


Figura 6.23 - Deslocamento obtido pelos dois programas para Via Antiga B

Tabela 6.15 - Valores de calibração do modelo – Via Antiga B

Deslocamentos - Pegasus	Rigidez do sistema de suporte das travessas, $k_1$ – U-Track
$-0,0009983$ (m)	$16418$ kN/m

Na tabela 6.16, estão dispostos todos os valores determinados para confirmar a calibração dos modelos de via ferroviária.

Tabela 6.16 - Valores de rigidez, amortecimento e deslocamentos máximos obtidos para validação da calibração dos modelos de via

Modelos	Pegasus / U-Track	Veículos	$u_{\text{máx}}$ U-Track	$u_{\text{máx}}$ D-Track
Via Renovada	$k_1 = 41330 \text{ kN/m}$ $C_{rd} = 101,7 \text{ kNs/m}$	Alfa Pendular	-0,66mm	-0,65mm
		Locomotiva 5600	-1,20mm	-1,19mm
		Carruagem Corail	-0,51mm	-0,50mm
Via Antiga A	$k_1 = 32330 \text{ kN/m}$ $C_{rd} = 84,7 \text{ kNs/m}$	Alfa Pendular	-0,79mm	-0,77mm
		Locomotiva 5600	-1,45mm	-1,42mm
		Carruagem Corail	-0,61mm	-0,60mm
Via Antiga B	$k_1 = 16418 \text{ kN/m}$ $C_{rd} = 56,5 \text{ kNs/m}$	Alfa Pendular	-1,33mm	-1,31mm
		Locomotiva 5600	-2,40mm	-2,36mm
		Carruagem Corail	-1,03mm	-1,02mm

Nas figuras 6.24, 6.25 e 6.26, também estão apresentados os deslocamentos ao nível dos carris, quando os modelos de veículos são colocados sobre a via, verificando-se concordância com os valores obtidos na tabela 6.16.

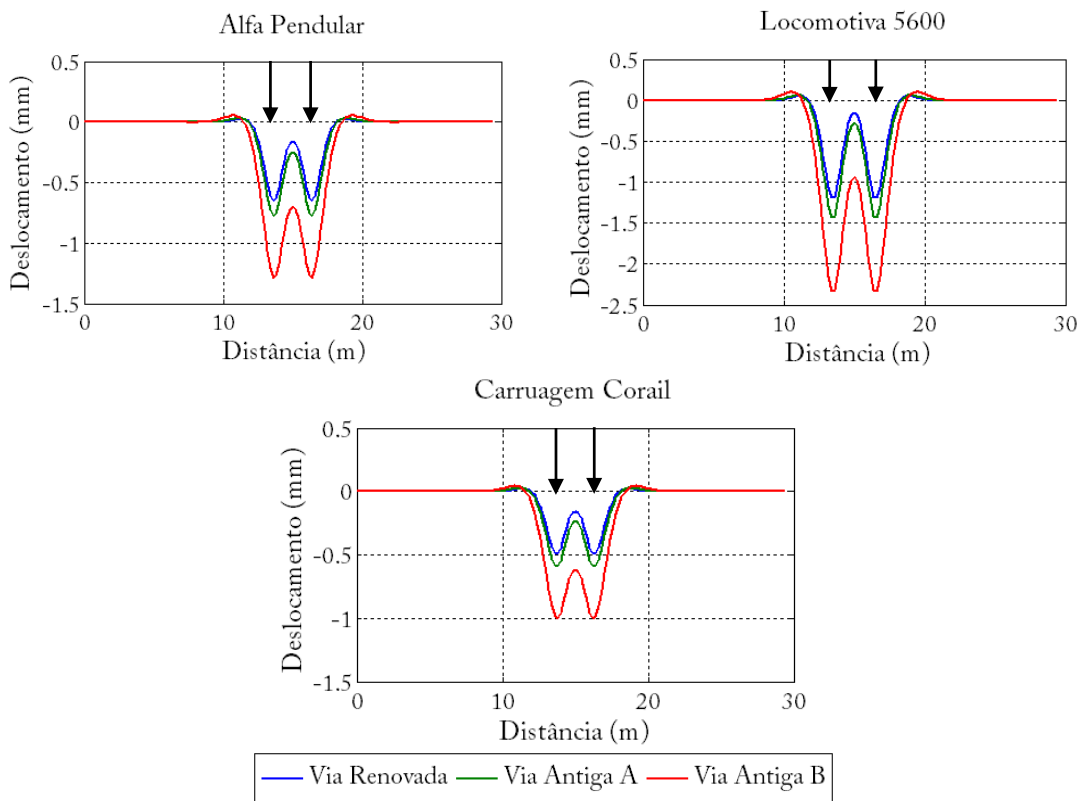


Figura 6.24 - Deslocamentos do carril, devido ao modelo de forças móveis, em cada tipo de via

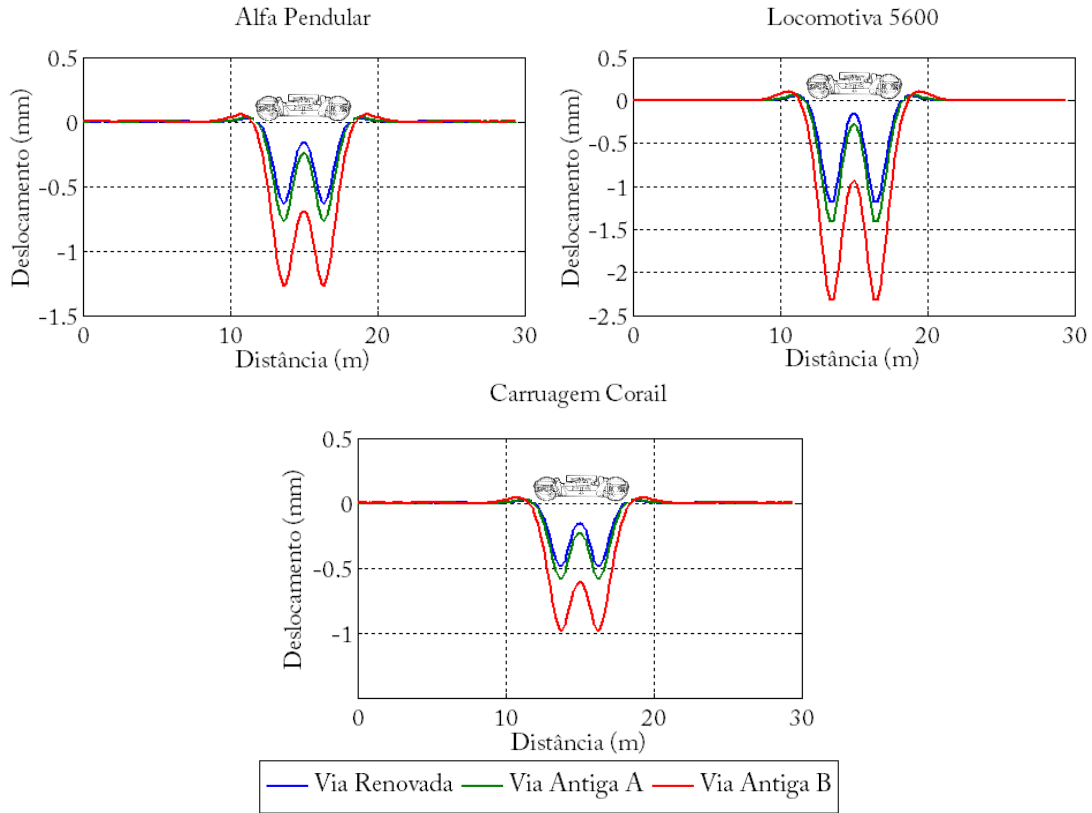


Figura 6.25 - Deslocamentos do carril, devido ao modelo de bogies, em cada tipo de via

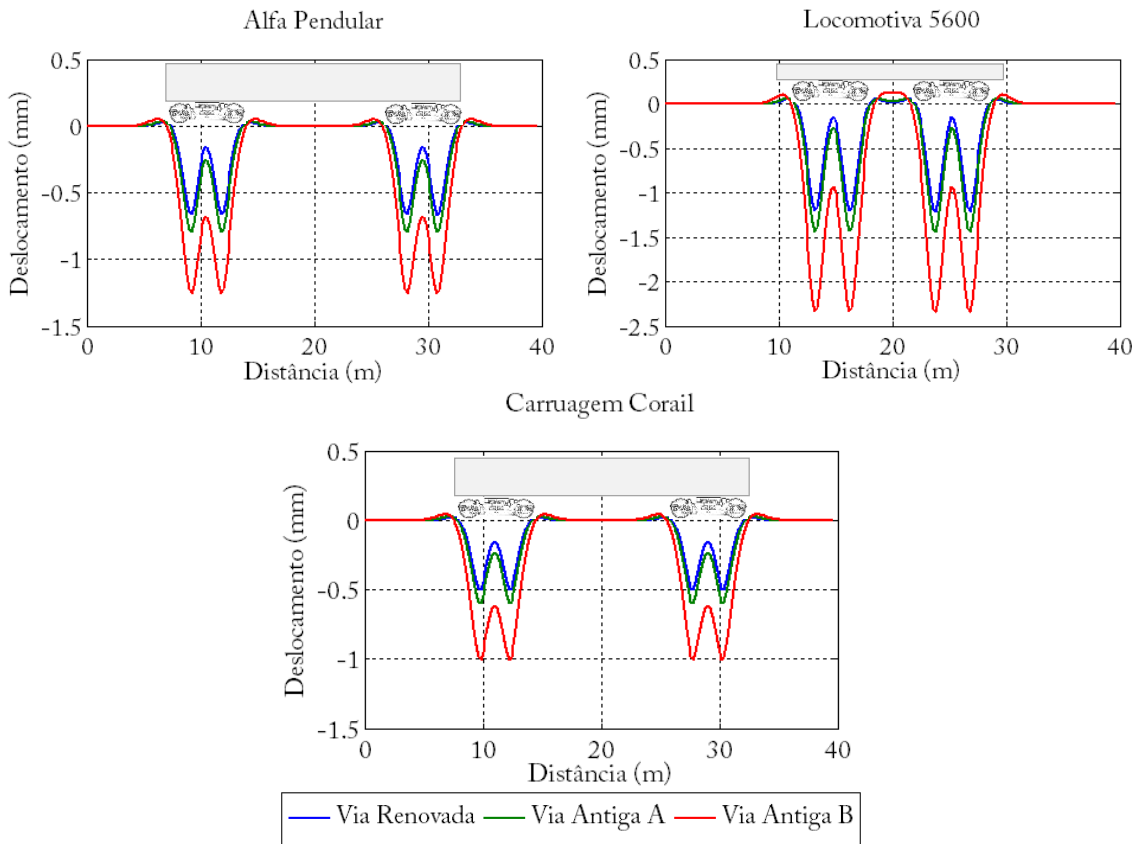


Figura 6.26 - Deslocamentos do carril, devido ao modelo de carruagens, em cada tipo de via

#### 6.4. Análise do comportamento a longo prazo da via - Programa D-Track

Neste subcapítulo, foram analisadas diferentes situações de cálculo, de maneira a tentar compreender o comportamento a longo prazo de cada tipo de via. Para o cálculo foi utilizado um computador pessoal com um processador Intel Core i5 (3.30 GHz), em que o total das análises teve uma duração de 261219s (cerca de 73horas), considerando um período de cálculo de 730 dias (2 anos) e uma via com 269 travessas numa extensão total de 160 metros.

Numa primeira abordagem ao problema foi feita uma análise mais simples, com o modelo de veículos simulado por forças móveis e considerando os três modelos de via com um nivelamento horizontal, para tentar compreender a grandeza de forças e deslocamento envolvidos e a evolução do assentamento a longo prazo. Depois, aumentando o grau de complexidade das análises, passou-se dos modelos de forças móveis para modelos de bogies e de carruagens. Para a via adotou-se o nivelamento registado in-situ pela EM-120 na primeira campanha de 2010. Conta-se então com 12 situações de cálculos distintas (tabelas 6.17, 6.18 e 6.19).

*Tabela 6.17 - Situações e tempo de cálculo considerados para o modelo de Via Renovada*

Via Renovada	Duração (horas)
Forças Móveis / nível horizontal	2,8
Forças Móveis / nível in-situ	3,0
Bogies / nível in-situ	5,0
Carruagens / nível in-situ	5,5

*Tabela 6.18 - Situações e tempo de cálculo considerados para o modelo de Via Antiga A*

Via Antiga A	Duração (horas)
Forças Móveis / nível horizontal	4,5
Forças Móveis / nível in-situ	4,9
Bogies / nível in-situ	8,4
Carruagens / nível in-situ	9,3

*Tabela 6.19 - Situações e tempo de cálculo considerados para o modelo de Via Antiga B*

Via Antiga B	Duração (horas)
Forças Móveis / nível horizontal	4,7
Forças Móveis / nível in-situ	5,2
Bogies / nível in-situ	9,3
Carruagens / nível in-situ	10,0

Nas tabelas anteriores, é feita referência ao tempo de cálculo para cada situação em estudo, de forma a salientar o aumento de tempo de processamento, com o aumento da complexidade dos modelos de via e de veículos.

#### 6.4.1. Dados a inserir no D-Track

- Dados da geometria do modelo

O modelo de via em estudo tem um comprimento de 100 metros, assumindo uma distância entre travessas de 0,60 metros, este troço é constituído por 167 travessas. Como já foi abordado no Capítulo V, é necessário criar uma zona inicial e final. Tendo em conta os modelos de veículos utilizados, foi considerado um comprimento de 30 metros para estas zonas, logo com 51 travessas. O modelo apresenta portanto um comprimento total de 160 metros e 269 travessas (tabela 6.20).

*Tabela 6.20 - Dados de geometria do modelo*

Zona inicial (Ns1)	Zona em estudo (Nsc)	Zona final(Ns2)
51 travessas	167 travessas	51 travessas

- Dados da via

Aqui são definidos os dados relativamente ao carril e as suas propriedades. Foi utilizado um carril do tipo UIC54 (tabela 6.21).

*Tabela 6.21 - Dados da via*

Massa do carril (ton/m)	0,0547
Módulo de flexão do carril (kNm <sup>2</sup> )	4910
Massa de meia travessa (ton)	0,161 para travessas de betão 0,046 para travessas de madeira
N.º de elementos finitos de barra do carril entre travessas	3
Afastamento entre travessas (m)	0,6
Coeficiente de amortecimento do sistema da via	0,02

- Dados sobre a fundação da via

Aqui são definidos os parâmetros referentes à fundação da via, que no modelo regem o sistema de molas e amortecedores, que são a rigidez linear ( $k_1$ ) e o amortecimento radial ( $C_{rd}$ ) (tabela 6.22).

Tabela 6.22 - Dados sobre a fundação da via

	Rigidez linear (kN/m)	Amortecimento radial (kNs/m)
Via Renovada	41330	101,7
Via Antiga A	32330	84,7
Via Antiga B	16418	56,5

- Dados do nivelamento da via

O nivelamento da via é inserido por meio de um ficheiro de texto, em que é atribuído um valor de nível para cada posição das travessas, segundo o nivelamento da 1ª campanha de 2010 (figura 6.27).

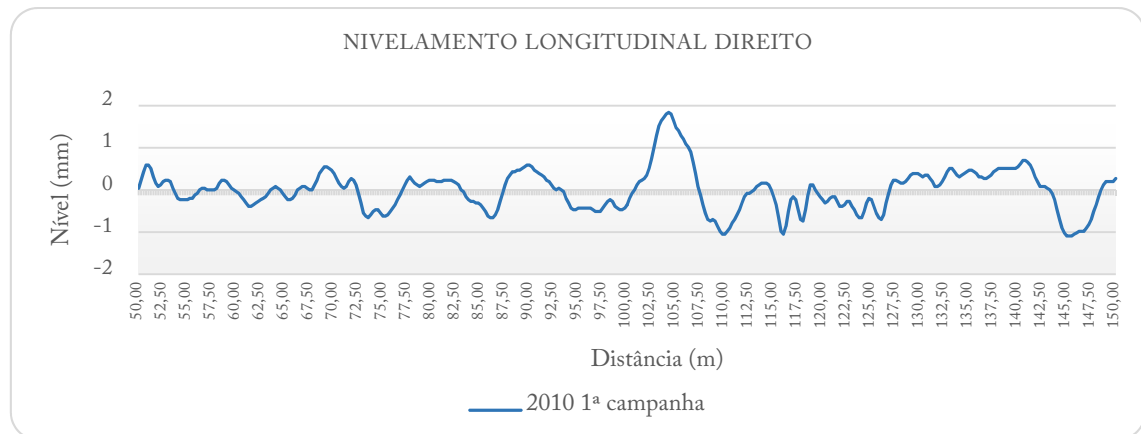


Figura 6.27 - Nivelamento utilizado no estudo da via

- Dados sobre as características de assentamento (tabela 6.23)

Tabela 6.23 - Dados sobre as características do assentamento

$\alpha$	0,6
$\beta$	0,82
$\gamma$ (mm)	8 para a Via Renovada 15 para a Via Antiga A 25 para a Via Antiga B
Maxset (mm)	0,1

O valor de  $\gamma$  representa o assentamento permanente total após 1.000.000 ciclos com uma carga aplicada ao balastro constante de 50kN por ciclo.

- Dados sobre os veículos

Uma vez que o modelo de via é unidimensional, por simetria apenas é avaliado um lado da via, logo as massas dos veículos a introduzir no programa devem ser as correspondentes a metade do veículo. Nas tabelas 6.5 e 6.6, estão descritos os dados para os comboios Alfa Pendular e Intercidades.

- Dados sobre o tráfego

Neste trabalho foi definida uma utilização moderada da via, considerando que esta tem um período de funcionamento diário de 12 horas, em que cada veículo tem uma frequência de circulação de 5 vezes/dia. O período entre a manutenção da via e a primeira utilização pelos veículos foi definido de 3 horas (tabela 6.24).

*Tabela 6.24 - Definição dos dados de tráfego*

Hours day	12
Hours ini	3
Time unit	5

Por cada passagem de um veículo considera-se o número de bogies que o constituem (tabela 6.25).

*Tabela 6.25 - Definição dos dados de tráfego para os veículos*

Veículo	Número de bogies
Alfa Pendular	12
Intercidades – Locomotiva 5600	2
Intercidades – 4 Carruagens (Corail)	8

- Dados de integração no tempo e duração da análise (tabela 6.26)

*Tabela 6.26 - Definição dos dados de integração no tempo e duração da análise*

dt	0,002
Nit	50
TotDays (dias)	730

### 6.4.2. Caso 1 - Vias com modelo de forças móveis e nivelamento considerado horizontal

#### 6.4.2.1. Máxima força que os veículos exercem no balastro

No primeiro caso de estudo começou por ser feita uma análise aos valores de força máxima aplicada ao balastro, quando os veículos percorrem os 100 metros de via (figura 6.28).

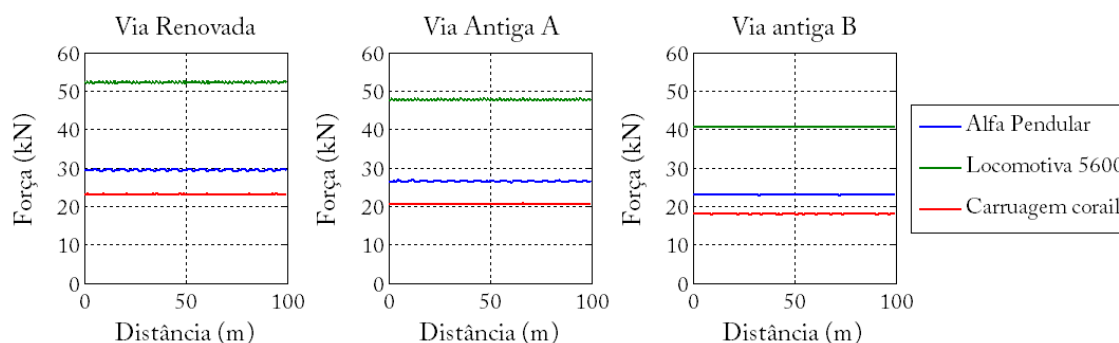


Figura 6.28 - Caso 1, Valores máximos de força aplicada ao balastro pelos veículos, em cada via

O que se pode observar nos gráficos anteriores é que, quanto menos rígida é a via, menores são as forças máximas que os veículos aplicam no balastro. É possível verificar também que, a força considerada para o eixo de cada veículo, é muito superior ao registado no balastro, isto porque como o carril se comporta como uma viga contínua apoiada em travessas, existe um efeito de distribuição dessa força para as travessas contíguas àquela que está mais solicitada. A tabela 6.27 resume os valores médios das forças aplicadas no balastro e apresenta o valor da transmissibilidade para cada caso. A título de exemplo, para o comboio Alfa Pendular, que tem uma carga de 67,7 kN por eixo, ao circular na via Renovada esse eixo transmite ao balastro cerca de 30 kN, em que a restante carga (44%) é transmitida às travessas vizinhas.

Tabela 6.27 - Caso 1, Forças por eixo de cada veículo, aplicadas ao balastro em cada via e efeito de transmissibilidade

Veículo	kN	Via Renovada	Tr	Via Antiga A	Tr	Via Antiga B	Tr
Alfa Pendular	67,7	30 kN	44%	27 kN	40%	23 kN	34%
Locomotiva 5600	123,8	53 kN	43%	48 kN	39%	41 kN	33%
Carruagem Corail	52,5	23 kN	44%	21 kN	40%	18 kN	34%

Tr - transmissibilidade

#### 6.4.2.2. Assentamento da via a longo prazo

O assentamento ao fim de 730 dias de análise (cerca de 2 anos), para cada via, é apresentado na figura 6.29, e estes assentamentos são registados ao nível do carril.

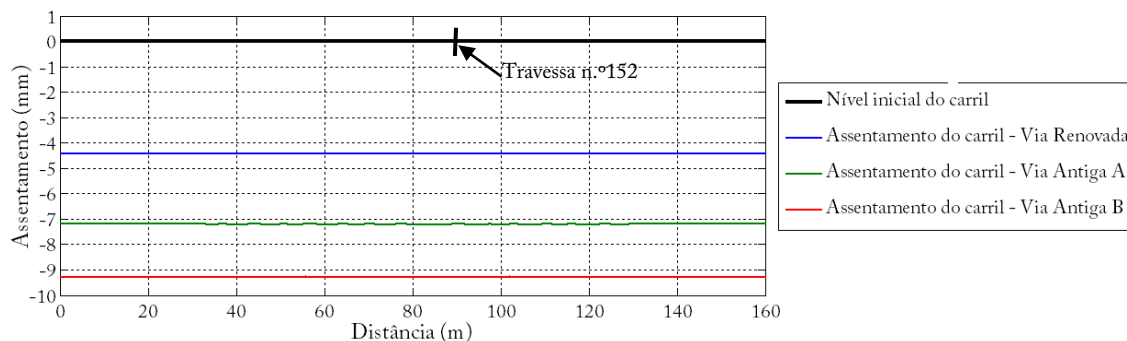


Figura 6.29 – Caso 1, Assentamento a longo prazo do carril para cada tipo de via

O que se pode verificar na figura anterior é que, a via apresenta inicialmente um nível considerado de valor zero, ao longo do tempo de cálculo este nível vai assentando, de acordo com os parâmetros introduzidos no programa para cada modelo de via. Terminado o tempo de cálculo resulta um nível com a configuração final do assentamento. Uma vez que o nível da via é horizontal, este irá evoluir ao longo do tempo sujeito às solicitações dinâmicas dos modelos de veículos, constatando-se que, não existindo grandes variações de rigidez na via (ao contrário do que acontece em zonas de transição) a sua configuração não varia significativamente. Foi selecionada uma travessa, neste caso a travessa 152, para representar a evolução do assentamento ao longo do tempo (figura 6.30).

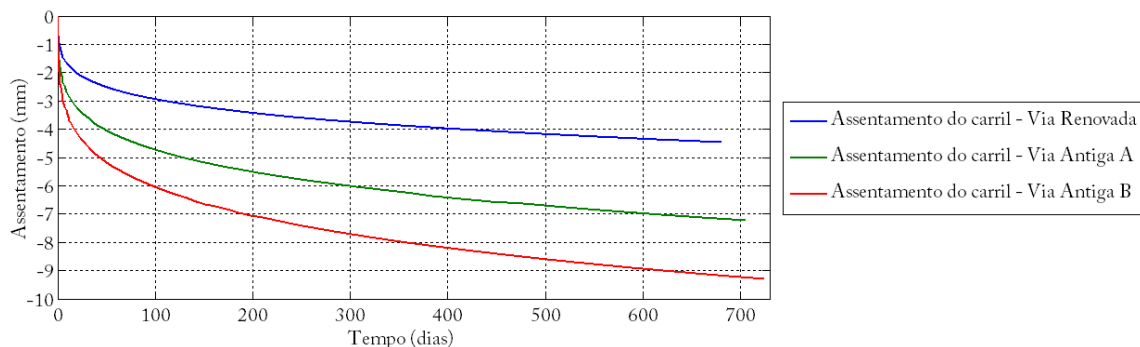


Figura 6.30 – Caso 1, Assentamento do carril ao longo do tempo na travessa n.º 152

É perceptível que nos primeiros 100 dias de análise a curva de assentamento evoluiu rapidamente, com as primeiras passagens dos comboios, apresentando uma tendência para estabilizar a longo prazo. Como era esperado, o modelo de Via Renovada foi o que apresentou um menor assentamento e a Via Antiga B o maior valor, apresentados na tabela 6.28.

Tabela 6.28 – Caso 1, Valores de assentamento a longo prazo na travessa n.º 152

Modelo	Via Renovada	Via Antiga A	Via Antiga B
Assentamento (mm)	-4,43	-7,20	-9,28

### 6.4.3. Caso 2 - Vias com modelo de forças móveis e nivelamento medido in-situ

#### 6.4.3.1. Máxima força que os veículos exercem no balastro

Tal como no primeiro caso de estudo, foi feita a mesma análise para as forças máximas a que o balastro é solicitado pela circulação dos veículos (figura 6.31) (tabela 6.29).

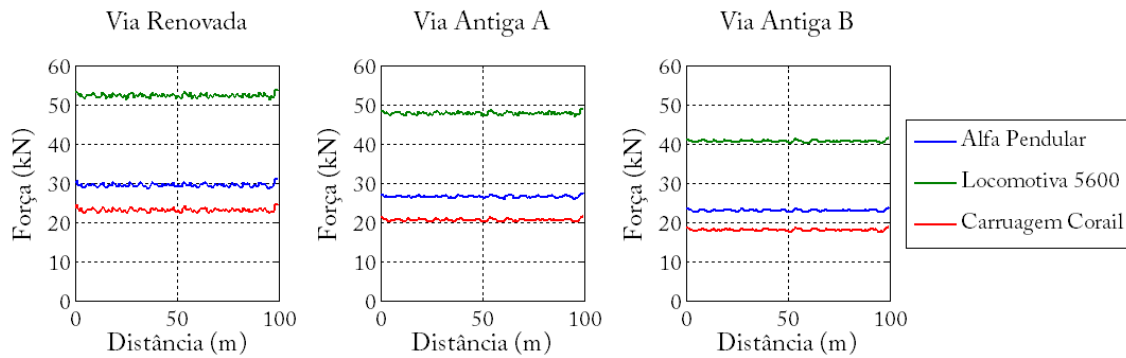


Figura 6.31 - Caso 2, Valores máximos de força aplicada ao balastro pelos veículos em cada via

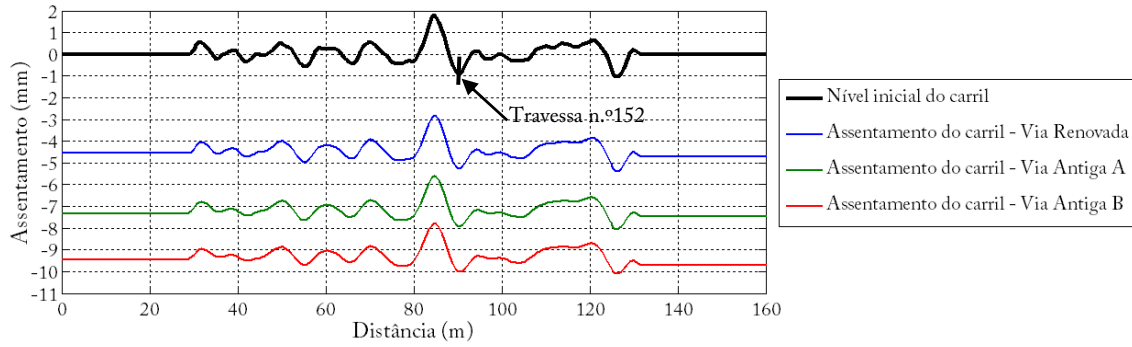
Tabela 6.29 - Caso 2, Forças por eixo de cada veículo, aplicadas ao balastro em cada via e efeito de transmissibilidade

Veículo	kN	Via Renovada	Tr	Via Antiga A	Tr	Via Antiga B	Tr
Alfa Pendular	67,7	29 kN	43%	26 kN	38%	23 kN	34%
Locomotiva 5600	123,8	52 kN	43%	48 kN	39%	40 kN	33%
Carruagem Corail	52,5	23 kN	44%	20 kN	38%	18 kN	34%

Comparando estes dados com os mesmos obtidos na situação anterior, tendo em conta que em ambos os casos os modelos de veículos são caracterizados por forças móveis, o facto de o nivelamento da via ser horizontal ou apresentar alguns assentamentos iniciais (situação real), não altera significativamente a transmissibilidade de forças dos veículos para o balastro, embora seja possível observar maior dispersão dos valores de força transmitidos por travessa.

#### 6.4.3.2. Assentamento da via a longo prazo

A figura 6.32 mostra os resultados em termos de evolução do nivelamento longitudinal do carril, obtidos no caso 2. O procedimento para análise do assentamento a longo prazo em cada modelo de via, foi o mesmo que o utilizado no primeiro caso. Observa-se que a forma do nível longitudinal do carril se mantém, havendo uma tendência para a suavização gradual do nivelamento.



Foi selecionada a travessa 152, para apresentar a evolução do assentamento ao longo do tempo (figura 6.33), devido ao facto desta se localizar numa zona onde existe maior variação do nivelamento (tabela 6.30).

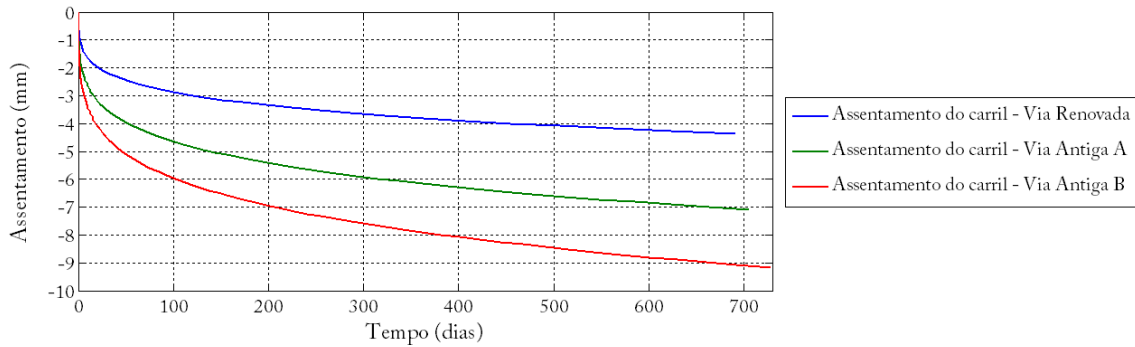


Figura 6.33 - Caso 2, Assentamento do carril ao longo do tempo na travessa n.º152

Tabela 6.30 - Caso 2, Valores de assentamento a longo prazo na travessa n.º152

Modelo	Via Renovada	Via Antiga A	Via Antiga B
Assentamento (mm)	-4,37	-7,09	-9,16

No caso 2, a evolução do assentamento foi semelhante à anterior, existindo apenas pequenas variações.

#### 6.4.3.3. Análise do nível do carril e nível do balastro

Uma vez que está a ser utilizado um nivelamento medido in-situ, esta análise tem como principal objetivo a verificação de existência de travessas suspensas, ou seja, sem contacto com o balastro. Para uma melhor visualização, foi escolhido um troço mais pequeno da via em estudo, entre os 70 e 100 metros (figura 6.34).

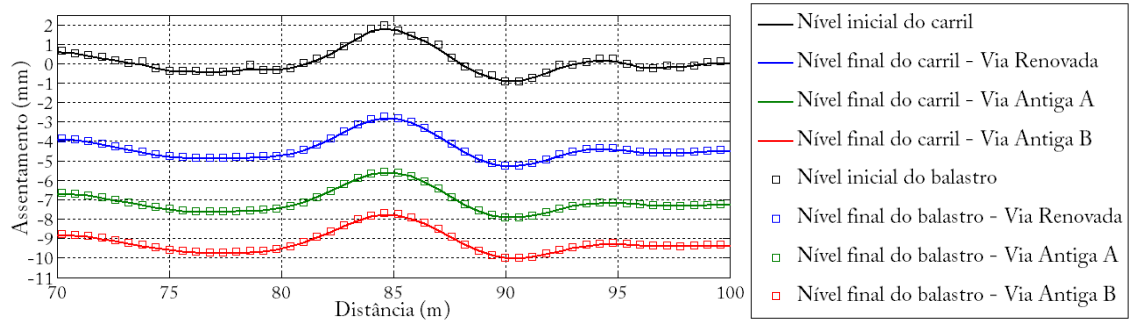
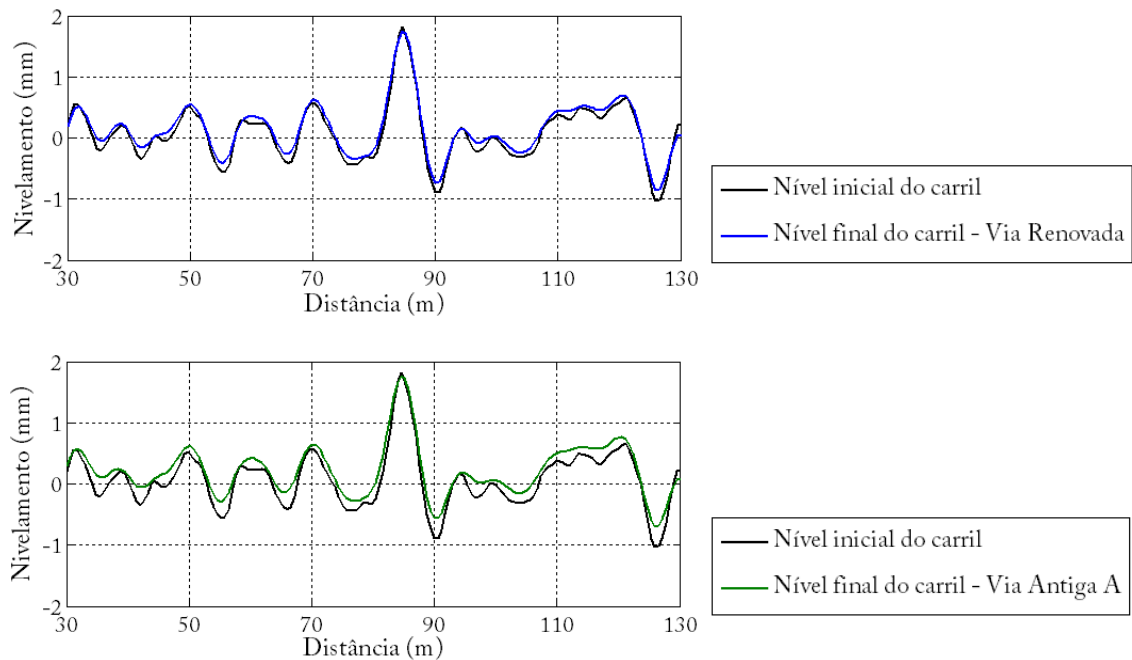


Figura 6.34 - Caso 2, Assentamento a longo prazo do carril e do balastro para cada tipo de via

No nível inicial, é possível verificar que em alguns pontos (que simbolizam as travessas) o nível do balastro está acima do nível do carril, isto quer dizer que existe um bom contacto entre a travessa e o balastro. Pelo contrário, caso existisse alguma situação em que o nível do carril estivesse significativamente acima do nível do balastro, nesse caso teríamos a presença de vazios entre o balastro e a travessa. No assentamento ao longo do tempo, tanto o nível do carril como do balastro apresentam o mesmo comportamento, não existindo a ocorrência de travessas suspensas.

#### 6.4.3.4. Comparação de variações entre o nível inicial e final do carril

Esta análise tem como finalidade estudar variações na configuração do carril que ocorrem desde o nível inicial até ao nível final, à medida que este vai assentando ao longo do tempo e devido às solicitações dos veículos. Para isto, o nível final de assentamento a longo prazo do carril foi sobreposto ao nível inicial, de forma a facilitar a visualização da existência dessas alterações, que variam para cada modelo de via (figura 6.35).



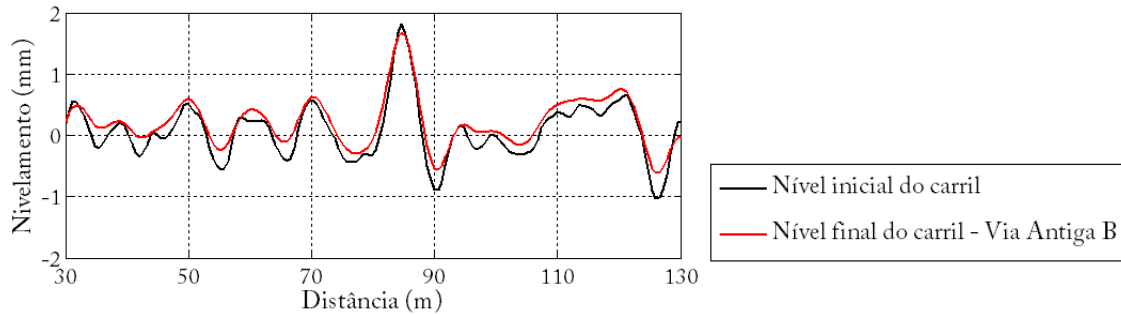


Figura 6.35 - Caso 2, Diferença inicial e final da configuração do carril

Da diferença, entre o nível final e o nível inicial do carril, obteve-se o seguinte gráfico (figura 6.36).

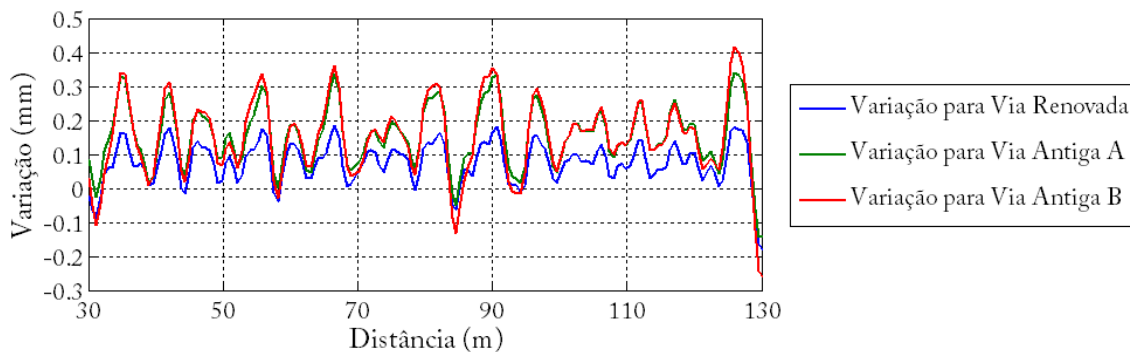


Figura 6.36 - Caso 2, Variação entre o nível inicial e final do carril

De forma a quantificar esta diferença, foi utilizada a função RMS (root mean square) que é a raiz quadrada da média aritmética dos quadrados dos valores, para avaliar a variação média entre o nível inicial e o nível final do carril, apenas na secção em estudo, entre os 30 e 130 metros de via. A partir desta função, obtém-se um valor estatístico da ordem de grandeza de uma quantidade variável:

$$x_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^2} = \sqrt{\frac{x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_N^2}{N}} \quad (6.3)$$

, os valores obtidos para cada modelo de via foram os seguintes (tabela 6.31):

Tabela 6.31 - Caso 2, Cálculo do RMS

	Via Renovada	Via Antiga A	Via Antiga B
$x_{rms}$ (mm)	0,0993	0,1679	0,1728

#### 6.4.4. Caso 3 - Vias com modelo de veículos de bogies e nivelamento medido in-situ

##### 6.4.4.1. Máxima força que os veículos exercem no balastro

Neste caso de estudo a diferença mais significativa é que os veículos, são agora modelados por bogies, um modelo mais realista do que forças que simulam o seu peso, como foi analisado até agora. É realizada uma primeira análise à influência das forças no balastro (figura 6.37) (tabela 6.32).

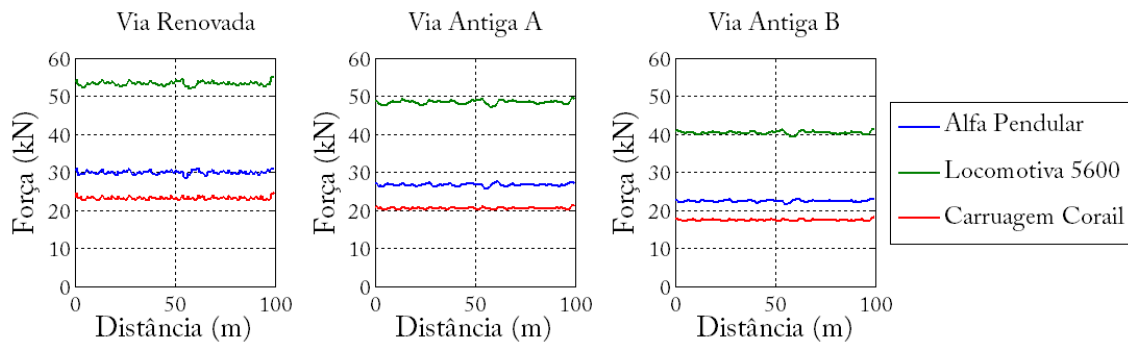


Figura 6.37 - Caso 3, Valores máximos de forças aplicadas ao balastro pelos veículos em cada via

Tabela 6.32 - Caso 3, Forças por eixo de cada veículo, forças aplicadas ao balastro em cada via

Veículo	Via Renovada	Via Antiga A	Via Antiga B
Alfa Pendular	30 kN	27 kN	23 kN
Locomotiva 5600	54 kN	49 kN	41 kN
Carruagem Corail	23 kN	20 kN	17 kN

Pode-se verificar na tabela 6.32 que os valores de forças máximas no balastro são muito próximos aos obtidos com o modelo de veículos por forças móveis. O desenvolvimento do gráfico de forças apresenta um desenvolvimento mais irregular, isto devido ao facto de neste modelo de veículo ser contabilizado o efeito de vibrações do bogie e a interação roda/carril, o que no modelo por forças não acontece.

##### 6.4.4.2. Assentamento da via a longo prazo

Realizando o mesmo procedimento, no modelo de veículos por bogies regista-se o mesmo comportamento para a via que no caso anterior, e apenas algumas diferenças nos assentamentos a longo prazo, mas de valor muito reduzido (figuras 6.38 e 6.39) (tabela 6.33).

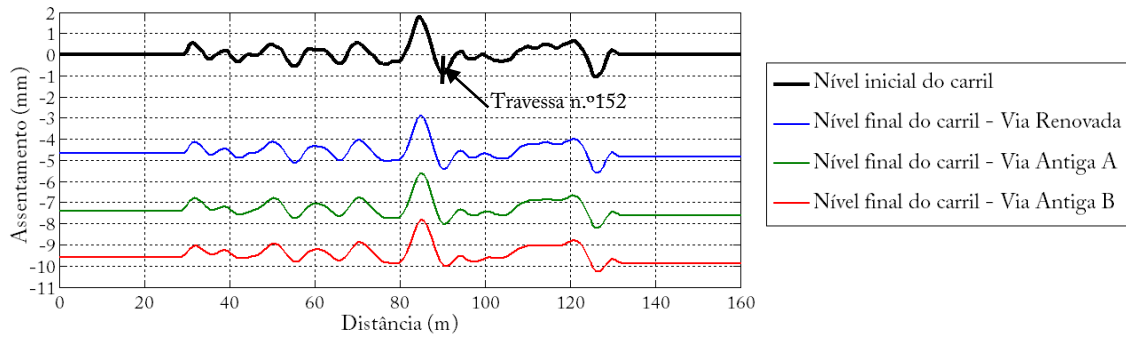


Figura 6.38 - Caso 3, Assentamento a longo prazo do carril para cada tipo de via

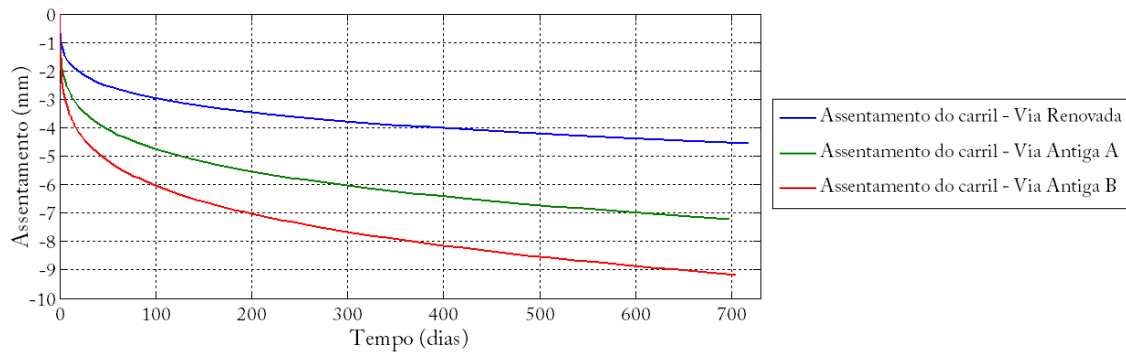


Figura 6.39 - Caso 3, Assentamento do carril ao longo do tempo na travessa n.º152

Tabela 6.33 - Caso 3, Valores de assentamento a longo prazo na travessa n.º152

Modelo	Via Renovada	Via Antiga A	Via Antiga B
Assentamento (mm)	-4,54	-7,21	-9,17

### 6.4.4.3. Análise do nível do carril e nível do balastro

Também nesta análise, não se verifica o aparecimento de travessas suspensas, pelo que o modelo de bogies, apesar de ser mais complexo que o modelo de forças móveis, não cria efeitos relevantes (figura 6.40).

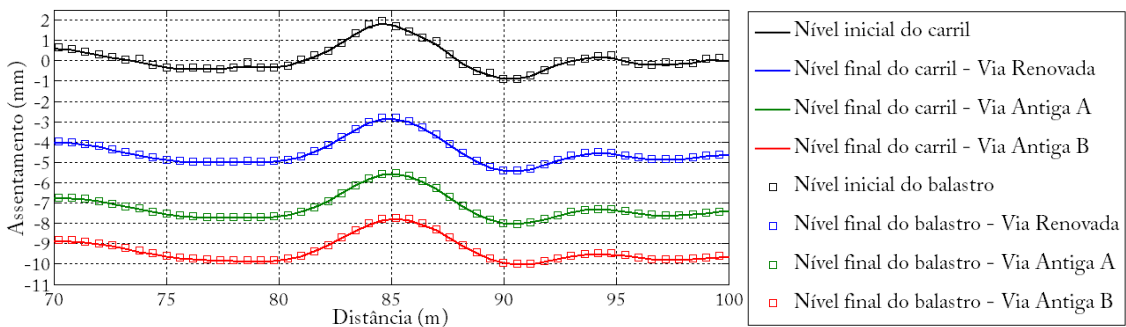


Figura 6.40 - Caso 3, Assentamento a longo prazo do carril e do balastro para cada tipo de via

6.4.4.4. Comparação de variações entre o nível inicial e final

Na análise da variação entre o nível inicial e final da via, foram registadas maiores diferenças comparativamente ao caso anterior, em que essa diferença diminuiu nos casos da Via Renovada e Via Antiga A, mas aumentou significativamente na Via Antiga B (figuras 6.41 e 6.42) (tabela 6.34).

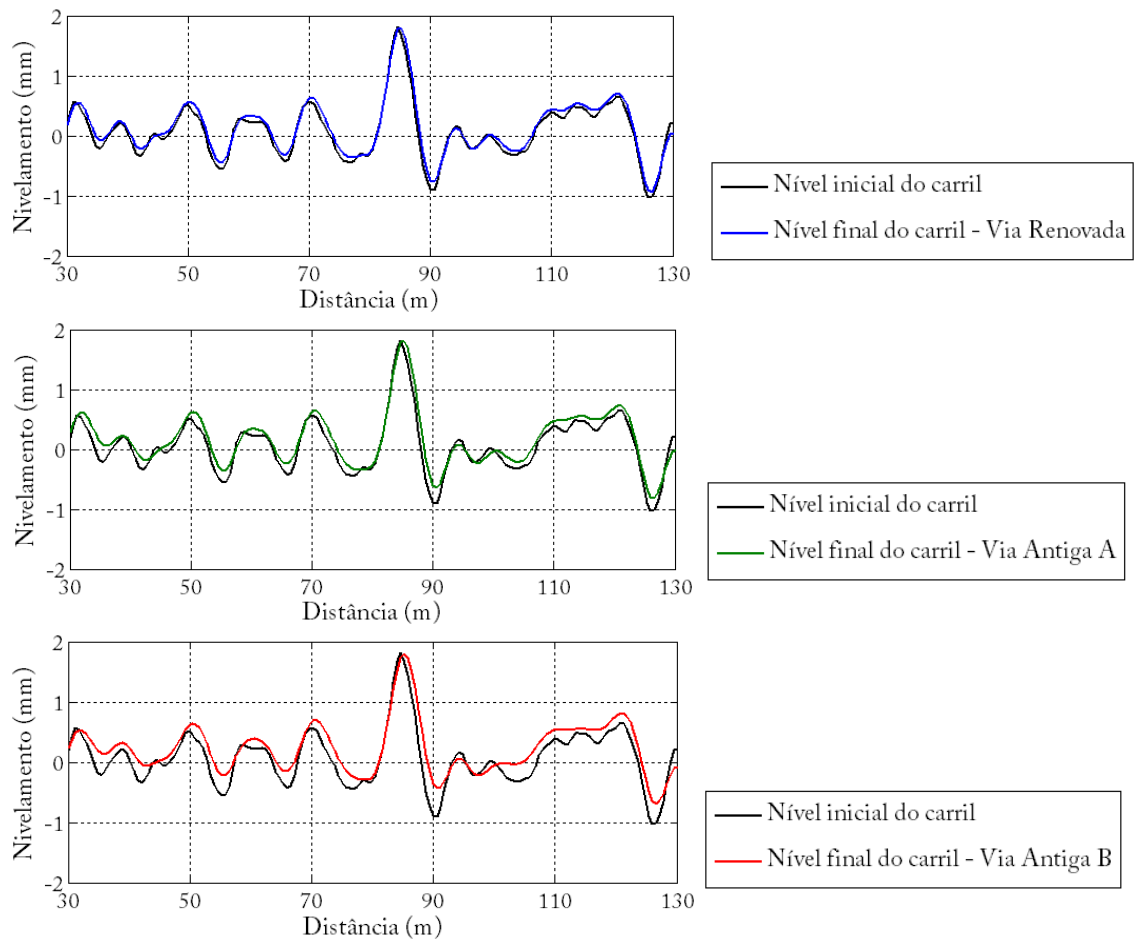


Figura 6.41 - Caso 3, Diferença inicial e final da configuração do carril

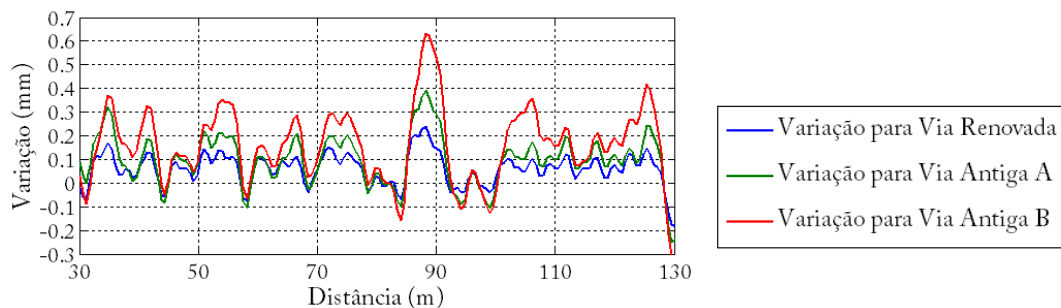


Figura 6.42 - Caso 3, Variação entre o nível inicial e final do carril

Tabela 6.34 – Caso 3, Cálculo do RMS

	Via Renovada	Via Antiga A	Via Antiga B
$x_{rms}$ (mm)	0,0906	0,1455	0,2261

#### 6.4.5. Caso 4 - Vias com modelo de veículos de carruagens e nivelamento medido in-situ

Esta última análise é em tudo semelhante à anterior, mas com a diferença que o modelo utilizado para simular os veículos é o de carruagem, o modelo mais complexo que o programa D-Track permite utilizar e mais próximo da realidade.

##### 6.4.5.1. Máxima força que os veículos exercem no balastro

Os procedimentos de cálculo mais uma vez repetem-se, pelo que serão apresentados os gráficos e valores obtidos, remetendo para o final os comentários relevantes a esta análise (figura 6.43) (tabela 6.35).

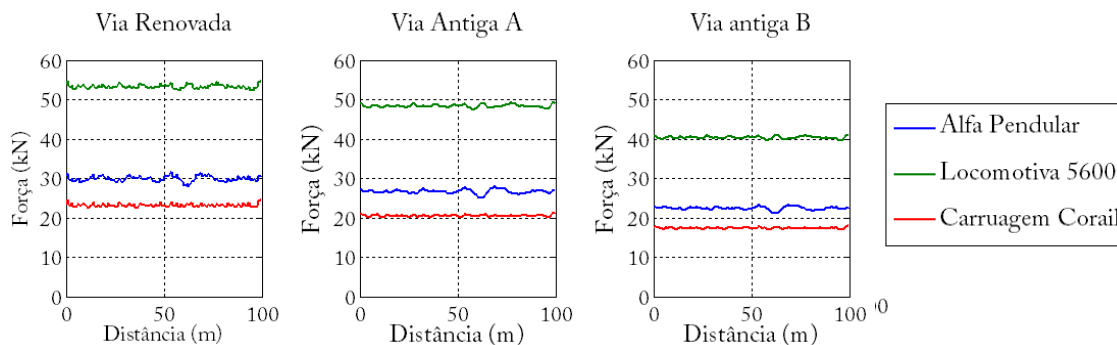


Figura 6.43 – Caso 4, Valores máximos de forças aplicadas ao balastro pelos veículos em cada via

Tabela 6.35 – Caso 4, Forças por eixo de cada veículo, forças aplicadas ao balastro em cada via

Veículo	Via Renovada	Via Antiga A	Via Antiga B
Alfa Pendular	30 kN	27 kN	23 kN
Locomotiva 5600	54 kN	49 kN	41 kN
Carruagem Corail	23 kN	21 kN	17 kN

No que respeita à máxima força aplicada ao balastro, os valores médios de caso para caso permanecem muito próximos, o que indica que o modelo de veículo utilizado não têm influência significativa neste aspeto. No entanto, verifica-se uma maior dispersão dos valores, nos casos de modelo de bogies (3) e de carruagem (4), pois estes têm em conta a inércia de rotação do bogie e da carruagem, e os sistemas de suspensão respetivos.

6.4.5.2. Assentamento da via a longo prazo

Neste ponto repete-se mais uma vez o procedimento, não ocorrendo alterações significativas, resumindo-se os seus valores nas considerações finais, mais adiante neste trabalho (figuras 6.44 e 45) (tabela 6.36).

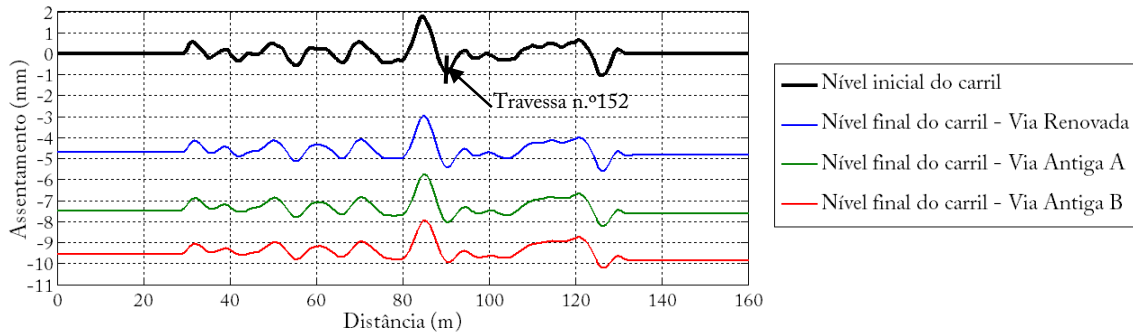


Figura 6.44 - Caso 4, Assentamento a longo prazo do carril para cada tipo de via

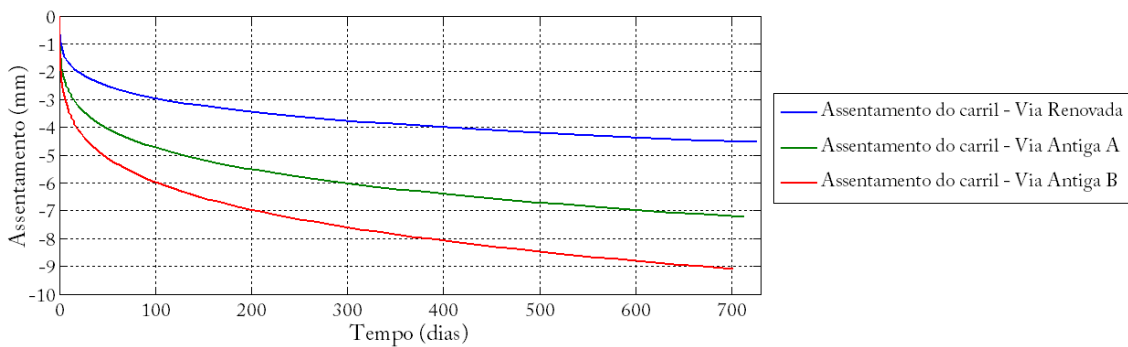


Figura 6.45 - Caso 4, Assentamento do carril ao longo do tempo na travessa n.º152

Tabela 6.36 - Caso 4, Valores de assentamento a longo prazo na travessa n.º152

Modelo	Via Renovada	Via Antiga A	Via Antiga B
Assentamento (mm)	-4,54	-7,23	-9,17

6.4.5.3. Análise do nível do carril e nível do balastro

Neste aspeto não ocorrem alterações significativas em todos os casos de estudo (figura 6.46).

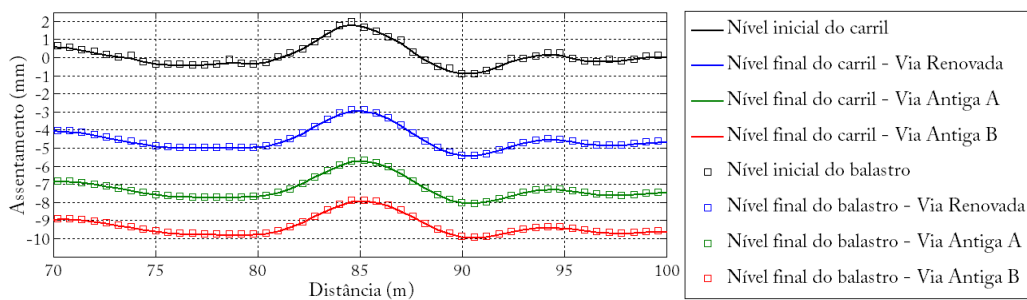


Figura 6.46 - Caso 4, Assentamento a longo prazo do carril e do balastro para cada tipo de via

6.4.5.4. Comparação de variações entre o nível inicial e final

Na análise da variação média entre o nível inicial e final da via, foram registadas diferenças comparativamente ao caso anterior, em que essa diferença diminuiu no caso da Via Antiga B, mas aumentou na Via Renovada e na Via Antiga A (figuras 6.47 e 6.48) (tabela 6.37).

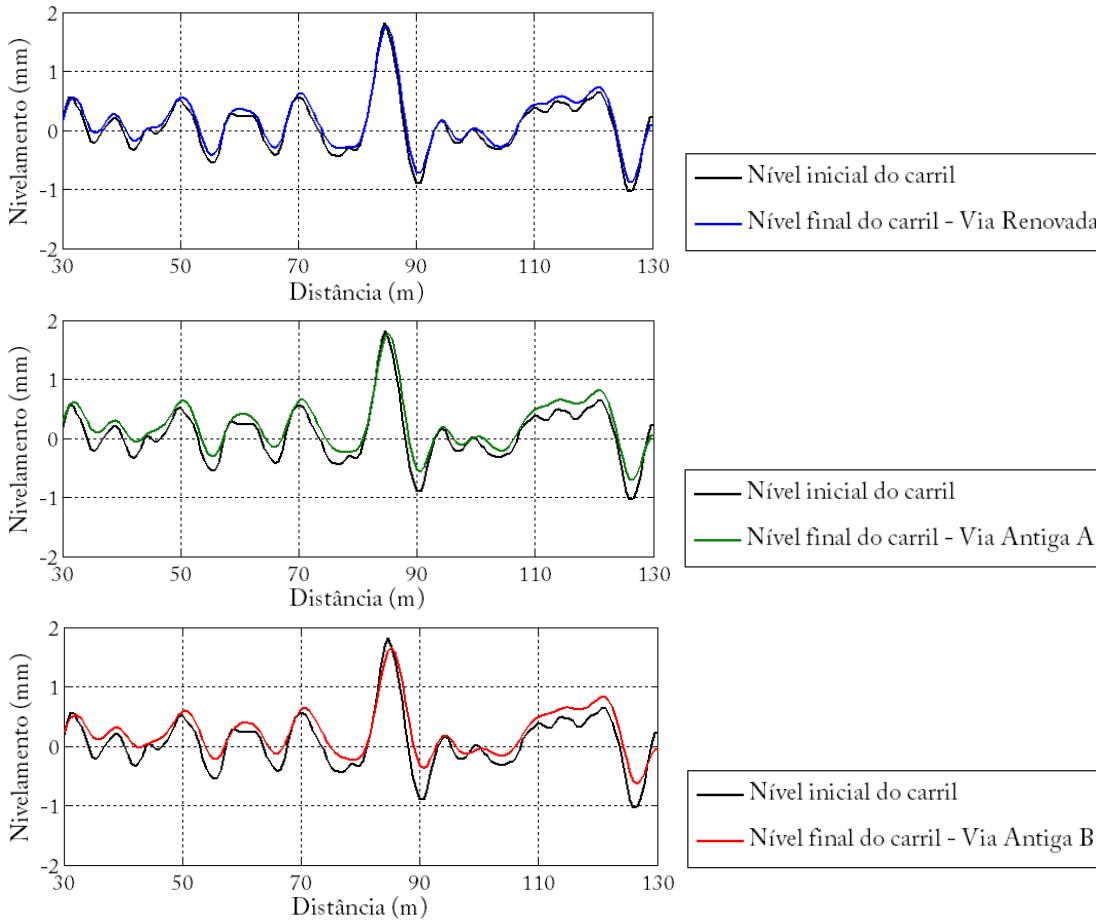


Figura 6.47 - Caso 4, Diferença inicial e final da configuração do carril

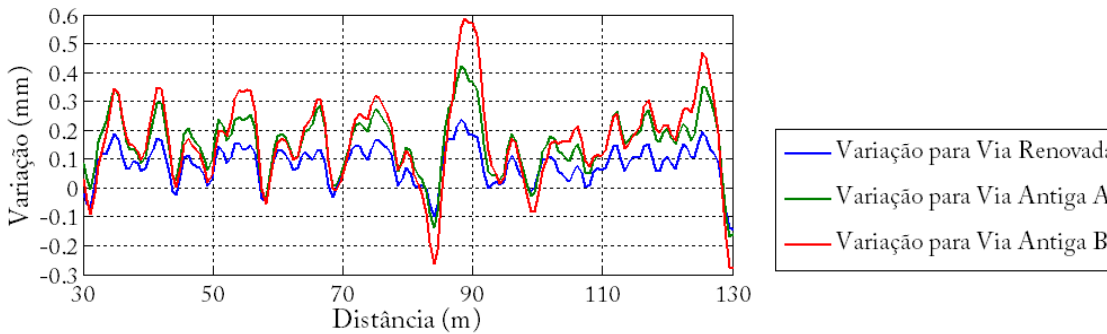


Figura 6.48 - Caso 4, Variação entre o nível inicial e final do carril

Tabela 6.37 - Caso 4, Cálculo do RMS

	Via Renovada	Via Antiga A	Via Antiga B
$x_{rms}$ (mm)	0,1054	0,1879	0,2239

## 6.5. Considerações finais

Após análise caso a caso das situações de estudo, depreende-se que os principais fatores que influenciam o comportamento a longo prazo da via são a rigidez linear ( $k_1$ ), o amortecimento radial ( $C_{rd}$ ) que definem o comportamento do balastro e restantes camadas quando solicitadas a determinadas situações de carga, e o parâmetro  $\gamma$ , que como já foi referido no Capítulo V deste trabalho, depende das propriedades intrínsecas do balastro representando o assentamento total de referência da via. Este parâmetro, referenciado na tese de doutoramento de Varandas (2013b), foi obtido através de medições realizadas in-situ de assentamentos totais do balastro e camadas subjacentes, em zonas de transição. Posteriormente foram feitas várias análises no programa D-Track, variando o valor de  $\gamma$  num processo de tentativa e erro, de forma a aproximar o assentamento a longo prazo real da via com o valor calculado no programa. Foram determinados valores que variavam de 4,5mm a 20mm, em que o menor valor corresponde a uma zona mais rígida da via e o maior a uma zona menos rígida.

Neste trabalho não houve possibilidade de realizar medições in-situ para tratamento destes valores, tendo sido adoptados três tipos de modelos de vias ferroviárias balastradas e atribuídos valores prováveis de  $\gamma$  que melhor definem o seu comportamento.

Nos gráficos seguintes estão apresentados os assentamentos finais para cada modelo de via analisado e de acordo com o modelo de veículo. Para cada tipo de via, com o mesmo valor de  $\gamma$ , o assentamento é muito próximo existindo ligeiras variações devido ao modelo de veículo utilizado, em que nos modelos de bogies e carruagens existe um ligeiro aumento do seu valor (figura 6.49).

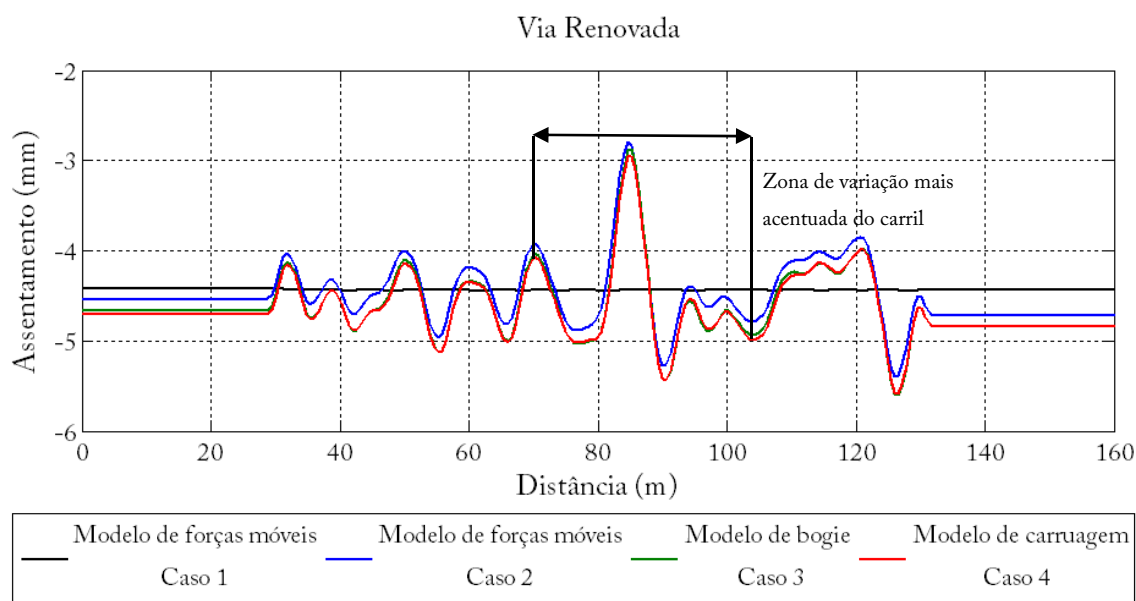


Figura 6.49 - Assentamentos finais, Via Renovada,  $\gamma=8$

Este aumento deve-se ao facto, de que nos modelos de veículos de bogies e carruagens, o programa D-Track tem em conta as forças de interação roda/carril. Nas figuras 6.50 e 6.51 estão apresentados os valores das forças que as rodas exercem nos carris, para o primeiro eixo dos modelos de bogies e carruagens separadamente. As linhas horizontais de valor constante, representam os modelos de forças móveis, que não têm em conta este efeito, de valor 67,7 kN para o Alfa Pendular, 123,8 kN para a Locomotiva 5600 e de 52,5 para a Carruagem Corail.

Nos modelos de bogie e carruagem, as forças variam em torno do valor constante devido ao efeito do rolamento das rodas sobre o nível do carril. Em todas as figuras é visível um aumento da força próximo do centro da via, isto deve-se ao nível do carril nessa zona ter uma variação mais acentuada.

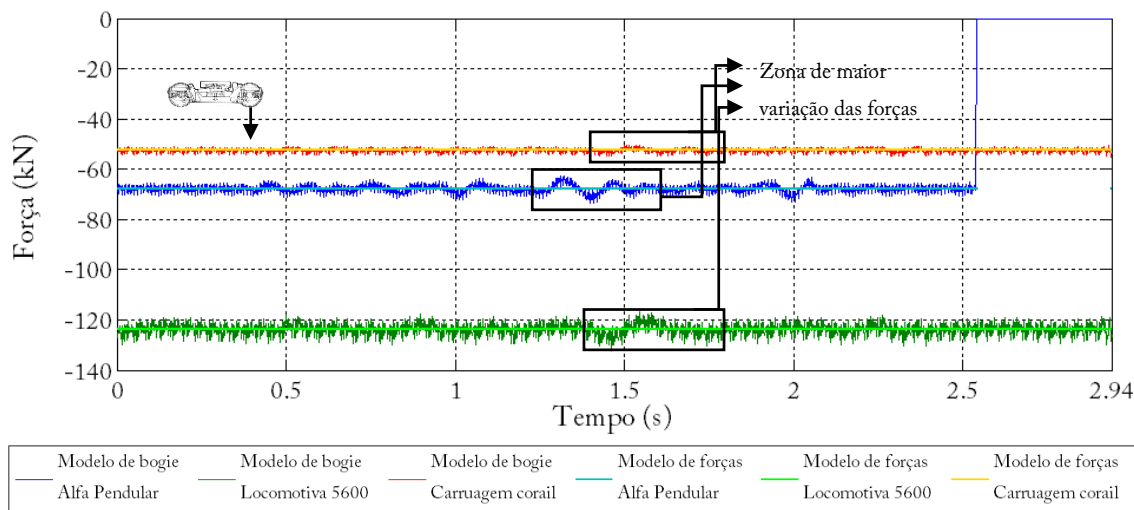


Figura 6.50 – Forças de interação roda/carril, Via Renovada, modelos de bogies

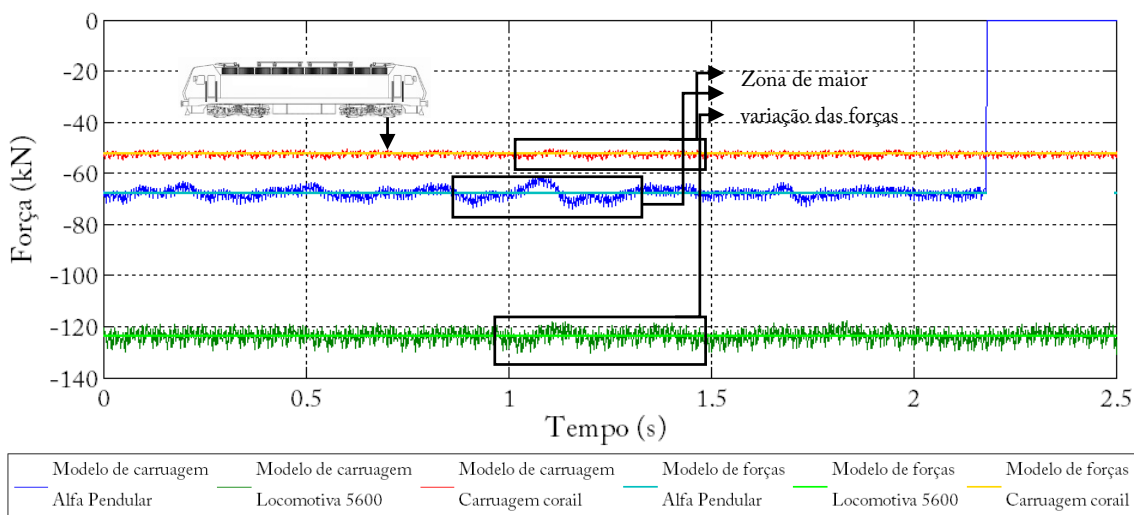


Figura 6.51 – Forças de interação roda/carril, Via Renovada, modelos de carruagens

Outro aspeto que importa salientar nestes gráficos, é que estes estão em função das forças das rodas nos carris e do tempo que os veículos levam a percorrer a via. Como o comboio Alfa Pendular circula a uma velocidade de 200 km/h e o Intercidades a 190 km/h, o primeiro termina o percurso em menos tempo e conseqüentemente o valor das forças das rodas no carril do Alfa Pendular diminuem abruptamente para zero. O mesmo acontece para as situações de Via Antiga A e Via Antiga B (figuras 6.52 a 6.57).

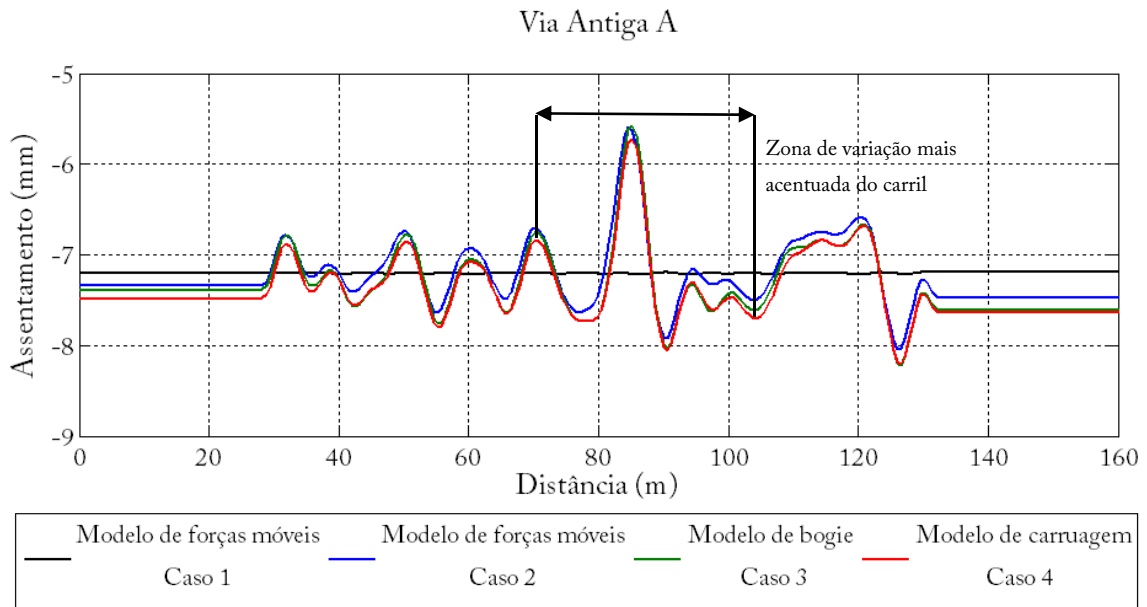


Figura 6.52 – Assentamentos finais, Via Antiga A,  $\gamma=15$

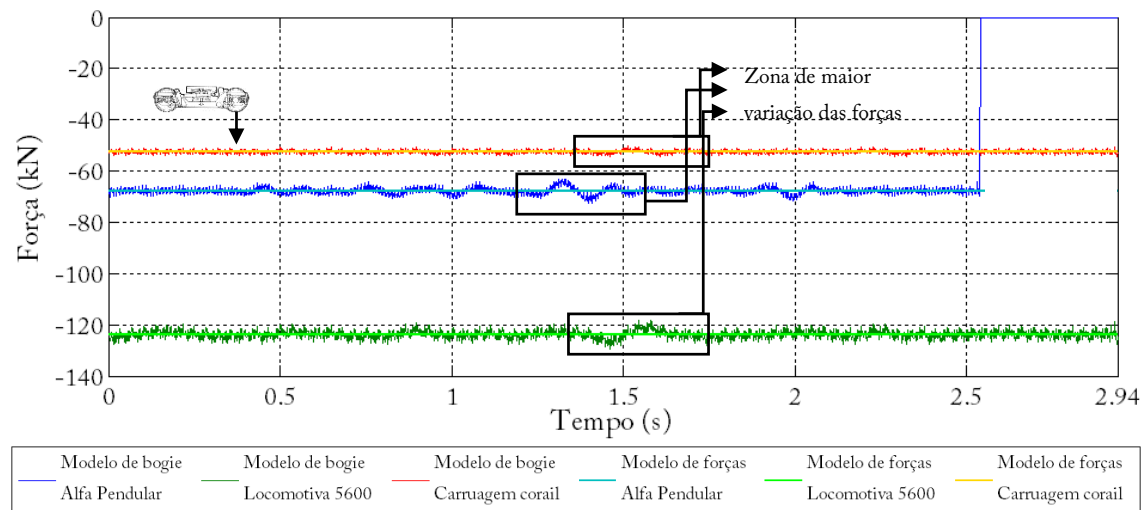


Figura 6.53 – Forças de interação roda/carril, Via Antiga A, modelos de bogies

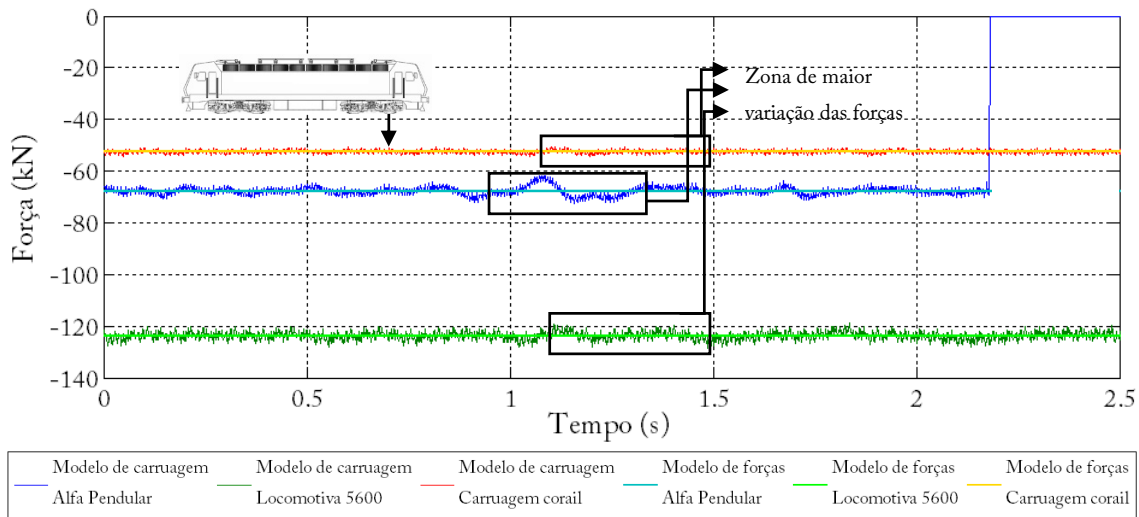


Figura 6.54 – Forças de interação roda/carril, Via Antiga A, modelos de carruagens

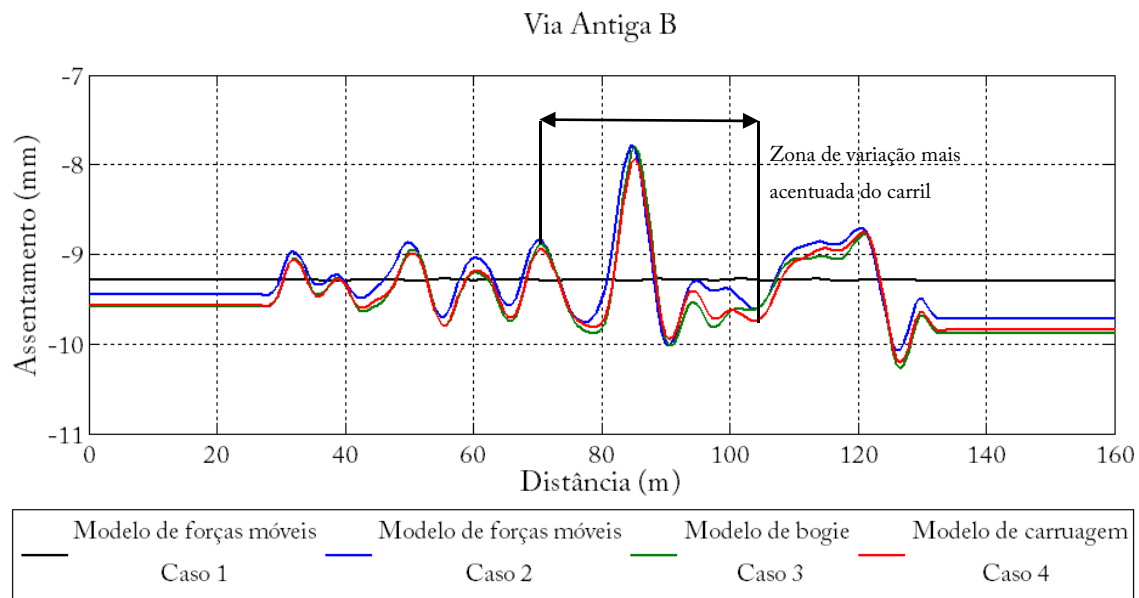


Figura 6.55 – Assentamentos finais, Via Antiga B,  $\gamma=25$

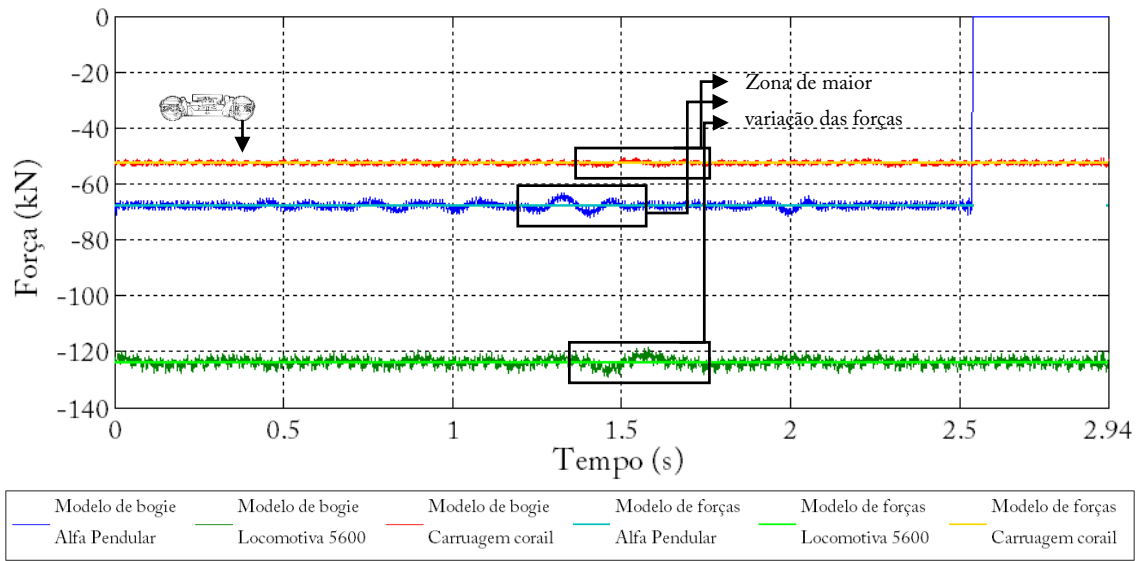


Figura 6.56 – Forças de interação roda/carril, Via Antiga B, modelos de bogies

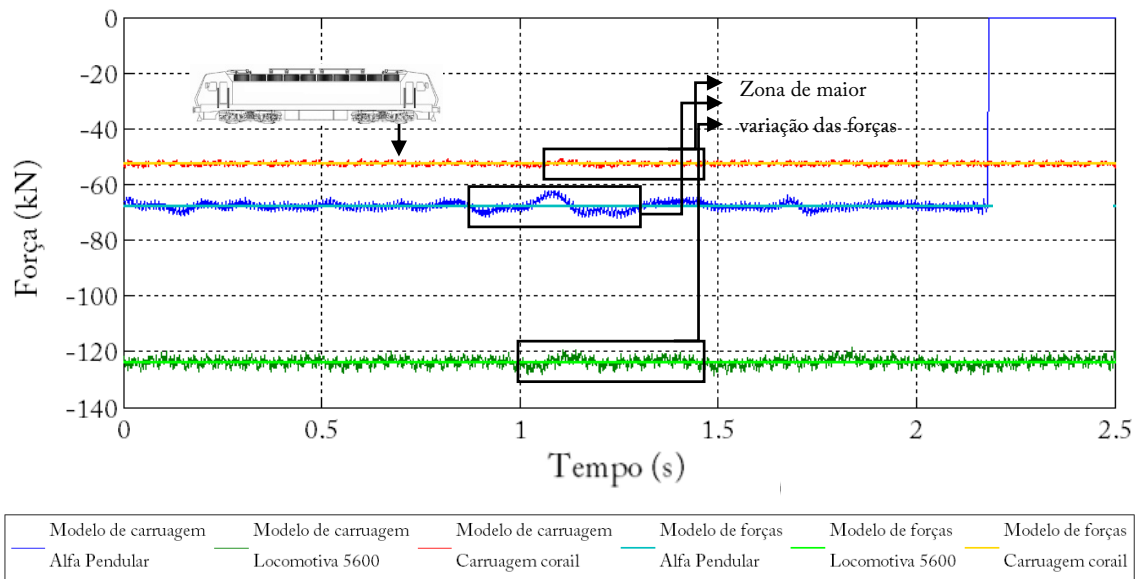


Figura 6.57 – Forças de interação roda/carril, Via Antiga B, modelos de carruagens



## Capítulo VII

# Conclusões e desenvolvimentos futuros

### 7.1. Conclusões

O trabalho de investigação desenvolvido na presente dissertação, foi direccionado no sentido de estudar o comportamento a longo prazo das vias ferroviárias balastradas, quando sujeitas a ações dinâmicas, resultantes da circulação dos comboios e consequente resposta entre via e veículo. Foi intenção aproximar este estudo a uma situação real e utilizar dados de nivelamento longitudinal resultantes de medições reais, de uma via ferroviária, efetuadas pelo veículo de inspeção EM-120.

A fase inicial deste trabalho teve como principal atividade, o estudo do veículo de inspeção, os seus componentes de medição e funcionamento, conhecimentos necessários para a compreensão do tratamento de dados, relativos às medições dos parâmetros geométricos da via, que posteriormente foi feito. Este tratamento de dados foi metódico e exaustivo, com recurso ao software *Microsoft Office Excel*, onde foram analisadas várias folhas de cálculo com medições num período de cinco anos, com duas campanhas de inspeção em cada ano. O objetivo foi selecionar uma secção do troço ferroviário inspecionado para, numa segunda fase utilizar o parâmetro de nivelamento longitudinal no programa D-Track. No decorrer do estudo do nivelamento longitudinal, para a mesma secção da via ao longo do período de dois anos de inspeções, verificou-se a existência de um desfasamento entre os valores das medições para o mesmo ponto quilométrico. Este desfasamento está relacionado com erros de precisão do sistema de localização do EM-120, pelo que teve de ser feito o seu reajuste manualmente.

Numa segunda fase deste trabalho, foi utilizado o programa D-Track, especialmente desenvolvido para estudar o comportamento a longo prazo de vias ferroviárias, considerando a ação dinâmica da circulação dos comboios.

Na tabela 7.1, estão resumidos os valores de assentamento a longo prazo para os quatro casos abordados.

Tabela 7.1 – Resumo dos valores de assentamento a longo prazo na travessa 152, nos casos 1, 2, 3 e 4

	Via Renovada	Via Antiga A	Via Antiga B
Caso 1 - Assentamento (mm)	-4,43	-7,20 (+39%)	-9,28 (+52%)
Caso 2 - Assentamento (mm)	-4,37	-7,09 (+38%)	-9,16 (+52%)
Caso 3 - Assentamento (mm)	-4,54	-7,21 (+37%)	-9,17 (+50%)
Caso 4 - Assentamento (mm)	-4,54	-7,23 (+37%)	-9,17 (+50%)

Assim, respondendo às questões, que se encontram enunciadas nos objetivos desta dissertação:

-De que forma a qualidade e os constituintes da infraestrutura da via ferroviária influenciam o seu comportamento a longo prazo?

Através das análises realizadas à Via Renovada, Via Antiga A e Via Antiga B, em que o tráfego foi mantido constante, apenas foi variada a forma de modelar os veículos, concluiu-se que o comportamento a longo prazo da via depende de uma subestrutura de suporte de melhor qualidade, com maior capacidade de carga, desempenhando um melhor comportamento ao longo do tempo. Tendo sido quantificado esse desempenho, verificaram-se diferenças de cerca de 40% e 50%, da Via Renovada para a Via Antiga A e Via Antiga B, respetivamente.

- De que modo a resposta dinâmica do sistema via-veículo influencia a evolução do nivelamento longitudinal da via?

A modelação dos veículos foi feita de três formas distintas, por modelo de forças móveis (caso 2), modelo de bogie (caso 3) e modelo de carruagem (caso 4). Nos resultados obtidos na tabela 7.1, pode-se observar que ao simular os veículos por diferentes modelos, ocorre um aumento do assentamento, ainda que pouco significativo, à medida que se aumenta a complexidade do modelo do veículo. Para avaliar a variação média entre o nível inicial e o nível final do carril, foi utilizada a função RMS (root mean square). Nos dados da tabela 7.2, é possível observar que em quase todos os casos a variação média aumenta também com a complexidade do modelo, isto deve-se ao facto de que no modelo de forças móveis estão a ser ignoradas as propriedades de inércia, o sistema de suspensão dos veículos, e a contabilização do contacto roda/carril.

Tabela 7.2 – Resumo dos valores da variação média do nível final e inicial do carril, nos casos 2, 3 e 4

	Via Renovada	Via Antiga A	Via Antiga B
Caso 2 - $x_{rms}$ (mm)	0,0993	0,1679	0,1728
Caso 3 - $x_{rms}$ (mm)	0,0906	0,1455	0,2261
Caso 4 - $x_{rms}$ (mm)	0,1054	0,1879	0,2239

- Em que medida a utilização de modelos distintos de veículos e nivelamento longitudinal horizontal ou medido in-situ, afeta os resultados finais?

No caso 1, em que foi utilizado o nivelamento longitudinal horizontal, verificou-se que as forças aplicadas ao balastro eram praticamente constantes, para todos os veículos, o que leva a um assentamento mais regular da via. No caso 2, o nivelamento foi medido in-situ, logo não é regular e nas forças máximas transmitidas ao balastro é visível nos gráficos algumas dispersões dos valores. Por isso, na tabela 7.1, se verifica que o assentamento é maior para o caso 1 do que no caso 2, ambos com os veículos simulados por forças móveis, mas com tipos de nivelamento diferente.

O programa D-Track, foi abordado neste trabalho com alguma pormenorização no que respeita ao seu funcionamento, quer na criação de modelos de vias ferroviárias balastradas, de veículos, na introdução de dados e significado dos resultados obtidos, pois pretende dar também um contributo, do ponto de vista do utilizador, permitindo um melhor uso do programa evitando possíveis erros e problemas de cálculo.

## 7.2. Desenvolvimentos futuros

A previsão do comportamento a longo prazo de vias ferroviárias, é um tema de grande importância pois estas são infraestruturas com custos de construção e manutenção bastante consideráveis. Portanto, como desenvolvimentos futuros, considera-se importante utilizar o programa D-Track, numa aplicabilidade prática em cenários mais realistas, parametrizando o programa com dados resultantes de ensaios realizados in-situ, em vias ferroviárias portuguesas, procurando aproximar os resultados a uma situação real, pois certas variáveis que governam o comportamento do assentamento foram neste trabalho arbitradas como mais prováveis para o tipo de via em análise, de acordo com estudos já feitos e referenciados na bibliografia.

Foi também considerado neste trabalho, que parâmetros como a rigidez e amortecimento da via são constantes ao longo de todo o seu desenvolvimento, caso que não se verifica na realidade, pelo que deve ser tido em conta este fator pois variações significativas de rigidez podem levar ao aparecimento de vazios sob as travessas, o que influencia de certo modo as forças transmitidas ao balastro e fundação, logo também o comportamento da via ao longo do tempo.

No que respeita ao programa, melhorias podem ser feitas do ponto de vista do utilizador, criando uma interface gráfica (GUI - graphical user interface) de forma a facilitar a introdução de dados e evitar propensão a erros, tal como melhorias de programação de forma a diminuir o tempo de processamento despendido para o cálculo.



## Referências Bibliográficas

Autodesk Inc. (2015). Manual and Training on Revit Structure.

Baldeiras, M. (2013). *Inspecção à infraestrutura ferroviária*. REFER.

Beer, F., Johnston, E., Dewolf, J., & Mazurek, D. (2009). *Mechanics of materials, 5th edition*. New York, U.S.A.: McGraw-Hill Companies, Inc. ISBN 978-0-07-352938-7.

Berawi, A. (2013). *Improving railway track maintenance using power spectral density (PSD)*. Tese de Doutoramento. FEUP, Porto.

Bonnet, C. (2005). *Practical Railway Engineering (2nd Edition)*. London, UK: Imperial College Press. ISBN 1-86094-515-5.

Boyce, H. (1980). *A non-linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading*. In *Proc. Int. Symp. On Soils under Cyclic and Transient Loading*.

Braja, M. (2011). *Geotechnical engineering handbook*. U.S.A.: J. Ross Publishing, Inc.

Chopra, A. (1995). *Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey, USA: Prentice Hall. ISBN: 0-13-855214-2.

Correia, F. (2010). *Modelação e resposta de vias ferroviárias para cargas móveis*. Tese de Mestrado. FCT/UNL, Lisboa.

CP. (2014). *Os Caminhos de Ferro e a História Portuguesa*. Obtido em 24 de 08 de 2014, de <http://www.cp.pt/cp/displayPage.do?vgnextoid=1d94079ffa057010VgnVCM1000007b01a8c0RCRD>

EN13848-1. (2003). *Railway applications/Track - Track geometry quality - Part 1: Characterisation of track geometry*.

- EN13848-1-prA1. (2008). *Railway applications - Track - Track geometry quality - Part 1: Characterisation of track geometry*.
- EN13848-2. (2006). *Railway applications - Track - Track geometry quality - Part 2: Measuring systems - Track recording vehicles*.
- EN13848-5. (2008). *Railway applications - Track - Track geometry quality - Part 5: Geometric quality levels - Plain line*.
- Esveld, C. (2001). *Modern Railway Track, 2nd edition*. Zaltbommel, The Netherlands: MRT-Productions. ISBN 90-800324-3-3.
- Fernandes, J. (2011). *Modelação do Comportamento Mecânico de Vias-férreas. Tese de Mestrado*. FCT/UNL, Lisboa.
- Fontul, S. (2012). *Apresentações das aulas de Infraestruturas Ferroviárias - FCT/UNL*.
- Fontul, S. (2013). *Slides das aulas da disciplina Infraestruturas Ferroviárias e Portuárias. Faculdade de Ciências e Tecnologia - FCT/UNL*.
- Fortunato, E. (2005). *Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga. Tese de Doutoramento*. FEUP, Porto.
- Fryba, L. (1999). *Vibration of solids and structures under moving loads*. London, United Kingdom: Thomas Telford Ltd. ISBN 0-7277-2741-9.
- Indraratna, B. (2005). *Mechanics of Ballasted Rail Tracks. A Geotechnical Perspective*. Leiden, The Netherlands: Taylor & Francis Group. ISBN 0-415-38329-3.
- Indraratna, B. (2011). *Advanced Rail Geotechnology - Ballasted Track*. Leiden, The Netherlands: CRC Press. ISBN: 978-0-415-66957-3.
- Iwnicki, S. (2006). *Handbook of railway vehicle dynamics*. U.S.A.: Taylor & Francis Group. ISBN-13: 978-0-8493-3321-7 .

MathWorks Inc. (2014). Release R2014a documentation for MATLAB.

Meijers, P. (2010). *User manual D-track: a program for calculating the train response and the evolution of track settlement with time*. Deltares 1001069-000-GEO-0013.

Mylonakis, G., Nikolaou, S., & Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26 (2006) 824–853.

Newmark, N. (1959). A method of computation for structural dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division*.

NP-EN13450. (2005). *Agregados para Balastro de Via Férrea*. Instituto Português da Qualidade (IPQ).

NP-EN134581-2. (2009). *"Aplicações Ferroviárias. Via - Requisitos de desempenho para sistemas de fixação. Parte 2: sistemas de fixação para travessas de betão"*. Instituto Português da Qualidade (IPQ).

*Railroad tie*. (2014). Obtido de Wikipedia: [http://en.wikipedia.org/wiki/Railroad\\_tie](http://en.wikipedia.org/wiki/Railroad_tie)

REFER. (2009). *IT.VIA.18*. Tolerâncias dos parâmetros geométricos da via, 2ª versão.

REFER. (2014). *Transporte Ferroviário - Transporte do Futuro*. Obtido em 15 de 08 de 2014, de <http://www.refer.pt/MenuPrincipal/TransporteFerroviario/Transportedofuturo.aspx>

Ribeiro, A. (2012). *Transições aterro - Estrutura em linhas ferroviárias de alta velocidade: Análise experimental e numérica*. Tese de Doutoramento. FEUP, Porto.

Rodrigues, C. (2012). *Manutenção e conservação de vias férreas: análise de casos práticos*. Tese de Mestrado. ISEC, Coimbra.

*Série 4000 da CP*. (Agosto de 2014). Obtido de Wikipedia: [http://pt.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9rie\\_4000\\_da\\_CP](http://pt.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9rie_4000_da_CP)

*Série 5600 da CP.* (Agosto de 2014). Obtido de Wikipédia:  
[http://pt.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9rie\\_5600\\_da\\_CP](http://pt.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9rie_5600_da_CP)

Shabana, A. (2008). *Railroad vehicle dynamics : a computational approach*. U.S.A.: CRC Press.  
ISBN:978-1-4200-4581-9.

Teixeira, P. (2003). *Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical. Tesis doctoral*. Barcelona.

Timoshenko, S. (1915). *Stresses in rails. Transactions of the Institute of Ways of Communications*.

Timoshenko, S. (1940). *Strength Of Materials*. U.S.A.: D. Van Nostrand Company, Inc.

Timoshenko, S. (1951). *Theory of Elasticity*. U.S.A.: McGraw-Hill Book Company, Inc.

Trainlogistic. (Outubro de 2014). *Série 5600 - Ficha técnica*. Obtido de  
[http://www.trainlogistic.com/pt/Comboios/Gabinete/fich\\_loc5600.htm](http://www.trainlogistic.com/pt/Comboios/Gabinete/fich_loc5600.htm)

Tzanakakis, K. (2013). *The Railway Track and Its Long Term Behaviour*. Greece, Athens:  
Springer. ISBN 978-3-642-36050-3.

UIC719Rb. (2008). *Earthworks and track bed for railway lines*. UIC.

Vale, C. (2010). *Influência da qualidade dos sistemas rodoviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva de vias de alta velocidade. Tese de Doutoramento*. FEUP, Porto.

Varandas, J., Holscher, P., & Silva, M. (2011). Dynamic behaviour of railway tracks on transition zones. *Elsevier - Computers and Structures*.

Varandas, J., Holscher, P., & Silva, M. (2013). Settlement of ballasted track under traffic loading: application to transition zones. *Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*.

- Varandas, J. (2013b). *Long-Term Behaviour of Railway Transitions under Dynamic Loading. Application to Soft Soil Sites. Tese de Doutoramento*. FCT/UNL, Lisboa.
- Wickens, A. (2003). *Fundamentals of rail vehicle dynamics : guidance and stability*. Lisse, The Netherlands: Swets & Zeitlinger Publishers. ISBN 0-203-97099-3.
- Zhai, W. (1996). Two Simple Fast Integration Methods for Large-Scale Dynamic Problems in Engineering. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 39, 4199-4214.