



MODELAÇÃO NUMÉRICA E DIMENSIONAMENTO DE
VIAS-FÉRREAS EM LAJE DE BETÃO
Comparação com vias balastradas

Samuel Ribeiro Matias

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Professora Doutora Patrícia Alexandra Afonso Dinis Ferreira

Júri

Presidente: Professor Doutor Fernando Manuel Fernandes Simões
Orientador: Professora Doutora Patrícia Alexandra Afonso Dinis Ferreira
Vogal: Professor Doutor Carlos Manuel Tiago Tavares Fernandes

Outubro 2014

Aos meus pais e irmão

Imagem de capa: Via-férrea em laje de betão da estação de comboios do aeroporto Leipzig/Halle, Alemanha.

Fonte: Wikimedia Commons

http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Halle_airport_slab_track.jpg

Resumo

O aumento de velocidade e de circulações diárias de serviços de alta velocidade reflecte-se numa crescente necessidade de manutenção na tradicional via balastrada que, apesar de ter sido alvo de inúmeras melhorias de dimensionamento, continua a apresentar uma degradação acentuada, motivando assim a investigação de soluções alternativas.

É neste enquadramento que surgem várias soluções de via não balastrada optimizadas para garantir uma grande estabilidade estrutural e manutenção reduzida. No entanto, a falta de experiência na sua aplicação e o custo de investimento inicial e de reparação em caso de acidente desencorajam actualmente a sua ampla utilização.

Deste modo, esta dissertação surge no âmbito de estimar o comportamento estrutural para efeitos de dimensionamento de uma via em laje de betão (sistema StedefTM) e a sua comparação com a via balastrada, com especial foco às configurações presentes no caso de estudo Chauconin na linha de alta velocidade francesa LGV-Est. Serão desenvolvidos modelos tridimensionais de elementos finitos que serão sujeitos a um processo de validação através de campanhas experimentais realizadas por parte da administração ferroviária SNCF.

Com os modelos desenvolvidos, é realizada a comparação estática entre a tipologia StedefTM e a via balastrada, bem como um estudo paramétrico a várias características da via em laje de betão visando a optimização do seu dimensionamento. É ainda avaliada a comparação do comportamento estrutural com as tipologias Rheda 2000TM e BöglTM, como também a sua resposta a variações de rigidez da plataforma.

O modelo desenvolvido consegue estimar de forma aproximada o comportamento estático da via, tornando-se numa importante ferramenta de ajuda ao dimensionamento e optimização da via em laje de betão StedefTM com as consequências inerentes no seu custo de ciclo de vida.

Palavras-chave: Infra-estrutura ferroviária, via em laje, stedef, via balastrada, modelação por elementos finitos, dimensionamento estrutural.

Abstract

The increase in velocity and daily circulation of high-speed services reflects in an extra need for maintenance in the traditional ballasted track that, despite have been subjected to numerous design improvements, continues to exhibit a pronounced degradation, therefore motivating the investigation in alternative solutions.

It is in this context that arises several slab track solutions optimized to ensure a high structural stability and reduced maintenance. However, the lack of experience in its application as well the initial investment cost and repair in case of accident discouraged their wider use.

Thus, the main scope of this dissertation is to predict the structural behavior for slab track design purposes (Stedef™ system) and its comparison with ballasted track, with special focus to the configurations present in the Chauconin case study located in the French high-speed line LGV- Est. Three-dimensional finite element models are developed with proper validation through experimental campaigns conducted by the railway administration SNCF.

With these models, a static comparison is performed between the Stedef™ slab track and the ballasted track, as well as a parametric study to various parameters of the slab track in order to optimize its design. A structural behavior comparison between the Stedef™, Rheda 2000™ and Bögl™ slab tracks is performed, and their response to foundation stiffness variations is evaluated.

The developed model can approximately estimate the static behavior of the track, becoming an important tool to aid in the design and optimization of the slab track Stedef™ with the inherent consequences in their life cycle cost.

Keywords: Railway infrastructure, slab track, stedef, ballasted track, finite element modeling, structural design.

Agradecimentos

A tese de mestrado é um importante marco no percurso académico de um aluno, sendo o reflexo de um crescimento pessoal ao longo de uma jornada de 5 anos. Foram várias as pessoas que directamente ou indirectamente contribuíram para a realização desta dissertação, às quais gostaria de expressar o meu mais sincero agradecimento:

- À Professora Doutora Patrícia Ferreira, agradeço o apoio, empenho e paciência demonstrados ao longo do desenvolvimento desta dissertação, revelando-se preponderantes no resultado final. Também agradeço a constante supervisão e a partilha de conhecimento e experiência na área de modelação da via-férrea, bem como a disponibilização de bibliografia fulcral para a correcta validação dos modelos de elementos finitos desenvolvidos.

- Ao Professor Doutor Paulo Teixeira, expresso a minha gratidão pelo seu conhecimento transmitido acerca de engenharia ferroviária e a sua influência no mundo moderno. As suas sugestões e críticas construtivas acerca do trabalho desenvolvido foram importantes contribuições para a presente dissertação.

- Ao Engenheiro Tiago Ferreira, deixo o meu reconhecimento pelo altruísmo e atitude positiva com que me auxiliou na resolução de problemas na modelação numérica.

- Ao colega e amigo João Parente, agradeço a constante troca de ideias acerca do desenvolvimento dos modelos numéricos do caso de estudo.

- Aos colegas Luís Coelho e Renato Severiano, presto o meu reconhecimento pela paciência e disponibilidade conferidas no processo de adaptação ao *software* ANSYS™.

- Ao colega e amigo Nuno Reis, agradeço a sua camaradagem e bom ambiente de trabalho com que me habituou ao longo destes 5 anos, sendo uma grande companhia nos inúmeros dias de estudo.

- A todos os meus colegas e amigos, com especial foco em André Morais, Catarina Além, Joana Cunha e Raquel Rosa pela amizade, motivação e apoio transmitidos não apenas nos bons momentos, mas também nos mais complicados.

- Por fim, um especial agradecimento aos meus pais e irmão por todo o apoio, confiança e valores transmitidos durante este longo percurso, dando a sua compreensão nos momentos mais difíceis da dissertação, e deste modo presto a minha mais profunda gratidão, pois sem eles, este trabalho não seria possível.

Índice

Capítulo 1

INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento Geral	1
1.2 Objectivos	2
1.3 Organização e Metodologia	3

Capítulo 2

VIA-FÉRREA NÃO BALASTRADA	5
2.1 Considerações gerais.....	5
2.2 Componentes da via	6
2.2.1 Superestrutura.....	7
2.2.2 Infra-estrutura	11
2.2.3 Comparação com via balastrada.....	12
2.3 Sistemas de via não balastrada	14
2.3.1 Sistema de apoio discreto com travessas embebidas	16
2.3.2 Sistema de apoio discreto com travessas não embebidas.....	18
2.3.3 Sistema de apoio discreto com fixação directa em laje pré-fabricada	19
2.3.4 Sistema de apoio discreto com fixação directa em laje monolítica <i>in situ</i>	21
2.3.5 Sistema de apoio contínuo de carril embebido.....	22
2.3.6 Sistema de apoio discreto com travessas assentes em mistura betuminosa	23
2.4 Via não balastrada vs. Via balastrada	25
2.5 Aspectos associados ao dimensionamento da via não balastrada	29
2.5.1 Aterros e Escavações.....	30
2.5.2 Viadutos/ Pontes e Túneis.....	31

Capítulo 3

EVOLUÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DA VIA-FÉRREA..... 32

3.1	Modelos analíticos	33
3.1.1	Teoria de viga sobre fundação elástica	33
3.1.2	Modelos clássicos de fundação	36
3.1.3	Lajes sobre fundação elástica	37
3.2	Modelos numéricos	38
3.2.1	Método dos elementos finitos (FEM)	39
3.2.2	Método dos elementos de contorno (BEM).....	40
3.2.3	Método dos elementos discretos (DEM)	41
3.2.4	Modelos numéricos de via balastrada	41
3.2.5	Modelos numéricos de via não balastrada	44

Capítulo 4

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA VIA-FÉRREA 46

4.1	Modelação numérica do sistema carril-palmilha	46
4.1.1	Modelação dos elementos	46
4.1.1.1	Modelo bidimensional.....	47
4.1.1.2	Modelo tridimensional.....	47
4.1.2	Domínio de análise, condições de fronteira e carregamento	49
4.1.3	Comparação com formulações teóricas.....	50
4.2	Modelação numérica do sistema comboio-via-solo	52
4.2.1	Modelo bidimensional	52
4.2.1.1	Modelação dos elementos	52
4.2.1.2	Domínio de análise, condições de fronteira e carregamento	53
4.2.1.3	Calibração do modelo e análise de resultados	53
4.2.2	Modelo tridimensional.....	55
4.2.2.1	Modelação dos elementos	55

4.2.2.2	Domínio de análise, condições de fronteira e carregamento	55
4.2.2.3	Refinamento da malha	57
4.2.2.4	Influência da tipologia de elemento	57
4.2.2.5	Influência do domínio	59
4.2.2.6	Utilização de elementos de laje	62
4.2.2.7	Utilização de elementos de contacto	63

Capítulo 5

APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO LGV-EST 64

5.1	Descrição do caso de estudo	64
5.2	Caracterização da via e dos comboios	65
5.3	Resultados de medições experimentais	67
5.4	Modelação numérica do caso de estudo	68
5.4.1	Modelação dos elementos	68
5.4.2	Domínio de análise, condições de fronteira e carregamento	70
5.5	Resultados obtidos	72
5.6	Validação dos modelos	73
5.6.1	Caso de estudo Chauconin	73
5.6.2	Formulações teóricas	75
5.6.3	Caso de Estudo Benicassim	78
5.7	Considerações finais	80

Capítulo 6

ESTIMATIVA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA VIA EM LAJE DE BETÃO 81

6.1	Comparação de comportamento estrutural da via balastrada com a via em laje de betão.	81
6.2	Optimização do dimensionamento da via em laje de betão	85
6.2.1	Sistema elástico	85

6.2.2	Introdução de camada de sub-balastro	87	
6.2.3	Alteração da geometria da CSL e HBL	89	
6.2.4	Introdução de camada de cimento asfáltico (CAM)	90	
6.3	Comparação com outras tipologias de via em laje de betão	91	
6.4	Resposta estrutural a alterações da rigidez da plataforma	95	
6.4.1	Introdução	95	
6.4.2	Trecho de plataforma mais flexível.....	98	
6.4.3	Assentamento diferencial na plataforma.....	99	
 Capítulo 7			
CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS		103	
7.1	Conclusões	103	
7.2	Desenvolvimentos futuros	106	
 BIBLIOGRAFIA			108
 ANEXOS			111

Índice de figuras

Figura 2.1: Evolução da utilização de via em laje de betão no Japão (JNR, 2007)	6
Figura 2.2: Constituição geral da via não balastrada	6
Figura 2.3: Principais tipologias transversais de via não balastrada com uso de travessas (esquerda), sem o uso de travessas (centro) e carril embebido (direita) (adaptado de (Nigel & Franz, 2001))	7
Figura 2.4: Fabrico (esquerda) e propriedades do carril UIC60 (direita).....	9
Figura 2.5: Sistema de fixação Nabla™ (esquerda), Pandrol™ (centro) e Vossloh™ (direita)	9
Figura 2.6: Travessa monobloco (esquerda) e bibloco (direita).....	10
Figura 2.7: CSL (esquerda) e ASL (direita) de vias não balastradas	11
Figura 2.8: Via sobre balastro	13
Figura 2.9 - Categorias de via não balastrada (adaptado de (Rhombert, 2009))	15
Figura 2.10: Representação esquemática do sistema Rheda Classic™ (adaptado de (RailOne, 2014))	16
Figura 2.11: Representação esquemática do sistema Rheda Sengenbergtm (adaptado de (RailOne, 2014))	16
Figura 2.12: Representação esquemática do sistema Rheda Berlin™ (adaptado de (RailOne, 2014))	16
Figura 2.13: Representação esquemática do sistema Rheda 2000™ (adaptado de (RailOne, 2014))	17
Figura 2.14: Representação esquemática do sistema Züblintm (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002)).....	17
Figura 2.15: Representação esquemática do sistema Heitkamp™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002)).....	17
Figura 2.16: Representação esquemática do sistema LVT-Sonneville™ (adaptado de (Bilow & Randich, 2000))	18
Figura 2.17: Representação esquemática do sistema Stedef™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002) e (Sateba, 2014)).....	19
Figura 2.18: Representação esquemática do sistema BTDTm (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002))	19
Figura 2.19: Representação esquemática do sistema Shinkansen™ (adaptado de (Bastin, 2005))	20
Figura 2.20: Representação esquemática do sistema Bögl™ (adaptado de (Bögl, 2012))	20
Figura 2.21: Representação esquemática do sistema ÖBB-PORRTm (adaptado de (ÖBB-PORR, 2014))	21
Figura 2.22: - Representação esquemática do sistema FFC™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002))	22
Figura 2.23 - Representação esquemática do sistema Edilon Corklast™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002))	23
Figura 2.24 - Representação esquemática do sistema ATDTm (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002))	24
Figura 2.25: Representação esquemática do sistema Getrac™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002)).....	24

Figura 2.26 - Representação esquemática do sistema Walter™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002)).....	25
Figura 2.27: Comparação de custos de manutenção entre via balastrada e via em laje (adaptado de (JNR, 2007)).....	26
Figura 2.28: Perfil transversal de plataforma de via não balastrada em caso de aterro (direita) e de escavação (direita) (adaptado de (iiR España, 2009))	30
Figura 3.1 - Modelo de viga (Rigidez de flexão EI) sobre fundação elástica (módulo de via k).....	34
Figura 3.2 - Conceito da teoria de Zimmermann	34
Figura 3.3 – Exemplo com dupla simetria do perfil transversal de um modelo 2D (esquerda) e de um modelo 3D (direita) (adaptado de (Cunha, 2013))	39
Figura 3.4 - Exemplo de um modelo 3D híbrido FEM-BEM (adaptada de (O'Brien & Rizos, 2005)).....	40
Figura 3.5 – Rede de tensões de contacto sobre um material granular (adaptado de (Fundación Caminos de Hierro, 2008)).....	41
Figura 3.6 - Principais modelos de via balastrada (adaptado de (Kruze & Popp, 2001))	41
Figura 4.1: Modelo do carril e palmilha	46
Figura 4.2: Elemento BEAM3 no <i>software</i> ANSYS™	47
Figura 4.3: Elemento COMBIN14 no <i>software</i> ANSYS™	47
Figura 4.4: Geometrias adoptadas para o carril com o perfil base UIC60 (esquerda), secção em I (centro) e quadrada (direita) (unidades em m).....	48
Figura 4.5: Geometria das palmilhas em modelos com elementos tridimensionais.....	48
Figura 4.6: Elemento BEAM4 no <i>software</i> ANSYS™	48
Figura 4.7: Elemento BEAM188 no <i>software</i> ANSYS™	48
Figura 4.8: Pontos de integração da secção do elemento BEAM188	48
Figura 4.9: Modelos tridimensionais do sistema carril-palmilha. 3D 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d) e 5 (e).....	50
Figura 4.10: Comparação do deslocamento máximo entre o modelo teórico e numérico bidimensional	51
Figura 4.11: Modelo bidimensional do sistema comboio-via-solo (esquerda) e pormenor da travessa (direita)	53
Figura 4.12: Comparação dos deslocamentos entre modelo bidimensional e tridimensional	54
Figura 4.13: Comparação da evolução das tensões verticais em profundidade entre modelo bidimensional calibrado e tridimensional	55
Figura 4.14: Modelo de Areias, 2007 (a), Ministerio de Fomento, 1999 (b), Morais, 2008 (c) e Modelo 3D 4 proposto (d)	55
Figura 4.15: Refinamento dos modelos tridimensionais com malha 1 (esquerda), malha 2 (centro) e malha 3 (direita)	57
Figura 4.16: Elemento SHELL281 no <i>software</i> ANSYS™ (esquerda) e incorporação no modelo tridimensional (direita)	62
Figura 4.17: Elementos CONTACT174 (esquerda) e TARGET170 (direita) no <i>software</i> ANSYS™	63
Figura 4.18: Modelo tridimensional com elementos de contacto entre a travessa e o balastro	63

Figura 5.1: Representação esquemática da via balastrada corrente no caso de estudo Chauconin (adaptado de (SNCF, 2005) e (SNCF, 2012))	65
Figura 5.2: Representação esquemática da via balastrada ZT1 do caso de estudo Chauconin (adaptado de (SNCF, 2005) e (SNCF, 2012))	66
Figura 5.3 - Representação esquemática da via em laje de betão (Stedef TM) no caso de estudo Chauconin (adaptado de (SNCF, 2004), (SNCF, 2005) e (SNCF, 2012))	66
Figura 5.4: Zona de transição de via balastrada para via não balastrada no troço experimental Chauconin (SNCF, 2012)	67
Figura 5.5: Sistema de medição de deslocamentos na via balastrada (esquerda) e via em laje de betão (direita) (SNCF, 2012)	68
Figura 5.6: Gama de deslocamentos estáticos e dinâmicos para as diferentes tipologias de via do caso de estudo Chauconin (SNCF, 2012)	68
Figura 5.7: Modelos numéricos desenvolvidos para as tipologias VB (esquerda), VBZT1 (centro) e VSB (direita)	71
Figura 5.8: Modelos de carregamento estático (esquerda) e dinâmico (direita) para o caso de estudo Chauconin	71
Figura 5.9: Deslocamentos verticais máximos obtidos dos modelos numéricos com as respectivas variantes.	73
Figura 5.10: Comparação entre a rigidez vertical da via obtida experimentalmente e numericamente	74
Figura 5.11: Ábacos de influência para sistemas de 2 (esquerda) e 3 camadas elásticas (direita)	75
Figura 5.12: Ábaco de influência de momento flector de Pickett & Ray	78
Figura 6.1: Modelos refinados para a VB (esquerda), VBZT1 (centro) e VSB (direita)	81
Figura 6.2: Deslocamento do carril (esquerda) e deslocamento vertical sobre o ponto de aplicação da carga (direita)	82
Figura 6.3: Contribuição do sistema elástico e multicamada para o deslocamento vertical da via	83
Figura 6.4: Comparação entre diagramas de tensões verticais sob a carga	83
Figura 6.5: Diagrama de tensões vertical na direcção transversal nas interfaces Travessa - Balastro/ CSL (esquerda) e Balastro/ CSL - Sub-balastro/ HBL (direita)	84
Figura 6.6: Diagrama de tensões vertical na interface Sub-balastro/ HBL – Plataforma na direcção longitudinal (esquerda) e transversal (direita)	84
Figura 6.7: Correlação entre a rigidez da USP e a rigidez vertical da via	86
Figura 6.8: Comparação entre a contribuição de cada componente do sistema elástico e multicamada para o deslocamento vertical	86
Figura 6.9: Influência da rigidez das palmilhas nas tensões verticais	86
Figura 6.10: Influência da implementação de uma camada de sub-balastro no diagrama de tensões verticais sobre a plataforma (direcção longitudinal)	87
Figura 6.11: Comparação entre tensões verticais na plataforma com a inclusão de camadas de sub-balastro	88
Figura 6.12: Influência da alteração de espessura da CSL nos momentos flectores	89
Figura 6.13: Influência da incorporação de CAM no diagrama de tensões verticais	90

Figura 6.14: Influência das configurações de CAM nos diagramas de tensões verticais na interface CSL/CAM (esquerda) e HBL/Plat. (direita)	91
Figura 6.15: Representação esquemática do sistema Rheda 2000™ (cima) e Bögl™ (baixo) para construção de modelo numérico	91
Figura 6.16: Modelos numéricos do sistema Rheda 2000™ (esquerda) e Bögl™ (direita)	92
Figura 6.17: Diagrama de tensões verticais a interface CSL/ HBL para as várias vias em laje de betão	93
Figura 6.18: Diagramas de tensões verticais na interface HBL/Plat. longitudinalmente (esquerda) e transversalmente (direita)	94
Figura 6.19: Diagrama de momento flector para as várias vias em laje de betão	94
Figura 6.20: Situações de alteração de rigidez da plataforma	95
Figura 6.21: Modelação do comportamento multilinear do betão para efeitos de dimensionamento	96
Figura 6.22: Representação esquemática da armadura principal (esquerda) e modelo numérico (direita). (Stedef™ (baixo); Bögl™ (meio); Rheda 2000™ (cima)).....	97
Figura 6.23: Deslocamento vertical na base da CSL da situação de referência e para a situação 1	98
Figura 6.24: Momentos flectores na CSL entre a situação de referência e a situação 1	99
Figura 6.25: Deslocamento vertical da base da CSL para um carregamento incremental até 10 toneladas....	100
Figura 6.26: Momentos flectores na CSL entre a situação de referência e a situação 2 (2.5 mm)	101
Figura 6.27: Deslocamento vertical da base da CSL para a situação 2 (5 mm)	101
Figura 6.28: Padrão de fendilhação na situação 2 (5mm) para as tipologias Stedef™ (esquerda), Rheda 2000™ (centro) e Bögl™ (direita).	102
Figura A.1.1: Deslocamento vertical sobre ponto de aplicação da carga	111
Figura A.1.2: Tensão vertical sobre ponto de aplicação da carga	111
Figura A.1.3: Tensão vertical na interface travessa/ balastro na direcção transversal.....	111
Figura A.1.4: Tensão vertical na interface sub-balastro/ plataforma na direcção transversal	111
Figura A.1.5: Tensão vertical na interface sub-balastro/ plataforma na direcção transversal	111
Figura A.1.6: Tensão vertical na interface sub-balastro/ plataforma na direcção longitudinal	111
Figura A.2.1: Deslocamento vertical sobre ponto de aplicação da carga	112
Figura A.2.2: Tensão vertical sobre ponto de aplicação da carga	112
Figura A.2.3: Tensão vertical na interface travessa/ balastro na direcção transversal.....	112
Figura A.2.4: Tensão vertical na interface sub-balastro/ plataforma na direcção transversal	112
Figura A.2.5: Tensão vertical na interface sub-balastro/ plataforma na direcção transversal	112
Figura A.2.6: Tensão vertical na interface sub-balastro/ plataforma na direcção longitudinal	112
Figura A.3.1: Deslocamento vertical sobre ponto de aplicação da carga	113
Figura A.3.2: Tensão vertical sobre ponto de aplicação da carga	113
Figura A.3.3: Tensão vertical na interface travessa/ balastro na direcção transversal.....	113
Figura A.3.4: Tensão vertical na interface sub-balastro/ plataforma na direcção transversal	113
Figura A.3.5: Tensão vertical na interface sub-balastro/ plataforma na direcção transversal	113
Figura A.3.6: Tensão vertical na interface sub-balastro/ plataforma na direcção longitudinal	113

Índice de tabelas

Tabela 2.1: Diferentes sistemas de apoio discreto com travessas embebidas.....	16
Tabela 2.2: Sistemas de apoio discreto com travessas não embebidas	18
Tabela 2.3: Sistemas de apoio discreto com fixação directa em laje pré-fabricada	20
Tabela 2.4: Sistemas de apoio discreto com fixação directa em laje monolítica <i>in situ</i>	22
Tabela 2.5: Sistemas de apoio contínuo de carril embebido.....	23
Tabela 2.6: Sistemas de apoio discreto com travessas assentes em mistura betuminosa.....	24
Tabela 2.7: Comparação entre principais aspectos da via balastrada e não balastrada.....	27
Tabela 3.1 - Exemplos de modelos de elementos finitos de via balastrada para efeitos de dimensionamento (adaptado de (Teixeira, 2003)).....	42
Tabela 3.2: Exemplos de modelos de elementos finitos de via não balastrada	44
Tabela 3.3: Exemplos de modelos de elementos finitos de via não balastrada (Continuação)	45
Tabela 4.1: Propriedades mecânicas/ geométricas do carril e palmilha	46
Tabela 4.2: Designação dos modelos tridimensionais do carril e palmilha.....	47
Tabela 4.3 - Condições de Fronteira.....	49
Tabela 4.4: Dimensão da malha para cada elemento do modelo bidimensional e tridimensional.....	50
Tabela 4.5: Deslocamentos máximos obtidos do modelo bidimensional e modelo tridimensional do carril e palmilha	50
Tabela 4.6: Propriedades mecânicas e geométricas dos diferentes elementos constituintes do modelo bidimensional	52
Tabela 4.7: Calibração do modelo bidimensional.....	54
Tabela 4.8: Tensões verticais nas diferentes interfaces do modelo bidimensional calibrado e tridimensional	55
Tabela 4.9: Comparação entre os diferentes modelos do sistema via-comboio-solo	56
Tabela 4.10: Convergência dos resultados dos modelos tridimensionais de acordo com as malhas utilizadas	57
Tabela 4.11: Resultados dos modelos presentes na bibliografia	58
Tabela 4.12: Comparação dos deslocamentos verticais do carril entre modelos	58
Tabela 4.13: Comparação das tensões verticais na plataforma entre modelos.....	58
Tabela 4.14: Influência do aumento de profundidade do modelo	60
Tabela 4.15: Influência do aumento de longitude do modelo.....	60
Tabela 4.16: Influência do aumento do domínio transversal do modelo	61
Tabela 4.17: Influência do aumento do domínio em várias direcções	61
Tabela 4.18: Influência da utilização de elementos de laje	62
Tabela 4.19: Influência da utilização de elementos de contacto	63
Tabela 5.1: Solicitação estática do material circulante no troço experimental Chauconin (Ferreira, 2010)..	67

Tabela 5.2: Propriedades mecânicas e geométricas do carril dos modelos do caso de estudo Chauconin...	68
Tabela 5.3: Propriedades mecânicas e geométricas doas palmilhas dos modelos do caso de estudo Chauconin (SNCF, 2012)	69
Tabela 5.4: Propriedades mecânicas e geométricas das travessas dos modelos do caso de estudo Chauconin (SNCF, 2012)	69
Tabela 5.5: Propriedades mecânicas e geométricas da cantoneira metálica do VSB do caso de estudo Chauconin (SNCF, 2012)	69
Tabela 5.6: Propriedades mecânicas e geométricas do sistema multicamada dos modelos do caso de estudo Chauconin (SNCF, 2012)	70
Tabela 5.7: Variantes dos modelos numéricos do caso de estudo	70
Tabela 5.8: Amplificações dinâmicas do carregamento estático para as várias tipologias do caso de estudo	72
Tabela 5.9: Deslocamentos máximos obtidos para a VBZT1 com redução de rigidez do elastómero	74
Tabela 5.10: Comparação de tensões verticais entre o modelo numérico VB e ábacos de influência.....	76
Tabela 5.11: Comparação de tensões verticais entre o modelo numérico VSB e ábacos de influência	77
Tabela 5.12: Comparação de momentos flectores entre o modelo numérico VSB e ábacos de influência...	78
Tabela 5.13: Comparação entre os resultados experimentais e numéricos obtidos pelo modelo VB adaptado ao caso de estudo Benicassim.....	79
Tabela 6.1: Deslocamentos verticais e rigidez vertical das vias VB, VBZT1 e VSB.....	83
Tabela 6.2: Tensões verticais das principais interfaces dos modelos VB, VBZT1 e VSB	83
Tabela 6.3: Modelos-variante para estudo paramétrico acerca dos níveis elásticos.....	85
Tabela 6.4: Resultados obtidos para o estudo paramétrico do nível elástico.....	86
Tabela 6.5: Influência da rigidez das palmilhas na tensão vertical sobre a travessa	86
Tabela 6.6: Redução de tensões verticais na plataforma com a implementação de uma camada de sub-balastro	87
Tabela 6.7: Influência do sub-balastro betuminoso na mitigação de tensões verticais sobre a plataforma .	88
Tabela 6.8: Influência da alteração de espessura da CSL e HBL nas tensões verticais das interfaces CSL/ HBL e HBL/ Plat.....	89
Tabela 6.9: Comparação de momentos flectores nas variantes C10 e C20	89
Tabela 6.10: Comparação entre tensões verticais para as várias configurações de CAM	90
Tabela 6.11: Propriedades mecânicas e geométricas dos componentes do sistema Rheda 2000™ e Bögl™	92
Tabela 6.12: Deslocamentos verticais e rigidez vertical das vias Stedef™, Rheda 2000™ e Bögl™	93
Tabela 6.13: Comparação entre as tensões verticais na interface CSL/ HBL para as várias vias em laje de betão.....	93
Tabela 6.14: Comparação de momentos flectores na CSL entre as várias vias de laje em betão	94
Tabela 6.15: Propriedades mecânicas do betão C35/45.....	96

Tabela 6.16: Comparação entre deslocamento vertical máximo para a situação 1 e a situação de referência	98
Tabela 6.17: Tensões axiais máximas da CSL para a situação 1	99
Tabela 6.18: Comparação de momentos flectores entre a situação de referência e a situação 1.....	99
Tabela 6.19: Comparação entre o deslocamento vertical máximo para a situação de referência e situação 2 (2.5 mm).....	100
Tabela 6.20: Comparação entre as tensões axiais na situação de referência e situação 2 (2.5 mm)	100
Tabela 6.21: Comparação de momentos flectores entre a situação de referência e a situação 2.....	101
Tabela 6.22: Comparação entre os deslocamentos verticais máximos da situação de referência e a situação 2 (5mm).....	101

Índice de símbolos

Acrónimos

ASL – Asphalt Supportive Layer
ATD – Asphalt Tragschicht mit Direktauflagerung
BBERS – Balfour Beatty Embedded Rail System
BEM – Bounday Element Model
BES – Betontregschicht mit Einzelstützpunkta
BOEF – Beam on elastic foundation
BTD – Betontregschicht mit Direktauflagerung
BTE – Betontregschicht mit Einzelstützpunkta
CAM – Cemen Asphalt Mortar
CFF – Chemins de Fer Fédéraux Suisses
CRTS – Chinese Railway Track System
CSL – Concrete Supportive Layer
DB – Deutsche Bahn
DEM – Discrete Element Model
ERS – Embedded Rail Structure
FEM – Finite Element Model
FFC – Feste Fahrbahn Crailshein
FPL – Frost Protective Layer
FS – Ferrovie dello Stato Italiane
FSB – Floating Slab Track
HBL – Hydraulically Bonded Layer
HMA – Hot Mix Asphalt
JNR – Japanese National Railways
LGV – Ligne à Grande Vitesse
LVT – Low Vibration Track
ÖBB – Österreichische Bundesbahner
MBS – Multibody System
NS – Nederlandse Spoorwegen
RENFE – Red Nacional de los Ferrocarriles Españoles
RFF - Réseau Férre de France
SATO – Studiengese Hschaft Asphalt Oberbrau
SBV – Schweller mit Bitumenverguss
SCC – Self Compacting Concrete
SNCF – Société Nationale des Chemins de Fer
UBM – Under Ballast Mat
UIC – Union Internationale de Chemins de Fer
USP – Under Sleeper Pad

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento Geral

As primeiras vias-férreas datam de meados do século XVI, consistindo apenas em carris de madeira por onde eram transportados vagões puxados por cavalos. Esta forma primitiva de via-férrea surge para satisfazer a necessidade de reduzir o atrito no transporte de vagões. Desde então, as vias-férreas sofreram inúmeras inovações ganhando um estatuto de meio de transporte fiável, eficiente, ecológico e seguro, sendo responsáveis pelo desenvolvimento de várias grandes cidades à volta do globo.

Na década de 60 e no início da década de 70, houve um considerável interesse na possibilidade de construir comboios que viajassem a uma velocidade significativamente superior face aos comboios convencionais. Surgiu então o conceito de alta velocidade, que rapidamente ampliou as suas potencialidades enquanto meio de transporte ferroviário competitivo a nível de segurança, conforto e eficiência na capacidade de transporte, alterando a soberania de mercado associada ao transporte rodoviário ou aéreo.

O aumento da velocidade de circulação do material circulante origina maiores solicitações sobre a via-férrea o que provoca uma maior taxa de degradação da mesma, nomeadamente da via balastada. Esta degradação prematura da via-férrea traduz-se num aumento de custos de manutenção. Isto levou, nos últimos anos, a que várias administrações ferroviárias europeias se empenhassem firmemente em modernizar a sua linha ferroviária e promover a sua inovação técnica de modo a melhorar condições de segurança, operabilidade e, principalmente, reduzir custos de manutenção. Para qualquer empresa ferroviária, a manutenção da rede é uma necessidade de importância primordial. Caso a manutenção da rede seja deficiente, a situação pode acarretar acidentes, redução do tráfego ou de velocidade de operação, atrasos no horário, entre todas as consequências económicas que daí advêm.

Era necessário uma solução cuja necessidade de manutenção fosse reduzida. Foi assim que, no final dos anos 60, começaram a ser propostas soluções de vias-férreas em laje de betão no Japão, onde a construção de novas linhas ferroviárias é usualmente dimensionada num sistema de via não balastada. Na Europa em 1972, a Alemanha foi pioneira em campanhas experimentais, com um troço de 740 m em via de laje de betão, na estação ferroviária de Rheda.

Desde então, é cada vez mais adoptada a solução não balastrada como via-férrea para a alta velocidade, e a tendência é de que esta substitua a via balastrada tradicional.

De acordo com Departamento da alta velocidade da UIC, actualmente estão em operação cerca de 21 000 quilómetros de linhas de alta velocidade, em construção estão 14 000 quilómetros e cerca de 16 000 quilómetros planeados até 2025, perfazendo cerca de 52 000 quilómetros de linhas de alta velocidade em todo o mundo até 2025. Deste modo, é de elevada importância a investigação de novas soluções da via em laje de betão como alternativa viável para a alta velocidade, sendo crucial para garantir os requisitos de segurança, conforto, e sustentabilidade para um mundo que viaja cada vez mais rápido.

1.2 Objectivos

Apesar da vasta experiência e investigação científica investida na via-férrea, principalmente na via balastrada e nos processos de deterioração da mesma, a compreensão do comportamento estrutural, bem como a construção e manutenção da via em laje de betão ainda se encontra em expansão. Sendo assim, o principal objectivo desta dissertação é a elaboração de uma ferramenta numérica que, após ser devidamente validada e testada, permita prever com algum grau de pormenor a resposta estrutural estática para efeitos de dimensionamento da via em laje de betão (StedefTM).

Através do modelo numérico desenvolvido, será averiguada a viabilidade estrutural da via em laje de betão quando comparada com a solução balastrada com o intuito de demonstrar a estabilidade estrutural superior da solução em laje.

Na perspectiva de otimizar o dimensionamento da via em laje de betão (StedefTM) analisar-se-á as vantagens de alterar certas propriedades mecânicas e geométricas de determinados elementos constituintes da via, além da introdução de outros elementos que garantam níveis de desempenho satisfatórios. A análise de sensibilidade realizada será útil para apurar as melhorias de desempenho que possibilite reduções no custo de ciclo de vida da estrutura, no que diz respeito ao investimento inicial (optimização da secção), tornando a solução em laje mais competitiva face à solução balastrada.

Um dos principais inconvenientes deste tipo de solução de via em laje, para além do elevado custo de investimento inicial, é o processo oneroso a nível de custos e de tempo despendido em caso de reparação provocado, por exemplo, através de um assentamento diferencial da plataforma. Neste contexto, será avaliado a resposta estrutural a alterações de rigidez da plataforma de várias vias em laje com o intuito de avaliar a necessidade de manutenção (selagem de fendas).

Finalmente, o presente documento pretende actualizar e complementar a informação existente acerca da investigação realizada em modelação numérica e dimensionamento de vias em laje de betão, elaborando recomendações no apoio à decisão em projecto.

1.3 Organização e Metodologia

Visando o estudo e modelação da via-férrea balastrada e em laje de betão, a presente dissertação esquematiza-se em 7 capítulos. No **Capítulo 1. Introdução** é realizada a apresentação do documento com o enquadramento da via em laje no mundo moderno, a sua influência nos custos de ciclo de vida e desempenho estrutural numa linha de alta velocidade, e ainda a enumeração dos objectivos a alcançar e metodologia a implementar.

No **Capítulo 2. Via-férrea não balastrada** é abordada a contextualização dos componentes constituintes da via-férrea não balastrada e a respectiva comparação com a solução balastrada, relembrando ainda os vários sistemas patenteados existentes. No **Capítulo 3. Evolução dos métodos de cálculo da via-férrea** é descrita a apresentação e revisão da literatura existente na modelação analítica e numérica da via-férrea (via balastrada e via em laje).

O **Capítulo 4. Modelação da via-férrea** esquematiza o processo de modelação e os aspectos a considerar, como a influência da tipologia de elementos, domínio, condições de fronteira, malha de elementos finitos entre outros. São explicitados e avaliados quais os modelos numéricos mais adequados para efeitos de dimensionamento, sendo estes validados com outros modelos existentes na literatura.

No **Capítulo 5. Aplicação ao caso de estudo LGV-Est** é descrito o caso de estudo e a campanha experimental realizada pela SNCF, bem como as características das vias e composições. Posteriormente são desenvolvidos os modelos numéricos e respectivas variantes da via balastrada (VB), da via balastrada na zona de transição (VBZT1) e da via em laje de betão StedefTM (VSB) presentes no caso de estudo e de acordo com conhecimento adquirido no Capítulo 4. Após a construção dos modelos, será realizada uma validação teórica (ábacos de influência) e via experimental através dos resultados obtidos no caso de estudo Chauconin na LGV-Est e no caso de estudo Benicassim na linha de alta velocidade Valência-Tarragona.

No **Capítulo 6. Estimativa do comportamento estrutural da via em laje de betão** é discutido o pós-processamento dos resultados obtidos com a comparação estática entre as vias balastrada VB e VBZT1 com a via em laje StedefTM VSB em termos de flexibilidade vertical e degradação do carregamento. Será realizado um estudo paramétrico a várias propriedades de componentes da via em laje StedefTM com o propósito da optimização do dimensionamento com o estudo da sua

influência na resposta estrutural. Por fim, será realizada uma comparação com outras tipologias de via em laje de betão (Rheda 2000TM e BöglTM), com a respectiva enumeração de pontos fortes e fracos, e ainda a análise do comportamento a alterações da rigidez da plataforma com modelo material não linear para a laje de betão e para as armaduras.

Finalmente, no **Capítulo 7. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros** será feita uma síntese das principais conclusões retiradas acerca do processo de modelação da via-férrea em laje de betão, bem como recomendações para o seu dimensionamento e sugestões para futuras linhas de investigação.

Capítulo 2

VIA-FÉRREA NÃO BALASTRADA

2.1 Considerações gerais

Com o aparecimento da alta velocidade, surgiram novos desafios no dimensionamento da via-férrea. A via balastrada como via de alta velocidade necessita de grandes cuidados de manutenção, resultado do seu carácter granular e comportamento não-linear que origina mudanças na geometria, aquando a passagem de comboios de alta velocidade. Estas mudanças de geometria têm que ser cuidadosamente corrigidas, de maneira a cumprir exigências de conforto no caso do serviço de passageiros. O cumprimento destes requisitos exigem uma manutenção intensiva da via balastrada, o que se traduz num acréscimo significativo dos custos de manutenção e a uma intervenção mais frequente na via, o que nem sempre é fácil de concretizar dada a intensidade de tráfego circulante. Em algumas linhas europeias, o intervalo de tempo nocturno destinado a manutenção não ultrapassa as 5 horas (Esveld, 2001).

A necessidade de vias-férreas com requisitos de manutenção mínimos tem vindo a crescer juntamente com a proliferação das linhas de alta velocidade, que se destacam cada vez mais como meio de transporte de elevada capacidade. É como resposta a estas necessidades que surge a via em laje de betão, com inúmeras vantagens das quais se pode nomear a maior estabilidade do veículo, redução da altura e peso da superestrutura, melhor comportamento dinâmico e principalmente a baixa manutenção associada.

A via não balastrada aliada às suas vantagens é já uma solução viável e competitiva para a alta velocidade, cujos focos principais de investigação são: (i) aumento de capacidade; (ii) aumento de velocidade de operação; (iii) redução do número de operações de manutenção e (iv) aumento do nível de segurança (Infrastructure Commission, 2002).

Um bom exemplo da preferência deste tipo de solução para vias de alta velocidade é a JNR, que há cerca de 40 anos tem manifestado um considerável interesse na via em laje de betão na implementação de novas linhas de alta velocidade. A evolução do uso de via não balastrada está bem demarcada na Figura 2.1, mostrando o seu crescimento significativo desde a primeira linha de alta velocidade Tokaido Shinkansen (Tóquio-Osaka) em 1964 até à mais recente linha Kyushu Shinkansen (Yatsuhira – Kagoshima) em 2004 já praticamente toda em via de laje de betão.

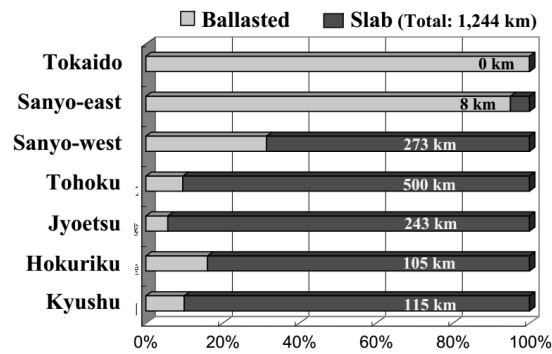


Figura 2.1: Evolução da utilização de via em laje de betão no Japão (JNR, 2007)

Esta tendência não foi particularmente seguida na Europa, onde persistiu a forte tradição de construção em via balastrada devido à falta de experiência e dúvidas acerca desta nova tipologia de via. Com a crescente construção de novas linhas de alta velocidade na Europa, começaram a mostrar-se sinais claros de desgaste do balastro, o que induziu a comunidade científica a adoptar uma posição mais positiva perante a nova tipologia de via sobre laje de betão como solução adequada para alta velocidade.

2.2 Componentes da via

A principal função da via-férrea é garantir a adequada transmissão de esforços ao solo, dadas as elevadas solicitações que o material circulante impõe sobre a mesma. Tal como a via balastrada, a via não balastrada tem que garantir a adequada degradação dos esforços de camadas superiores para as camadas subjacentes, de modo a que o solo de fundação (plataforma) consiga garantir capacidade resistente para suportar as cargas aplicadas, sobre a via sem sofrer assentamentos significativos.

Ambas as tipologias de vias-férreas apresentam a sua constituição agrupada em duas categorias que podem ser subdivididas de acordo com a funcionalidade de cada elemento: a superestrutura e a infra-estrutura ilustradas na Figura 2.2.

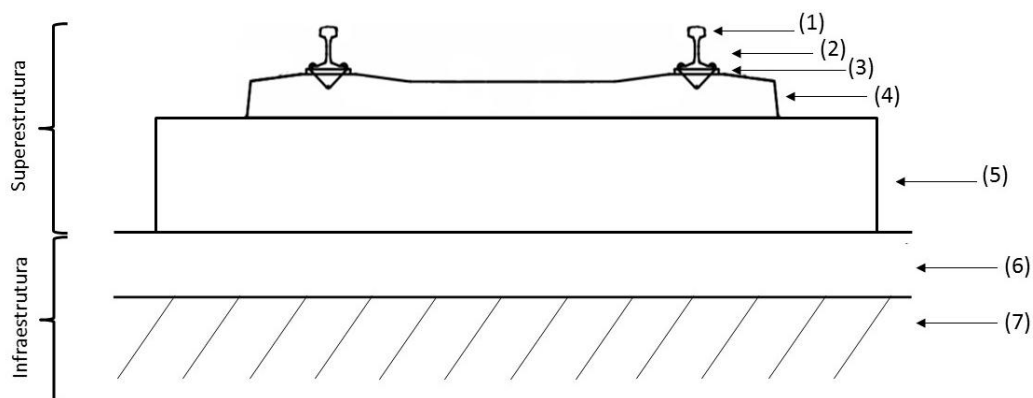


Figura 2.2: Constituição geral da via não balastrada

A superestrutura é convencionalmente composta pelo armamento da via (carris (1) e sistemas de fixação (2)), pelas palmilhas elásticas (3), pelas travessas (4) e por um sistema multicamada (5) que encontra-se frequentemente dividido numa camada de laje de betão (ou numa camada de suporte betuminoso) e uma camada de ligante hidráulico.

No caso da via balastrada, o sistema multicamada (5) é usualmente classificado na literatura como sendo infra-estrutura da via, e é composto por uma camada de balastro, uma camada de sub-balastro e em casos especiais uma malha de reforço geossintético.

Face à infra-estrutura, esta encontra-se dividida correntemente numa camada de coroamento (6) e plataforma (7). Existem referências literárias que reconhecem as camadas de coroamento e plataforma como subcamadas em vez de infra-estrutura.

A notar que existem tipologias de vias não balastradas que dispensam o uso de travessas, palmilhas elásticas e sistemas de fixação convencionais. Também o esquema de implementação do sistema multicamada pode ser diferente, de acordo com o fabricante de via em laje de betão. As principais tipologias transversas de via não balastrada encontram-se abaixo esquematizadas na Figura 2.3:

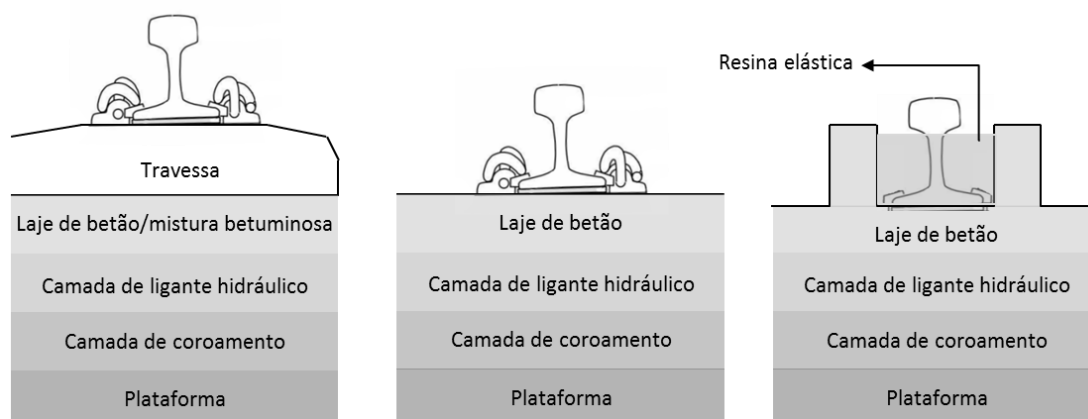


Figura 2.3: Principais tipologias transversais de via não balastrada com uso de travessas (esquerda), sem o uso de travessas (centro) e carril embebido (direita) (adaptado de (Nigel & Franz, 2001))

A via-férrea pode ser entendida como um sistema multicamada desde a plataforma até ao topo do carril, com um crescimento gradual de rigidez vertical (Brandl, 2004). Esta rigidez é influenciada pelas propriedades dos materiais constituintes, da espessura e compactação de cada camada, e ainda da rigidez da camada subjacente. Deste modo, a correcta avaliação de cada camada é fulcral para o adequado funcionamento estrutural da via-férrea.

2.2.1 Superestrutura

Em ambas as tipologias de via-férrea (balastrada e não balastrada), a superestrutura é semelhante no que diz respeito aos componentes que constituem o armamento da via e

travessas, sendo que no caso da via não balastrada, o sistema multicamada é incluído na mesma categoria. Como acima mencionado, existem tipologias de via não balastrada que não adoptam travessas nem sistemas de fixação convencionais, contudo estes componentes serão brevemente abordados nesta secção.

- **Carril**

Os carris são um par de vigas dispostas longitudinalmente sobre a via, tendo o intuito de ser o primeiro elemento de suporte para o contacto das rodas do material circulante, e certificar a estabilidade na circulação de composições ferroviárias. A secção do carril pode tomar variadas formas, sendo o carril de patim, mais conhecido como carril *Vignoles* o mais utilizado em todo o mundo. A forma do carril foi otimizada para garantir a apropriada rigidez de flexão ao mesmo tempo que é económico na sua produção. Os carris têm que assegurar um valor mínimo de rigidez, de modo a que possa transmitir esforços, quer verticais, quer longitudinais e transversais para as travessas sem que este sofra grandes deformações.

Existem duas soluções de conexão entre carris, entre as quais são a ligação aparafusada e soldada (Selig & Waters, 1994). A ligação aparafusada é considerada por muitos uma boa solução para aplicar em curvas a fim de evitar solicitações laterais importantes em virtude de variações de comprimento do carril por origem térmica. O uso de ligações aparafusadas reduz substancialmente o nível de esforço axial no carril, assim como o risco de empenamento quando solicitado a variações térmicas (Esveld, 2001). Todavia esta ligação acarreta desvantagens no que diz respeito a cuidados de manutenção intensiva, em consequência de amplificações dinâmicas de carga aquando a passagem de um comboio. Isto dá origem a uma precoce deterioração da qualidade geométrica da via e do próprio carril bem como a travessa e o sistema de fixação. Face à ligação soldada, esta apresenta uma maior eficácia estrutural associada a uma redução dos custos de manutenção. Contudo esta solução não apresenta apenas vantagens. As ligações soldadas apresentam custos de investimento inicial superiores e são mais sujeitas ao empenamento lateral do carril. Para resolver este último aspecto são usados reforços por meio dos sistemas de fixação, travessas e balastro (Miura, *et al.*, 1998). Para linhas de alta velocidade, os carris são ligados através de soldaduras formando uma barra longa soldada.

Os carris são apoiados discretamente sob travessas, sendo colocado entre estes uma palmilha elástica para garantir melhores propriedades de rigidez ao sistema global. O carril é fixado às travessas através de um sistema de fixação mecânico. Na Europa a tipologia de carril mais usada é a secção definida pela UIC designada por UIC60 (Figura 2.4).



Figura 2.4: Fabrico (esquerda) e propriedades do carril UIC60 (direita)

- **Palmilhas elásticas & Sistemas de fixação**

A palmilha elástica consiste num elemento feito à base de um elastómero colocado entre o carril e as travessas. As suas principais funções são: (i) proteger as travessas (especialmente travessas de betão armado) de cargas que são descarregadas através do carril; (ii) atenuar as vibrações induzidas pelo tráfego e (iii) permitir a deformação do carril (Ilias, 1999). Este elemento desempenha um papel importante já que a sua baixa rigidez permite que o carril se deforme, permitindo uma distribuição mais equitativa entre travessas. A palmilha elástica fornece a resiliência necessária ao sistema carril-travessa e ainda garante o isolamento eléctrico para os circuitos de sinalização da via (Dahlberg, 2003).

O sistema de fixação tem como principal função, tal como o nome indica, de imobilizar o carril em relação à travessa, impedindo todo o tipo de deslocamento e rotação (Selig & Waters, 1994). A introdução da barra longa soldada trouxe a necessidade de sistemas de fixação mais complexos, com maior elasticidade e com uma fixação dupla (em ambos os lados do carril) materializada por uma mola e uma palmilha elástica entre o carril e a travessa (Miura, *et al.*, 1998). Existem várias tipologias de sistemas de fixação entre os quais se destacam os sistemas Nabla™, Pandrol™ e Vossloh™ ilustrados na Figura 2.5.



Figura 2.5: Sistema de fixação Nabla™ (esquerda), Pandrol™ (centro) e Vossloh™ (direita)

- **Travessas**

As travessas têm a função de transmitir os esforços para a subestrutura, sendo as tipologias mais comuns em alta velocidade as travessas monobloco pré-esforçadas compostas por um único bloco e as travessas bibloco compostas por 2 blocos conectados por uma barra metálica (Figura 2.6). Há variantes de tipologias de travessas metálicas (SATO), que têm associado um custo bastante superior e são facilmente susceptíveis à corrosão.

Quando comparadas com as travessas de madeira, as travessas de betão armado são mais pesadas e robustas, pelo que conferem uma melhor fixação do carril por meio do sistema de fixação e têm um ciclo de vida superior. É referido por alguns autores que as travessas de betão armado implementadas na década de 50 ainda hoje estão em operação na maioria das linhas, graças ao seu alargado ciclo de vida e boa estabilidade (Miura, *et al.*, 1998). Os mesmos autores referem igualmente que são usadas no Japão travessas de espuma de poliuretano e fibra de vidro, que garantem características mecânicas semelhantes às travessas de madeira associadas a um ciclo de vida vasto.

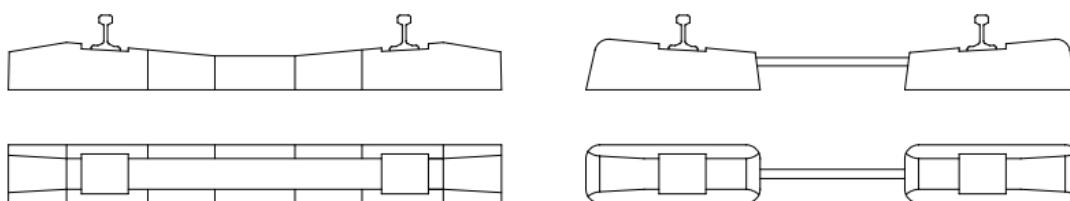


Figura 2.6: Travessa monobloco (esquerda) e bibloco (direita)

- **Laje de betão (CSL)**

A camada superior da via em laje de betão (CSL – *Concrete Supportive Layer*) é a camada da superestrutura com maior rigidez, e responsável pela atenuação de grande porção dos esforços transmitidos para as camadas subjacentes (Figura 2.7). A CSL tem que obedecer a exigentes regras de dimensionamento em razão das solicitações dinâmicas e meteorológicas a que está sujeita.

A camada em laje de betão, uma vez que é responsável pela qualidade geométrica, também está sujeita a parâmetros dimensionais exigentes, sendo a espessura usual de 200 mm, com tolerâncias de cerca de 2 mm (Lichtberger, 2005). O betão que é frequentemente utilizado como material constituinte da laje é o C35/45, que possui uma adequada resistência aos ciclos gelo-degelo. Para o controlo da fendilhação é habitual a adopção de percentagens de armadura de aproximadamente 0.9% (directão longitudinal da laje de betão), para limitar a abertura de fendas a um máximo de 0.5 mm de acordo com a regulamentação alemã (Lichtberger, 2005).

- **Camada de suporte betuminoso (ASL)**

As camadas de misturas betuminosas (ASL – *Asphalt Supportive Layer*) têm vindo a mostrar que podem ser alternativas viáveis para as vias não balastradas e substituir a laje de betão como camada de suporte principal (Figura 2.7). Uma vez que se trata de uma mistura de vários agregados minerais e asfalto betuminoso, é possível obter camadas de suporte com uma vasta gama de características e conferir uma grande rigidez e estabilidade à via. Com a introdução de

aditivos, é possível garantir requisitos específicos como mitigação de vibrações e ruído (EAPA, 2003), sendo esta propriedade uma grande vantagem da mistura betuminosa.

À semelhança da laje de betão, a camada de suporte betuminoso é alvo de requisitos geométricos para cumprir as estreitas tolerâncias no perfil transversal da via (cerca de 2 mm). Já a sua espessura é ligeiramente superior, aproximadamente 300 mm (Lichtberger, 2005), para compensar a inferior rigidez face à laje de betão.

Face à laje de betão, esta solução apresenta a vantagem de não ser necessário a demolição, nem a reconstrução total do perfil da via em caso de danos irreversíveis sobre este (e.g. descarrilamento). No entanto, é requerida uma maior manutenção da camada dada a sua sensibilidade a raios ultravioleta (é necessário protecção pesada, e.g. gravilha (Lichtberger, 2005)) e não pode ser utilizada em ambientes com temperaturas superiores a 50°C.



Figura 2.7: CSL (esquerda) e ASL (direita) de vias não balastradas

- **Camada tratada com ligante hidráulico (HBL)**

A camada tratada com ligante hidráulico (HBL – *Hydraulically Bonded Layer*) é uma mistura de agregados com um ligante hidráulico, na maioria dos casos o cimento. Esta é a última camada da superestrutura e tem por conseguinte um papel importante na degradação dos esforços dinâmicos para a infra-estrutura. As características correntes desta camada são um teor de cimento de cerca 100kg/m³, e cerca de 300 mm de espessura aproximadamente (Lichtberger, 2005).

2.2.2 Infra-estrutura

A infra-estrutura é composta essencialmente pela camada de coroamento de protecção ao gelo e a fundação (plataforma), camadas estas que são comuns a ambas as vias. No caso da via balastrada será abordado de forma sucinta os principais elementos que diferenciam a via balastrada da via não balastrada.

- **Camada de coroamento**

A camada de coroamento de protecção ao gelo (FPL – *Frost Protective Layer*) é a primeira camada da infra-estrutura que separa a superestrutura do solo de fundação (plataforma), o que acarreta um controlo cuidado das suas propriedades hidráulicas e mecânicas. A principal função da camada de coroamento é a protecção das camadas subjacentes (superestrutura) dos efeitos nocivos do gelo, além de evitar subidas do nível freático para a superestrutura, exigindo boas características de permeabilidade dos materiais que a constituem.

Uma outra função, é a compensação de diferenças de rigidez entre a transição da camada de ligante hidráulico e a plataforma natural.

- **Plataforma**

A fundação é um dos componentes da via-férrea cujas características são menos controláveis. A fundação apresenta uma influência considerável na geometria da via, desde o assentamento vertical e deslocamentos laterais, especialmente se se tiver na presença de solos heterogéneos e pouco rígidos (Brandl, 2004). O mesmo autor aconselha que vias não balastradas em laje de betão não devem ser construídas sobre solos que não tenham sido melhorados pela estabilização ou aplicação de outros elementos de fundação como estacas.

2.2.3 Comparação com via balastrada

A via balastrada é sem qualquer dúvida a tipologia de via-férrea mais utilizada em todo mundo, mantendo a sua configuração praticamente inalterada desde os últimos 150 anos, o que revela o seu carácter de uma solução económica e eficaz.

Como descrito anteriormente, a concepção de uma rigidez adequada para a via passa pela cuidada avaliação das características do comportamento de cada elemento. Deste modo, será realizada uma breve abordagem aos principais elementos que caracterizam a via balastrada, o balastro, sub-balastro e sistemas geossintéticos.

- **Balastro**

O balastro é uma camada compactada composta por materiais granulares com cerca de 300 a 350 mm para linhas de alta velocidade (Figura 2.8), geralmente produzido a partir de granito e calcário (Dahlberg, 2003). O balastro deve apresentar algumas características tais como: (i) encastramento da superestrutura; (ii) distribuição de esforços verticais transmitidos pelas travessas; (iii) drenagem eficaz da via-férrea; (iv) flexibilidade e amortecimento limitando da fadiga dos vários componentes da via-férrea; (v) absorção de vibrações mecânicas e sonoras; (vi)

facilidade em tarefas de manutenção da qualidade geométrica da via; (vii) reduzida sensibilidade ao gelo e (viii) inibição de crescimento de vegetação. (Teixeira, 2013).



Figura 2.8: Via sobre balastro

Há varias fontes de matéria-prima para o balastro, nomeadamente granito, basalto e ainda calcário, sendo a sua aplicação função da sua disponibilidade no local de construção da linha. A dimensão usual do balastro encontra-se entre 28 e 50 mm (Bonnett, 2005), pois partículas de menores dimensões não garantem uma adequada drenagem, e partículas ligeiramente superiores não degradam a distribuição de carga vinda das travessas de forma adequada.

É ainda exigido angulosidade nas partículas para que possa haver uma eficaz distribuição de esforços transversais e longitudinais. O balastro é o único elemento da via convencional que garante o encastramento da superestrutura, e é também usado para garantir uma manutenção rápida e económica no restauro da qualidade geométrica da via, pelo que o seu comportamento mecânico é deveras importante para a integridade estrutural da via-férrea.

O estado físico é definido pela energia de compactação, enquanto as propriedades físicas são descritas por vários índices como o tamanho da partícula, forma, angulosidade, dureza, textura e durabilidade. Vários autores apresentaram resultados deste efeito da forma das partículas na concentração de tensões, mostrando que a principal fonte de degradação do balastro não é o tamanho das partículas, mas sim a consequência da rotura das arestas das partículas, (Indraratna, *et al.*, 2005) ou que a presença de pequenas quantidades de partículas redondas pioram o desempenho mecânico do balastro reduzindo a sua capacidade de suporte (Brandl, 2004). Deste modo, em linhas de alta velocidade, é recomendado valores máximos de coeficiente de Los Angeles (índice de desgaste) entre 17 e 20. Estes efeitos causam o assentamento da camada de balastro e conseqüentemente a alteração da geometria da via que levará à necessidade de operações de confinamento cíclico. Estas operações são essencialmente realizadas recorrendo a meios mecânicos com fim de corrigir irregularidades na via. Entre as operações de manutenção da via destacam-se o ataque da via. O ataque da via consiste no levantamento das travessas, usualmente por equipamentos mecanizados, que elevam a travessa

para o nível pretendido, e após esta operação, o balastro é vibrado e confinado novamente debaixo da travessa com recurso a pinças metálicas.

Todavia, estas operações de ataque de via irão causar mais degradação do balastro (Esveld, 2001), o que após vários ciclos de manutenção, fará com que este perca resistência e rigidez. Esta perda de rigidez e resistência deve-se ao facto de os materiais finos gerados da deterioração do balastro atingirem um nível crítico, em que a água que se infiltra no balastro não consegue ser escoada eficazmente. Neste estado, a via necessita de operações de manutenção por limpeza do balastro, ou até mesmo pela sua renovação.

- **Sub-balastro**

O sub-balastro é uma camada que é usada para proteger o balastro da migração de partículas finas. O sub-balastro deve garantir uma inibição de sensibilidade ao gelo e resistência química e física às acções meteorológicas, bem como uma eficaz drenagem na via.

O material granular do sub-balastro deve garantir uma adequada resistência à abrasão que ocorre durante a compactação e exploração, devido ao intenso tráfego ferroviário (Brandl, 2004). Deste modo, os materiais mais adequados e comuns para usar como camada de sub-balastro são gravilha de origem arenosa processada, outra tipologia de agregados esmagados ou ainda escória (Selig & Waters, 1994). Em alguns casos, a camada é melhorada através da estabilização com cimento, asfalto ou cal, camadas betuminosas ou telas geotêxtis.

A capacidade resistente e rigidez do sub-balastro altera-se sazonalmente, especialmente em áreas onde ocorrem períodos de ciclo gelo-degelo severos. Através de resultados de laboratório, verifica-se uma perda sazonal de capacidade resistente de 30% a 60%, mesmo para em zonas que não estão sujeitas a períodos de gelo-degelo (Brandl, 2004). De acordo com o mesmo autor, a solução para evitar estas flutuações sazonais de capacidade resistente é a introdução de ligantes hidráulicos ou asfálticos na camada de sub-balastro. O autor em questão sugere ligantes hidráulicos, já que são menos susceptíveis a um comportamento frágil e exibem um melhor comportamento à fadiga.

2.3 Sistemas de via não balastrada

A composição da via não balastrada toma variadas formas, resultado do aperfeiçoamento das suas características mecânicas e construtivas por parte de entidades ferroviárias que as produzem, almejando o desempenho estrutural desejado. Para além das características mecânicas, existem outras características funcionais a ter em conta como a compatibilização com outros subsistemas

(e.g. sinalização), mitigação de ruído e vibração, capacidade de reciclagem, manutenção e facilidade de reparação, custos e tempos de construção. Dado o panorama, existe uma grande variedade de sistemas de via não balastrada, tendo cada um as suas próprias características, quer do comportamento estrutural, quer do processo construtivo.

A UIC sugere uma classificação da via não balastrada em 7 categorias agrupando por princípios e tecnologias utilizados, nomeadamente nas componentes (sistemas de fixação e travessas), pelo método construtivo (*top/down* e *bottom/up*), pelo nível de elasticidade e pela camada de suporte (laje de betão ou mistura betuminosa). Face ao método construtivo, o sistema *top/down* é realizado através de um sistema temporário, realizando-se a fixação e ajustamento da geometria dos carris, sistema de fixação e travessas para posterior betonagem da laje de betão. O sistema *bottom/up* baseia-se no depósito *in situ* as várias camadas de infra-estrutura e superestrutura da via em laje enquanto a qualidade geométrica é cuidadosamente controlada antes de instalar travessas, sistemas de fixação e carris. No que diz respeito ao nível de elasticidade do sistema de fixação, existem sistemas com um nível elástico (sistemas de carril embebido), dois níveis elásticos com palmilha elástica (*railpad*), não esquecendo que é possível a implementação de mais de dois níveis de elasticidade com uma palmilha intermédia sobre a travessa (USP – *under sleeper pad*).

Alternativamente, é possível caracterizar as diferentes categorias de vias não balastradas através da natureza da camada de suporte (laje de betão/ mistura betuminosa), as condições de apoio e os sistemas de fixação. As principais categorias estão esquematizadas na Figura 2.9.

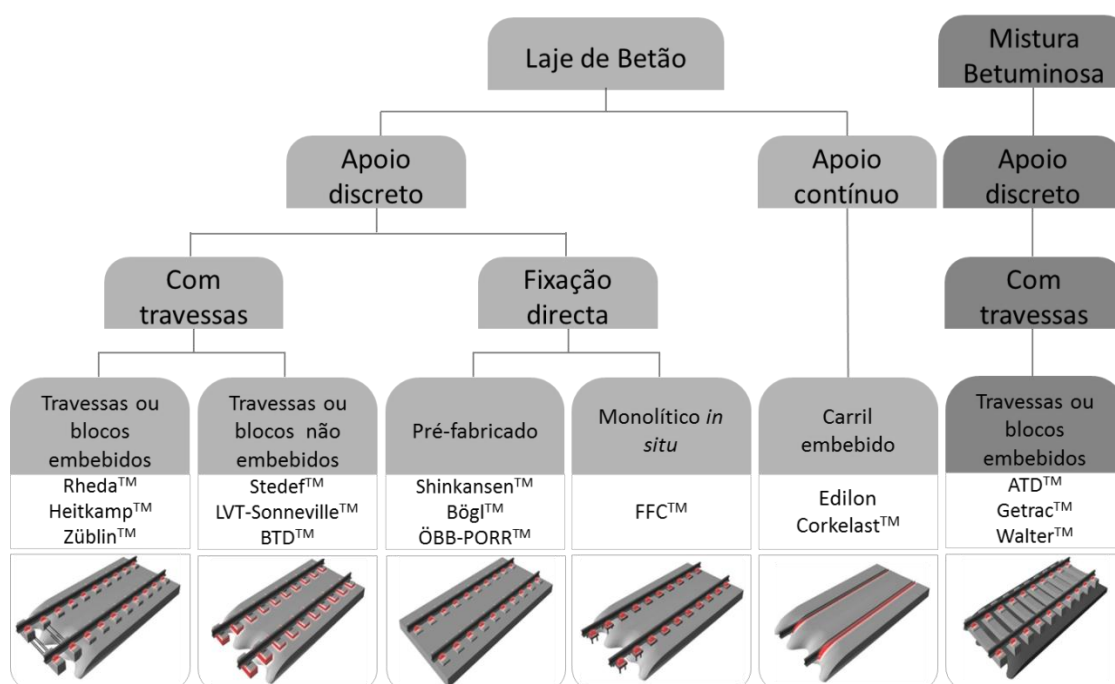


Figura 2.9 - Categorias de via não balastrada (adaptado de (Rhomberg, 2009))


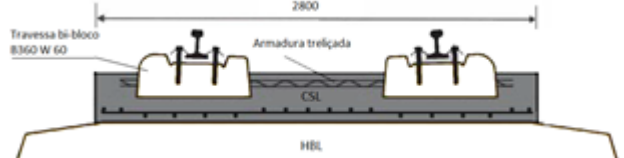
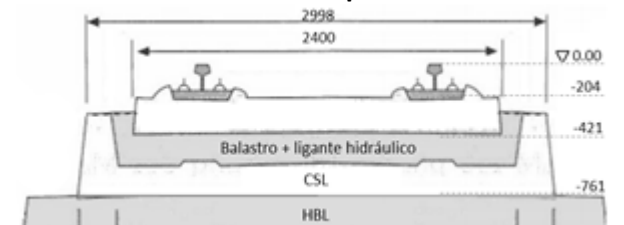
2.3.1 Sistema de apoio discreto com travessas embebidas

Esta categoria de via não balastrada inclui no seu processo de betonagem travessas que asseguram a bitola e inclinação do carril. As travessas são utilizadas para elevar o armamento da via, que após a regulação da geometria são betonadas juntamente com a laje de betão (*top/down*). Logo, as travessas não constituem elementos substituíveis e tem que ser percorridos por uma armadura, que será amarrada à armadura da laje de betão. Como é de fácil entendimento, a alteração da geometria da via após a cura do betão apenas é possível através dos elementos de fixação. Caso o sistema de fixação não permita a regulação suficiente, a alteração da geometria torna-se significativamente onerosa (Rhombert, 2009). Os principais sistemas desenvolvidos desta família de vias não balastradas encontram-se na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Diferentes sistemas de apoio discreto com travessas embebidas

Sistemas de apoio discreto com travessas embebidas	
	<ul style="list-style-type: none"> • Sistema Rheda original. • A armadura atravessa as travessas através de orifícios dispostos longitudinalmente. (RailOne, 2014). <p>Aplicações:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 117 km (AV)* Berlin-Hannover (DB – 1998) ○ 16 km (VC)* Breddin-Glöwen (DB – 1994) ○ 8.9 km (VC T)* Säusentein (ÖBB – 1993) ○ 7 km (AV T)* Mühlberg (DB – 1986) <p>(Infrastructure Commission, 2002)</p>
	<ul style="list-style-type: none"> • Amarração das travessas de forma semelhante ao sistema Classic™. • A betonagem é realizada mais rapidamente, fruto da aplicação longitudinal de uns muretes que servem de cofragem e garantem a inclusão das travessas e armadura da laje (CT – Concrete trough) (RailOne, 2014).
	<ul style="list-style-type: none"> • Substituição da travessa monobloco por uma travessa bibloco (conjunto mais “monolítico” e leve). • Sistema desenvolvido em 3 fases com principal evolução ao nível da armadura treliçada entre blocos (RailOne, 2014) <p>Aplicações:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 87 km (AV)* Köln-Rhein/Main (DB-2002) ○ 16 km (VC V)* Berlin (DB – 1996) <p>(Infrastructure Commission, 2002)</p>

Tabela 2.1: Diferentes sistemas de apoio discreto com travessas embebidas (Continuação)

Sistemas de apoio discreto com travessas embebidas	
<p style="text-align: center;">Rheda 2000™</p>  <p>Figura 2.13: Representação esquemática do sistema Rheda 2000™ (adaptado de (RailOne, 2014))</p> <p>Aplicações:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 7 km (AV)* Erfurt-Leipzig (DB-2000) (Infrastructure Commission, 2002) 	<ul style="list-style-type: none"> • O método de betonagem utilizado (CT – <i>Concrete Through</i>), ao contrário do que estava previsto, não garantia a adequada aderência entre o betão e as travessas embebidas, o que originava a infiltração de água o que resultou no abandono desta técnica • Reposicionamento da armadura longitudinal no baricentro da laje (favorece o controlo de fendilhação) (RailOne, 2014).
<p style="text-align: center;">Züblin™</p>  <p>Figura 2.14: Representação esquemática do sistema Züblin™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002))</p> <p>Aplicações:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 117 km (AV) * Berlin-Hannover (DB – 1998) ○ 16 km (VC)* Breddin-Glöwen (DB – 1994) ○ 8.9 km (VC T)* Säusentein (ÖBB – 1993) (Infrastructure Commission, 2002) 	<ul style="list-style-type: none"> • Sistema contemporâneo ao sistema Rheda™ apresentando várias semelhanças. • As travessas são inseridas no sobre a laje de betão fresco por meios de vibração através de equipamento especializado (pavimentadora) que usa o perfil de cofragem como carril, simplificando a sua locomoção e garantindo uma rapidez de execução • Reposicionamento da armadura longitudinal na base da laje (melhora o comportamento à flexão) (Lichtberger, 2005); (Esveld, 2001); (Mörscher, 1994).
<p style="text-align: center;">Heitkamp™</p>  <p>Figura 2.15: Representação esquemática do sistema Heitkamp™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002))</p> <p>Aplicações:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 390 m (VE)* Waghäusel (DB – 1996) 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilização de processo análogo aos sistemas Rheda™ anteriores de betonagem CT. • Introdução de uma camada de balastro sobre a laje de betão com posterior preenchimento com ligante hidráulico. • Este sistema destina-se sobretudo a tráfego ferroviário ligeiro em áreas urbanas (Nigel & Franz, 2001); (Lichtberger, 2005).
<p>Vantagens: Alto rendimento diário de construção; Eficaz transmissão de esforços devido à disposição da armadura treliçada; Correção da geometria vertical até 120 mm; O alinhamento simples do carril.</p> <p>Desvantagens: A armadura longitudinal passa entre a armadura treliçada o que requer mão-de-obra manual (não é mecanizável); Reparação e mudança de travessas exige a demolição do troço envolvente (Interrupção do tráfego durante várias horas); Mau desempenho acústico.</p>	
<p>Vantagens: Nível de rendimento muito alto com possibilidade de grande grau de mecanização; Capacidade de ajustamento até 50 mm do carril; Possível reparação em travessas isoladas; Custos aproximados a de uma via convencional; Espaço entre travessas (65 cm) para colocar equipamento de redução de ruído.</p> <p>Desvantagens: Equipamento especializado; Problemas de vibração para travessas; Muito ruidoso.</p>	
<p>Vantagens: O alinhamento pode ser realizado por métodos e equipamento convencionais devido à camada de balastro; O alinhamento permanece constante, mesmo após vários anos sobre vários ciclos de carga/descarga; Bom desempenho acústico.</p> <p>Desvantagens: Custo associado elevado.</p>	

*AV – Via de alta velocidade; VC – Via convencional; AV T – Via de alta velocidade em túnel; VC T – Via convencional em túnel; VC V – Via convencional em viaduto; VE – Via de carácter experimental.

2.3.2 Sistema de apoio discreto com travessas não embebidas

Esta tipologia encontra-se categorizada nas vias não balastradas que utilizam as travessas/blocos como ferramenta de estipulação da bitola e inclinação do carril.

Face à família anteriormente descrita de travessas embebidas na laje de betão, esta família de via não balastrada envolve as travessas/blocos num elastómero em forma de cápsula que é inserido na laje de betão na maioria dos sistemas, à excepção do sistema BTD^{TM} que recorre a um sistema de travessas não embebidas assentes. (Infrastructure Commission, 2002). A utilização desta cápsula envolvente das travessas/blocos proporciona um bom desempenho da estrutura na redução das vibrações para infra-estruturas envolventes, pelo que se torna uma alternativa apelativa para túneis ferroviários.

Esta categoria de via em laje de betão tem a grande vantagem de que o armamento da via podem ser facilmente removidos e substituídos, e o ajustamento da qualidade geométrica da via pode ser realizado após a betonagem através do grau de liberdade dos sistemas de fixação ou pelo reposicionamento da travessa/bloco na cápsula de elastómero. Esta cápsula permite também a contabilização de um nível de elasticidade lateral, reduzindo as solicitações dinâmicas de forças centrífugas e de lacete (Rhombert, 2009). Os principais sistemas encontram-se resumidos na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Sistemas de apoio discreto com travessas não embebidas

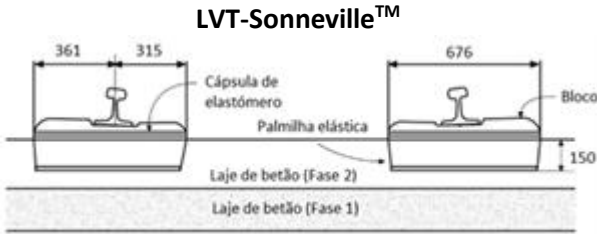
Sistemas de apoio discreto com travessas não embebidas	
 <p>LVT-SonnevilleTM</p> <p>361 315</p> <p>Cápsula de elastómero</p> <p>Palmilha elástica</p> <p>Laje de betão (Fase 2)</p> <p>Laje de betão (Fase 1)</p> <p>676</p> <p>Bloco</p> <p>150</p>	<ul style="list-style-type: none">• Principal objectivo de mitigar as vibrações (LVT – <i>Low Vibration Track</i>).• Sistema composto por 2 blocos de betão armado que são separados da laje de betão através de uma cápsula de elastómero com uma palmilha elástica intermédia (USP).• Faseamento da betonagem numa primeira laje de betão (CSL) e posterior laje num betão reforçado por fibras de polipropileno.• A versatilidade de rigidez vertical da via, o que se torna numa alternativa para resolver zonas de transição (Bilow & Randich, 2000).
<p>Aplicações:</p> <ul style="list-style-type: none">○ 100 km (VC T)* Coquelles - Cheriton (Eurotúnel – 1993) (Infrastructure Commission, 2002)	
<p>Vantagens: Bom desempenho vibratório; Nível de elasticidade adicional; Facilidade de reparação e substituição do armamento da via incluindo os blocos e sistema elástico.</p>	
<p>Desvantagens: Infiltração de água na cápsula de elastómero provoca a sua degradação prematura.</p>	

Tabela 2.2 Sistemas de apoio discreto com travessas não embebidas (Continuação)

Sistemas de apoio discreto com travessas não embebidas

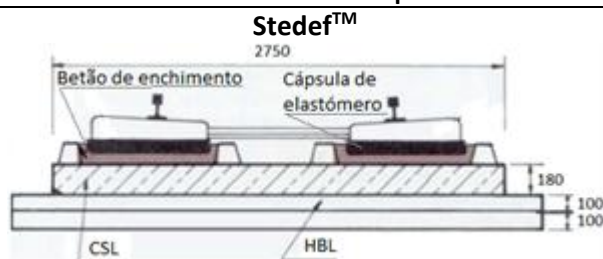


Figura 2.17: Representação esquemática do sistema Stedef™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002) e (Sateba, 2014))

Aplicações:

- 55 km (VC)* (RENFE – 1994)
- 16 km (VC)* Zürich (CFF – 1997)
- 14 km (VC)* Passante di Milano (FS – 1997)

(Infrastructure Commission, 2002)

Vantagens: Bom comportamento vibratório; Elasticidade longitudinal e transversal conferida por palmilhas laterais; Limitação das solicitações verticais na plataforma devido à sua concepção; Montagem e reparação dos componentes do armamento da via simples; Movimento quase vertical da travessa o que se traduz numa melhor repartição de esforços.

Desvantagens: Homologação pela SNCF para 270 km/h, mas a velocidade de circulação está limitada a 230 km/h para não provocar defeitos de comprimento de onda superiores a 30/ 50 m (15 m a 230 km/h) o que poderá provocar fenómenos de ressonância à passagem de comboios; Infiltração de água na cápsula comprometendo o comportamento devido aos ciclos gelo/ degelo; Devido à ausência de armadura que liga os blocos à laje, é susceptível às solicitações longitudinais; Intransitabilidade.

- Forte analogia ao sistema LVT-Sonneville™ sendo as principais diferenças, a utilização de travessas bibloco e palmilhas laterais na cápsula de elastómero.
- O primeiro nível elástico tem como principal função a absorção da gama de frequências altas provenientes do carril. A absorção das frequências baixas é realizada através da palmilha situada sobre o bloco da travessa. O interesse desta solução reside na filtração da gama de frequências (Infrastructure Commission, 2002); (Sateba, 2014).

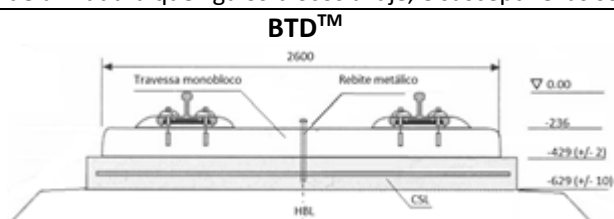


Figura 2.18: Representação esquemática do sistema BTD™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002))

Aplicações:

- 32 km (AV)* Gardelegen (DB – 1993)

(Infrastructure Commission, 2002)

Vantagens: Evolução favorável dos custos de construção; Possibilidade de utilização de equipamento de pavimentação rodoviária. Colocação de material de absorção de ruído debaixo das travessas; Ajustamento longitudinal e transversal flexível; Reparação e substituição de armamento da via simples; Reposição rápida em caso de acidente.

Desvantagens: União débil entre a travessa e CSL.

- Este sistema não utiliza uma cápsula de elastómero inserida na laje de betão para envolver a travessa, mas sim um método de assentamento das travessas sobre a laje de betão.
- Os esforços longitudinais e transversais são absorvidos por um sistema de fixação da travessa que é materializado através de um rebite de aço a meio vão da travessa monobloco (Darr & Fiebig, 2006); (Infrastructure Commission, 2002).

*AV – Via de alta velocidade; VC – Via convencional; AV T – Via de alta velocidade em túnel; VC T – Via convencional em túnel.

2.3.3 Sistema de apoio discreto com fixação directa em laje pré-fabricada

A via não balastrada em laje de betão com betonagem *in situ* é a tipologia de fabrico mais comum para vias não balastradas, no entanto apresenta algumas desvantagens entre as quais a garantia de qualidade e tempos de cura do betão. Caso estes aspectos sejam fulcrais nos critérios a cumprir para uma nova via, a via não balastrada pré-fabricada será a melhor solução. Esta alternativa de via em laje

de betão tem as vantagens de ter um óptimo controlo de qualidade, uma elevada rapidez de construção dada a mecanização do processo de montagem (o que se reflecte num menor custo de mão-de-obra), e uma grande facilidade em remoção e reparação de trechos da via. Contudo a aplicação deste tipo de solução é um processo muito oneroso no que diz respeito à sua logística, o que torna incomportável a construção deste tipo de via não balastrada em locais longínquos do local de fabrico (Rhombert, 2009). A Tabela 2.3 apresenta algumas das principais tipologias desta família.

Tabela 2.3: Sistemas de apoio discreto com fixação directa em laje pré-fabricada

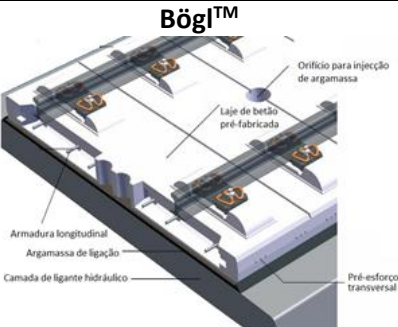
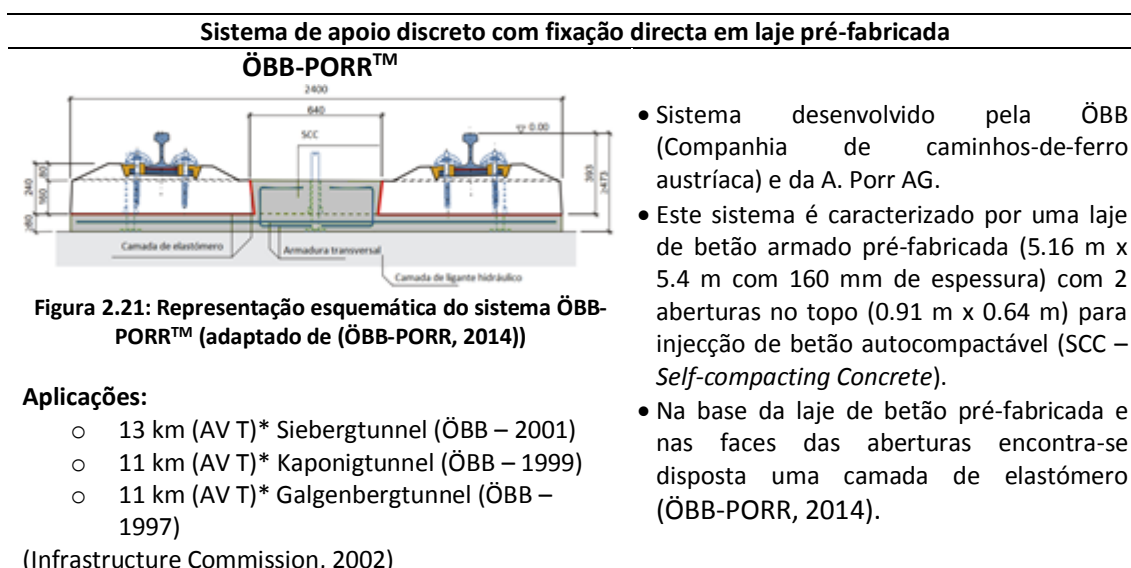
Sistema de apoio discreto com fixação directa em laje pré-fabricada	
<p>Shinkansen™ (J-Slab™)</p>  <p>Figura 2.19: Representação esquemática do sistema Shinkansen™ (adaptado de (Bastin, 2005))</p> <p>Aplicações:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 451 km (AV)* Tóquio-Morioka (JNR – 1982) ○ 281 km (AV)* Osaka-Hakata (JNR – 1975) ○ 256 km (AV)* Omiya-Niigata (JNR – 1982) ○ 117 km (AV)* Takasaki-Nagano (JNR – 1997) <p>(Infrastructure Commission, 2002)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● O sistema Shinkansen™ consiste numa subcamada estabilizada com ligante hidráulico onde são assentes as placas-pré-fabricadas com 4.95m x 2.34m e cerca de 19 cm de espessura, sendo esta espessura diminuída para 16 cm em túneis. Os esforços horizontais são absorvidos por uma cavilha cilíndrica entre placas. ● Em cima da subcamada estabilizada por ligante hidráulico, é implementada uma camada de cimento asfáltico (CAM – <i>Cement asphalt mortar</i>) de 50 mm para uma melhoria do comportamento vibratório, onde por sua vez são assentes as placas pré-fabricadas. (Esveld, 2001); (Lichtberger, 2005); (Infrastructure Commission, 2002).
<p>Vantagens: Sistema amplamente utilizado e otimizado aliado à experiência japonesa neste tipo de via com mais de 30 anos; Custos iniciais apenas superiores em 30% à via balastrada; Possibilidade de circulação sem limitações após a montagem.</p> <p>Desvantagens: Difícil manuseamento e propriedades mecânicas do CAM variáveis, estimulando a investigação e melhoria deste componente da via.</p>	
<p>Bögl™</p>  <p>Figura 2.20: Representação esquemática do sistema Bögl™ (adaptado de (Bögl, 2012))</p> <p>Aplicações:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 32 km (AV)* Erfurt-Ebensfeld (DB – 1996) ○ 9 km (AV T)* Katzenbergtunnel (DB – 2003) <p>(Infrastructure Commission, 2002)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● Este sistema consiste em placas pré-fabricadas de betão pré-esforçado lateralmente e com armadura ordinária disposta longitudinalmente com as respectivas dimensões 6.45 m x 2.55 m com uma espessura de 200 mm. À semelhança do sistema Shinkansen™, o intervalo entre as placas e a camada de ligante hidráulico é preenchido com CAM. ● Após ajustamento e colocação das placas, as armaduras longitudinais são ligadas através de ligações aparafusada. Posteriormente através de orifícios no topo das placas é injectada uma argamassa de ligação. (Bögl, 2012); (Esveld, 2001); (Lichtberger, 2005).
<p>Vantagens: Alta qualidade geométrica durante a vida útil do sistema devido à ligação aparafusada entre placas; Ritmo de execução elevado; Montagem mecanizada.</p> <p>Desvantagens: Exigências topográficas e geométricas elevadas; Susceptível a assentamentos da plataforma.</p>	

Tabela 2.3: Sistemas de apoio discreto com fixação directa em laje pré-fabricada (Continuação)



- Sistema desenvolvido pela ÖBB (Companhia de caminhos-de-ferro austríaca) e da A. Porr AG.
- Este sistema é caracterizado por uma laje de betão armado pré-fabricada (5.16 m x 5.4 m com 160 mm de espessura) com 2 aberturas no topo (0.91 m x 0.64 m) para injeção de betão autocompactável (SCC – *Self-compacting Concrete*).
- Na base da laje de betão pré-fabricada e nas faces das aberturas encontra-se disposta uma camada de elastómero (ÖBB-PORR, 2014).

(Infrastructure Commission, 2002)

Vantagens: Melhorias significativas do comportamento vibratório e acústico devido ao elastómero utilizado.

Desvantagens: Infiltração de água entre a base e as faces das aberturas de injeção com degradação precoce do elastómero.

*AV – Via de alta velocidade; AV T – Via de alta velocidade em túnel.

2.3.4 Sistema de apoio discreto com fixação directa em laje monolítica *in situ*

Esta categoria de via não balastrada de fixação directa recorre à betonagem da laje de betão *in situ*, o que implica que a bitola e inclinação da via têm que ser garantidos durante a construção.

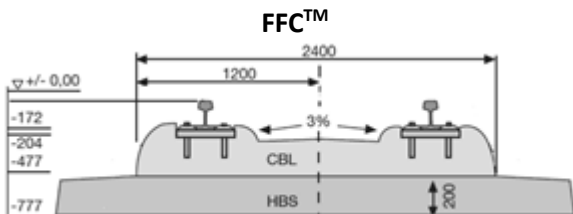
Deste modo, o principal desafio desta categoria de vias em laje de betão é o ajustamento da geometria final da via. Por experiência observa-se que a simples colocação das placas de ancoragem sobre a laje de betão fresco é insuficiente por causa da falta de precisão associada. Existem várias alternativas no que diz respeito à inclusão das placas de ancoragem onde assentam os carris, entre as quais destacam-se as seguintes:

- Realização de uma estrutura de suporte para posterior inserção das placas de ancoragem por vibração no betão fresco através de equipamentos com georreferenciação.
- Incorporação do sistema de fixação e placa de ancoragem num bloco de betão, ajustando a geometria da via com posterior betonagem dos blocos.
- Realização prévia da laje de betão, com posicionamento das placas de ancoragem e respectivo pré-alinhamento dos carris; Pré-alocação das placas de ancoragem através de furos na laje de betão e ajustamento final da geometria da via com introdução de argamassa de ligação sobre as placas de ancoragem.

De acordo com os aspectos acima descritos, esta categoria de via em laje de betão exige mão-de-obra especializada para o ajustamento da geometria final da via (Rhombert, 2009). Na

Tabela 2.4, está representado um exemplo de uma solução deste tipo de categoria de via em laje.

Tabela 2.4: Sistemas de apoio discreto com fixação directa em laje monolítica *in situ*

Sistemas de apoio discreto com fixação directa em laje monolítica <i>in situ</i>	
	<ul style="list-style-type: none">• O sistema FFC™ (Feste Fahrbahn Crailsheim) é um sistema de fixação directa numa laje monolítica em que a fixação das placas de ancoragem é realizada em blocos, onde posteriormente serão colocados na laje de betão através de vibração. Alternativamente, os blocos podem ser inseridos na laje de betão em negativos realizados previamente, sendo betonados de seguida.• Existem outros sistemas da mesma categoria (BTE™, BES™, HOCHTIEF™), contudo têm princípios muito semelhantes ao sistema FFC™, pelo que não serão abordados (Infrastructure Commission, 2002).
<p>Figura 2.22: - Representação esquemática do sistema FFC™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002))</p> <p>Aplicações:</p> <ul style="list-style-type: none">○ 390 m (VE)* Waghäusel (DB – 1996) (Infrastructure Commission, 2002)	
<p>Vantagens: Processo automatizado com recurso a pavimentadora devido à ausência de travessas.</p> <p>Desvantagens: Ajustamento requer equipamento especial automático de georreferenciação para obter uma precisão considerável da qualidade geométrica da via.</p>	

*VE – Via de carácter experimental.

2.3.5 Sistema de apoio contínuo de carril embebido

Esta categoria de via não balastrada distingue-se, como o próprio nome indica, por um suporte contínuo do carril ao longo do seu comprimento, pelo que dispensa o uso de travessas e sistemas de fixação convencionais. A bitola e inclinação do carril em obra terão de ser obtidos através de entalhes na laje de betão. Dentro da categoria via não balastradas de apoio contínuo, existe inclusive a tipologia de apoio contínuo encastrado, no entanto, dado que esta tipologia se destinar maioritariamente a tráfego ligeiro (metropolitanos e eléctricos) não será abordado.

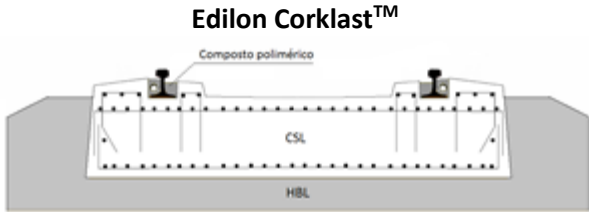
O carril embebido (ERS – *Embedded Rail Structure*) é um carril continuamente apoiado em regime elástico dentro de uma ranhura talhada na laje de betão, para depois ser envolvido por uma resina, usualmente de poliuretano ou até mesmo cortiça. A largura do entalhe é limitada para reduzir a quantidade de resina e limitar a rigidez transversal.

A construção deste tipo de sistema pode automatizar-se através de equipamento que reproduz com elevada precisão geométrica a forma da laje de betão com os entalhes para receber os carris. Ao colocar a resina é possível a posicionar o carril para a cota de projecto, conferindo mais liberdade a tolerâncias geométricas na laje de betão. Porém, o reposicionamento do carril pode causar variações de rigidez, o que pode acarretar problemas de flexão. Este problema pode ser negligenciado dado o carácter de apoio contínuo desta tipologia. As vantagens desta família de vias não balastradas são variadas desde aspectos funcionais como a rápida construção e a grande

precisão geométrica, bem como aspectos estruturais a nível de estabilidade de circulação e uma distribuição de cargas sobre a laje mais homogénea.

Há uma panóplia de sistemas de carris embebidos, contudo a grande maioria destina-se a tráfego ferroviário ligeiro, pelo que serão apenas abordados sistemas de carris embebidos para tráfego pesado e alta velocidade (Rhombert, 2009). Um dos principais sistemas de carril embebido em operação, encontra-se caracterizado na Tabela 2.5.

Tabela 2.5: Sistemas de apoio contínuo de carril embebido

Sistemas de apoio contínuo de carril embebido	
	<ul style="list-style-type: none">• Sistema de patente holandesa que partilha as características do carril continuamento apoiado, como a ausência de sistemas de fixação convencionais e travessas que identificam o carril embebido. O principal componente do sistema Edilon™ é o composto polimérico embebido sobre uma calha metálica instalada nos entalhes da laje de betão. (Edilon, 2014).
<p>Figura 2.23 - Representação esquemática do sistema Edilon Corklast™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002))</p>	<p>Aplicações:</p> <ul style="list-style-type: none">○ 8 km (VC)* Attocha (RENFE – 1996)○ 3 km (VC)* Best (NS – 1998) <p>(Infrastructure Commission, 2002)</p>
<p>Vantagens: Transitabilidade (muito vantajoso em viadutoa/pontes e túneis); Poupança de tempo em montagem na ausência de sistemas de fixação; Eliminação de esforços de fadiga no carril; Absorção de vibrações e ruído; Custos de manutenção muito reduzidos; Baixa altura.</p>	
<p>Desvantagens: Reparação em caso de acidente muito onerosa; Alinhamento muito pormenorizado e com pouca flexibilidade pós-montagem.</p>	

*VC – Via convencional.

2.3.6 Sistema de apoio discreto com travessas assentes em mistura betuminosa

A via não balastrada sobre um sistema multicamada de mistura betuminosa tem mostrado ao longo dos anos um bom desempenho no comportamento elástico da via. A utilização de misturas betuminosas revelou-se uma hipótese interessante dada a capacidade de garantir uma boa elasticidade independente da rigidez da fundação, um dos requisitos preponderantes para as vias de alta velocidade. Como mencionado anteriormente nos subcapítulos alusivos à superestrutura da via não balastrada, o asfalto é uma solução competitiva face às restantes soluções de via em laje de betão. O carácter granular associado a uma variedade de composições possíveis para o betume, torna possível adaptar a mistura betuminosa para uma panóplia de situações, conferindo a esta solução uma enorme versatilidade. Ao contrário das vias sobre laje de betão que seguiam um princípio construtivo de *top/down*, esta categoria de via não balastrada adopta uma abordagem *bottom/up*, ou seja, o alinhamento dos carris é efectuado após a construção da camada de mistura betuminosa.

As vantagens desta tipologia centram-se à volta da facilidade de correcção da cota de projecto e manutenção de carris e travessas, visto o carácter viscoelástico da mistura betuminosa e grande produtividade, já que o asfalto pode ser carregado logo após a sua instalação.

As vias não balastradas que recorrem a uma camada de asfalto, inserem-se maioritariamente na categoria de travessas assentes sobre a camada de mistura betuminosa (ATD™, Getrac™ e Walter™ - Tabela 2.6) no entanto, há tipologias sobre camadas de asfalto que diferem no sistema de fixação das travessas, recorrendo ao embeimento destas (SBV™). Este último sistema recorre a ajustes prévios do carril para garantir as tolerâncias geométricas da via, o que se reflecte num consumo dispendioso de tempo e recursos, resultando no desuso desta solução (EAPA, 2003);

Tabela 2.6: Sistemas de apoio discreto com travessas assentes em mistura betuminosa

Sistemas de apoio discreto com travessas assentes em mistura betuminosa	
<p>Figura 2.24 - Representação esquemática do sistema ATD™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002))</p> <p>Aplicações:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 15 km (AV)* Nantenbach (DB – 1993) ○ 10 km (AV)* Staffelde (DB – 1997) <p>(Infrastructure Commission, 2002)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● O sistema ATD™ baseia-se num sistema multicamada de misturas betuminosas como principal suporte da via, que por sua vez assenta sobre uma camada de ligante hidráulico. Os esforços actuantes no plano da horizontal que contém a via são absorvidos por um bloco saliente, que surge entre as travessas e embebe a barra metálica da travessa bibloco. ● O atrito gerado entre as travessas e a camada asfáltica e o bloco saliente entre travessas pode não ser suficiente para absorver os esforços longitudinais, pelo que é usualmente colocado balastro entre as travessas (Darr & Fiebig, 2006); (Lichtberger, 2005); (Esveld, 2001).
<p>Vantagens: Interrupção do tráfego por períodos curtos devido à rápida reparação/ construção; Alinhamento realizado por equipamento convencional de vias balastradas; Pavimentação da ASL é realizada por equipamento convencional utilizado na engenharia rodoviária; Vida útil de 60 anos.</p> <p>Desvantagens: Maior dificuldade na obtenção de um alinhamento preciso.</p>	
<p>Figura 2.25: Representação esquemática do sistema Getrac™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002))</p> <p>Aplicações:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 7 km (AV)* Westkreuz-Ruhleben (DB – 1995) <p>(Infrastructure Commission, 2002)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● Sistema sobre base betuminosa análogo ao sistema ATD™ cujas principais diferenças entre os dois sistemas são a utilização de travessas monobloco e do sistema de fixação que utiliza. ● As travessas monobloco são aplicadas directamente sobre o suporte asfáltico e são fixas através de blocos de bloqueio por baixo destas. Isto implica que as travessas tenham uma geometria especial para uma transmissão de esforços longitudinais e transversais o mais eficaz possível para o suporte asfáltico. ● Os blocos de ancoragem são selados com uma argamassa especial para potenciar a aderência com a camada asfáltica. (Nigel & Franz, 2001).

Tabela 2.6: Sistemas de apoio discreto com travessas assentes em mistura betuminosa (Continuação)

Sistemas de apoio discreto com travessas assentes em mistura betuminosa

Vantagens: Reduzida altura de via; Fácil reparação em caso de acidente ou deterioração da via; Limpo e reciclável. Bom comportamento acústico.

Desvantagens: Caso ocorra mudanças de geometria vertical superiores a 20 mm devido a assentamentos é necessário substituir a travessa.

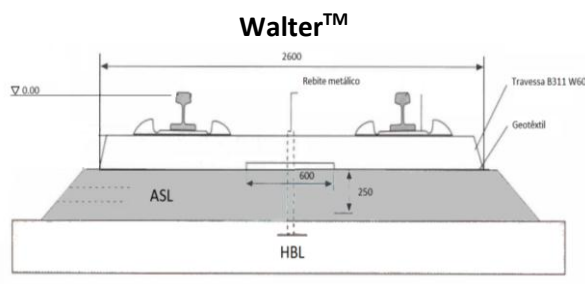


Figura 2.26 - Representação esquemática do sistema

Walter™ (adaptado de (Infrastructure Commission, 2002))

Aplicações:

- 9 km (VC)* Hohenthurm-Rabat (DB – 1994) (Infrastructure Commission, 2002)

- O sistema Walter™ difere do sistema Getrac™, essencialmente através do modo de fixação da travessa. Este sistema recorre à aplicação de travessas monobloco aplicadas sobre uma camada asfáltica, que por sua vez assenta sobre uma camada de ligante hidráulico, em que o sistema de fixação é muito semelhante ao que se encontra no sistema BTD™, sendo este materializado por um rebite metálico que fixa a travessa à camada asfáltica (Nigel & Franz, 2001)

Vantagens: Bom desempenho no comportamento vibratório e acústico; Construção e reparação em curtos períodos de tempo; Possibilidade de utilização de equipamento convencional de pavimentação de engenharia rodoviária; Substituição expedita das travessas.

Desvantagens: Ligação débil entre a travessa e a ASL (rebite metálico).

*AV – Via de alta velocidade; VC – Via convencional.

2.4 Via não balastrada vs. Via balastrada

A via balastrada tem sido amplamente utilizada e tem sido a escolha de eleição para a construção de novas linhas ferroviárias em todo o mundo. Ao longo dos anos, os componentes que a constituem têm vindo a ser alterados em resposta às crescentes necessidades de segurança e manutenção da própria via balastrada. Essas melhorias podem ser enumerados da seguinte forma:

- Introdução de travessas de betão-armado (ou metálicas) como substituição das travessas de madeira para aumentar o período útil de vida da via, bem como a sua segurança.
- Optimização da geometria do carril para o adequado contacto roda-carril e melhoramento da capacidade resistente das camadas subjacentes.
- Optimização da rigidez das palmilhas elásticas e sistemas de fixação para uma atenuação das forças de contacto roda-carril e mitigação de ruído e vibrações.
- Mecanização e desenvolvimento de tecnologias de manutenção da camada de balastro
- Uso de materiais geossintéticos para melhorar a capacidade resistente das camadas da infra-estrutura e evitar assentamentos da via (Bezina, *et al.*, 2010).

Apesar dos avanços tecnológicos na via balastrada, esta encontra-se sujeita a uma degradação intensiva causada pelo aumento das cargas por eixo e velocidade de circulação, além da crescente intensidade de tráfego. Estes aspectos associados às irregularidades existentes na via promovem assentamentos diferenciais, o que por sua vez aumenta a interacção dinâmica veículo-via e acelera a degradação da via.

Apesar das propriedades únicas do balastro como: (i) o seu carácter granular que permite uma distribuição de cargas mais uniforme para as camadas inferiores; (ii) o seu papel importante na absorção de barulho e atenuação da vibração do sistema; (iii) a capacidade de rápida drenagem da via. Estas características vão-se degradando ao longo do tempo, o que origina pontos fracos (*weak spots*) e provoca a degradação heterogénea da carga, e contaminação de finos, o que se reflecte em problemas de drenagem e consequente capacidade resistente. A correcção destes aspectos exige operações de manutenção frequentes, que gastam uma grande parte do orçamento do gestor da infra-estrutura ferroviária, para garantir os níveis de qualidade e segurança para a via.

Para evitar estes problemas associados ao balastro, surgem soluções sobre laje de betão que têm sido testadas nas últimas três décadas, principalmente na Alemanha, Holanda e Japão, e especialmente dedicadas a linhas de alta velocidade. A camada de balastro é substituída por lajes de betão armado que é dimensionada para suportar o carregamento proveniente do tráfego com o mínimo de degradação possível e sem deformações permanentes. O argumento primário contra o uso de via não balastrada é o seu custo de investimento inicial, todavia o benefício económico reside na redução significativa dos custos de manutenção, e consequentemente no custo do ciclo de vida da infra-estrutura, facto que se pode evidenciar na comparação de custos entre a via balastrada e o sistema Shinkansen™ optimizado na Figura 2.27.

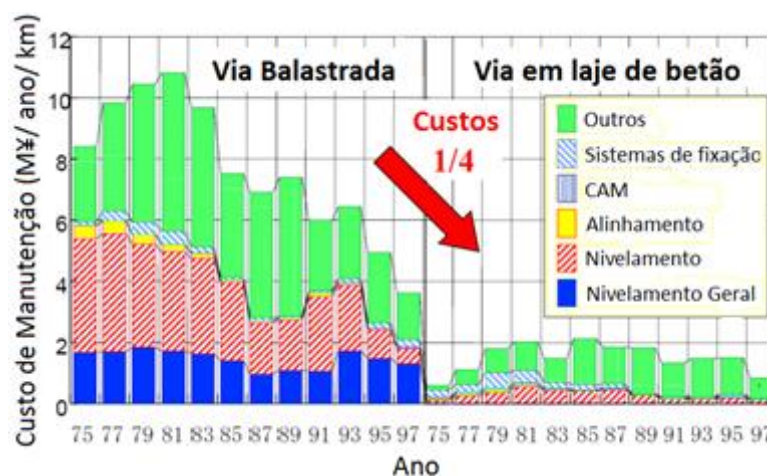


Figura 2.27: Comparação de custos de manutenção entre via balastrada e via em laje (adaptado de (JNR, 2007))

Esperava-se que as vias em laje fossem categorizadas como *maintenance free*, mas na realidade requerem maiores custos de manutenção do que os previstos. Na Europa, os custos de investimento inicial para a via balastrada são cerca de 930 000 €/km e 43 500 €/ km.ano para manutenção. Já a via não balastrada apresenta um custo médio de investimento inicial de cerca de 1 300 000 €/km (+40%) e de manutenção fica em pouco mais de 20 000 €/km.ano (-54%) o que significa que o investimento inicial da via em laje de betão é amortizado em 16 anos, dependendo das condições do tráfego e da não ocorrência de reparações relacionada com assentamentos diferenciais significativos (iiR España, 2009). Tendo em conta isto, e um período de vida útil para além de 60 anos, torna-se uma solução competitiva. Em Espanha o período de retorno situa-se em 20/30 anos, enquanto no Japão, devido à grande experiência, é inferior a 10 anos.

Apesar destas vantagens, existe ainda alguma hostilidade na utilização deste tipo de solução, nomeadamente pelas seguintes razões:

- Pouca informação disponível acerca da real relação custo-benefício para as tipologias de vias em laje de betão existentes.
- Problemas com tipologias antigas de vias em laje de betão, que evitam que sejam desenvolvidas novas ideias de resolução como fendilhação da laje, ruído e problemas de drenagem.
- Experiência acumulada ao longo de 150 anos de utilização de balastro transmite confiança aos gestores de infra-estrutura para o uso de via balastrada.
- Falta de consenso nacional/internacional para com os objectivos e potencialidades económicos a incidir na rede ferroviária para o futuro (Bezin, *et al.*, 2010).

Deste modo, é essencial entender as potencialidades e limitações da via não balastrada pelo que é apresentando na Tabela 2.7 um resumo das vantagens e desvantagens deste tipo de solução quando comparado com a alternativa balastrada:

Tabela 2.7: Comparação entre principais aspectos da via balastrada e não balastrada

Aspecto	Via balastrada	Via não balastrada
Manutenção	<ul style="list-style-type: none"> - Necessidade frequente de manutenção (ataque de via) devido à plasticidade do balastro; - Facilidade de obtenção da geometria final; 	<ul style="list-style-type: none"> - Sem necessidade de correcção frequente de geometria; - Maior rentabilidade no processo de alinhamento em curva (garantia de escala); - Reduzida capacidade de correcções de geometria (sistema de fixação: ~20 mm na vertical e ~5mm na horizontal); - Inspeção periódica do betão (controlo de fendilhação); - Em caso de correcção de geometria, o processo é muito oneroso e demorado (cura do betão) e requer equipamento especializados;

Tabela 2.7: Comparação entre principais aspectos da via balastrada e não balastrada (Continuação)

Aspecto	Via balastrada	Via não balastrada
Comparação de custos	<ul style="list-style-type: none"> - Custo de construção relativamente baixo; - Custos de exploração elevados motivados pela manutenção frequente; 	<ul style="list-style-type: none"> - Custo de investimento elevado (acréscimo de 30% a 100% do custo inicial da via balastrada); - Custos de manutenção reduzidos (redução de 50% a 80% face à via balastrada); - Redução de custos de disponibilidade da via (menor período de interrupção de circulação);
Elasticidade	<ul style="list-style-type: none"> - Elasticidade elevada devido ao balastro; 	<ul style="list-style-type: none"> - A elasticidade é alcançada com palmilhas elásticas e sistemas de fixação;
Conforto	<ul style="list-style-type: none"> - Bom nível de conforto até 250/280 km/h 	<ul style="list-style-type: none"> - Excelente nível de conforto mesmo para velocidades acima de 250 km/h
Ciclo de vida	<ul style="list-style-type: none"> - Ciclo de vida de 30 a 40 anos (desgaste por abrasão e fragmentação); 	<ul style="list-style-type: none"> - Ciclo de vida de 50 a 60 anos (existem ainda linhas em operação que não necessitaram de operações de manutenção);
Estabilidade	<ul style="list-style-type: none"> - Tendência da via “flutuar” e perder resistência longitudinal e transversal devido a efeitos não lineares irreversíveis do comportamento do balastro; 	<ul style="list-style-type: none"> - Maior resistência vertical, o que se reflecte em maiores cargas por eixo;
Resistência lateral	<ul style="list-style-type: none"> - Limitada devido ao balastro 	<ul style="list-style-type: none"> - Grande resistência lateral que permite velocidades superiores em curva;
Projeção de balastro	<ul style="list-style-type: none"> - O balastro pode ser projectado a altas velocidades danificado o carril e rodas do comboio; 	<ul style="list-style-type: none"> - Não há problema;
Ruído	<ul style="list-style-type: none"> - Boas características de absorção de ruído e atenuação de vibrações; 	<ul style="list-style-type: none"> - Necessidade de componentes extras para garantir um bom desempenho vibro-acústico;
Permeabilidade	<ul style="list-style-type: none"> - Garantia de permeabilidade e rápida drenagem de água sobre a via; - Redução da permeabilidade pela contaminação de finos, o que resulta em perda de capacidade resistente; 	<ul style="list-style-type: none"> - Necessidade de componentes extras para garantir uma drenagem eficaz da via;
Construção em Túneis e Pontes	<ul style="list-style-type: none"> - Torna a construção mais onerosa por questões de peso (pontes) e de altura de construção (túneis); 	<ul style="list-style-type: none"> - Solução mais adequada, mostrando vantagem significativa quando comparada em via ao solo, dadas as vantagens de redução de custo da obra-de-arte como a garantia de ausência de assentamentos da via; - Necessidade de juntas de dilatação; - Problemas de transição tabuleiro-via ao solo (Pontes/ Viadutos);
Altura de construção	<ul style="list-style-type: none"> - Elevada quando comparada com a solução não balastrada, o que se reflecte num acréscimo do custo de túneis (é necessário um maior diâmetro); 	<ul style="list-style-type: none"> - Reduzida, pelo que se torna atractivo em obras-de-arte, ou em situações onde a altura/ peso de construção sejam prioritários;
Mudanças de Via	<ul style="list-style-type: none"> - Maior versatilidade na configuração do aparelho de mudança de via; 	<ul style="list-style-type: none"> - Custo superior do aparelho de mudança de via quando comparado com a via balastrada; - A tipologia de via não balastrada de carris embebidos não permite a utilização de aparelhos de mudança de via;

Tabela 2.7: Comparação entre principais aspectos da via balastrada e não balastrada (Continuação)

Aspecto	Via balastrada	Via não balastrada
Disponibilidade de matéria-prima	- Disponibilidade limitada por limitação de balastro adequado no local;	- Não há problema;
Acessibilidade	- Não permite a acessibilidade e mobilidade de veículos de emergência	- Permite a circulação de veículos de emergência, especialmente vantajoso em túneis (depende da tipologia de via não balastrada);
Poluição	- Poeira do balastro;	- Menor necessidade de limpeza;
Sustentabilidade	- Menor adequabilidade, pois com o aumento de tráfego e respectiva velocidade será induzido maior ritmo de degradação e consequentemente mais operações de manutenção e respectivos períodos de indisponibilidade da linha;	- Maior adequabilidade pois é necessário menos operações de manutenção, o que se traduz em uma maior disponibilidade da linha;

(Bezin, *et al.*, 2010); (Bilow & Randich, 2000); (Darr & Fiebig, 2006); (Esveld, 2001)

2.5 Aspectos associados ao dimensionamento da via não balastrada

Devido ao seu carácter pouco generalizado, existem diferentes regras/ recomendações formuladas por diferentes administrações ferroviárias que podem ser aplicadas ao dimensionamento de vias não balastradas, mas as actuais normas europeias e outros regulamentos não abrangem na totalidade o seu dimensionamento e cálculo. A variedade de tipologias de vias em laje existentes, suscita teorias de dimensionamento também variadas, o que conduziu a evoluções de dimensionamento diferentes, principalmente nos países impulsionadores desta tecnologia, o Japão e a Alemanha.

No caso da tradição japonesa, a via em laje surge na aplicação em pontes/viadutos e túneis, utilizando um método de carregamento elástico, cujo efeito principal é o carregamento do comboio, (os efeitos da retracção e temperatura apesar de considerados, são menos condicionantes visto se tratar de módulos pré-fabricados).

Na Alemanha, a via em laje evolui de maneira diferente, ou seja as primeiras utilizações surgem em situações de aterro/ escavação. Dado o carácter contínuo da via em laje (betonagem *in situ*), os principais factores a considerar são os efeitos da retracção do betão e da temperatura (Lin, *et al.*, 2011). Deste modo é importante referir que, em geral, as teorias de dimensionamento são relevantes de acordo com o ambiente de construção e evolução estrutural.

2.5.1 Aterros e Escavações

Uma dos principais aspectos a ter em consideração no dimensionamento de via não balastrada é a capacidade portante da plataforma, que usualmente é realizada de materiais de fonte local e com módulo de elasticidade superior a 100 MPa. Caso haja risco de fenómenos de gelo/degelo que comprometam a superestrutura da via, habitualmente é colocada uma camada de coroamento com cerca de 70 cm. Caso não seja possível alcançar as propriedades mecânicas da plataforma acima descritas existem soluções de construção de pseudo-pontes e falsos aterros que acarretam custos muito elevados. Os falsos aterros consistem em apoiar o conjunto do aterro sobre uma banqueta de cerca 80 cm de ligante hidráulico e areia, com um grau de compactação de 98%. Caso o aterro esteja sobre um terreno demasiado flexível, segue-se a construção de colunas que unam a laje de betão (CSL) a um estrato do subsolo com suficiente capacidade para resistir a esforços (estacas). Contudo, poderá ser inevitável a ocorrência de assentamentos diferenciais sobre a plataforma, e nas recomendações japonesas, este aspecto é tido em conta através de uma função sinusoidal de meia onda com uma amplitude de 20 mm e 30 mm para situações de serviço e fadiga respectivamente com uma zona de influência de 5 m. As amplitudes máximas são dispostas a meio vão da placa e entre juntas (sistema Shinkansen™) (Lin, *et al.*, 2011).

Em aterros a disposição geométrica adoptada é a definida pela geometria da Figura 2.28, onde a altura máxima do aterro é de 10 m, pelo que para alturas superiores é sensato usar vias balastradas (até 15 m). É necessário sanear a base do aterro através de enrocamento, e este tem que ser composto no mínimo por 1 m de espessura com uma capa de geotêxtil no topo. A inclinação das vertentes do talude deverá ser 2H:1V. Em escavações, não existe limite de profundidade, sendo que a única zona em que se deve actuar é na base da escavação onde se construirá a plataforma. Tal como os aterros o saneamento do fundo da escavação é semelhante (iiR España, 2009).

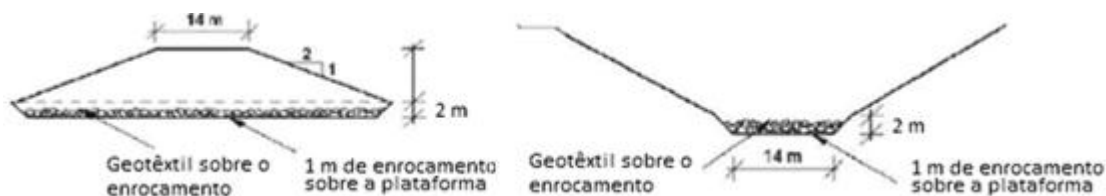


Figura 2.28: Perfil transversal de plataforma de via não balastrada em caso de aterro (direita) e de escavação (direita) (adaptado de (iiR España, 2009))

Para controlo de fendilhação é adoptado geralmente 0.8% a 0.9% de percentagem de armadura de acordo com as regulamentações alemãs para limitar a abertura de fendas a 0.5

mm. De acordo com as regulamentações japonesas de manutenção de vias em laje de betão, é estipulado limites através das classes A ($w_k \geq 0.2$ mm), B ($0.2 \text{ mm} \geq w_k \geq 0.1$ mm) e C ($0.1 \text{ mm} \geq w_k \geq 0.05$ mm) que respectivamente representam a necessidade de reparação rápida, preparação e calendarização das operações de manutenção e apenas registo de evolução temporal (Xie, *et al.*, 2009).

2.5.2 Viadutos/ Pontes e Túneis

No que diz respeito à implementação de vias não balastradas em viadutos/ pontes a primeira preocupação é a interacção via-estrutura em que é necessário garantir a compatibilidade dos movimentos verticais e horizontais do tabuleiro com os da laje do sistema da via sobre laje de betão e a correcta transmissão dos esforços à estrutura. Em função dos movimentos longitudinais, existem diferentes disposições da via não balastrada sobre a estrutura, particularmente do sistema fixada à estrutura e da laje livre sobre a estrutura com possibilidade de deslocamento longitudinal, estando a laje separada do tabuleiro através de uma camada de elastómero ou similar.

As transições são outra das principais preocupações no dimensionamento e cálculo a ter em conta em pontes/ viadutos havendo vários estudos que investigam este fenómeno em vias balastradas. A compreensão do fenómeno é ainda mais fundamental com via não balastrada, principalmente nas cunhas de transição antes da obra de arte, cujo problema principal não é a rigidez da via que é praticamente controlada na superestrutura, mas sim de assentamentos diferenciais e deformações nas extremidades. O dimensionamento estrutural em túneis não é muito problemático, no entanto tem que haver certos cuidados como reforços de armadura à entrada e saída (devido a variações térmicas), drenagem e passagem de cabos eléctricos e outros equipamentos (Infrastructure Commission, 2002).

Capítulo 3

EVOLUÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DA VIA-FÉRREA

O estudo e modelação da via-férrea (via balastrada ou via não balastrada) é um assunto de significativa importância no intuito de avaliar os critérios de qualidade e dimensionamento que influenciam o seu comportamento, sobretudo pelos critérios exigentes de linhas de alta velocidade.

A percepção do comportamento da via pode conduzir a medidas preventivas de mitigação de vibrações, desconforto nos passageiros e principalmente avaliar a segurança e estabilidade da composição ferroviária. De maneira a adquirir conhecimento acerca do comportamento da via-férrea, existem quatro abordagens diferentes: (i) a medição de grandezas em campo, (ii) os modelos empíricos, (iii) os modelos analíticos e (iv) os modelos numéricos.

Os modelos de aquisição de dados em campo são a base de desenvolvimento dos modelos empíricos, analíticos e numéricos, sendo bastante úteis na calibração e validação destes mesmos modelos. São estes os modelos que fornecem informação mais fiável e próxima da realidade, acarretando porém custos e complexidade significativos.

Já os modelos empíricos são de utilização limitada, dependendo das condições em que foram desenvolvidos e calibrados, não compreendendo adequadamente o comportamento mecânico e resposta da via, não representando assim devidamente a realidade.

Os modelos analíticos apresentam simulações do comportamento da via baseando-se em modelos teóricos que tentam simular o comportamento dos elementos constituintes da via e a interação com a subestrutura. Estes modelos facilmente tornam-se complexos, pelo que a adopção de hipóteses simplificativas para reduzir o grau de complexidade torna o modelo pouco adequado para problemas práticos. A necessidade de ultrapassar esta limitação conduz ao desenvolvimento de modelos numéricos motivados pela crescente capacidade de processamento computacional.

Há várias simplificações para a modelação da infra-estrutura ferroviária. Os modelos podem tornar-se mais complexos e detalhados caso sejam introduzidos modelos numéricos do próprio comboio, irregularidades geométricas da via, interação roda-carril, interação entre a estrutura e a fundação natural, o comportamento não linear do balastro como material

granular entre outros. Assim sendo, este presente subcapítulo tem o intuito de resumir e sintetizar o trabalho e estudo desenvolvido no campo da modelação de vias-férreas.

3.1 Modelos analíticos

Tomando uma perspectiva histórica, os modelos de viga sobre fundação elástica (BOEF – *beam on elastic foundation*) são a base de grande maioria dos desenvolvimentos da modelação da via.

O problema de uma viga elástica sobre a fundação elástica foi considerada em primeiro lugar na segunda metade do século XIX com o aparecimento das primeiras linhas ferroviárias por Winkler (1867). O autor propôs um modelo simples de viga sobre fundação elástica que ainda hoje permanece uma boa e rápida estimativa da deformação da via. Zimmermann (1888) seguiu o trabalho de Winkler propondo um método para a determinação de deslocamentos e esforços devido a uma carga estática. Um modelo mais realístico do solo foi desenvolvido por Boussinesq (1888) através de um modelo elástico de um espaço semi-infinito. Mais tarde Lamb desenvolveu estudos acerca de fontes de vibração e diagramas de transmissões para o solo. O seu trabalho centrou-se no estudo da influência de um impulso aplicado num ponto ou numa linha de superfície de um espaço semi-infinito, ou infinito (Lamb, 1904).

O grande contributo para os modelos analíticos sobre o comportamento dinâmico de uma viga elástica foi o trabalho desenvolvido por Timoshenko (Timoshenko, 1926). Este autor desenvolveu um modelo analítico de uma viga Euler-Bernoulli apoiada continuamente tendo em conta a deformação por corte e os efeitos de inércia da viga. Estas hipóteses permitem uma solução analítica da resposta da viga quando solicitada a uma força harmónica móvel de velocidade constante.

A interacção entre a viga e o espaço semi-infinito foi pioneiramente examinado por Biot (Biot, 1937), e foram os vários investigadores seguiram o mesmo caminho como Vesic (1961), Fryba (1972), Wang *et. al.* (2005) e Auersch (2008).

3.1.1 Teoria de viga sobre fundação elástica

Os estudos convencionais da modelação da via-férrea foram inicialmente desenvolvidos como o sistema viga/via interligado entre si por uma simples análise elástica de uma viga sobre fundação elástica.

Este modelo desenvolvido por Winkler, tem uma formulação matemática de simples compreensão e interpretação física. É adoptada a hipótese simplificativa que o carril é modelado como uma viga infinita de Euler- Bernoulli apoiada continuamente numa fundação de Winkler, que pode ser interpretada como um perfil longitudinal infinito de molas dispostas

verticalmente (Figura 3.1). A força distribuída que suporta a viga é proporcional à deformação da mesma.

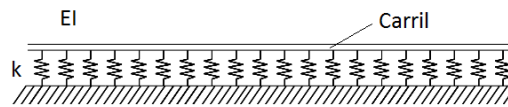


Figura 3.1 - Modelo de viga (Rigidez de flexão EI) sobre fundação elástica (módulo de via k)

A relação entre as forças e os deslocamentos podem ser obtidas através de:

$$\sigma_s = Cw \quad (3.1)$$

Onde σ_s (N/m^2) representa a tensão local de compressão sobre o suporte, C (N/m^3) representa a constante de Winkler (ou coeficiente de balastro) e w (m) representa o deslocamento sobre o suporte.

De realçar que existem inúmeros parâmetros que não são contabilizados neste modelo unidimensional como o apoio discreto materializado pelas travessas, a interacção entre materiais de suporte (i.e. balastro (CSL/ASL), sub-balastro (HBL), etc.), e o modelo de Winkler assume que as travessas e o sistema de fixação estão rigidamente ligadas ao carril.

Zimmermann desenvolveu um método para determinar as forças e deslocamentos que é baseado na teoria de Winkler, considerando o carril como uma longa viga continuamente apoiada sobre um sistema elástico. A ideia do método de Zimmermann é transformar uma viga única apoiada através da transferência das áreas de carregamento numa viga continuamente apoiada. O método encontra-se abaixo ilustrado na Figura 3.2:

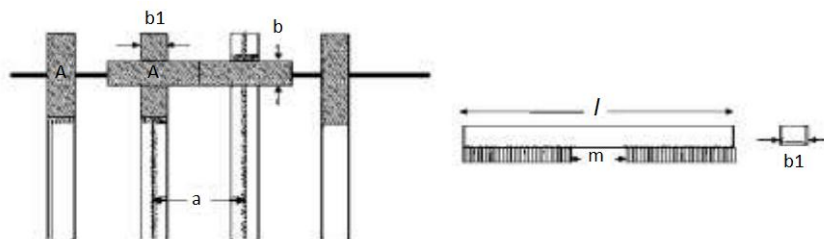


Figura 3.2 - Conceito da teoria de Zimmermann

onde l é o comprimento da travessa, m é o comprimento de travessa sem suporte e b_1 é a largura da travessa. As áreas carregadas são transformadas através da ligação das áreas de suporte de travessas adjacentes para formar um carril continuamente apoiado. O comprimento da área transformada A ($A = (1 - m) \times \frac{b_1}{2}$) é o espaçamento entre travessas a e largura equivalente b ($b = \frac{F}{a}$).

No método de Zimmermann, o valor do coeficiente de balastro C (N/mm^3) é estimado através da correlação entre os diferentes módulos C de cada componente da via:

$$\frac{1}{C_{total}} = \frac{1}{C_{palmilha}} + \frac{1}{C_{balastro/CSL}} + \frac{1}{C_{sub-balastro/HBL}} + \frac{1}{C_{infraestrutura}} \quad (3.2)$$

Caso as propriedades do material sejam apresentadas como módulo de via k , C pode ser obtido pela correlação $C = \frac{k}{a \times b}$. O comprimento característico é determinado pela equação:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{b \times C}} \quad (3.3)$$

O método de Zimmermann permite calcular deslocamentos e momentos flectores em diferentes posições através dos factores de influência de deformação η e de momento flector μ :

$$\eta = \frac{\sin \xi + \cos \xi}{e^\xi} \quad (3.4) \quad \mu = \frac{-\sin \xi + \cos \xi}{e^\xi} \quad (3.5)$$

Onde $\xi = \frac{x}{L}$, com x a distância entre o ponto de interesse e o ponto de aplicação da carga.

Deste modo, as expressões do deslocamento e momento flector são:

$$y = \frac{Q}{2bVL} \times \eta \quad (3.6) \quad M = \frac{QL}{4} \times \mu \quad (3.7)$$

Apesar de mais refinado, o modelo de Zimmermann (baseado no modelo de Winkler) não tem em consideração a condição de apoio discreto do carril, podendo as expressões desenvolvidas ser reescritas para o propósito. A formulação do método sobre apoio discreto descreve-se do seguinte modo (Esveld, 2001):

1. De acordo com Winkler, entre a força vertical $F(x_i)$ sobre um número de apoios em $x = x_i$ com uma área efectiva de suporte A_{rs} e o deslocamento $w(x_i)$, existe a seguinte relação: $F(x_i) = CA_{rs}w(x_i) = k_d w(x_i)$, em que k_d é a rigidez vertical da via de cada apoio.
2. A determinação de k_d numa via-férrea com várias camadas toma a seguinte expressão: $k_d = \frac{\sum F}{\sum w} = \frac{Q}{\sum w}$ onde k_d pode ser relacionado com o módulo de via u através de $k_d = ua$, em que a é o espaçamento entre travessas.

A adaptação das equações de Zimmermann para um modelo de viga apoiada em apoios discretos encontra-se esquematizada nas equações abaixo, que redefinem a rigidez vertical da via através de:

$$K_d = \frac{a^3}{4} \sqrt{\frac{Q^4}{EIW_{máx}^4}} \quad (3.8)$$

(ou alternativamente $K_{tot} \approx \frac{8EI}{L^3}$), o que resulta num comprimento característico de:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EIa}{K_d}} \quad (3.9)$$

3.1.2 Modelos clássicos de fundação

O problema de Boussinesq consiste na determinação da resposta de um semi-espaço infinito de material elástico e homogéneo face a uma carga concentrada que actua sobre uma superfície. Através de equações de equilíbrio, relações constitutivas e compatibilidade, Boussinesq deduziu as equações de deformações, deslocamentos e tensões em função da profundidade z e distância radial r . As tensões resultantes de uma pressão aplicada sobre a superfície podem ser calculadas usando a solução para o problema de Boussinesq no semi-espaço infinito.

Utilizando as equações de Boussinesq, Burmister desenvolveu um modelo multicamada composto por camadas horizontais semi-infinitas, contínuas, homogéneas, de espessura constante e constituídas por materiais isotrópicos com comportamento elástico-linear, assentes sobre um semi-espaço infinito (semi-espaço de Boussinesq).

Este método de cálculo inclui uma série de simplificações, nomeadamente no que se refere aos modelos materiais e aos modelos de carregamento considerados. Assim, considera-se que os materiais apresentam um comportamento elástico linear, sendo o seu comportamento mecânico caracterizado pelo módulo de rigidez E e coeficiente de Poisson ν . Quanto aos modelos de carregamento, adopta-se uma tensão de contacto uniforme, aplicada sobre uma área circular.

Deste modo, este modelo apresenta desvantagens pois não considera a presença de descontinuidades na camada, o comportamento não linear dos materiais granulares que compõem a infra-estrutura ferroviária, e as distribuições reais de pressão de contacto travessa-balastro. Contudo confere uma boa aproximação para efeitos de dimensionamento. A principal aplicação desta teoria multicamadas destina-se ao dimensionamento de pavimentos rodoviários onde se destacam os seguintes programas de cálculo automático que adoptam este modelo, o *ALIZE*TM (França) e o *ELSYM*TM (EUA).

3.1.3 Lajes sobre fundação elástica

As primeiras análises estruturais com o intuito de estimar momentos flectores, esforços transversos e deslocamentos para o modelo de laje sobre fundação elástica apesar de não serem realistas, pois não modelam adequadamente o comportamento mecânico do solo, apresentam-se como uma ferramenta de cálculo simples para propósitos de dimensionamento. A determinação de tensões e deslocamentos em pavimentos de laje de betão por via analítica podem ser obtidos através de expressões matemáticas simplificadas e ábacos de influência. As fórmulas desenvolvidas por Westergaard (1927) podem ser aplicadas para casos com um carregamento circular, semicircular, elíptico ou semi-elíptico. A fundação elástica assume uma série de molas independentes, ou seja o deslocamento num ponto é proporcional à força aplicada.

Westergaard (1926) aplicou um método de aproximações sucessivas e obteve as seguintes expressões para um carregamento no canto de uma laje sobre uma fundação elástica (Huang, 1993):

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[2 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right] \quad (3.10) \quad \Delta_c = \frac{P}{kl^2} 1 \left[1.1 - 0.88 \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right) \right] \quad (3.11)$$

Onde σ_c e Δ_c são a tensão e deslocamento vertical no canto da laje respectivamente, $l = \left[\frac{Eh^3}{12(1+\nu^2)k} \right]^{0.25}$ é o raio de rigidez relativa, a é o raio de contacto e k é o módulo de reacção da fundação. Ioanides *et al.* (1985) aplicou um modelo de elementos finitos para avaliar as soluções de Westergaard e sugeriu as seguintes alterações:

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[2 - \left(\frac{c}{l} \right)^{0.721} \right] \quad (3.12) \quad \Delta_c = \frac{P}{kl^2} 1 \left[1.205 - 0.69 \left(\frac{c}{l} \right) \right] \quad (3.13)$$

onde c é o lado de um quadrado equivalente à área de contacto ($c = 1.772a$). Para o caso de carregamentos interiores, Westergaard obteve as seguintes expressões:

$$\sigma_i = \frac{3(1+\nu)P}{2\pi h^2} \left(\ln \frac{l}{b} + 0.6159 \right) \text{ com } \begin{cases} b = a \text{ se } a \geq 1.724h \\ b = \sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675 \text{ se } a < 1.724h \end{cases} \quad (3.14)$$

$$\Delta_i = \frac{P}{8kl^2} \left\{ 1 + \frac{1}{2\pi} \left[\ln \left(\frac{a}{2l} \right) - 0.673 \right] \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right\} \quad (3.15)$$

Sem tomar a abordagem de aproximações sucessivas utilizada por Westergaard e partindo da equação de equilíbrio para um carregamento distribuído de área circular com raio r , esta pode ser expressa do seguinte modo em coordenadas polares:

$$\left[\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \right] \left[\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial r} \right] - \frac{2g}{l^2} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial r} \right] + \frac{w}{l^4} = \frac{p}{D} \quad (3.16)$$

em que $\frac{1}{l^4} = \frac{k}{EI}$ e $\frac{2g}{l^2} = \frac{G}{EI'}$, sendo o carregamento expresso através de uma transformação de Henkel da função de Bessel J_0 que pode ser observada em literatura mais detalhada (Van Cauwelaert, 2003):

$$\begin{aligned} \frac{pa}{l} \int_0^\infty J_0\left(\frac{tr}{l}\right) J_1\left(\frac{ta}{l}\right) dt &= p \text{ para } |r| < a \\ \frac{pa}{l} \int_0^\infty J_0\left(\frac{tr}{l}\right) J_1\left(\frac{ta}{l}\right) dt &= 0 \text{ para } |r| > a \end{aligned} \quad (3.17)$$

Com o intuito de satisfazer o equilíbrio, a deformação w deve ser expressa de forma semelhante:

$$w = \frac{2p}{\pi} \int_0^\infty A(t) J_0\left(\frac{tr}{l}\right) J_1\left(\frac{ta}{l}\right) dt \quad (3.18)$$

Onde $A(t)$ é uma função da variável de integração. Tendo em consideração a equação (3.16), (3.17) e (3.18) obtêm-se:

$$w = \frac{pa}{\pi} \int_0^\infty \frac{J_0\left(\frac{tr}{l}\right) J_1\left(\frac{ta}{l}\right)}{t^4 + 2gt^2 + 1} dt \quad (3.19)$$

A resolução da equação (3.19) é muito complexa e muito difícil de exprimir em expressões reais, pelo que o melhor método de estudá-la é através da sua resolução numérica. Este caso é ainda um modelo muito simples, porque ao aplicar um modelo com laje finita, carregamento assimétrico e várias camadas com diferentes propriedades, torna-se muito limitado a aplicação de um modelo analítico.

3.2 Modelos numéricos

A necessidade de ultrapassar as limitações dos modelos empíricos e analíticos levaram ao desenvolvimento de modelos numéricos. Diferentes abordagens têm sido tomadas para estudar o comportamento da via-férrea para alta velocidade. Existem vários modelos numéricos entre os quais o Método dos elementos finitos (FEM – *Finite Element Model*), Método dos elementos de contorno (BEM - *Boundary Element Model*), Método dos elementos discretos (DEM – *Discrete Element Model*) e métodos híbridos.

3.2.1 Método dos elementos finitos (FEM)

O método dos elementos finitos tem a vantagem de ser amplamente utilizado em engenharia sendo a primeira opção para a resolução de muitos problemas. O método de elementos finitos é um modelo numérico que estima soluções aproximadas para um problema de valores iniciais para a resolução de um dado sistema de equações diferenciais através da subdivisão do domínio em partes mais simples de resolver. Os modelos podem ser unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais, sendo os dois últimos alvos de maior interesse para a modelação numérica da via-férrea.

As etapas correntes do método são (i) a definição dos elementos; (ii) escolha de funções de forma; (iii) resolução dos elementos; (iv) ligação dos elementos através de pontos nodais; (v) aplicação de condições de fronteira; (vi) e cálculo da solução (Erleben, 2010).

O método dos elementos finitos permite recriar com detalhe a geometria da via-férrea com a possibilidade de considerar o comportamento não linear dos materiais. Por outro lado, uma das principais limitações do modelo em elementos finitos é a modelação do solo, visto este ser um espaço semi-infinito, podendo ser condicionante na avaliação de transmissão de vibrações pois tem de se criar limites e as vibrações causados pelo carregamento dinâmico são reflectidos no limite do domínio do modelo. Isto resultará em simulações menos precisas. Há vários autores que sugerem várias hipóteses como solução, entre as quais a introdução de limites de domínio não reflectivos que absorvessem as vibrações (White, *et al.*, 1977) ou introduzindo elementos infinitos para casos estáticos ou quasi-estáticos (Bettess, 1992).

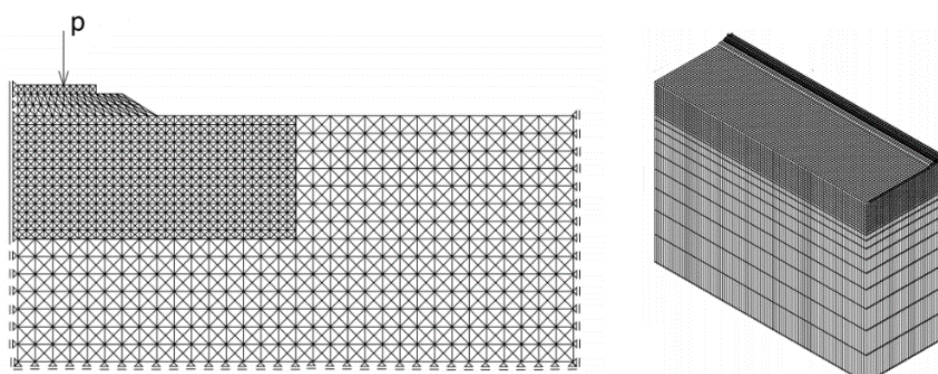


Figura 3.3 – Exemplo com dupla simetria do perfil transversal de um modelo 2D (esquerda) e de um modelo 3D (direita) (adaptado de (Cunha, 2013))

Os modelos bidimensionais tomam a simplificação que o perfil transversal da via-férrea é invariável na direcção longitudinal o que não corresponde à realidade no caso nas vias balastradas onde o carril se encontra apoiado sobre travessas. Os modelos tridimensionais não necessitam deste género de simplificações, embora acarretem outras desvantagens na

computação de modelos com vários graus de liberdade, pelo que se torna um processo moroso apesar de usar simplificações como a dupla simetria (Figura 3.3). Usualmente a dimensão do domínio dos modelos tridimensionais é seleccionado através de um método iterativo de tentativa e erro para garantir resultados satisfatórios sem penalizar em demasia o cálculo computacional (Cunha, 2013).

3.2.2 Método dos elementos de contorno (BEM)

O método dos elementos de contorno denota uma aproximação numérica para a solução de problemas de análise de intervalos para equações diferenciais parciais. A aproximação da solução do problema de valor limite obtido por este método tem a característica distinta de ser a exacta solução da equação diferencial no domínio considerado e parametrizado por um número finito de parâmetros dentro desse limite. Face a outros métodos numéricos o método do elemento de contorno tem algumas vantagens pois apenas o limite do domínio precisa de ser discretizado. Especialmente no caso bidimensional, onde os limites são simples, permitindo a utilização de introdução e armazenamento de dados simples. Em algumas aplicações, os dados com relevância física não são dados pela solução no interior do domínio mas sim pelos seus valores limite. Estes dados podem ser obtidos directamente do limite do domínio das equações, onde os valores de contorno obtidos pelo método de elementos finitos são em geral pouco precisos.

Como não poderia deixar de ser, este método apresenta limitações não sendo possível aplicar para situações em que não haja o conhecimento explícito da solução fundamental da equação diferencial, o que se torna significativamente mais difícil quando sujeitos a equações diferenciais não lineares. Se os limites apresentam pontos angulosos, a solução do problema de valor limite apresenta singularidades no limite do domínio. O método dos elementos de contorno tem que tratar estas singularidades mais directamente que o método dos elementos finitos (Kausel, 1981); (Domínguez, 1993).

Uma forma eficiente de implementar o modelo via-solo é através de um modelo híbrido de *FEM-BEM*, utilizando o método de elementos finitos para a modelação da superestrutura e o método dos elementos de contorno para a estimativa do comportamento do solo. (Figura 3.4).

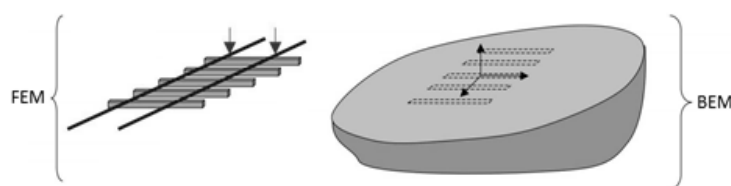


Figura 3.4 - Exemplo de um modelo 3D híbrido FEM-BEM (adaptado de (O'Brien & Rizos, 2005))

3.2.3 Método dos elementos discretos (DEM)

Este método foi desenvolvido por Cundall (1971) para a resolução de problemas de mecânica de solos e rochas. Em geral o método de elementos discretos consegue simular interações simples entre um grande número de partículas que combinadas reproduzem um comportamento global mais complexo. Neste tipo de modelos há geralmente dois tipos de entidades: elementos de partícula e elementos de parede. Os elementos de parede representam depósitos para os elementos de partícula depositarem-se, permitindo-lhes formarem um volume definido. Um elemento de parede apenas irá interagir com partículas e não com outras paredes. Uma partícula é sujeita a forças de massa ou contacto entre outras partículas e paredes e o seu deslocamento entre cada intervalo de tempo é calculado tendo em consideração as forças aplicadas. O cálculo do movimento das partículas é realizado através da 2ª Lei de Newton enquanto uma lei de força-deslocamento é aplicada para calcular as forças de interação. Na Figura 3.5 é possível a observação de dois modelos de elementos discretos bidimensionais.

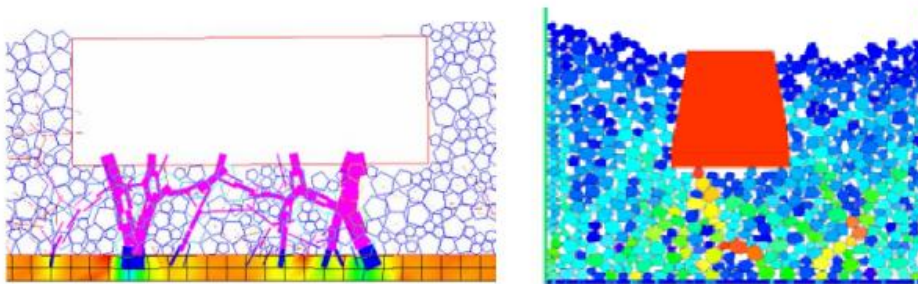


Figura 3.5 – Rede de tensões de contacto sobre um material granular (adaptado de (Fundación Caminos de Hierro, 2008))

Devido ao carácter granular do balastro, há uma tendência para reproduzir o seu comportamento através de um modelo de elementos discretos. Um crescente número de autores têm usado este método para reproduzir resultados obtidos experimentalmente (Cunha, 2013).

3.2.4 Modelos numéricos de via balastrada

A via balastrada é sem dúvida a tipologia de via-férrea mais utilizada em todo o mundo há mais de dois séculos, o que resultou em grandes desenvolvimentos na estimativa do seu comportamento. Os principais modelos da via balastrada (Kruze & Popp, 2001) estão ilustrados na Figura 3.6.

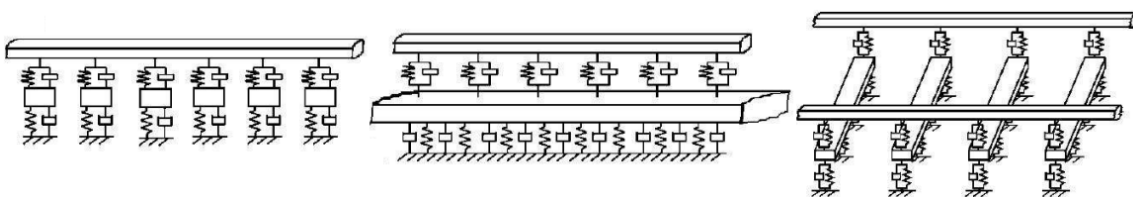


Figura 3.6 - Principais modelos de via balastrada (adaptado de (Kruze & Popp, 2001))

O primeiro exemplo (esquerda) é um modelo unidimensional de um carril (viga elástica) disposto sobre uma distribuição discreta de elementos viscoelásticos (molas e amortecedores) e massas concentradas (travessas). O segundo exemplo (centro) é um modelo similar ao primeiro exemplo em que as travessas são modeladas através de um modelo de viga de Timoshenko ou Euler-Bernoulli (este modelo pode ser extrapolado para uma laje de betão) e que assentam sobre uma fundação viscoelástica de Winkler. No terceiro exemplo (direita), o modelo é bidimensional e composto por duas vigas transversais que são solicitadas à flexão simples. Com a evolução da capacidade de computação, surgiram inúmeros programas de cálculo numérico, essencialmente baseados no método dos elementos finitos.

Na Tabela 3.1 são apresentados os principais modelos de elementos finitos desenvolvidos com o propósito de otimizar o dimensionamento da via. Alguns destes modelos foram precedidos por outros programas de cálculo mais desenvolvidos com o intuito de simular o comportamento da via balastrada sob cargas verticais que incluem uma discretização mais pormenorizada dos constituintes da via como carris, sistemas de fixação, travessas e as camadas subjacentes. Estes programas numéricos foram levados a cabo por entidades como a UIC e a ORE. A ORE apresentou dois métodos numéricos, nomeadamente o modelo BISTRO baseado na teoria multicamada de Burmister e o modelo ROSALIE baseado num modelo de elementos finitos com versões no domínio elástico e elasto-plástico (Rose, 2006).

Tabela 3.1 - Exemplos de modelos de elementos finitos de via balastrada para efeitos de dimensionamento (adaptado de (Teixeira, 2003))


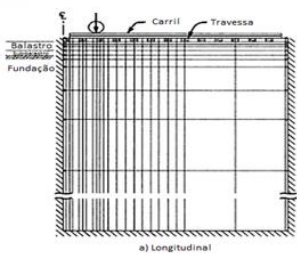
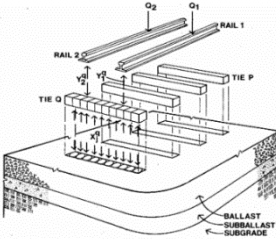
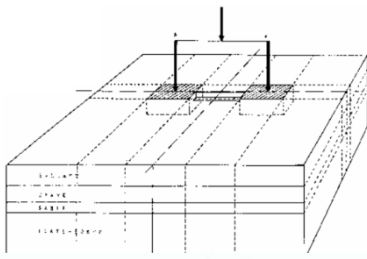
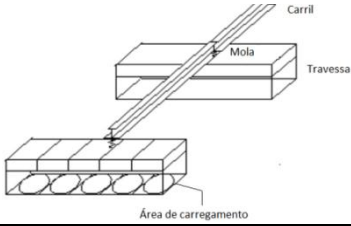
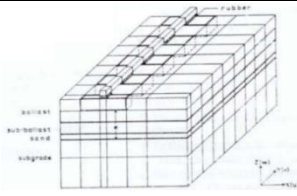
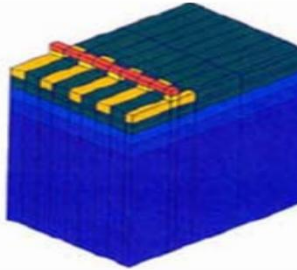
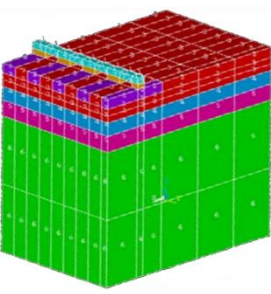
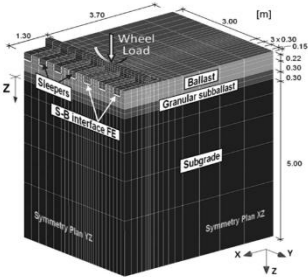
Autor/ Instituição	Modelo
López Pita (1976) López Pita e Alonso (1980)	
Universidade de Illinois Robnett, Knuston, Tayabji e Thompson (1976-1979)	
Chang, Adegoke & Selig (1980)	

Tabela 3.1 - Exemplos de modelos de elementos finitos de via balastrada para efeitos de dimensionamento (adaptado de (Teixeira, 2003)) (Continuação)

Autor/ Instituição	Modelo	
Sauvage e Larible (1982)		<p>Características: Modelo tridimensional da estrutura da via baseado no programa de cálculo ROSALIE, com especial foco no comportamento elasto-plástico dos materiais granulares. São utilizados elementos sólidos hexaédricos de 20 nós. Os resultados obtidos apresentam uma adequada coerência com valores observados em trechos experimentais.</p>
Universidade de Kentucky Huang, Lin & Rose (1984)		<p>Características: O modelo KENTRACK utiliza as duas teorias gerais de elementos finitos e sistema multicamadas. Os esforços resultantes da superestrutura são aplicados como uma carga circular no topo do sistema multicamada.</p>
O.R.E Profillidis (1983-1987)		<p>Características: Modelo tridimensional com leis elasto-plásticas para os materiais granulares da estrutura da via baseado no programa de cálculo ROSALIE com a introdução de elementos de contacto (<i>perfect sliding</i>).</p>
Ministerio de Fomento (1999)		<p>Características: Modelo tridimensional baseado no modelo desenvolvido por Profillidis (1983-1987) da via com critério de rotura Drucker-Prager para os materiais granulares com elementos sólidos hexaédricos de 20 nós. São utilizados elementos de contacto na interface travessa/ balastro.</p>
Areias (2007)		<p>Características: Modelo tridimensional elasto-plástico para materiais granulares (critério de rotura Drucker-Prager) e elástico isotrópico para os carris, palmilhas, e travessas. Implementação de elementos de contacto entre a travessa e o balastro. Para efeitos de dimensionamento da via são efectuadas várias análises a combinações de sub-bases como sub-balastro granular, sub-balastro betuminoso, solo estabilizado com cimento.</p>
Ferreira & Teixeira (2012)		<p>Características: Modelo tridimensional da via com uso de leis constitutivas elasto-plásticas de Drucker-Prager para os materiais granulares. Consideração do peso próprio para o estado de tensão inicial do caminho de carga. Inclusão de uma camada de sub-balastro betuminoso com lei elástica. Introdução de três mecanismos de contacto entre a travessa e o balastro (<i>bonding, friction e sliding</i>).</p>

3.2.5 Modelos numéricos de via não balastrada

O aumento das cargas dinâmicas por eixo, da intensidade de tráfego e os requisitos de conforto na óptica do passageiro suscitou o interesse na construção em via sobre laje de betão com todas as suas vantagens associadas. Sendo assim, tem existido um desenvolvimento crescente na modelação da via sobre laje de betão, no entanto, a literatura e os modelos existentes ainda são de aplicação limitada quando comparados com a alternativa balastrada. A maioria dos modelos desenvolvidos são adaptados através de outros modelos numéricos validados e utilizados na engenharia rodoviária. De seguida, destacam-se alguns modelos numéricos de via não balastrada que têm sido desenvolvidos nos últimos anos e encontram-se esquematizados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Exemplos de modelos de elementos finitos de via não balastrada

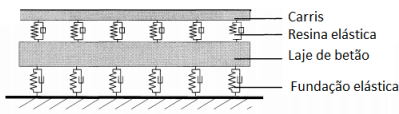
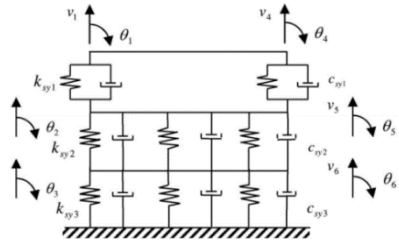
Autor/ Instituição	Modelo
Markine, de Man, & Esveld (2000)	 <p>Características: O modelo “Rail” é um modelo unidimensional que inclui a laje de betão modelada como viga que assenta sobre fundação elástica. Ainda permite considerar as irregularidades da via representado através de uma série de funções harmónicas com várias amplitudes e fases.</p> <p>Conclusões: Optimização da tipologia de carril embebido em termos de manutenção (rugosidade da superfície do carril) e acústica (frequência de ressonância). Rigidezes de via optimizada de aproximadamente 40, 20 e 10 MN/m² para 30, 60 e 90 m/s respectivamente.</p>
Bezin, Farrington, Penny, Temple & Iwnickis (2010)	<p>Características: <i>Software</i> comercial MBS (<i>multibody system</i>) “VI-Rail”. Sendo os componentes da via modelados da seguinte forma: Os carris são modelados como elementos de viga com as respectivas matrizes de rigidez e amortecimento baseadas na teoria de Timoshenko; as palmilhas são modeladas como elementos de mola e as travessas como elementos de viga; a laje de betão é modelada como elemento de viga do mesmo modo que os carris para ter em conta o efeito de flexão e torção da superestrutura.</p> <p>Conclusões: A área de contacto com a subestrutura é superior quando comparada com a solução balastrada o que mitiga os níveis de pressão de contacto com as camadas subjacentes. Esta observação permite retirar que a utilização de via em laje permite diminuir a variação de pressão sobre a infra-estrutura e prevenir assentamentos diferenciais devido a ciclos de alta pressão localizados.</p>
Xiaoyan & Zang (2011)	 <p>Características: Ferramenta em MatLab™ para estimar o comportamento dinâmico baseado num modelo bidimensional desenvolvido para via em laje de betão Bögl™. Os dois carris são modelados como elementos de viga elástica com comprimento finito com palmilhas elásticas sobre estes. O conjunto de palmilha elástica-travessa é modelado como um elemento de mola com amortecimento. A laje de betão e HBL são modeladas como vigas.</p> <p>Conclusões: Realização de estudos paramétricos acerca das propriedades da laje de betão, palmilha elástica, CAM, plataforma para várias velocidades de circulação. Foram avaliadas diferentes configurações de transição entre via em laje de betão e via balastrada.</p>

Tabela 3.3: Exemplos de modelos de elementos finitos de via não balastrada (Continuação)

Autor/ Instituição	Modelo	
Blanco-Lorenzo, Santamaria, Vadillo & Ovarzabal (2011)		<p>Características: Desenvolvimento de três modelos de via não balastrada com a via balastrada. Em duas das vias não balastradas abordadas, a laje é directamente apoiada no solo, em que uma há apenas um único nível elástico (Rheda 2000™) e noutra dois níveis elásticos (Stedef™) e uma terceira tipologia, em que a laje é isolada do solo por meios de um tapete elastómero, i.e. uma laje flutuante. (FSB – <i>Floating Slab track</i>). A interacção entre veículo e via é realizada com um modelo MBS (<i>Multibody system</i>) integrado com um modelo de elementos finitos.</p> <p>Conclusões: À excepção do modelo em laje flutuante (FSB), os resultados obtidos apresentam uma significativa correlação com modelos mais complexos.</p>
Vale, Ribeiro, Calçada & Delgado (2011)		<p>Características: Desenvolvimento de modelo bidimensional no <i>software</i> ANSYS™ para o estudo dos efeitos dinâmicos em vias em laje de betão pré-fabricadas para linhas de alta velocidade. Neste modelo, os carris são representados com uma viga elástica apoiada discretamente sobre as travessas. O sistema de fixação é representado por elementos de mola em paralelo cuja massa é desprezada. A laje pré-fabricada e a camada de ligante hidráulico são modeladas como elementos finitos de plano enquanto a fundação é modelada como uma distribuição uniforme de molas com amortecimento sem interacção entre elas (fundação de Winkler com amortecimento). A junta entre a laje de betão e a camada de ligante hidráulico é modelado como um material com as mesmas propriedades mecânicas que a interface entre as camadas.</p> <p>Conclusões: As propriedades mecânicas da CAM afectam significativamente a resposta estrutural da via; os deslocamentos e os momentos flectores são superiores na junta do que a meio da laje; As propriedades da plataforma influenciam muito os deslocamentos e momentos flectores.</p>
Poveda, Yu, Lancha & Ruiz (2012)		<p>Características: Modelo elástico da estrutura da via desenvolvido em ANSYS™ com os respectivos elementos constituintes (à excepção do carril) modelados como elementos de volume com 8 nós (SOLID45). O carril é modelado com a secção real (UIC60) através de viga de Timoshenko (BEAM188).</p> <p>Conclusões: Para evitar degradação por fadiga na laje, a espessura da laje não deverá ser inferior a 17 cm e a tensão de cedência deverá ser superior a 50 MPa. O aumento da rigidez das palmilhas aumenta o nível de fadiga sobre a laje. Para baixos níveis de fadiga, o CAM deverá ter módulos de elasticidade entre 60 e 80 MPa.</p>
Zhu & Cai (2013)		<p>Características: Modelo não-linear do sistema Bögl™ em ABAQUS™ utilizando hexaedros de 20 nós com acção conjunta de sollicitação dinâmica e temperatura para investigar a necessidade de manutenção da CAM. Os carris não são modelados.</p> <p>Conclusões: Os danos observados sobre a CAM são principalmente devido à acção da temperatura e não da passagem dos comboios, embora os danos nesta camada se reflectam na resposta dinâmica da via.</p>

Capítulo 4

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA VIA-FÉRREA

Como descrito anteriormente, uma das ferramentas mais fiáveis para estimar o comportamento da via-férrea é a sua modelação através de elementos finitos. O presente capítulo apresenta a esquematização do processo de modelação do sistema ferroviário (no presente caso, apenas ainda a tipologia balastrada) e realizar um estudo paramétrico aos elementos utilizados e domínios do modelo. A modelação numérica será realizada com recurso ao *software* ANSYS™. Este *software* é um programa de modelação de elementos finitos para a resolução numérica de uma vasta gama de problemas físicos com uma ampla versatilidade de situações no mundo real, frequentemente utilizado na modelação da estrutura da via-férrea. Estes problemas incluem a análise estrutural estática e dinâmica (ambas com possibilidade de análise linear e não linear). Neste capítulo, numa primeira abordagem de modelação numérica da via-férrea, será tido em conta apenas uma análise estática linear visto que a inclusão de comportamento não linear (e.g.: critério de rotura de Drucker-Prager nas camadas granulares e plataforma) não se torna vantajosa por o esforço computacional adicional não se reflectir numa melhor qualidade de resultados.

4.1 Modelação numérica do sistema carril-palmilha

4.1.1 Modelação dos elementos

Com o intuito de validar de forma introdutória um modelo numérico, será desenvolvido um modelo bidimensional para o sistema carril-palmilha para ser possível validá-lo com as formulações teóricas enunciadas no Capítulo 2. Para efeitos de modelação, as propriedades geométricas e mecânicas dos respectivos elementos encontram-se resumidos na Tabela 4.1.

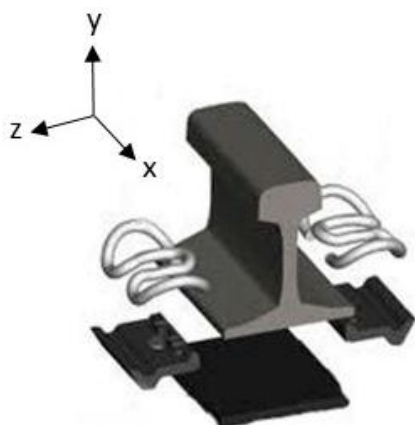


Figura 4.1: Modelo do carril e palmilha

Tabela 4.1: Propriedades mecânicas/ geométricas do carril e palmilha

Elemento	Propriedades mecânicas/ geométricas
Carril	$E=205.8 \text{ GPa}$; $\nu=0.3$; $A=7648 \text{ mm}^2$; $I_z=3055 \times 10^4 \text{ mm}^4$; $\rho=60.34 \text{ kg/m}$
Palmilha	$K_p=244 \text{ kN/mm}$

4.1.1.1 Modelo bidimensional

O carril será modelado através de um elemento de viga simples de acordo com a teoria de Euler-Bernoulli (BEAM3 representado na Figura 4.2). Este elemento de viga é um elemento uniaxial de dois nós com comportamento à tracção, compressão e flexão e dispõe de três graus de liberdade em cada nó: translações em x e y e rotações em torno de z.

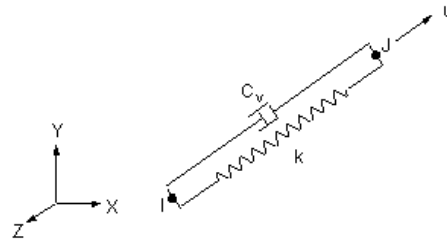
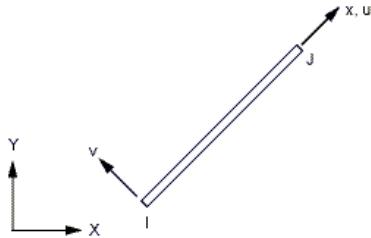


Figura 4.2: Elemento BEAM3 no *software ANSYS™* Figura 4.3: Elemento COMBIN14 no *software ANSYS™*

No que diz respeito à palmilha elástica, esta será modelada através de um elemento mola-amortecedor de 2 nós (COMBIN14 ilustrado na Figura 4.3) que se comporta com tensão-compressão uniaxial com três graus de liberdade em cada nó: translações em x,y e z. Não são considerados efeitos de flexão.

4.1.1.2 Modelo tridimensional

Para a validação da modelação tridimensional do sistema carril-palmilha serão utilizados 5 modelos (Tabela 4.2), que vão diferir entre si através do elemento e geometria com que é modelado o carril e a palmilha. As propriedades mecânicas do carril e palmilha são as mesmas enunciadas na exposição do modelo bidimensional.

Tabela 4.2: Designação dos modelos tridimensionais do carril e palmilha

Modelo	Elemento Carril	Elemento Palmilha
1	Elemento de viga uniaxial 3D	Elemento mola-amortecedor
2	Elemento de viga (Timoshenko – secção □)	Elemento mola-amortecedor
3	Elemento de viga (Timoshenko – secção I)	Elemento mola-amortecedor
4	Elemento sólido (secção □)	Elemento sólido
5	Elemento sólido (secção I)	Elemento sólido

A geometria adoptada para os modelos (2, 3, 4 e 5) que recorrem a secções para o carril são quadrada (□) e em perfil em I (I). Em ambas as secções, a largura da flange (base) do carril e a maior inércia (I_y) são equivalentes, sendo estas as grandezas mais importantes para efeitos de modelação do primeiro nível elástico (Figura 4.4).

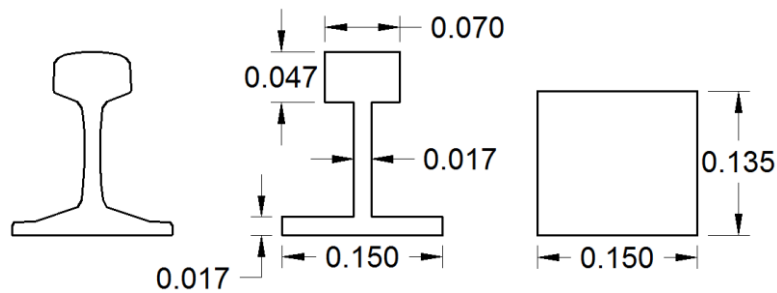
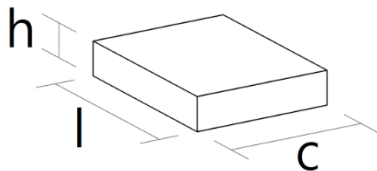


Figura 4.4: Geometrias adoptadas para o carril com o perfil base UIC60 (esquerda), secção em I (centro) e quadrada (direita) (unidades em m)

As palmilhas dos modelos 1, 2 e 3 são modeladas através de elementos mola-amortecedor (COMBIN14), enquanto os modelos 4 e 5 usam elementos de sólido para a modelação das palmilhas (SOLID95). Para ter em conta a rigidez vertical da palmilha K_p (kN/mm), o módulo de elasticidade equivalente é corrigido tendo em conta a própria geometria da palmilha (Figura 4.5) e o efeito de Poisson através da equação (4.1).



$$E_p = K_p \cdot \frac{h}{l \cdot c} \cdot \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (4.1)$$

Figura 4.5: Geometria das palmilhas em modelos com elementos tridimensionais

Tendo em conta a rigidez vertical da via anteriormente adoptada (244 kN/mm), as dimensões $124 \times 270 \times 150 \text{ mm}^3$ ($h \times l \times c$) e um coeficiente de Poisson de 0.35 resulta num módulo de elasticidade de 465.5 MPa. As dimensões adoptadas estão de acordo com as medidas praticadas em palmilhas para vias de alta velocidade (" l " é a largura da travessa e " c " a flange do carril). Contudo, a altura (124 mm) é superior em cerca de 10 vezes face ao valor corrente, de modo a não gerar problemas numéricos na matriz de rigidez no elemento sólido. Este aspecto deve-se à esbelteza excessiva de certos elementos finitos ($h:b \geq 3$) que podem originar distorções excessivas. O modelo 1 recorre a um elemento uniaxial de viga tridimensional de dois nós (BEAM4 representado na Figura 4.6) com comportamento à tracção, compressão, flexão e torção. O elemento tem 6 graus de liberdade em cada nó: translações em x , y e z e rotações em x , y e z .

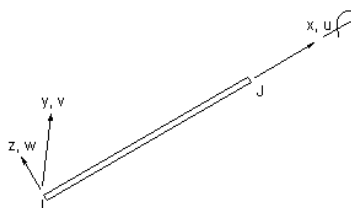


Figura 4.6: Elemento BEAM4 no software ANSYS™

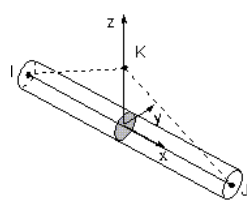


Figura 4.7: Elemento BEAM188 no software ANSYS™

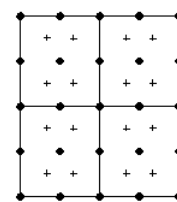


Figura 4.8: Pontos de integração da secção do elemento BEAM188

O modelo 2 e 3 utiliza elementos de viga que utilizam a teoria de Timoshenko (BEAM188 ilustrado na Figura 4.7). Este elemento de viga tridimensional de dois nós é baseado na teoria de Timoshenko de vigas espessas, que inclui o efeito da deformação por corte. Este elemento tem 6/7 graus de liberdade em cada nó: translações em x, y e z e rotações em x, y e z. O sétimo grau de liberdade tem em conta a magnitude de empenamento e é opcional. Dado o grande espectro de aplicações deste elemento, costuma ser o mais utilizado na modelação de vigas.

Os elementos estão providos de secções com quantidades relevantes (áreas de integração, posição, funções de Poisson, funções derivativas, etc.) automaticamente associadas a um número de pontos de secção. Cada secção é um conjunto de 9 nós ilustradas na Figura 4.8 e cada célula tem 4 pontos de integração.

As palmilhas nos modelos 1, 2 e 3 são modeladas com o elemento já enunciado COMBIN14. Finalmente, os modelos 4 e 5 recorrem a um elemento tridimensional sólido SOLID95 para a modelação do carril e palmilha. O elemento é definido por 20 nós com três graus de liberdade por nó, translações em x, y e z.

4.1.2 Domínio de análise, condições de fronteira e carregamento

O presente modelo bidimensional apresenta uma longitude de 9.6 metros (espaçamento entre apoios discretos de 60 cm, o que equivale a 17 travessas). Adota-se a hipótese simplificativa de comportamento linear isotrópico dos materiais e dada a rigidez elevada da palmilha, a linearidade geométrica. De modo a simplificar e a reduzir a dimensão do problema, será utilizada uma simplificação por simetria. As condições de fronteira aplicadas são as esquematizadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Condições de Fronteira

Plano	Condição de Fronteira
$x=0$	$U_x=0$
$x=L_x/2$	$U_x=0$ & $\theta_z=0$
$y=-L_y$	$U_x=0$ & $U_y=0$

A carga aplicada no modelo dimensional corresponde à solicitação estática usual de uma composição. O veículo é caracterizado com um peso por eixo de 20 toneladas (≈ 196 kN), o que equivale a 10 toneladas por roda a $x = 4.8$ m. Os elementos presentes nos diferentes modelos (Figura 4.9) foram discretizados com as seguintes malhas (Tabela 4.4).

Tabela 4.4: Dimensão da malha para cada elemento do modelo bidimensional e tridimensional

Elemento	Malha
Carril	0.05 m
	$\approx (0.05 \times 0.0375 \times 0.034 \text{ m}^3^*)$
Palmilha	0.1 m
	$\approx (0.05 \times 0.0375 \times 0.034 \text{ m}^3^*)$

*Para os modelos com elementos tridimensionais (4 e 5).

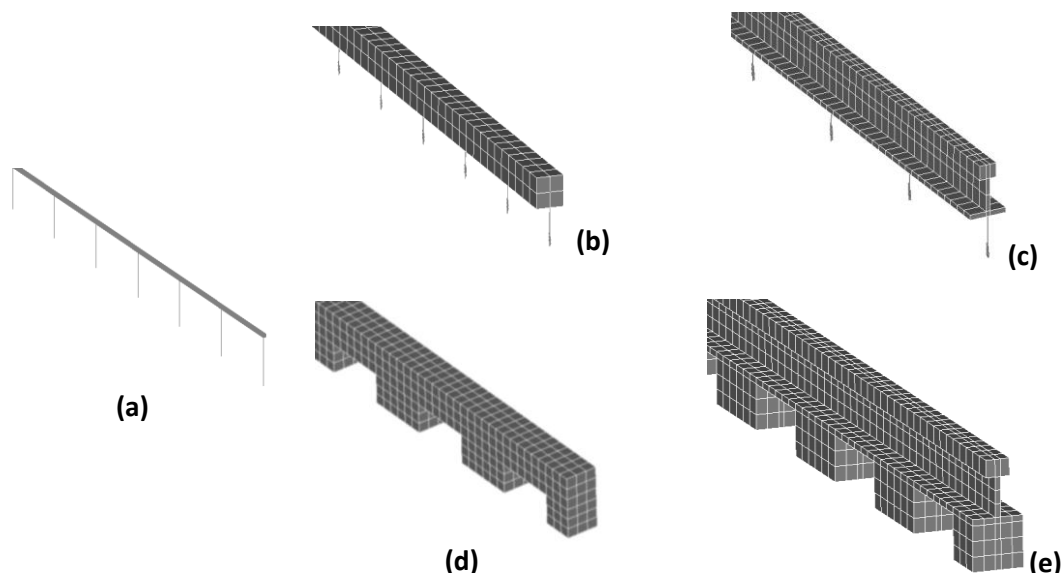


Figura 4.9: Modelos tridimensionais do sistema carril-palmilha. 3D 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d) e 5 (e).

4.1.3 Comparação com formulações teóricas

Como mencionado anteriormente na adaptação da formulação teórica de Zimmermann de apoios discretos sobre fundação elástica, pretende-se verificar se a aproximação da solução do deslocamento vertical do carril por elementos finitos se aproxima da solução teórica.

Aplicando as propriedades mecânicas e geométricas anteriormente definidas, obtém-se o deslocamento quer por via teórica, quer por via numérica expostos Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Deslocamentos máximos obtidos do modelo bidimensional e modelo tridimensional do carril e palmilha

Modelo	Elemento Carril	Elemento Palmilha	$\delta_{\text{máx}}$ (mm)	δ Teórico (mm)	ε (%)
2D	BEAM3	COMBIN14	-0.236		-2%
3D 1	BEAM4	COMBIN14	-0.236		-2%
3D 2	BEAM188 (\square)	COMBIN14	-0.239	-0.2416	-1%
3D 3	BEAM188 (I)	COMBIN14	-0.257		6%
3D 4	SOLID95 (\square)	SOLID95	-0.209		-14%
3D 5	SOLID95 (I)	SOLID95	-0.261		8%

Finalmente, os resultados longitudinais do deslocamento do modelo bidimensional e dos modelos tridimensionais encontram-se ilustrados na Figura 4.10:

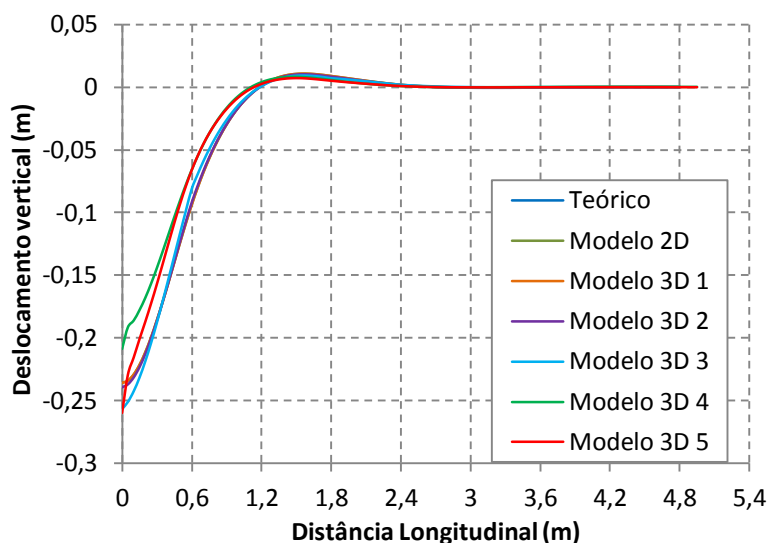


Figura 4.10: Comparação do deslocamento máximo entre o modelo teórico e numérico bidimensional

Como é possível observar na Figura 4.10, existe uma ótima correlação e coerência teórica nos resultados numéricos obtidos e após observação, é possível retirar as seguintes conclusões:

- O modelo 3D 1, apesar de usar um elemento de viga tridimensional, está sujeito apenas a solicitações bidimensionais, por isso apresenta os mesmos resultados que o modelo bidimensional.
- Os modelos 3D 2 e 3 apresentam bons resultados, sendo estes mais próximos da solução teórica de Zimmerman para o modelo 2, já que a secção quadrada é menos sensível à deformação por corte que a secção com inércia equivalente em I, pelo que desse modo o modelo 3D 3 sobrestima ligeiramente os deslocamentos máximos teóricos.
- O modelo 3D 4 é o modelo que mais se afasta dos resultados teóricos, principalmente devido à utilização de uma palmilha tridimensional que tem em conta o efeito de Poisson e a secção quadrada. De notar que, uma vez se tratar de uma força concentrada, o carril deforma com grande proeminência a zona de aplicação, já que se evidencia uma saliência no perfil longitudinal do deslocamento.
- O modelo 3D 5, ao contrário dos modelos de viga (com excepção do modelo 3D 3), apresenta um ligeiro acréscimo de deslocamento (8%) face ao valor teórico e cuja evolução longitudinal também apresenta desvios face ao perfil teórico.

4.2 Modelação numérica do sistema comboio-via-solo

Neste subcapítulo, o interesse não reside na validação teórica realizada anteriormente, mas sim na comparação e influência da utilização de modelos bidimensionais e tridimensionais, e dentro da categoria dos últimos, a influência da tipologia de elemento utilizado, de incorporação de elementos de contacto (interface travessa/ balastro), de elementos de laje (balastro por analogia à laje de betão) e no domínio do modelo.

4.2.1 Modelo bidimensional

Como já explicitado anteriormente, os diferentes elementos que constituem a via-férrea foram modelados em conformidade com as características comuns da via balastrada de alta velocidade, tendo sido considerados os valores correntes nos diferentes países europeus. Estas características estão resumidas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Propriedades mecânicas e geométricas dos diferentes elementos constituintes do modelo bidimensional

Elemento	Propriedades mecânicas/ geométricas
Carril	$E=205.8 \text{ GPa}$; $\nu=0.3$; $A=7648 \text{ mm}^2$; $I_z=3055 \times 10^4 \text{ mm}^4$; $\rho=60.34 \text{ kg/m}$
Palmilha	$K_p=244 \text{ kN/mm}$
Travessas	$E=49 \text{ GPa}$; $\nu=0.25$; $\rho=2500 \text{ kg/m}^3$; $0.22 \times 0.3 \times 2.6 \text{ m}^3$ (yy×xx×zz)
Balastro	$E=127.4 \text{ MPa}$; $\nu=0.2$; $\rho=2500 \text{ kg/m}^3$; 0.3 m (yy)
Sub-balastro	$E=117.6 \text{ MPa}$; $\nu=0.3$; $\rho=2000 \text{ kg/m}^3$; 0.3 m (yy)
C. de coroamento	$E=19.6 \text{ MPa}$; $\nu=0.3$; $\rho=2500 \text{ kg/m}^3$; 0.35 m (yy)
Plataforma	$E=5.88 \text{ MPa}$; $\nu=0.3$; $\rho=2000 \text{ kg/m}^3$; 3 m (yy)

4.2.1.1 Modelação dos elementos

Tal como enunciado na modelação dos elementos no modelo bidimensional do sistema carril-palmilha, a modelação do carril é efectuada através de elementos de viga de acordo com a teoria de Euler-Bernoulli (BEAM3) que representem adequadamente a sua rigidez de flexão, área e massa por unidade de comprimento de acordo com as especificações do carril UIC60. A palmilha elástica é modelada com elementos unidimensionais de mola-amortecedor (COMBIN14).

Os restantes elementos (travessas, balastro, sub-balastro, camada de coroamento e plataforma) são modelados através do elemento PLANE42 de 4 nós, que é usado para modelação bidimensional de estruturas sólidas em estado plano de tensão. O elemento tem 2 graus de liberdade em cada nó: translações em x e y. As funções de interpolação nodal são lineares.

4.2.1.2 Domínio de análise, condições de fronteira e carregamento

O presente modelo bidimensional apresenta uma longitude L_x de 12 metros (espaçamento entre apoios discretos de 0.60 m, o que equivale a 21 travessas) e uma profundidade de $L_y=4.77$ m. As condições de fronteira utilizadas são análogas às do modelo do sistema carril-palmilha enunciados na Tabela 4.3. A carga aplicada no modelo dimensional corresponde à solicitação estática da composição, o que equivale a 10 toneladas por roda a $x = 6$ m. Finalmente, o modelo bidimensional encontra-se ilustrado na Figura 4.11.

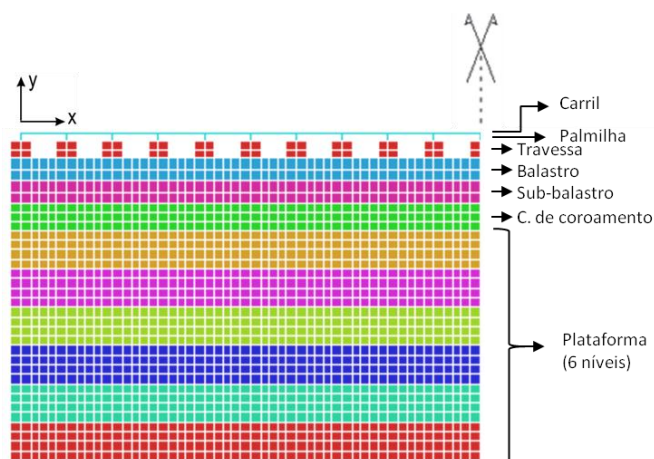


Figura 4.11: Modelo bidimensional do sistema comboio-via-solo (esquerda) e pormenor da travessa (direita)

4.2.1.3 Calibração do modelo e análise de resultados

Uma vez que os elementos utilizados para a travessa e o sistema multicamada subjacente comportam-se em estado plano de tensão, é necessário calibrar as espessuras de cada elemento constituinte da via com um modelo tridimensional, para que o modelo bidimensional apresente um comportamento o mais próximo possível com este. Esta calibração permite a utilização do modelo bidimensional em análises de comportamento estrutural com resultados mais próximos da realidade e com menor utilização de recursos computacionais que um modelo tridimensional.

O modelo tridimensional utilizado para o processo de calibração será abordado em capítulos seguintes com as propriedades mecânicas e geometria idênticas ao modelo bidimensional. A calibração das espessuras dos diferentes elementos do modelo bidimensional é um processo iterativo que adopta, como hipótese simplificativa, que a espessura e é inversamente proporcional aos deslocamentos, pelo que em cada iteração a espessura de cada camada é actualizada através da equação (4.2):

$$e_{i+1} = \frac{\delta_{e_i}}{\frac{\delta_{3D}}{e_i}} \quad (4.2)$$

Onde (i) e_{i+1} é a espessura a utilizar na iteração seguinte (m); (ii) δ_{e_i} é o deslocamento no carril no modelo bidimensional com a espessura e (m); e_i é a espessura utilizada na iteração anterior (m) e δ_{3D} é o deslocamento no carril no modelo tridimensional (m). A condição de paragem do processo iterativo é definida tal que o erro percentual $\left| \frac{\delta_{e_i} - \delta_{3D}}{\delta_{e_i}} \right| \leq 1\%$. A Tabela 4.7 esquematiza o resultado do processo iterativo.

Tabela 4.7: Calibração do modelo bidimensional

	Camada	Z (m)	e (m)
Plataforma	Balastro	-0.516	3.099
		-0.816	
	Sub-balastro	-0.816	3.185
		-1.116	
	C. Coroamento	-1.116	5.384
		-1.466	
	Nível 1	-1.467	9.423
		-1.966	
	Nível 2	-1.966	10.067
		-2.466	
	Nível 3	-2.466	10.516
		-2.966	
Nível 4	-2.966	10.883	
	-3.466		
Nível 5	-3.466	11.198	
	-3.966		
Nível 6	-3.966	11.205	
	-4.466		

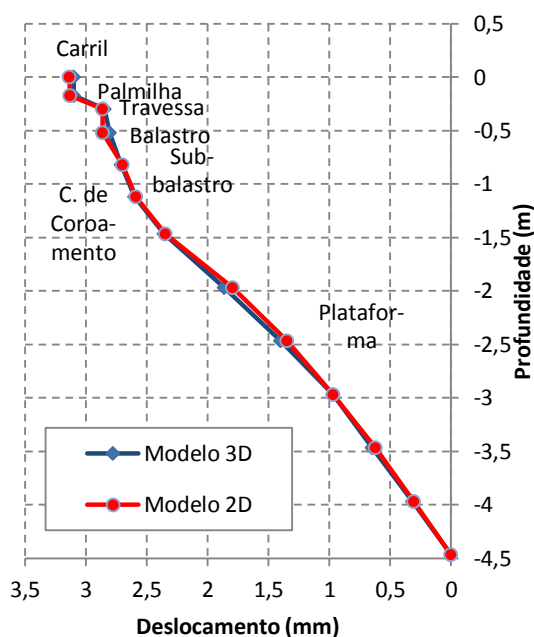


Figura 4.12: Comparação dos deslocamentos entre modelo bidimensional e tridimensional

Evidencia-se que o modelo bidimensional apresenta uma adequada correlação com o modelo tridimensional a nível de deslocamentos (Figura 4.12), no entanto, no que diz respeito ao campo de tensões obtido, a correlação com o modelo tridimensional já não é do mesmo nível, como se pode ver na Figura 4.13 e Tabela 4.8.

Pela observação do nível de tensões no modelo bidimensional e respectiva comparação com o modelo tridimensional, este revela-se pouco rigoroso para estudar o comportamento a nível de tensões verticais na via-férrea. Uma vez que para a calibração da rigidez do modelo bidimensional seja necessário alterar as “espessuras” dos elementos em estado plano de tensão, resulta na ocorrência de descontinuidades de tensão entre camadas, o que não respeita a admissibilidade estática do modelo. Dado isto, o modelo bidimensional não se torna adequado para a correcta previsão do comportamento estrutural a nível de esforços da via-férrea.

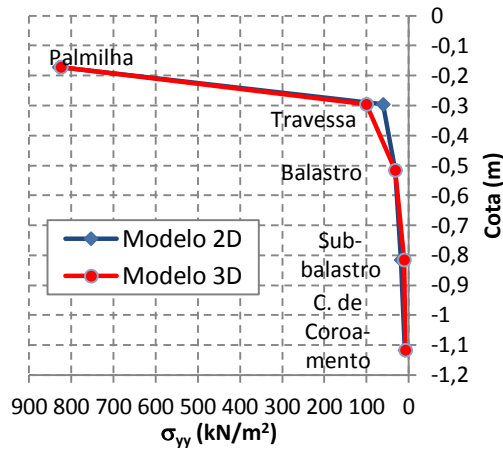


Tabela 4.8: Tensões verticais nas diferentes interfaces do modelo bidimensional calibrado e tridimensional

Interface	Modelo 2D	Modelo 3D	ϵ (%)
	σ_{yy} (kN/m ²)		
Palmilha	829.6	825.2	0.5%
Travessa	60.4	100.3	-66.1%
Balastro	32.5	32.4	0.2%
Sub-balastro	18.9	10.9	42.5%
C. Coroamento	9.4	7.9	16.7%

Figura 4.13: Comparação da evolução das tensões verticais em profundidade entre modelo bidimensional calibrado e tridimensional

4.2.2 Modelo tridimensional

Para a análise do modelo tridimensional do sistema comboio-via-solo, serão utilizados os mesmos modelos avaliados na modelação numérica do carril e palmilha no subcapítulo 4.1.1.2 que já foram descritos na Tabela 4.2.

4.2.2.1 Modelação dos elementos

Os elementos utilizados nos modelos tridimensionais são os utilizados anteriormente para os casos do carril e palmilha. As travessas e restante sistema multicamada (balastro, sub-balastro, camada de coroamento e plataforma) são modelados através do hexaedro de 20 nós SOLID95.

4.2.2.2 Domínio de análise, condições de fronteira e carregamento

Com o intuito de validar os vários modelos tridimensionais abordados na modelação do sistema via-comboio-solo, irão ser recriados os modelos já realizados por (Areias, 2007) e (Morais, 2008), que por sua vez foram validados através do modelo construído pelo Ministerio de Fomento (1999) (Figura 4.14).

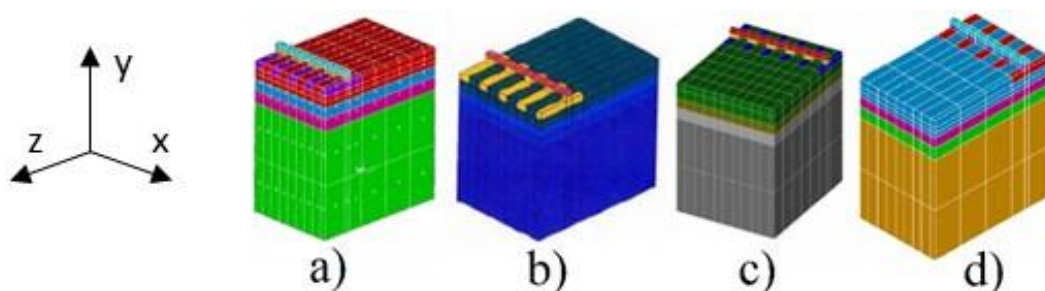


Figura 4.14: Modelo de Areias, 2007 (a), Ministerio de Fomento, 1999 (b), Morais, 2008 (c) e Modelo 3D 4 proposto (d)

As propriedades mecânicas e geométricas dos diferentes elementos entre modelos e os respectivos domínios estão esquematizados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9: Comparação entre os diferentes modelos do sistema via-comboio-solo

Elemento	Modelos							
	Fomento 1999	Areias 2007	Morais 2008	1	2	4	3	5
Carril	E (MPa)	205800						
	ν	0.3						
	Secção	Quadrada					Perfil I	
	Bitola (m)	Ibérica (1.603)	Europeia (1.435)					
Palmilha	K_p (kN/mm)	244						
	E (MPa)	-	747.1*					
	ν	-	0.35					
	yy (m)	0.135						
	zz (m)	0.15						
	xx (m)	0.27						
Travessa	E (MPa)	49000						
	ν	0.25						
	yy (m)	0.22						
	zz (m)	2.6						
	xx (m)	0.27						
Obs.	C/ El. Contacto	S/ El. Contacto						
Balastro ¹ / Sub-balastro ² / C. de coroam. ³ / Plat. ⁴	E (MPa)	127.4 ¹ / 117.6 ² / 19.6 ³ / 5.88 ⁴						
	ν	0.2 ¹ / 0.2 ² / 0.3 ³ / 0.35 ⁴						
	yy (m)	0.3 ¹ / 0.3 ^{2**} / 0.35 ³ / 3 ⁴						
	zz (m)	7.4	7.8					
	xx (m)	5.07 (9 travessas)		6.27 (11 travessas)		5.07 (9 travessas)		
	Obs.	Elasto-Plástico (DP ^{***}) ($c'=0$ N/m ² , $\varphi=45.5^\circ$) ¹ / ($c'=0$ N/m ² , $\varphi=35^\circ$) ² / ($c'=0$ N/m ² , $\varphi=35^\circ$) ³ / ($c'=14.7$ kN/m ² , $\varphi=25^\circ$) ⁴		Elástico Linear				

*Os restantes modelos presentes na bibliografia consideram $\nu=0.35$ para a modelação da palmilha, contudo no cálculo do módulo de elasticidade equivalente através da equação (4.1) desprezam o efeito de Poisson.

**Serão considerados 3 variantes de cada um dos modelos em que o modelo de referência tem 30 cm de sub-balastro (S30), e as restantes variantes têm 15 cm (S15) e 0 cm (S00).

***DP – Drucker-Prager

As condições de fronteira aplicadas são as enunciadas anteriormente para o sistema carril-palmilha adicionada da restrição do movimento na direcção perpendicular aos planos $z = 0$ e $z = L_z/2$, e condição de simetria no plano $z = 0$ ($\theta_y=0$). A carga aplicada em todos os modelos corresponde à solicitação estática da composição de 10 toneladas por roda a $x = L_x/2$.

Os elementos presentes nos modelos 3D 1 a 5 foram discretizados com as seguintes malhas ilustradas na Figura 4.15.

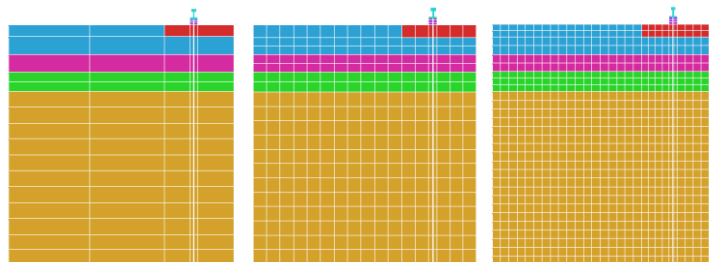


Figura 4.15: Refinamento dos modelos tridimensionais com malha 1 (esquerda), malha 2 (centro) e malha 3 (direita)

4.2.2.3 Refinamento da malha

Para avaliação do grau de convergência dos modelos tridimensionais, foram utilizadas 3 malhas (acima ilustradas) no modelo 3D 5 S30 (referência), e seleccionado o deslocamento no topo do carril e a tensão vertical da plataforma sobre o plano de carregamento como parâmetros de sensibilidade. Os resultados obtidos para a análise estática estão esquematizados na seguinte tabela:

Tabela 4.10: Convergência dos resultados dos modelos tridimensionais de acordo com as malhas utilizadas

	δ (mm)	ϵ (%)	$\sigma_{yy \text{ plat.}}$ (N/m ²)	ϵ (%)	GDL
Malha 1	3.002	-	8520.6	-	19340
Malha 2	3.049	1.57%	8685.7	1.94%	232093
Malha 3	3.059	0.33%	8730.4	0.51%	658430
Malha 3 (S/ simetria)	3.059	-	8730.4	-	2628114

Ao observar a Tabela 4.10, verifica-se que o refinamento da malha 1 para a malha 2 melhora ligeiramente os resultados, contudo o refinamento da malha 2 para a malha 3 resulta num grau de pormenor que não compensa o esforço computacional. A título de curiosidade foi construído um modelo sem simplificações por simetria com a malha 3 para averiguar se estas hipóteses eram válidas no *software* utilizado. Os resultados obtidos estão coerentes com as simplificações adoptadas. Para a calibração e validação dos restantes parâmetros será utilizada a malha 2 já que apresenta um adequado grau de pormenor.

4.2.2.4 Influência da tipologia de elemento

Com o propósito de averiguar qual o modelo utilizado que melhor se adequa à estimação do comportamento da via-férrea (balastrada) serão comparados os valores dos deslocamentos verticais do carril e tensão vertical sobre a plataforma entre os vários modelos desenvolvidos (3D 1 a 5) e com os modelos presentes na bibliografia (Ministerio de Fomento (1998), Areias (2007), Morais (2008)). Os resultados dos parâmetros mencionados encontram-se na Tabela 4.11.

Tabela 4.11: Resultados dos modelos presentes na bibliografia

		δ (mm)	$\sigma_{yy \text{ plat.}}$ (kN/m ²)
MF* (1999)	S30	3.857	-9.26
	S15	4.132	-10.36
	S00	4.340	-14.03
Areias (2007)	S30	2.753	-7.72
	S15	3.153	-9.06
	S00	3.434	-10.24
Morais (2008)	S30	2.753	-7.74
	S15	2.993	-8.67
	S00	3.303	-10.10

* Apresenta comportamento elástico-plástico da plataforma

De seguida são apresentados os resultados dos modelos construídos com os respectivos desvios percentuais aos modelos presentes na bibliografia na Tabela 4.12.

Tabela 4.12: Comparação dos deslocamentos verticais do carril entre modelos

		δ (mm)				
		3D 1	3D 2	3D 3	3D 4	3D 5
S30		3.201	3.038	2.848	2.938	3.002
S15		3.503	3.297	3.173	3.155	3.224
S00		3.889	3.619	3.552	3.443	3.503
$\Delta\varepsilon$ (%)	MF (1999)	-14.21%	-19.35%	-22.51%	-22.72%	-21.14%
	Areias (2007)	13.54%	6.77%	2.50%	2.33%	4.43%
	Morais (2008)	17.01%	10.03%	5.66%	5.44%	7.60%

Tabela 4.13: Comparação das tensões verticais na plataforma entre modelos

		$\sigma_{yy \text{ plat.}}$ (N/m ²)				
		3D 1	3D 2	3D 3	3D 4	3D 5
S30		-9.25	-8.89	-9.16	-8.12	-8.52
S15		-10.50	-9.89	-10.41	-8.98	-9.48
S00		-12.25	-11.28	-12.66	-10.36	-10.70
$\Delta\varepsilon$ (%)	MF (1999)	-3.82%	-9.36%	-3.42%	-17.26%	-13.38%
	Areias (2007)	18.45%	11.52%	19.11%	1.84%	6.54%
	Morais (2008)	20.59%	13.53%	21.25%	3.66%	8.46%

Os resultados obtidos apresentam uma boa coerência com o que é expectável, pelo que se torna possível retirar as seguintes ilações:

• **Deslocamentos**

- O modelo 3D 1 é o que apresenta piores resultados face aos modelos da bibliografia, sendo este fraco desempenho justificado pela teoria de viga simples que o elemento BEAM4 utiliza, o que se traduz em deslocamentos superiores aos restantes modelos.
- Os modelos 3D 2 e 3 exibem resultados mais próximos dos modelos de referência para validação, tendo o modelo M3 um menor erro percentual.

-
- O modelo 3D 4 é, indubitavelmente, o que mostra resultados mais próximos com os modelos da literatura, visto que usa o mesmo tipo de elementos e a mesma secção para o carril (quadrada).
 - O modelo 3D 5 expõe resultados com maiores erros percentuais que os restantes 3D 2, 3 e 4, contudo o desvio para com os modelos de referência é diminuto.

- **Tensões verticais**

- A nível de tensões verticais, os modelos que recorrem a elementos de mola-amortecedor para modelação da palmilha (3D 1, 2 e 3) têm fracos desempenhos na estimação das tensões verticais com erros percentuais superiores a 10%, à excepção do modelo elasto-plástico (MF 1999). Este aspecto deve-se ao carácter pontual de distribuição da força para a travessa, em vez de uma maior degradação através de um elemento sólido que modele a palmilha, o que fará com que as tensões sejam sobrestimadas e, daí, advém o menor erro associado ao modelo elasto-plástico que exhibe tensões verticais superiores.
- Novamente, o modelo 3D 4 é o que apresenta melhores resultados já que é o modelo geometricamente mais semelhante aos modelos de referência com desvios percentuais inferiores a 4%. Estas pequenas diferenças são justificadas principalmente pela utilização de diferentes malhas e diferentes *software's* de elementos finitos.
- O modelo 3D 5 apresenta resultados também com um baixo erro percentual ($\approx 9\%$).

Após a comparação entre os vários modelos, chega-se à conclusão que os modelos 3D 1, 2 e 3 não são adequados para uma análise tridimensional, já que, devido ao carácter pontual de transmissão do carregamento, as tensões verticais apresentam um desvio face a modelos presentes na bibliografia já validados. Os modelos 3D 4 e 5 apresentam resultados que indicam que ambos são uma boa solução para a modelação da via-férrea, sendo que o modelo 3D 5 adoptado para próximas análises pois apresenta mais semelhanças com a realidade.

4.2.2.5 Influência do domínio

A dimensão do domínio é um parâmetro a ter em consideração na calibração do modelo, uma vez que tem ainda uma importante influência nos resultados. Consequentemente são avaliadas 4 análises de sensibilidade do aumento do domínio: (i) aumento da profundidade de fundação (de 3 m para 6 e 9 m); (ii) aumento da longitude (de 5.07 m para 9.87 m, 14.67 m e 24.27 m); (iii) aumento do domínio da transversal (de 7.8 m para 10 e 12 m); (iv) aumento do domínio em várias direcções simultâneas.

Os resultados para os diferentes modelos (3D 5 S30, S15 e S00) para análise de sensibilidade do aumento de profundidade estão esquematizados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14: Influência do aumento de profundidade do modelo

Profundidade	δ (mm)	ε (%)	$\sigma_{yy \text{ plat.}}$ (N/m ²)	ε (%)
3D 5 S30 (ref.)	3.049	-	8.69	-
3D 5 S30 (6 m)	4.583	50.31%	8.50	-2.10%
3D 5 S30 (9 m)	6.158	101.97%	8.50	-2.11%
3D 5 S15 (ref.)	3.323	-	9.48	-
3D 5 S15 (6 m)	4.808	44.70%	9.45	-0.36%
3D 5 S 15 (9 m)	6.383	92.10%	9.45	-0.36%
3D 5 S00 (ref.)	3.503	-	10.703	-
3D 5 S00 (6 m)	5.093	45.39%	10.638.9	-0.61%
3D 5 S00 (9 m)	6.669	90.37%	10.637.4	-0.62%

Como seria de esperar, o aumento do domínio em profundidade (aumento da plataforma) associado ao baixo módulo de elasticidade da plataforma, torna o modelo bastante mais flexível e, conseqüentemente, o campo de deslocamentos é muito sensível a este parâmetro, já o campo de tensões revela-se mais resiliente com o aumento de profundidade. Sendo assim, a calibração da profundidade do modelo deverá ser realizada com recurso a campanhas experimentais, para averiguar qual a flexibilidade correcta da via.

No que diz respeito ao aumento da longitude do modelo, ocorre um fenómeno curioso de *uplift* do carril na extremidade do modelo, pois o aumento de longitude de 5.07 m para 9.87 m apresenta uma redução significativa dos deslocamentos na face superior do carril. Este fenómeno é justificado pelo facto da extremidade do carril estar apenas restringida na direcção do seu eixo longitudinal. Com o aumento do domínio longitudinal, este aspecto vai sendo mitigado, e para valores de longitude de cerca de 15 a 20 m, não apresenta a influência das condições de fronteira. Dado o aumento da longitude do modelo, o nível de tensão vertical sobre a plataforma reduz-se ligeiramente como seria de esperar. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.15.

Tabela 4.15: Influência do aumento de longitude do modelo

Longitude	δ (mm)	ε (%)	$\sigma_{yy \text{ plat.}}$ (N/m ²)	ε (%)
3D 5 S30 (ref.)	3.049	-	8.69	-
3D 5 S30 (9.87 m)	2.692	-11.71%	7.22	-16.83%
3D 5 S30 (14.67 m)	2.918	-4.30%	7.34	-15.50%
3D 5 S30 (24.27 m)	3.038	-0.36%	7.56	-13.00%
3D 5 S15 (ref.)	3.323	-	9.48	-
3D 5 S15 (9.87 m)	2.998	-9.77%	8.41	-11.33%
3D 5 S15 (14.67 m)	3.243	-2.39%	8.61	-9.21%
3D 5 S15 (24.27 m)	3.345	0.67%	8.75	-7.77%
3D 5 S00 (ref.)	3.503	-	10.70	-
3D5 S00 (9.87 m)	3.379	-3.54%	9.86	-7.92%
3D 5 S00 (14.67 m)	3.635	3.77%	10.09	-5.76%
3D 5 S00 (24.27 m)	3.719	6.16%	10.19	-4.79%

Face ao aumento do domínio transversal, pouca influência apresenta, sendo os resultados pouco sensíveis a esse parâmetro, obtendo valores razoáveis para valores de domínio transversal superiores a 10-12 m (\approx 4 a 5 vezes a dimensão da travessa).

Tabela 4.16: Influência do aumento do domínio transversal do modelo

Domínio transversal	δ (mm)	ε (%)	$\sigma_{yy \text{ plat.}}$ (N/m ²)	ε (%)
3D5 S30 (ref.)	3.049	-	8.69	-
3D 5 S30 (10 m)	3.152	3.38%	8.48	-2.37%
3D 5 S30 (12 m)	3.339	5.93%	8.59	1.34%
3D5 S15 (ref.)	3.3227	-	9.48	-
3D 5 S15 (10 m)	3.433	3.32%	9.52	0.40%
3D 5 S15 (12 m)	3.609	5.13%	9.66	1.50%
3D5 S00 (ref.)	3.5031	-	10.70	-
3D 5 S00 (10 m)	3.732	6.53%	10.76	0.48%
3D 5 S00 (12 m)	3.907	4.69%	10.85	0.91%

Avaliado separadamente cada parâmetro do aumento do domínio, serão realizadas alterações conjuntas do domínio para averiguar a influência do aumento do domínio em várias direcções simultaneamente.

Tabela 4.17: Influência do aumento do domínio em várias direcções

Domínio (xx-zz-yy)	δ (mm)	ε (%)	$\sigma_{\text{plat.}}$ (N/m ²)	ε (%)
3D 5 S30 (14.67 m + 7.8 + 3)	2.918	-4.30%	7.34	-15.50%
3D 5 S30 (14.67 m + 7.8 + 4)	3.062	0.43%	7.10	-18.23%
3D 5 S30 (14.67 m + 10 + 4)	3.07	0.69%	7.01	-19.32%
3D 5 S15 (14.67 m + 7.8 + 3)	3.243	-2.39%	8.61	-9.21%
3D 5 S15 (14.67 m + 7.8 + 4)	3.401	2.36%	8.28	-12.64%
3D 5 S15 (14.67 m + 10 + 4)	3.414	2.75%	8.23	-13.24%
3D 5 S00 (14.67 m + 7.8 + 3)	3.635	3.77%	10.09	-5.76%
3D 5 S00 (14.67 m + 7.8 + 4)	3.812	8.82%	9.74	-9.05%
3D 5 S00 (14.67 m + 10 + 4)	3.847	9.82%	9.70	-9.40%

Por observação da Tabela 4.17, verifica-se que o aumento em conjunto dos parâmetros do domínio torna os resultados menos variáveis, sendo adoptado um domínio de 14.67 m + 7.8 m + 4 m, como um domínio adequado para efeitos de modelação da via balastrada com as características enunciadas no exemplo deste capítulo. É importante mencionar que este processo iterativo no estudo paramétrico do domínio é uma etapa importante na modelação de vias-férreas, sendo que diferentes propriedades, geometrias e condições de fronteira do modelo alteram o domínio a adoptar.

4.2.2.6 Utilização de elementos de laje

Com o intuito de obter diagramas de momentos flectores na laje de betão (CSL) de vias em laje, é útil a implementação de elementos de laje. Para analisar o efeito será incorporado no modelo de via balastrada, um elemento de laje que modele a camada de balastro (analogia para com a CSL).

O elemento utilizado é o SHELL281 (Figura 4.16) que é adequado para a análise de lajes finas e espessas. Este elemento tem 8 nós com 6 graus de liberdade em cada nó (translações e rotações em x, y, e z). O SHELL281 pode ser utilizado para sistemas multicamadas, sendo a teoria associada ao cálculo da sua resolução, a teoria de lajes espessas Mindlin-Reissner.

O elemento de laje partilha os mesmos 8 nós com as faces dos elementos hexaédricos de 20 nós subjacentes e sobrejacentes (Figura 4.16).

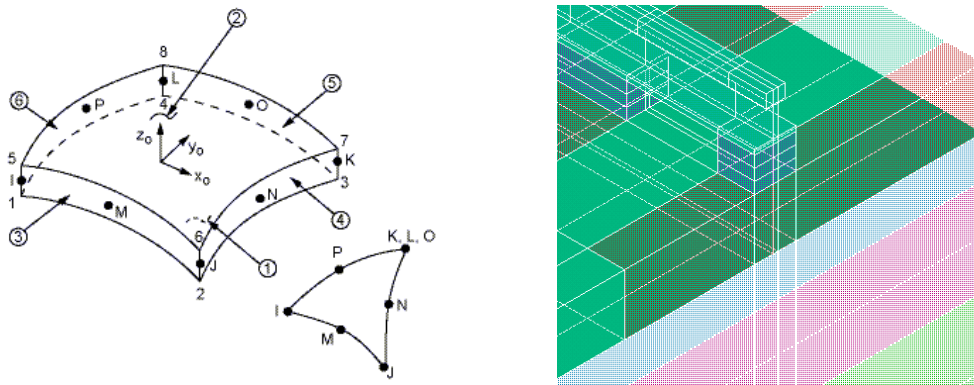


Figura 4.16: Elemento SHELL281 no *software* ANSYS™ (esquerda) e incorporação no modelo tridimensional (direita)

Os resultados dos modelos de referência 3D 5 S30, S15 e S00 estão representados na Tabela 4.18.

Tabela 4.18: Influência da utilização de elementos de laje

	δ (mm)	ε (%)	$\sigma_{yy \text{ plat.}}$ (N/m ²)	ε (%)
3D 5 S30	3.46	13.48%	10521	21.13%
3D 5 S15	3.743	12.65%	11752	23.94%
3D 5 S00	3.978	13.56%	12911	20.62%

Realça-se o facto de que a implementação de elementos de laje tornou o modelo significativamente mais flexível, com aumentos de cerca de 13% e 22% para os deslocamentos e tensões verticais da plataforma. No entanto, é importante referir que, para plataformas mais rígidas (≈ 100 MPa), a diferença diminui e que o objectivo da utilização de elementos de laje é estimar os momentos flectores que se geram na laje de betão de vias não balastradas, logo não é demasiado grosseiro considerar estes elementos para uma primeira estimativa. Ainda a notar que a laje de betão exhibe uma rigidez de grandeza superior à camada de balastro e possivelmente, esta diferença será mitigada.

4.2.2.7 Utilização de elementos de contacto

A incorporação de elementos de contacto no modelo permite modelar de forma mais correcta o comportamento real entre a travessa e o balastro através da penetração da travessa sobre o mesmo, através de uma rigidez na superfície de contacto (Figura 4.18), como também permite a ocorrência do fenómeno de *uplift* do carril.

Os elementos de contacto adoptados são o TARGET170 e o CONTACT174 (Figura 4.17), ambos elementos de contacto de superfície com 8 nós (compatibilidade com o elemento SOLID95 – 8 nós por face). O TARGET170 modela a superfície alvo (balastro) associada a uma superfície de contacto deformável (CONTACT174) que penetra na superfície alvo. O algoritmo de contacto utilizado é linear.

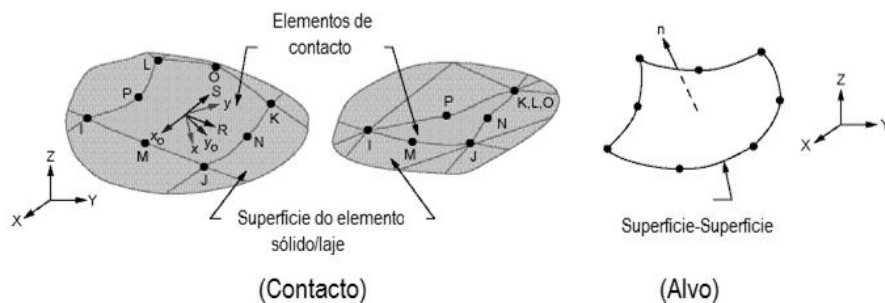


Figura 4.17: Elementos CONTACT174 (esquerda) e TARGET170 (direita) no software ANSYS™

Como é possível observar na Tabela 4.19, os elementos de contacto provocam deslocamentos maiores devido à penetração da travessa sobre o balastro, o que resulta em acréscimos de 16 a 20%. As tensões verticais sobre a plataforma, tal como os deslocamentos, sofrem acréscimos da mesma ordem de grandeza, pelo efeito penetrante da travessa (Tabela 4.19).

Tabela 4.19: Influência da utilização de elementos de contacto

	δ (mm)	ϵ (%)	$\sigma_{yy \text{ plat.}}$ (N/m ²)	ϵ (%)
3D 5 S30	3.557	16.66%	10302	18.61%
3D 5 S15	3.867	16.38%	11718	23.58%
3D 5 S00	4.221	20.49%	13696	27.96%

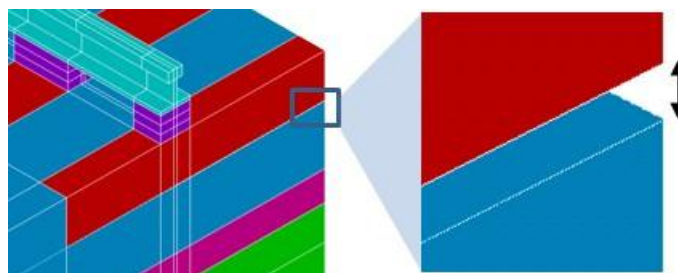


Figura 4.18: Modelo tridimensional com elementos de contacto entre a travessa e o balastro

Capítulo 5

APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO LGV-EST

Neste capítulo, serão desenvolvidos vários modelos numéricos representativos das diferentes tipologias de vias-férreas presentes na secção experimental realizada na zona de transição de Chauconin na LGV-Est Européene entre via balastrada e via em laje de betão (StedefTM). A campanha experimental efectuada recolheu medições de desempenho nas diferentes tipologias de via-férrea e respectiva transição (deslocamentos e acelerações) com a passagem de composições reais (TGV-*Réseau* UM e MS).

Estas medições experimentais *in situ* são informações preponderantes para uma adequada validação dos modelos numéricos a desenvolver, sendo complementada com recurso a ábacos de influência de sistemas multicamadas, outros modelos numéricos já validados e outras campanhas experimentais realizadas em linhas europeias.

5.1 Descrição do caso de estudo

A LGV-Est (*Ligne à Grande Vitesse Eastern*) é um projecto inserido na rede de alta velocidade francesa que se iniciou em 1985, e surgiu no intuito de criar uma rota entre Paris e as principais cidades orientais de França, bem como várias cidades suíças e alemãs.

A 1ª fase do projecto estabelece a ligação entre Vaires-sur-Marne (25 km a Este de Paris) e Baudrecourt (30 km a Sul de Metz) perfazendo uma distância de 300 km, enquanto a 2ª fase faz a ligação remanescente entre Baudrecourt e Vendenheim (10 km a norte de Estrasburgo) com 106 km (Kable, 2014).

A 1ª fase do projecto da LGV-Est que estabelece ligação entre Vaires-sur-Marne e Baudrecourt iniciou a sua construção em 2002, sendo esta concluída em 2007 com um custo total de 5.5 mil milhões de euros, cujo retorno de investimento está estimado ser amortizado em 15 anos. O percurso restante é garantido por via balastrada convencional com uma velocidade de operação de 160 km/h. Esta nova linha é composta por uma via balastrada dupla de bitola europeia com uma velocidade máxima de 350 km/h, embora a velocidade de operação seja de 320 km/h.

Desde a abertura da LGV-Est, as viagens para as cidades orientais de França sofreram uma redução de tempo significativa, nomeadamente Paris-Estrasburgo com uma redução de tempo de viagem de 4h para 2h20m e Paris-Metz/Nancy de 2h45m para 1h30m (RFF, 2014).

Esta nova linha da LGV não exige a construção de numerosos viadutos nem de túneis, sendo quase a totalidade da sua extensão em via balastrada, à excepção de um troço de carácter experimental em laje de betão com 2 km junto da cidade de Meaux (a 20 km de Vaires-sur-Maine).

A construção deste troço experimental foi proposta pela SNCF à RFF (*Réseau Ferré de France*) com o intuito de estudar e adquirir experiência acerca de vias-férreas sobre laje de betão. A vasta experiência de alta velocidade do departamento de engenharia da SNCF cinge-se na grande maioria à via balastrada, na qual foram desenvolvidos grandes avanços no seu dimensionamento, em parte através da diminuição das solicitações dinâmicas. Estes desenvolvimentos na via balastrada foram alcançados através de reduções da massa não suspensa dos veículos e de exigentes limites de qualidade geométrica da via e das rodas dos veículos. Contudo, para manter as solicitações dinâmicas entre limites aceitáveis é necessário mover operações de manutenção com bastante mais frequência, o que se repercute num maior custo do ciclo de vida da via balastrada, suscitando o interesse dos engenheiros da SNCF para a solução não balastrada.

5.2 Caracterização da via e dos comboios

O ambiente experimental em que foram realizadas as medições é composto por uma via balastrada, uma via em laje de betão e duas zonas de transição.

A tipologia de via balastrada encontra-se esquematizada na Figura 5.1, sendo composta por um armamento de via com carris UIC60, palmilhas elásticas ($180 \times 148 \times 9 \text{ mm}^3$), sistema de fixação Pandrol Fastclip™, travessas monobloco Sateba™ D450, e no que diz respeito à infraestrutura, por uma camada de balastro (31 cm) e de sub-balastro (20 cm). Face à tipologia de via balastrada ZT1 (Figura 2.1), esta difere da anteriormente descrita na inclusão de uma camada de elastómero (UBM – *under ballast mat* com 30 mm) sob a camada de balastro (21.7 cm) e na substituição da camada de sub-balastro por uma camada de ligante hidráulico (28 cm). As propriedades mecânicas de cada elemento serão dissecadas nos capítulos seguintes.

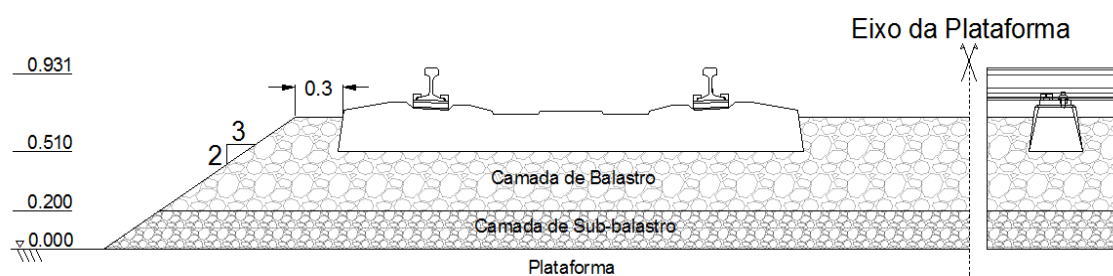


Figura 5.1: Representação esquemática da via balastrada corrente no caso de estudo Chauconin (adaptado de (SNCF, 2005) e (SNCF, 2012))

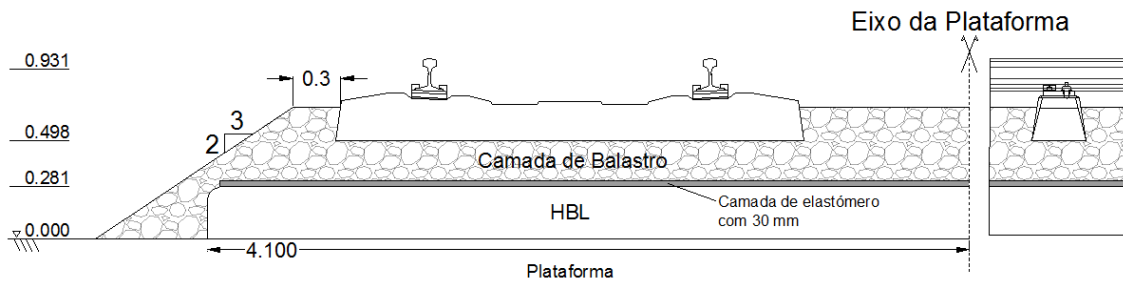


Figura 5.2: Representação esquemática da via balastrada ZT1 do caso de estudo Chauconin (adaptado de (SNCF, 2005) e (SNCF, 2012))

A tipologia de via em laje de betão (Figura 5.3) utilizada neste troço experimental é o sistema Stedef™ desenvolvido pelo engenheiro da SNCF Roger Sonnevile. Resumidamente, as características essenciais deste sistema são os dois níveis de ajustamento elástico, a facilidade em substituição das travessas e a betonagem da laje bifaseada.

O armamento da via é semelhante ao da via balastrada, cujas diferenças residem apenas na travessa bibloco utilizada (Sateba™ D453 IP). De modo a recriar a elasticidade garantida pela camada de balastro e sub-balastro, a travessa bibloco é envolvida por uma cápsula de elastómero que contém um segundo nível elástico (USP com 656x228x12 mm³) no fundo da mesma, e lateralmente (entre a cápsula e a travessa) são colocadas palmilhas resilientes que asseguram uma ligação flexível entre a cápsula e a travessa. Por sua vez, a cápsula de elastómero encontra-se embebida numa camada de betão de enchimento que preenche a previamente construída laje de betão em forma de trincheira (Dieleman, *et al.*, 2008).

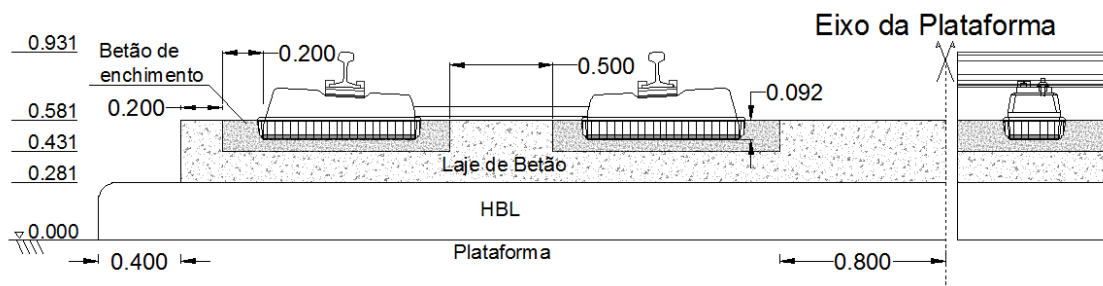


Figura 5.3 - Representação esquemática da via em laje de betão (Stedef™) no caso de estudo Chauconin (adaptado de (SNCF, 2004), (SNCF, 2005) e (SNCF, 2012))

A 1ª fase consiste na betonagem de um betão C35/45, com granulometria 0/20 através de uma pavimentadora sob a forma de um “recipiente”, que servirá de suporte para a camada a betonar na 2ª fase. Esta camada inicial, uma vez que tem dispostas armaduras longitudinais e transversais, contém uma tela impermeabilizante de poliuretano para evitar a infiltração de água e conseqüente corrosão de armaduras. A 2ª fase de betonagem recorre a um betão C30/37 com granulometria 0/12 reforçado com fibras de propileno (900 g/m³) e o respectivo ajuste da travessa e carril (Dieleman, *et al.*, 2008).

Como última camada antes da plataforma, encontra-se uma camada de ligante hidráulico, cuja função é garantir a durabilidade de toda a estrutura sob as solicitações ferroviárias. Na Figura 5.4, é possível observar as duas tipologias de via-férrea presentes no caso de estudo.



Figura 5.4: Zona de transição de via balastrada para via não balastrada no troço experimental Chauconin (SNCF, 2012)

No que diz respeito ao material circulante em operação na LGV-Est em circulação no troço experimental, são o TGV-*Réseau* (SNCF) e o ICE (DB), contudo as medições registadas são apenas as que correspondem a circulações do TGV-*Réseau*.

O TGV *Réseau* US (*Unité Singulière*) apresenta 10 carruagens (2 propulsoras e 8 de passageiros) num total de 200 metros, sendo o dobro no caso da versão MS (*Unité Multiple*), com espaçamento de 14 e 18.7 metros entre *bogies* para as carruagens motores e de passageiros respectivamente. As solicitações estáticas da composição estão esquematizadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Solicitação estática do material circulante no troço experimental Chauconin (Ferreira, 2010)

TGV <i>Réseau</i>				
2 Rodas (kN)	1/2 Bogie (kN)	1/4 Caixa (kN)	Q/eixo (kN)	Q/roda (kN)
20	11.7	133	164.7	82.35

5.3 Resultados de medições experimentais

A medição de deslocamentos foi realizada em duas campanhas experimentais distintas. A primeira foi com recurso a um veículo EMW ($Q_{roda}=10$ toneladas) com recolha de informação quasi-estática (15 km/h) em 3 zonas distintas (via 1 e 2 – Lado Estrasburgo e via 2 – Lado Paris) com registo no deslocamento vertical do carril.

A segunda campanha experimental foi realizada com as passagens reais do material circulante em operação no troço experimental com velocidade média de circulação reduzida de 320 km/h para 230 km/h. As medições de deslocamentos e acelerações sobre a travessa foram realizadas na transição do lado Estrasburgo (PQ 20.430) nas 2 vias entre 2008 e 2011. O esquema de ensaio dos deslocamentos está visível na Figura 5.5.



Figura 5.5: Sistema de medição de deslocamentos na via balastrada (esquerda) e via em laje de betão (direita) (SNCF, 2012)

A gama dos deslocamentos estáticos (EMW) e dinâmicos (TGV) obtidos através da passagem de circulações, com o devido tratamento estatístico, encontra-se na Figura 5.6:

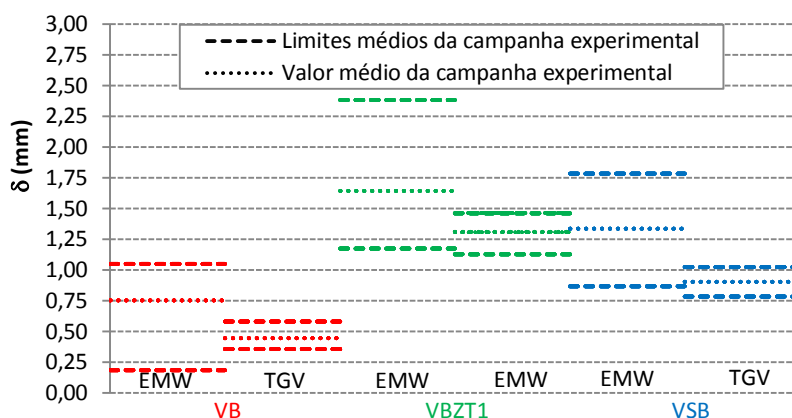


Figura 5.6: Gama de deslocamentos estáticos e dinâmicos para as diferentes tipologias de via do caso de estudo Chauconin (SNCF, 2012)

5.4 Modelação numérica do caso de estudo

5.4.1 Modelação dos elementos

A modelação numérica dos diferentes elementos das tipologias de via-férrea presentes no troço experimental Chauconin foi realizada de acordo com as características geométricas e mecânicas registadas na bibliografia disponibilizada pelo Departamento de Estudo de Vias da Direcção Técnica da SNCF, bem como as conclusões face à construção do modelo numérico retiradas do Capítulo 4. Assim, e tendo em conta a geometria das respectivas tipologias de via, a modelação de cada elemento é realizada do seguinte modo:

NOTA: as terminologias VB, VBZT1 e VSB dizem respeito aos modelos numéricos da via balastrada, via balastrada na zona de transição 1 e via sem balastro, respectivamente.

- **Carril**

O carril utiliza as propriedades correntes do perfil UIC60 esquematizadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Propriedades mecânicas e geométricas do carril dos modelos do caso de estudo Chauconin

Carril	E (MPa)	ν (-)	ρ (kg/m)	Secção	Bitola (m)	Elemento
VB/ VBZT1/ VSB	205 800	0.3	60	Perfil I	Europeia (1.435)	SOLID 95

- **Palmilha elástica & USP**

As palmilhas serão modeladas através de medidas aproximadas com o intuito de simplificar geometricamente o modelo, em que o seu comprimento é igual ao comprimento da travessa e a sua largura é igual à da flange do carril. A altura da palmilha é mantida e para tal adopta-se uma dimensão da malha de elementos que não suscite problemas na matriz de rigidez. Apesar das dimensões adoptadas no modelo não serem as reais, o cálculo do módulo de elasticidade da palmilha utiliza as dimensões utilizadas no modelo e portanto, a rigidez vertical é equivalente à palmilha real. As propriedades do sistema elástico estão expostas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Propriedades mecânicas e geométricas das palmilhas dos modelos do caso de estudo Chauconin (SNCF, 2012)

	Palmilhas elásticas	K_p (kN/mm)	E (MPa)	ν (-)	ρ (kg/m ³)	yy/xx/zz (mm ³)	Elemento
1º Nível (Railpad)	VB/ VBZT1	90/120*	15.62/ 20.69	0.25	900	9x290x150	SOLID 95
	VSB		15.20/ 20.27			9x296x150	
2º Nível (USP)	VSB	21/35*	0.971/ 1.618	0.25	900	12x296x731	

*Rigidez vertical estática/ rigidez vertical dinâmica

- **Travessas**

As travessas utilizadas, como anteriormente mencionado, são travessas monobloco SATEBA™ D450 (VB e VBZT1) e SATEBA™ D430 IP (VSB). As dimensões utilizadas no modelo são aproximadas as de um paralelepípedo que apresenta o mesmo peso e a mesma rigidez de flexão das travessas reais (Tabela 5.4).

Tabela 5.4: Propriedades mecânicas e geométricas das travessas dos modelos do caso de estudo Chauconin (SNCF, 2012)

Travessas	Modelo	E (MPa)	ν (-)	ρ (kg/m ³)	yy/xx/zz (mm ³)	Elemento
VB/ VBZT1	SATEBA™ M450	30 000	0.25	2400	220x290x2415	SOLID 95
VSB	SATEBA™ D430 IP	43 000	0.2		210x2961x2298 (bloco = 731 mm)	

- **Cantoneira Metálica**

A cantoneira metálica que une os dois blocos da travessa bibloco é modelada através de um elemento de viga tridimensional com as propriedades da cantoneira real (Tabela 5.5).

Tabela 5.5: Propriedades mecânicas e geométricas da cantoneira metálica do VSB do caso de estudo Chauconin (SNCF, 2012)

Cantoneira metálica	E (MPa)	ν (-)	A (mm ²)	$I_y = I_z$ (mm ⁴)	J (mm ⁴)	ρ (kg/m ³)	Elemento
VSB	205 800	0.3	903	461000	922000	7800	BEAM4

- **Sistema Multicamada**

As camadas de balastro, sub-balastro, camada tratada com ligante hidráulico (HBL), laje de betão (CSL), betão de enchimento e elastómero (UBM) são modeladas com a mesma geometria do caso

de estudo (Tabela 5.6). A plataforma é modelada com uma profundidade de 4 m.

Tabela 5.6: Propriedades mecânicas e geométricas do sistema multicamada dos modelos do caso de estudo Chauconin (SNCF, 2012)

Camada	Modelo	E (MPa)	ν (-)	ρ (kg/m ³)	yy (mm)	Elemento
Balastro	VB	200	0.35	1700	300	SOLID 95
	VBZT1				217	
Sub-balastro	VB	180	0.35	2135	200	
UBM	VBZT1	1.575 (0.0525 N/mm ³)	0.25	900	30	
Betão de enchimento	VSB	34 000	0.2	2400	92	
CSL	VSB	38 000	0.2	2400	150	
HBL	VBZT1/ VSB	23 000	0.23	2000	281	
Plataforma	VB/ VBZT1/ VSB	100	0.3	1800	4000	

Com o propósito de avaliar a influência de elementos de contacto nos perfis de tensões dos modelos, foram desenvolvidos variantes dos modelos numéricos que incorporam este tipo de elementos (TARGET170 e CONTACT174) em certas interfaces da via. As variantes dos modelos que serão avaliadas encontram-se abaixo esquematizadas na Tabela 5.7. O tipo de contacto modelado é sem atrito (*perfect sliding*) e sem separação na direcção ortogonal das superfícies de contacto e alvo (*no separation always*).

Tabela 5.7: Variantes dos modelos numéricos do caso de estudo

Modelo	Variante	Interfaces com elementos de contacto		
		Travessa/ Balastro (CSL)	Balastro (CSL) / Sub-balastro (HBL)	Sub-balastro (HBL) / Plataforma
VB/ VBZT1	S/C	x	x	x
	T	✓	x	x
	TBS/ TBH	✓	✓	✓
VSB	S/C	x	x	x
	CH	x	✓	✓

5.4.2 Domínio de análise, condições de fronteira e carregamento

Tendo em conta o estudo e análise de sensibilidade realizada ao domínio do modelo efectuado no Capítulo 4, e empregando o processo iterativo enunciado, adopta-se uma longitude de 12 m (21 travessas com afastamento de 60 cm). Visto que a plataforma tem uma rigidez de uma ordem de grandeza superior às do modelo utilizado na análise de sensibilidade do domínio no Capítulo 4, poder-se-ia ter adoptado uma longitude ligeiramente menor, contudo para os casos de carregamentos “dinâmicos”, cujo modelo de carregamento incorpora a distância entre *bogies* e, conseqüentemente, aumenta a zona de influência do carregamento e para situações de alteração de rigidez (a abordar mais à frente neste documento) justifica-se o domínio ligeiramente maior. A nível de domínio longitudinal e transversal, os modelos são idênticos, sendo o domínio transversal de 7.5 m. A profundidade de cada modelo será 4.911 m, 4.899 e 4.913 para o modelo VB, VBZT1 e a VSB, respectivamente.

É adoptada a simplificação por dupla simetria e as condições de fronteira adoptadas são equivalentes às abordadas no Capítulo 4, referentes ao modelo tridimensional do sistema comboio-via-solo, com restrição dos deslocamentos na direcção ortogonal ao plano e condição de simetria nos planos $z = 0$ e $x = L_x$. Estando apresentadas todas as condições para a definição completa dos modelos, estes encontram-se representados na Figura 5.7.

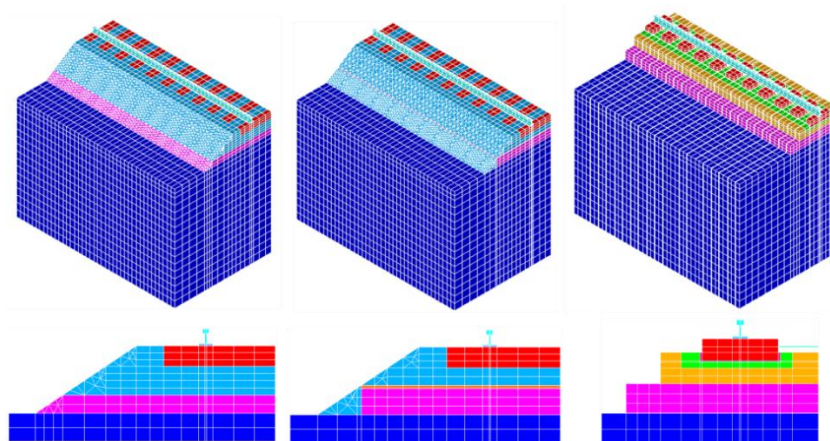


Figura 5.7: Modelos numéricos desenvolvidos para as tipologias VB (esquerda), VBZT1 (centro) e VSB (direita)

O modelo utilizado para o comboio corresponde aos carregamentos estáticos e dinâmicos da composição do TGV-Réseau (carga concentrada a $L_x/2 - 1.5$ m – distância entre bogies de 3 m) e do vagão EMW (carga concentrada a $L_x/2$). Os carregamentos estáticos são 82.35 kN/roda e 98 kN/roda (10 toneladas) para a composição TGV-Réseau e vagão EMW, respectivamente (Figura 5.8).

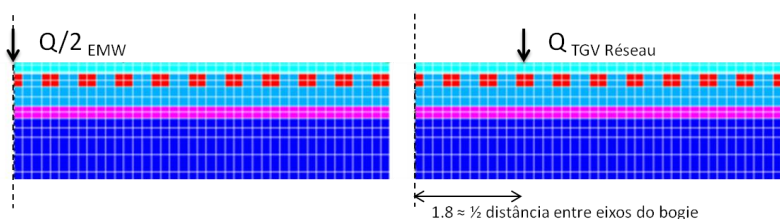


Figura 5.8: Modelos de carregamento estático (esquerda) e dinâmico (direita) para o caso de estudo Chauconin

No que diz respeito aos carregamentos dinâmicos, serão quantificados de acordo com as teorias de amplificação dinâmicas desenvolvidas na segunda metade do último século. Entre as quais, utilizam-se as seguintes:

- **Prud'Homme (1970):**

$$\Delta Q_{total} = Q_{estático} + 2\sqrt{\sigma^2(\Delta Q_S) + \sigma^2(\Delta Q_{NS})} \quad (5.1)$$

- $\sigma(\Delta Q_{NS})$ é o desvio padrão da sobrecarga aleatória devido à oscilação das massas não suspensas para um intervalo de 95.4%, dado por $\sigma(\Delta Q_{NS}) = 0.45 \cdot \frac{V}{100} \cdot b \cdot \sqrt{m_{NS} \cdot k \cdot \gamma(\varepsilon)}$ com V a velocidade de circulação do veículo (km/h); b a variável relacionada com os defeitos da via (flecha máxima em mm com base de 3 m, ≈ 1

mm para linhas novas); m_{NS} a massa não suspensa do veículo em toneladas (TGV \approx 0.8 ton); k a rigidez vertical da via (valor calculado através do modelo para um ensaio estático de 10 ton); $\gamma(\varepsilon)$ é o amortecimento da via ($\gamma(\varepsilon) \approx 1$ para alta velocidade).

- $\sigma(\Delta Q_S)$ é o desvio padrão da sobrecarga aleatória devido à oscilação das massas suspensas para um intervalo de 95.4%, dado por $\sigma(\Delta Q_S) = \alpha Q_n$ com α o coeficiente que depende se o material é rebocado ($\alpha_{m\acute{a}x} = 0.11$) ou é motor ($\alpha_{m\acute{a}x} = 0.16$); Q_n é a carga estática por eixo.

- **Eisenmann (1993):**

$$C_d = 1 + t \cdot s \cdot \varphi \quad (5.2)$$

- t é um factor de segurança estatístico, com $t = 1, 2$ ou 3 para 68.3%, 95.5% e 99.7% dos valores. (Será adoptado $t = 1$ para ser mais comum e ser mais abrangente nas solicitações durante a campanha experimental).
- s é um factor que depende do estado da infra-estrutura, com $s = 0.1, 0.2$ ou 0.3 para muito bom, bom ou mau estado respectivamente. Uma vez que o troço experimental está inserido numa linha nova, considera-se que a via está em muito bom estado, logo $s = 0.1$.
- φ é um factor dependente da velocidade de circulação do veículo, com $\varphi = 1$ para $V \leq 60$ km/h, e $\varphi = 1 + \frac{V-60}{140}$ para $V > 60$ km/h.

Considerando as formulações acima mencionadas, os carregamentos amplificados da solicitação estática do TGV-*Réseau* encontram-se esquematizados na tabela abaixo:

Tabela 5.8: Amplificações dinâmicas do carregamento estático para as várias tipologias do caso de estudo

	VB (kN)	VBZT1 (kN)	VSB (kN)
Prud' Homme (1970)	114.11	112.95	111.91
Eisenmann (1993)		94.47	

5.5 Resultados obtidos

Para reforçar o grau de confiança nos modelos construídos e torná-los numa ferramenta para a estimativa do comportamento das diferentes tipologias ferroviárias, será realizada a validação dos modelos numéricos desenvolvidos com os resultados experimentais. Neste subcapítulo, serão realizadas variantes dos mesmos com o objectivo de avaliar a flexibilidade vertical das diferentes tipologias de vias. Para cada um dos modelos (VB, VBZT1 e VSB) será aplicada três tipologias de variáveis, sendo que a primeira é de natureza material, em que a

primeira variante é o modelo base, cujas propriedades dos elementos são modeladas de acordo com a bibliografia disponibilizada e, em seguida, será aplicado um acréscimo de rigidez em 25% nos elementos com variabilidade nas suas características mecânicas como é o caso do balastro (VB e VBZT1), sub-balastro (VB) e plataforma (VB, VBZT1, VSB). Considera-se que os restantes elementos tem uma qualidade na produção suficiente para que se garanta um adequado grau de confiança nas características disponibilizadas.

A segunda variante consiste em aplicar diferentes carregamentos, um estático (EMW) e 2 dinâmicos (solicitação estática TGV *Réseau* com amplificação de acordo com a formulação de Eisenmann e de Prud' Homme). Finalmente, a 3ª variante inclui alterações nos modelos VB e VBZT1, nomeadamente na introdução de elementos de contacto na interface entre a travessa e o balastro (as restantes variantes com elementos de contacto no sistema multicamada não possuem influência significativa na flexibilidade vertical da via quando comparados com os abordados nesta avaliação).

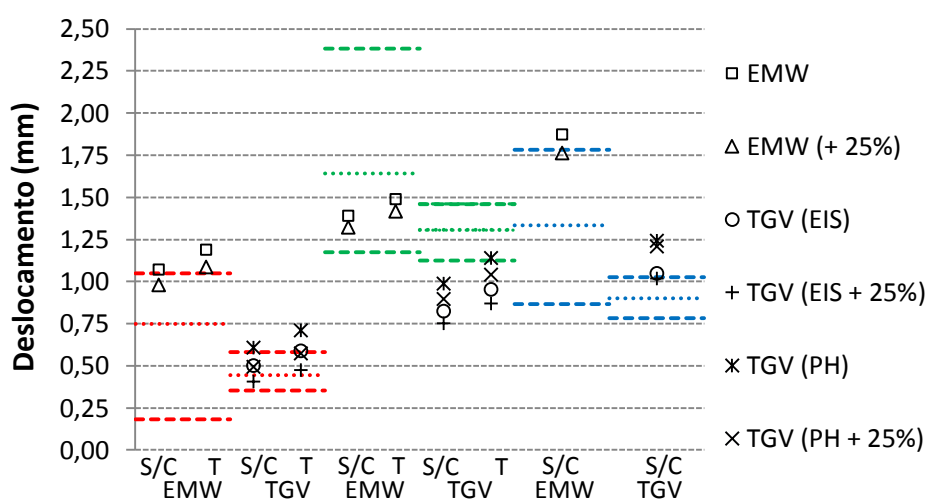


Figura 5.9: Deslocamentos verticais máximos obtidos dos modelos numéricos com as respectivas variantes

5.6 Validação dos modelos

5.6.1 Caso de estudo Chauconin

Através dos resultados obtidos na campanha experimental efectuada na transição Chauconin na linha LGV-Est previamente abordados, verifica-se que, no caso da via balastrada, os resultados numéricos encontram-se ligeiramente sobre o limite máximo da gama de valores experimentais, revelando que o modelo numérico encontra-se ligeiramente mais flexível que a estrutura real da via balastrada. Porém, quer no caso dos deslocamentos no topo do carril solicitados pelo vagão EMW, quer no deslocamento no topo da travessa solicitada pela

composição TGV *Réseau* pela formulação de Eisenmann, os resultados obtidos são satisfatórios, estando compreendidos na grande maioria das variantes do modelo VB dentro da gama de valores observados experimentalmente. Os resultados obtidos pelo carregamento TGV-*Réseau* pela formulação de Prud'Homme encontram-se acima dos limites máximos, sendo que para o caso da utilização de elementos de contacto sobre as travessas, esse acréscimo ultrapassa os 20% do limite máximo dos valores médios observados. Este aspecto é justificado pela avaliação de defeitos na via demasiado penalizadora, pois pelos resultados experimentais obtidos verifica-se que como se trata de uma linha recente, as amplificações dinâmicas do carregamento são inferiores às expectáveis. A interpretação realizada para a via balastrada é em tanto análogo para o caso da via em laje de betão, exibindo a mesma tendência.

No caso da via balastrada na zona de transição 1, os valores obtidos para quase todas as variantes efectuadas estão abaixo da gama de valores observados experimentalmente, tornando-a muito menos rígida do que a via real o que não é coerente com os resultados obtidos nos restantes modelos (VB e VSB), o que sugere uma ligeira tendência para uma maior flexibilidade do modelo face à realidade. Uma possível causa para tal aspecto poderá ser a sobrestimação da rigidez vertical do UBM sob a camada de balastro que, devido a fadiga precoce do material entre outros efeitos não lineares, poderá apresentar uma rigidez muito menor à estimada. Para tal, e com o objectivo de averiguar a influência deste elemento na flexibilidade da via, reduzir-se-á a sua rigidez vertical em 3 vezes (0.0525 N/mm^3 para 0.0175 N/mm^3), obtendo-se os resultados presentes na Tabela 5.9 e Figura 5.10:

Tabela 5.9: Deslocamentos máximos obtidos para a VBZT1 com redução de rigidez do elastómero

		Referência	+25%
		$\delta_{\text{carril}}(\text{mm})$	
EMW	S/ C	2.025 (✓)	1.942 (✓)
	T	2.240 (✓)	2.159 (✓)
		$\delta_{\text{travessa}}(\text{mm})$	
TGV	S/ C	1.427 (✓)	1.332 (✓)
	EIS T	1.659 (13.6%)	1.563 (7.1%)

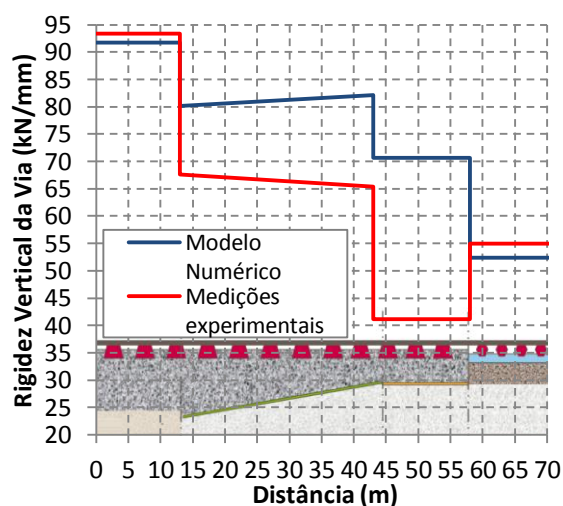


Figura 5.10: Comparação entre a rigidez vertical da via obtida experimentalmente e numericamente

Com a redução de rigidez da camada de elastómero, os resultados obtidos ajustam-se melhor à tendência observada no modelo da via balastrada VBZT1 aproximando-se do limite superior da gama de deslocamentos observados.

De acordo com a bibliografia existente, a rigidez teórica (obtida numericamente) da via encontra-se coerente, apresentando uma diminuição gradual no sentido VB-VSB e vice-versa no sentido contrário, de modo a minimizar a solitação dinâmica sobre a via e consequentemente, mitigar a degradação precoce da qualidade geométrica da transição, que por sua vez é uma zona cuja manutenção é mais onerosa.

Outro aspecto importante a referir, é a rigidez vertical da via balastrada corrente e a via em laje de betão que se encontram fora dos parâmetros óptimos, sendo que a rigidez óptima para minimizar os custos de manutenção de uma via de alta velocidade encontra-se entre 70 e 80 kN/mm (Teixeira, 2003). No caso da via balastrada, cuja rigidez vertical é superior ao intervalo mencionado significa que as solicitações dinâmicas serão superiores e originará maiores custos de manutenção no futuro. Já a via em laje de betão com a sua baixa rigidez acarreta um maior consumo de energia por parte dos comboios.

5.6.2 Formulações teóricas

No processo de validação dos modelos numéricos, utilizar-se-á duas abordagens teóricas para a validação dos modelos no que diz respeito a tensões verticais (σ_{yy}), sendo estas através dos ábacos de Burmister (2 camadas elásticas) e dos ábacos de Jones & Piatte (3 camadas elásticas) (Figura 5.11).

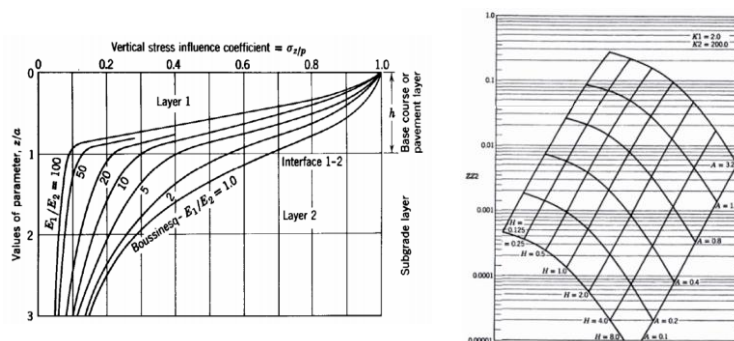


Figura 5.11: Ábacos de influência para sistemas de 2 (esquerda) e 3 camadas elásticas (direita)

Dada a complexidade geométrica e a variabilidade das características mecânicas dos elementos que constituem as diferentes tipologias de via, este processo de validação por via teórica apresenta algumas dificuldades na sua aplicação, bem como a adopção de inúmeras hipóteses simplificativas. Para o caso da via balastrada, as hipóteses adoptadas são:

- Adopção de zona de carregamento circular considerando uma área de contacto que é aproximadamente de duas vezes o comprimento do extradorso da travessa multiplicado pela largura da travessa e utilizar o raio da área circular equivalente ($R \approx 0.29$ m).

- No caso da validação através do modelo de Burmister de 2 camadas elásticas, assume-se que:
 - No cálculo de tensões entre o sub-balastro e a plataforma, assume-se que o balastro e o sub-balastro são reagrupados numa camada de igual espessura e rigidez equivalente através da expressão desenvolvida para sistemas de 3 camadas por Thenn & Borrows (1966):

$$E_{eq} = \left(\frac{h_1^3 \sqrt{E_1} + h_2^3 \sqrt{E_2}}{h_1 + h_2} \right)^3 \quad (5.3)$$

Onde E_{eq} é o módulo de elasticidade equivalente das duas camadas superiores, h_1 e h_2 são as espessuras da camada superior (balastro) e intermédia (sub-balastro), respectivamente, e E_1 e E_2 são os módulos de elasticidade correspondentes.

- No cálculo de tensões entre o sub-balastro e o balastro, utilizar-se-á a expressão de Palmer & Barber (1940) para calcular a rigidez do conjunto plataforma-sub-balastro através da equação:

$$\frac{E_2}{E_{eq}} = \frac{E_2}{E_1} + \frac{\left(1 - \frac{E_2}{E_1}\right)}{\sqrt{1 + \frac{h_1^2 E_1^{\frac{2}{3}}}{a^2 E_2^{\frac{2}{3}}}}} \quad (5.4)$$

Onde E_{eq} é o módulo de elasticidade equivalente das duas camadas inferiores, h_1 é a espessura da camada intermédia (sub-balastro) e E_1 e E_2 são os módulos de elasticidade da camada intermédia (sub-balastro) e camada inferior (plataforma), respectivamente.

- O carregamento é directamente retirado através da reacção na travessa no modelo VB.

Explicitadas as hipóteses simplificativas adoptadas e utilizando os ábacos de Burmister e Jones & Piattie obtêm-se os seguintes resultados presentes na Tabela 5.10.

Tabela 5.10: Comparação de tensões verticais entre o modelo numérico VB e ábacos de influência

Interface	σ_{yy} (kN/m ²)		σ_{yy} (kN/m ²)	σ_{yy} (kN/m ²)	
	S/C	Modelo VB		(Burmister)	(Jones & Piattie)
Plataforma / Sub-balastro	S/C	28.34	36.01	(-21.3 %)	(-20.1%)
	T	39.58		(9.9 %)	35.47 (11.6 %)
	TBS	32.83		(-8.8%)	(7.4%)
Sub-balastro / Balastro	S/C	38.57	55.66	(-30.7%)	(-32.0%)
	T	51.78		(-7.0 %)	56.75 (-8.8 %)
	TBS	47.21		(-15.2%)	(-16.8%)

Quer pelos ábacos de Burmister, quer pelos ábacos de Jones & Piattie, os resultados obtidos são coerentes com os retirados do modelo numérico VB e as respectivas variantes (à excepção da variante sem elementos de contacto que subestima as tensões verticais face aos modelos teóricos), embora as hipóteses adoptadas sejam muito grosseiras. A variante da zona de transição da via balastrada (VBZT1) não será abordada nesta validação teórica, devido à dificuldade de incorporar a influência da camada de elastómero nos ábacos de Burmister e Jones & Piattie.

No caso da via em laje de betão, as hipóteses simplificativas adoptadas são semelhantes às aplicadas à via balastrada, diferindo apenas na zona de carregamento circular que é equivalente à área homotética do bloco da travessa bibloco SATEBA™ D430 IP acrescida de uma degradação de 45° até ao topo da laje de betão. ($R \approx 0.30$ m).

Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 5.11.

Tabela 5.11: Comparação de tensões verticais entre o modelo numérico VSB e ábacos de influência

Interface		σ_{yy} (kN/m ²)	σ_{yy} (kN/m ²)	σ_{yy} (kN/m ²)
		(Modelo VSB)	(Burmister)	(Jones & Piattie)
Plataforma / HBL	S/C	9.15	8.20	8.20
	CH	9.06		
HBL / CSL	S/C	61.11	69.74	67.68
	CH	58.65		

Ao contrário do modelo da via balastrada, os resultados obtidos para a via em laje de betão conduzem a tensões verticais (σ_{yy}) superiores na interface CSL-HBL. Esta sobrestimação pela via teórica é justificada pela degradação adoptada do carregamento a 45° no betão de enchimento, o que no modelo numérico é superior distribuindo os esforços por uma área maior, daí esta diferença.

Ainda a mencionar que utilizando os ábacos de influência de Pickett & Ray (1951) baseados na teoria de pavimentos rígidos de Westergaard, é possível obter o momento flector que actua sobre a laje através de:

$$M = \frac{ql^2N}{10\,000} \quad (5.5)$$

Em que q é a pressão de contacto sobre a laje, l é o raio de rigidez relativa e N é o número de blocos presente dentro do círculo de raio a/l , com a como sendo o raio de área de contacto do carregamento (Figura 5.12). A dificuldade de estimar teoricamente o momento flector por esta formulação reside na determinação do módulo de rigidez da plataforma K (N/mm³), contudo ao assumir com segurança que se encontra dentro do intervalo 200 kN/m³ a 500

kN/m^3 , verifica-se que o resultado obtido pelo modelo numérico encontra-se dentro da gama de valores teoricamente expectáveis (Tabela 5.12).

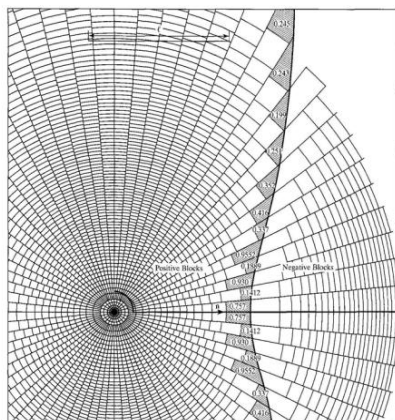


Figura 5.12: Ábaco de influência de momento flector de Pickett & Ray

Tabela 5.12: Comparação de momentos flectores entre o modelo numérico VSB e ábacos de influência

	M_{xx} (kNm/m)
Modelo VSB (CH)	1.99
Pickett & Ray ($K = 500 \text{ kN/m}^3$)	1.86
Pickett & Ray ($K = 200 \text{ kN/m}^3$)	2.50

5.6.3 Caso de Estudo Benicassim

A fim de criar assistência técnica à construção e homologação de vias em laje de betão, no ano 2002, foi construído um troço experimental compreendido entre Las Palmas de Castellón e Oropesa de Mar na linha de Valencia-Tarragona. Foram construídas 6 tipologias das vias não balastradas mais utilizadas na Europa (Edilon™, Rheda Dywidag™, Rheda 2000™, Stedef™, Getrac™ e ATD™) com um comprimento de 432 m cada, com pelo menos uma porção em aterro e outra em escavação. Este projecto foi promovido pelo grupo de trabalho formado pelo Ministerio de Fomento, ADIF e TIFSA, com o propósito de fornecer conhecimento aplicável às necessidades actuais da construção de infra-estrutura ferroviária.

O estudo consistiu em 3 fases, sendo a primeira uma fase de estudos prévios em quem se reúne a informação necessária sobre as diferentes tipologias; a segunda fase centrou-se no controlo e obtenção de dados *in situ* no que diz respeito à construção das diferentes tipologias. A última fase consiste no tratamento de dados e obtenção de conclusões mediante campanhas periódicas de auscultação da via. A fase que mais contribui para a validação de modelos numéricos (2ª fase) foi dividida em 4 campanhas experimentais com respectivo estudo da evolução temporal de parâmetros da via como tensões verticais (σ_{yy}) no sistema multicamada, deslocamentos em cada elemento da via, tensões e extensões das armaduras, vibrações, ruído e indicadores de qualidade geométrica da via.

A tipologia de via em laje de betão Stedef™ utilizada neste troço experimental apresenta ligeiras diferenças entre a tipologia do caso de estudo Chauconin, sendo estas: a espessura da laje de betão (30 cm); a ausência de bloco central (apenas um canete para colocação do

betão de enchimento); uma camada de sub-balastro de 40 cm com $E = 120$ MPa e $\nu = 0.35$ (valores correntes para linhas de alta velocidade espanholas) e uma plataforma que foi modelada com 4 metros de profundidade e $E = 80$ MPa e $\nu = 0.3$ (valor mínimo recomendado para vias em laje de betão de acordo com a homologação espanhola). As restantes propriedades mecânicas e condições de fronteira adoptadas para este modelo são equivalentes ao caso de estudo Chauconin, por não existirem dados adicionais. Neste modelo, é ainda incorporada a armadura da laje de betão (CSL) (18 ϕ 20 com recobrimento de 4 cm) através da opção *reinforcement* disponível no *software* ANSYSTM, que permite incluir em determinados elementos um reforço disposto ao longo de uma direcção com determinadas propriedades geométricas (ϕ 20) e mecânicas (A500). As cargas aplicadas sobre as campanhas experimentais foram levadas a cabo pela composição Arco/Talgo (22 ton/ eixo).

Os resultados obtidos podem ser observados na Tabela 5.13:

Tabela 5.13: Comparação entre os resultados experimentais e numéricos obtidos pelo modelo VB adaptado ao caso de estudo Benicassim

Parâmetro	Benicassim			VSB (S/ C)	VSB (CH)			
	Mín.	Médio	Máx.					
δ (mm)	Topo do carril			2.608	2.775 (6%)	2.957 (13%)		
σ_y (kN/m ²)	HBL-CSL			38.80	40.03	43.89	34.52 (*)	36.54 (*)
	Palmilha 1 - Carril			2200	2530	2904	1250.67 (*)	1361.17 (*)
σ_x (kN/m ²)	Patim (Carril)			62300			51242 (-18%)	69640 (-12%)
	Cabeça (Carril)			-63910			-63140 (-1%)	-59740 (-7%)
	Armadura CSL			-1050	-	1470	75.9 (✓)	168.6 (✓)
ϵ_{xx} (μ m/m)	Armadura CSL			-5	-	7	0.48 (✓)	1.07 (✓)

Face à flexibilidade vertical da via, o modelo numérico garante estimativas adequadas com o grau de pormenor necessário. Na interface HBL-CSL, a tensão vertical, apesar de não estar compreendida dentro do intervalo definido, está muito próxima dos limites pelo que considera um resultado aceitável. Ainda a tensão vertical debaixo da palmilha apresenta-se como aproximadamente metade da tensão verificado *in situ*, o que se encontra coerente já que a área de contacto da palmilha real é cerca de metade da palmilha modelada. Em relação às tensões longitudinais no carril, os valores obtidos vão de encontro às medições reais uma vez que o modelo do sistema carril-palmilha encontra-se já bem validado. Finalmente, a tensão observada nas armaduras é muito baixa, o que revela o seu principal papel no controlo de fendilhação por retracção do betão e gradiente de temperatura, e não como solução estrutural para a solicitação das composições ferroviárias. Em alguns casos onde a retracção seja controlada, como é o caso de túneis e estações, pode-se dispensar a armadura longitudinal.

5.7 Considerações finais

Já com o processo de descrição, desenvolvimento e validação dos modelos numéricos dos casos de estudo Chauconin, estão reunidas condições para realizar estimativas do comportamento da via balastrada e da via em laje de betão. A etapa de validação foi das que mais tempo consumiu no decorrer da dissertação, com a construção de vários modelos-variante, principalmente nas especificações do algoritmo de contacto utilizado. É utilizado o método de Lagrange aumentado com uma série de actualizações da rigidez de contacto, resultando assim num maior custo computacional, contudo acarreta menores problemas de convergência se ocorrerem deformações excessivas. De acordo com os resultados obtidos através do processo de validação efectuado e observação da distribuição de tensões longitudinal e transversal, as variantes dos modelos que melhor descrevem o comportamento da via balastrada e via em laje de betão são as que têm elementos de contacto entre a travessa e o balastro (T) para os modelos VB e VBZT1, e elementos de contacto entre as interfaces CSL/ HBL e HBL/ Plataforma (CH) no modelo VSB. Nas tipologias VB e VBZT1, as variantes (S/C) subestimam as tensões no sistema multicamada, encontrando-se assim contra a filosofia de segurança para efeitos de dimensionamento. Já a variante TBS e TBH para o caso da VB e VBZT1, respectivamente, introduz um fenómeno de flexão na camada de balastro, o que provoca um pico de tensão fora do plano vertical que contém o carregamento. Este fenómeno é justificado pela menor flexão de camadas superiores face a camadas inferiores.

No que diz respeito à utilização de uma análise com leis elasto-plásticas nos materiais granulares nos modelos VB, VBZT1 e VSB, a inclusão de uma análise não linear que contemplasse estas características não acrescentaria maior pormenor à solução apesar do conseqüente acréscimo de esforço computacional. Visto que a plataforma (que maior influência apresenta numa análise não linear) exhibe uma elevada rigidez, resultará que uma grande percentagem das deformações impostas sejam recuperáveis. A modelação da via-férrea é um processo complexo envolvendo o comportamento não linear de camadas granulares (caso da via balastrada), CSL e HBL (caso da via sobre laje de betão), elastómeros e palmilhas, que em muitas situações irá aumentar o número de variáveis para as quais não existem dados, levando a uma complexidade excessiva do modelo sem estar a obter resultados com melhor qualidade.

Capítulo 6

ESTIMATIVA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA VIA EM LAJE DE BETÃO

Após a validação dos modelos anteriormente descritos, estão reunidas condições para a realização de estimativas da resposta estrutural da via em laje de betão e a comparação com a solução balastrada, criando assim uma ferramenta com um grau de pormenor adequado para estimativas de dimensionamento. Neste capítulo, serão avaliadas a comparação estrutural (estática) a nível de tensões, deslocamentos e momentos flectores entre as soluções de via-férrea, destacando os seus pontos fortes e fracos. Com o propósito de otimizar a secção transversal da via em laje de betão StedefTM, será realizada uma análise de sensibilidade a vários parâmetros de elementos constituintes da via.

No final, este sistema patenteado francês será comparado com outras tipologias de via em laje de betão actualmente utilizadas em alta velocidade, como é o caso do sistema de travessas embebidas Rheda2000TM e de laje pré-fabricada BöglTM. Analisar-se-á a resposta estrutural das vias, bem como o seu comportamento a alterações de rigidez da plataforma. Em relação à avaliação dos diagramas de tensões na direcção longitudinal e principalmente na direcção transversal, os modelos utilizarão uma malha mais refinada nas camadas superiores para uma envolvente de tensões o mais gradual possível (Figura 6.1).

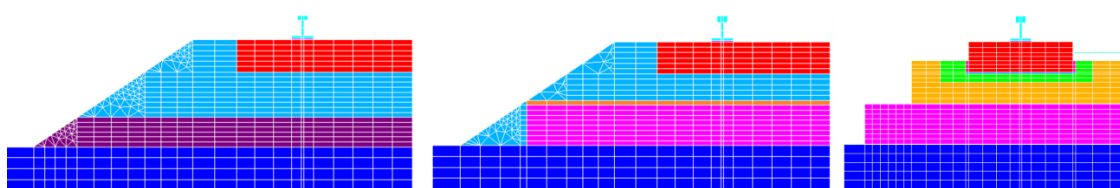


Figura 6.1: Modelos refinados para a VB (esquerda), VBZT1 (centro) e VSB (direita)

6.1 Comparação de comportamento estrutural da via balastrada com a via em laje de betão.

Como abordado anteriormente, a via balastrada e a via em laje de betão exibem diferenças significativas na tipologia dos elementos constituintes da via, pelo que são expectáveis diferenças relevantes de comportamento estrutural quando solicitadas. Para tal, será realizada uma análise a nível de deslocamentos e tensões verticais nos diferentes planos (longitudinal e

transversal) e nas diferentes interfaces entre camadas para um carregamento singular de 10 toneladas.

Devido à elevada rigidez dos elementos betonados (CSL e HBL), é necessário garantir elasticidade vertical da via através de elementos de baixa rigidez, como é o caso da palmilha elástica (*railpad*), da palmilha elástica sobre a travessa (USP) e do elastómero colocado sobre o balastro (UBM). A USP surge como um segundo nível elástico que, no contexto da via em laje de betão, interpreta um papel importante na redução de vibrações e ruído, enquanto a UBM é uma solução para evitar o esmagamento do balastro, principalmente usado em viadutos, túneis e transições, ou seja, em situações cuja plataforma seja bastante mais rígida que o balastro. A notar que a implementação da UBM é a solução mais onerosa de entre os elementos de elasticidade intermédia. Os resultados obtidos dizem respeito a um carregamento singular de 10 toneladas.

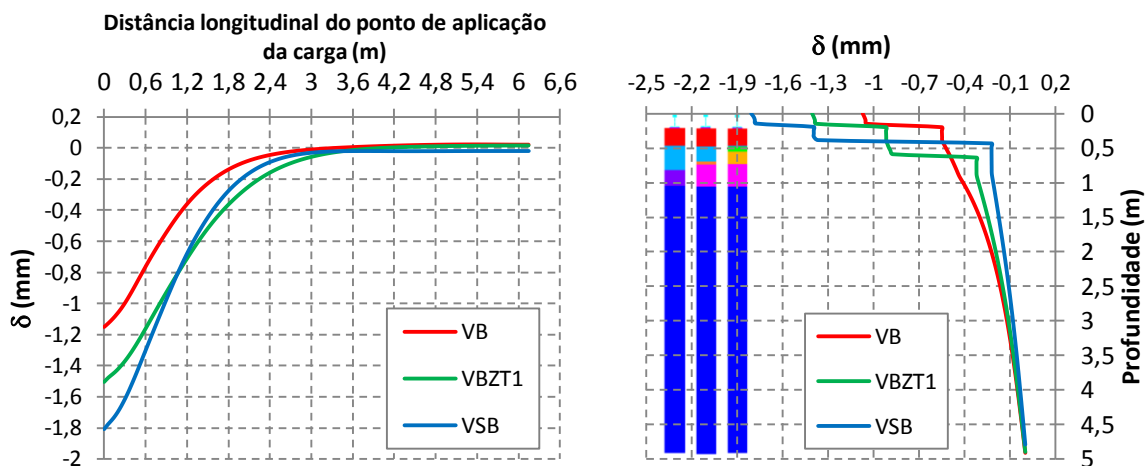


Figura 6.2: Deslocamento do carril (esquerda) e deslocamento vertical sobre o ponto de aplicação da carga (direita)

Através dos deslocamentos obtidos dos modelos numéricos (Figura 6.2), verifica-se que a solução não balastrada através da baixa rigidez do segundo nível elástico (USP) é a via mais flexível de entre as tipologias abordadas, apresentando mais de 80% do deslocamento vertical devido ao sistema elástico. Através da Figura 6.3 e Tabela 6.1, é possível observar que existe uma tendência de garantir elasticidade vertical por um sistema elástico de forma gradual no sentido VB-VSB e vice-versa, numa tentativa de substituir a elasticidade do balastro por níveis elásticos intermédios. É possível ainda notar que a VBZT1 tem uma zona de influência de deslocamento vertical maior que o modelo da VB e até do modelo da VSB, apesar de este apresentar um deslocamento superior. Este aspecto é provocado principalmente pela localização da UBM sobre o balastro e pelo seu carácter longitudinal contínuo.

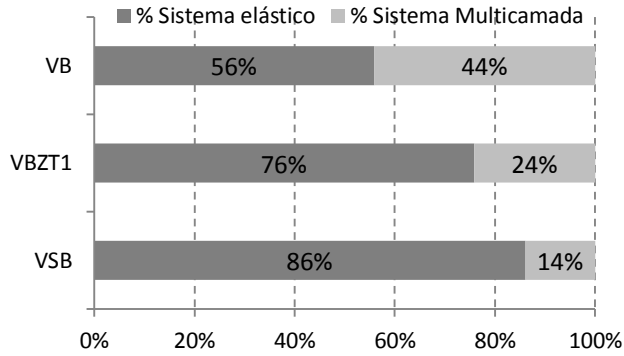


Tabela 6.1: Deslocamentos verticais e rigidez vertical das vias VB, VBZT1 e VSB

Modelo	δ (mm)	K_p (kN/mm)
VB	-1.15	85.1
VBZT1	-1.51	65.1
VSB	-1.80	52.1

Figura 6.3: Contribuição do sistema elástico e multicamada para o deslocamento vertical da via

No que diz respeito à degradação do carregamento pela superestrutura (Figura 6.4 e Tabela 6.2), como seria de esperar, a via em laje de betão apresenta uma grande concentração de tensões por baixo da travessa devido à grande rigidez conjunta da laje de betão e da camada tratada com ligante hidráulico, o que por sua vez resulta numa rápida degradação de tensões para a plataforma. A solução VBZT1 aparenta um óptimo desempenho na distribuição do carregamento devido à acção conjunta do UBM (evita a concentração de tensões sobre a HBL) e da HBL (degrada rapidamente o carregamento), apresentando uma redução de tensão vertical sobre a travessa de 60% face à solução em laje de betão e 46% face à via balastrada corrente. A solução da via em laje de betão StedefTM, devido à USP e à elevada rigidez do betão de enchimento, apresenta um patamar de tensão vertical praticamente constante (Figura 6.5).

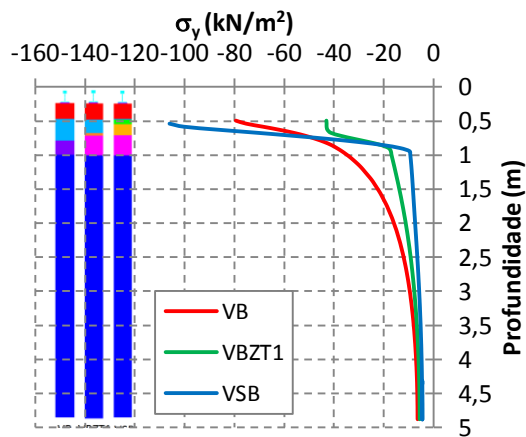


Tabela 6.2: Tensões verticais das principais interfaces dos modelos VB, VBZT1 e VSB

Interface	VB	VBZT1	VSB
Travessa – Balastro/CSL	-79.9	-42.9	-106.1
Balastro/CSL – Sub-balastro/HBL	-51.8	-42.5	-58.7
Sub-balastro/ Plat. - HBL/ Plat.	-39.6	-16.9	-9.1

Figura 6.4: Comparação entre diagramas de tensões verticais sob a carga

Na interface CSL/HBL (VSB) e analogamente nas interfaces balastro/HBL (VBZT1) e balastro/sub-balastro (VB), volta a registar-se uma grande concentração de tensões na solução da via em laje de betão na direcção transversal, causada pela interacção CSL-HBL, enquanto na solução balastrada VBZT1, o UBM volta a ter um papel importante na degradação de cargas, uniformizando as tensões, quer transversalmente, quer longitudinalmente. A solução balastrada corrente apresenta-se como uma solução intermédia na degradação de cargas a

este nível. As tipologias avaliadas apresentam-se na mesma gama de tensões verticais para esta interface, estando compreendidas entre 40 e 60 kN/m² (Figura 6.5).

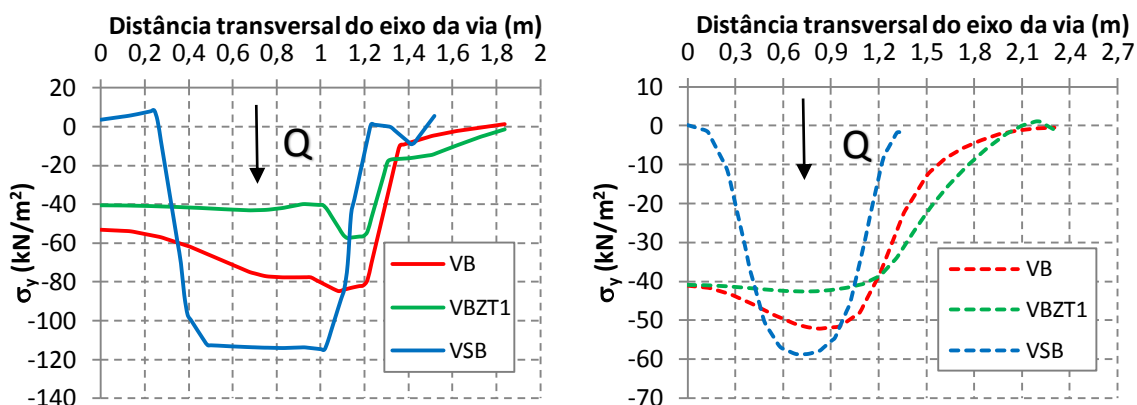


Figura 6.5: Diagrama de tensões vertical na direcção transversal nas interfaces Travessa - Balastro/ CSL (esquerda) e Balastro/ CSL - Sub-balastro/ HBL (direita)

Finalmente, são as tensões sobre a plataforma o parâmetro com maior destaque da solução em laje de betão. Por observação directa da Figura 6.6, constata-se uma redução de 77% da tensão vertical sobre a plataforma quando comparada com a solução balastrada corrente. Esta redução deve-se principalmente ao carácter uniformizador de tensões verticais da camada tratada com ligante hidráulico (HBL), que evidencia o seu papel importante para garantir a durabilidade de toda a estrutura ferroviária. A solução balastrada VBZT1, por também ter presente a HBL na sua estrutura, apresenta reduções de 46% na plataforma quando comparada com a solução corrente (Figura 6.6). Devido à rigidez deste elemento, as soluções VSB e VBZT1 não apresentam tensões máximas sobre o ponto de aplicação da carga a nível transversal. Isto deve-se a um fenómeno de flexão da HBL, que no caso da VBZT1 por ter uma dispersão transversal das tensões mais eficaz, irá provocar um máximo de tensões sobre a plataforma no eixo da via, enquanto na solução VSB, devido à elevada rigidez também da laje de betão (CSL) e consequente concentração de tensões sobre a HBL, irá promover a concentração de tensões nas extremidades da HBL e amplificar o efeito de canto na sua extremidade (Figura 6.6).

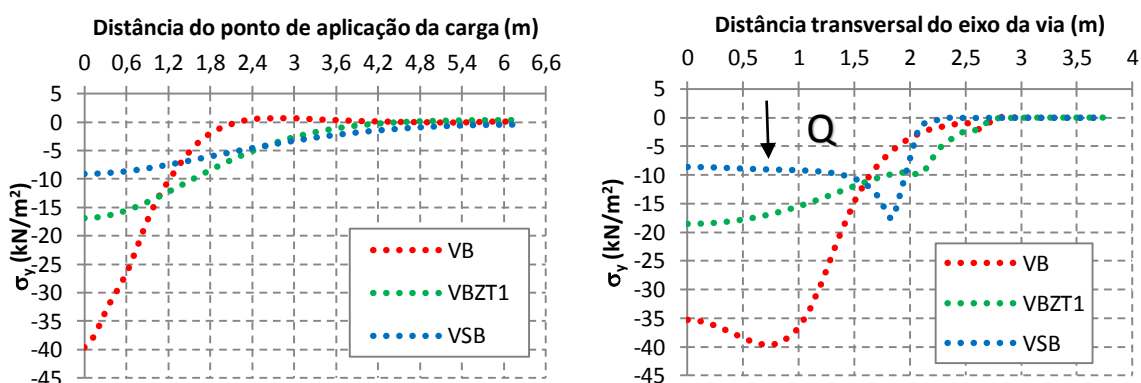


Figura 6.6: Diagrama de tensões vertical na interface Sub-balastro/ HBL – Plataforma na direcção longitudinal (esquerda) e transversal (direita)

6.2 Otimização do dimensionamento da via em laje de betão

Como já apresentado anteriormente, a solução de via em laje de betão apresenta duas grandes desvantagens, razão pela qual uma grande parte das principais administrações ferroviárias europeias têm dificuldade em apostar nesta solução, sendo o custo de investimento inicial e em caso de acidente/necessidade de correcção da geometria, as operações de manutenção são muito caras e demoradas. Para mitigar os problemas de manutenção associados, as soluções pré-fabricadas de laje flutuante (Bögl™ e Shinkasen™) oferecem soluções competitivas, contudo sem uma adequada mecanização do processo construtivo e proximidade do local de pré-fabricação, estas soluções acarretam importantes acréscimos no custo de investimento inicial.

Para tal, a área de aplicação de possíveis alterações na via incide na alteração de propriedades geométricas/mecânicas de determinados elementos, com o intuito de realizar uma análise de sensibilidade a parâmetros como deslocamentos sobre o carril, tensões entre as diferentes interfaces e momentos flectores na laje.

6.2.1 Sistema elástico

Como enunciado anteriormente, o sistema elástico nas vias em laje de betão tem uma grande importância no deslocamento vertical da via e, conseqüentemente na rigidez vertical da mesma. No caso da tipologia Stedef™, a palmilha elástica do 1º nível (*railpad*) e a do 2º nível (USP) são responsáveis por 23% e 63% do deslocamento vertical da via, o que evidencia a grande influência deste tipo de elemento no funcionamento estrutural da mesma. Então, serão realizadas 4 modelos-variante do modelo VSB original com acréscimos de 25% em cada um dos dois níveis elásticos e 50%, 100% e 200% no segundo nível elástico (Tabela 6.3). Serão apenas realizados acréscimos de rigidez, uma vez que a tipologia Stedef™ é uma das vias em laje de betão mais flexíveis actualmente, estando fora do âmbito do estudo paramétrico o seu comportamento para um nível elástico mais baixo.

Tabela 6.3: Modelos-variante para estudo paramétrico acerca dos níveis elásticos

	VSB (Ref.)	+ 25% K1 & K2	+ 50% K2	+ 100% K2	+ 200% K2
K₁ (kN/mm)	90	112.5	90	90	90
K₂ (kN/mm)	21	26.25	31.5	42	63

Aplicadas as variantes acima mencionadas, os resultados da flexibilidade vertical da via são enumerados na Tabela 6.4:

Tabela 6.4: Resultados obtidos para o estudo paramétrico do nível elástico

	VSB	+ 25% K1 & K2	+ 50% K2	+ 100% K2	+ 200% K2
δ (mm)	-1.81	-1.60	-1.55	-1.40	-1.23
K_{via} (kN/mm)	54.20	61.30	63.35	69.94	79.40
ϵ (%)	-	-12%	-14%	-22%	-32%

A influência da USP na flexibilidade vertical é bem notável nos resultados obtidos nos modelos-variante, em que se observa que existe uma forte correlação entre a rigidez do USP e a rigidez vertical da via até aos 60 kN/mm, e que o aumento de rigidez da USP aumenta a reacção sobre a travessa (maior deslocamento sobre a palmilha 1). Na Figura 6.7, é possível observar a evolução da rigidez vertical da via com o aumento da rigidez da USP (mantendo constante a rigidez da palmilha 1), onde é constatado que, na ausência da 2ª palmilha, a rigidez vertical da via tende assintoticamente para os 110 kN/mm, enquanto se se adoptar valores de rigidez na ordem de 50 a 60 kN/mm, é possível obter rigidezes correntes de via de 70 a 80 kN/mm.

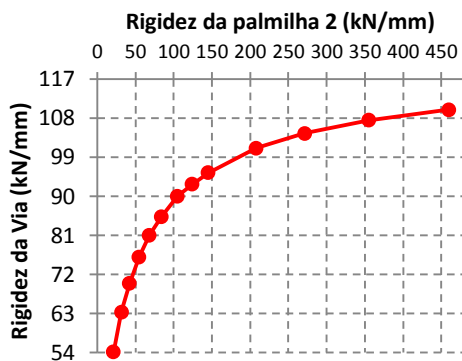


Figura 6.7: Correlação entre a rigidez da USP e a rigidez vertical da via

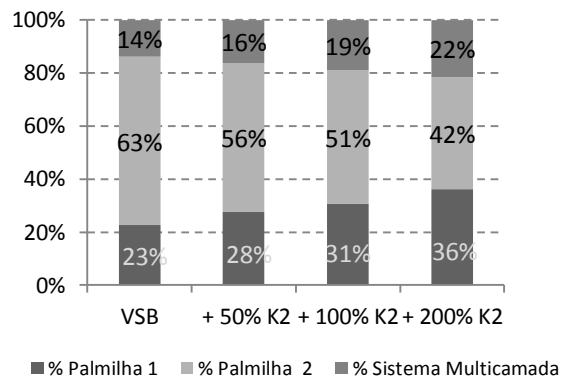


Figura 6.8: Comparação entre a contribuição de cada componente do sistema elástico e multicamada para o deslocamento vertical

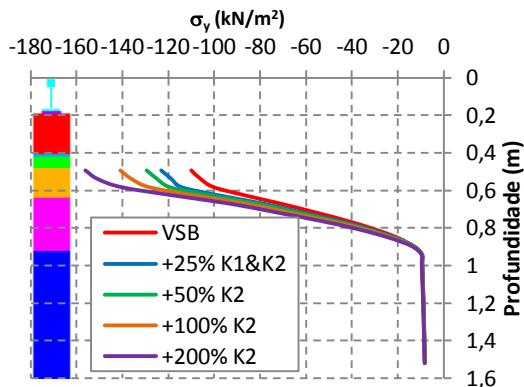


Figura 6.9: Influência da rigidez das palmilhas nas tensões verticais

O aumento de rigidez das palmilhas apresenta ligeiros acréscimos de tensão vertical sobre o ponto de aplicação da carga, sobretudo na travessa que pode quase a chegar a 35% para um

Tabela 6.5: Influência da rigidez das palmilhas na tensão vertical sobre a travessa

Travessa	σ_y (kN/m ²)	ϵ (%)
VSB	-116.2	-
25% K1&K2	-123.1	6.0%
50% K2	-129.5	11.4%
100% K2	-140.9	21.3%
200% K2	-156.2	34.4%

aumento de 200% na rigidez da USP do modelo base da tipologia Stedef™. Progredindo em profundidade, esta diferença é mitigada (Figura 6.9 e Tabela 6.5).

6.2.2 Introdução de camada de sub-balastro

Existem algumas administrações ferroviárias que, em certos troços de via não balastrada implementam camadas de sub-balastro sobre a camada tratada com ligante hidráulico (HBL), que deste modo, origina menores tensões sobre a plataforma. A implementação de uma camada de sub-balastro ainda é vantajosa na protecção da HBL em casos de subida de nível freático e ciclos gelo/ degelo, aumentando assim o ciclo de vida da estrutura.

Deste modo, e para analisar a influência deste elemento no nível de tensões sobre a plataforma serão utilizadas várias espessuras de camadas de sub-balastro (15, 25 e 35 cm) com as mesmas propriedades da camada utilizada na via balastrada, previamente referida.

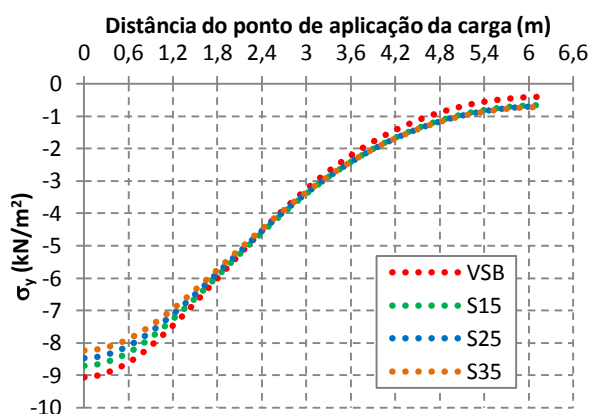


Tabela 6.6: Redução de tensões verticais na plataforma com a implementação de uma camada de sub-balastro

Espessura (m)	$\sigma_{y \text{ Plat.}}$ (kN/m ²)	ϵ (%)
0	9.06	-
0.15	8.70	-3.9%
0.25	8.47	-6.6%
0.35	8.23	-9.2%

Figura 6.10: Influência da implementação de uma camada de sub-balastro no diagrama de tensões verticais sobre a plataforma (directão longitudinal)

Através dos resultados obtidos, constata-se que a implementação de uma camada de sub-balastro consegue reduzir as tensões sobre a plataforma na ordem dos 4% a 10% (Figura 6.10 e Tabela 6.6), o que poderá justificar a adopção de plataformas mais flexíveis, se as condições de proximidade a matérias-primas (sub-balastro) forem vantajosas a nível económico. A influência nos restantes parâmetros (tensões nas interfaces superiores e deslocamentos verticais) é muito reduzida, apresentando desvios percentuais face ao modelo original inferiores a 0.5%.

A inclusão da camada de sub-balastro no contexto da via balastrada surge numa perspectiva de melhorar o comportamento a longo prazo do balastro, diminuindo assim as necessidades de manutenção. No entanto, para os actuais critérios de alta velocidade e tráfego misto com o

propósito de garantir um adequado nível de desempenho, é necessário ter uma sub-base mais rígida o que se reflectiria em sub-bases granulares com grandes espessuras.

Para adquirir a rigidez necessária para corresponder aos critérios impostos, em alguns casos começaram a surgir soluções com solos ou materiais granulares tratados com ligantes hidráulicos, até que em certas linhas japonesas e italianas começaram a ser aplicadas sub-bases asfálticas. Deste modo, surge uma solução alternativa de uma camada de sub-balastro betuminoso, cujo interesse de aplicação reside na redução nas tensões axiais na mesma e tensões verticais sobre a plataforma, o que leva a menores necessidades de manutenção.

Para averiguar a sua influência no comportamento estrutural de vias em laje de betão, serão desenvolvidos modelos-variante com espessuras correntes na utilização deste tipo de solução com 10, 12 e 14 cm com módulos de elasticidade de 6000 MPa e 9000 MPa ($\nu=0.25$), cujos resultados encontram-se na Figura 6.11 e na Tabela 6.7.

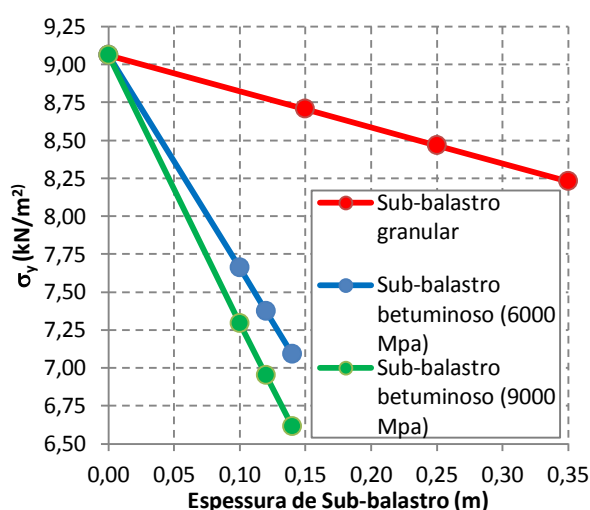


Tabela 6.7: Influência do sub-balastro betuminoso na mitigação de tensões verticais sobre a plataforma

Espessura	Sub-balastro betuminoso (6000 MPa)	Sub-balastro betuminoso (9000 MPa)
	σ_y Plataforma (kN/m ²)	σ_y Plataforma (kN/m ²)
0.1	7.66	7.29
0.12	7.37	6.95
0.14	7.09	6.61

Figura 6.11: Comparação entre tensões verticais na plataforma com a inclusão de camadas de sub-balastro

Como seria de esperar, as camadas de sub-balastro betuminoso conseguem alcançar reduções significativas de tensão vertical sobre a plataforma, e ambas as soluções numa redução praticamente linear em função da espessura da camada até 0.35 m e 0.14 para o sub-balastro e sub-balastro betuminoso, respectivamente. Esta degradação linear das tensões verticais sobre a plataforma deve-se à elevada rigidez da HBL, que por si só provoca uma forte redução na tensão vertical, sendo que a inclusão de uma camada adicional contribuirá para a mitigação dos esforços apenas pela altura adicional do sistema multicamada e consequente maior zona de carregamento.

Os resultados indicam que uma camada de sub-balastro betuminoso de 6000 MPa tem uma capacidade de redução de tensões no topo da plataforma por cm de camada de 80.6% quando

comparada com a camada de 9000 MPa, enquanto a camada de sub-balastro granular apresenta apenas 13.6% da capacidade de redução de tensão sobre a plataforma.

6.2.3 Alteração da geometria da CSL e HBL

A CSL (laje de betão) e a HBL (camada tratada com ligante hidráulico) são os principais elementos da superestrutura e responsáveis pelas maiores flutuações de tensão vertical entre os níveis intermédios, dada a sua elevada rigidez. A alteração da geometria da CSL e HBL resumir-se-á à variação da sua espessura com 2 variantes de 10 cm e 20 cm para a CSL e 20 e 35 cm para a HBL, pois uma pequena redução da sua geometria traduz-se em ganhos económicos no investimento inicial, dependendo da dimensão da linha ferroviária. Aplicando as variantes acima descritas, os resultados de tensões verticais apresentam-se esquematizados na Tabela 6.8.

Tabela 6.8: Influência da alteração de espessura da CSL e HBL nas tensões verticais das interfaces CSL/ HBL e HBL/ Plat.

	VSB	C 10	C 20	H 20	H 35
$\sigma_{y \text{ CSL}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	58.7 (-)	73.97 (26.1%)	46.95 (-19.9%)	52.95 (-9.7%)	61.36 (4.6%)
$\sigma_{y \text{ Plat.}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	9.06 (-)	9.40 (3.8%)	7.81 (-13.8%)	10.03 (10.7%)	7.57 (-16.4%)

Como seria de esperar, a CSL apresenta maior influência sobre as tensões verticais na interface CSL/ HBL e a HBL na interface HBL/ plataforma. No entanto, a maior flutuação, ocorre nos momentos flectores na CSL devido à contribuição do betão de enchimento na rigidez de flexão da via, tornando a alteração de geometria da CSL mais sensível nos momentos flectores que absorve. Os momentos flectores resultantes estão representados na Figura 6.12 e na Tabela 6.9.

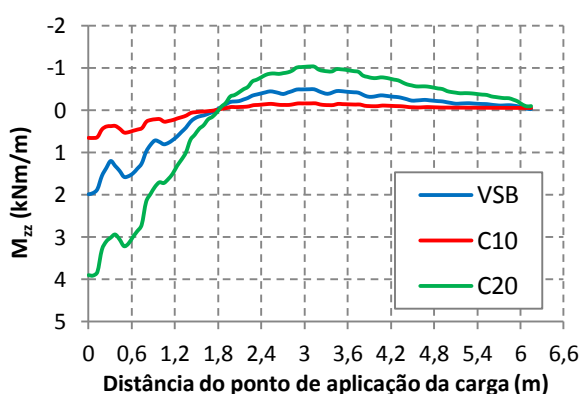


Tabela 6.9: Comparação de momentos flectores nas variantes C10 e C20

	M_{zz} (kNm/m)	ϵ (%)
VSB	1.99	-
C10	0.66	-67.1%
C20	3.89	96.2%

Figura 6.12: Influência da alteração de espessura da CSL nos momentos flectores

A realçar que o aumento da espessura da CSL não se torna atractivo do ponto de vista económico, porque as melhorias de comportamento não o justificam, e iria acarretar maiores quantidades de armadura mínima para controlo da fendilhação. A sua redução também não é sensata, pois poderão existir problemas de colocação de armaduras, betonagem e vibração.

Por outro lado, a redução da espessura da HBL poderá ser interessante, uma vez que a redução de rigidez de flexão da via não é afectada significativamente (momentos flectores com desvios percentuais muito baixos) e o acréscimo de tensão sobre a plataforma é apenas ligeiramente superior ($\approx 11\%$), estando bastante longe de limites perigosos de fadiga do solo.

6.2.4 Introdução de camada de cimento asfáltico (CAM)

Actualmente, existem tipologias de via não balastrada, nomeadamente a solução pré-fabricada japonesa ShinkansenTM e alemã BöglTM, que adopta a incorporação de uma camada de cimento asfáltico (CAM – *Cement asphalt mortar*), por ser um material relativamente barato e que apresenta inúmeras vantagens como: (i) camada niveladora para o assentamento da laje de betão; (ii) rápida solidificação ($\approx 7h$); (iii) garantia de elasticidade extra à estrutura; (iv) fácil manuseamento e (v) durabilidade quando sujeita a acções meteorológicas.

A espessura do CAM está compreendida entre 40 e 100 mm com valores de rigidez na ordem de 1.25 N/mm^3 , pelo que serão avaliadas três variantes do modelo original VSB com uma camada de CAM na interface CSL/HBL com 40, 70 e 100 mm.

Nos três modelos-variante a rigidez vertical da via pouco foi alterada, passando de um deslocamento vertical de 1.81 mm (54.2 kN/mm) para 1.87 mm (52.4 kN/mm), sendo este nível de elasticidade extra pouco influente na rigidez vertical da via devido à sua posição geométrica.

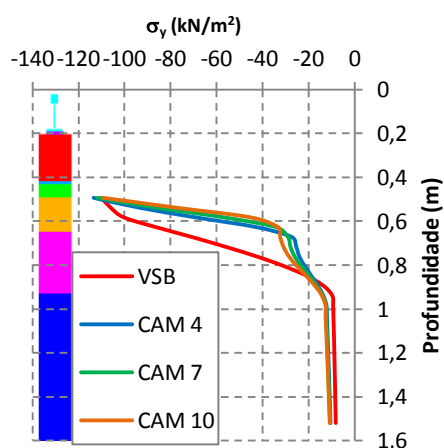


Tabela 6.10: Comparação entre tensões verticais para as várias configurações de CAM

	VSB	CAM 4	CAM 7	CAM 10
σ_y Travessa/CSL	106.8	113.4	111.8	109.3
	(-)	(6.2%)	(4.6%)	(2.4%)
σ_y CSL/CAM	58.7	24.3	26.4	29.3
	(-)	(-58.6%)	(-55%)	(-50.1%)
σ_y HBL/Plat.	9.1	11.6	11.8	11.9
	(-)	(27.5%)	(29.8%)	(31.2%)

Figura 6.13: Influência da incorporação de CAM no diagrama de tensões verticais

Face às tensões verticais, a inclusão de uma camada de cimento asfáltico tem uma forte influência na degradação das tensões verticais (Figura 6.13 e Tabela 6.10), verificando-se significativas reduções entre a interface CSL/ HBL que ultrapassam os 50%. Por sua vez, devido a esta elasticidade extra, a tensão sobre a plataforma aumenta ligeiramente (Figura 6.14).

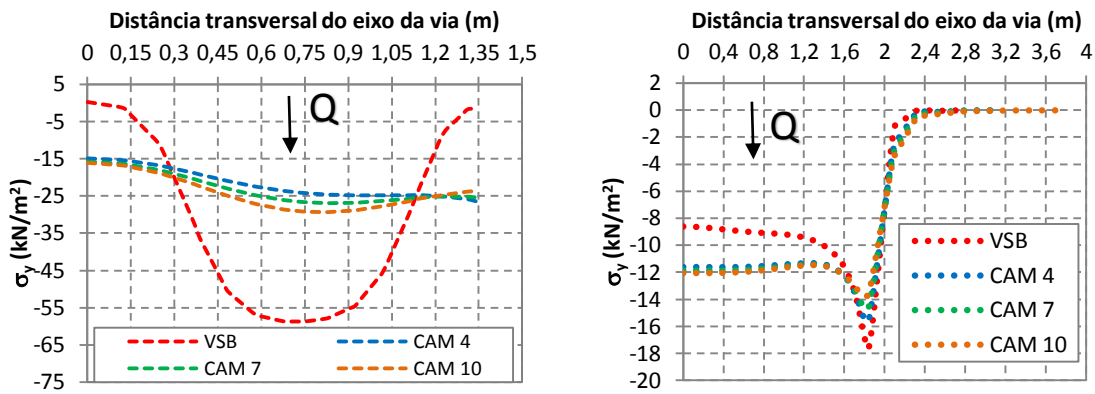


Figura 6.14: Influência das configurações de CAM nos diagramas de tensões verticais na interface CSL/CAM (esquerda) e HBL/Plat. (direita)

6.3 Comparação com outras tipologias de via em laje de betão

Dada a versatilidade da configuração de vias não balastradas, surgiram inúmeras patentes desenvolvidas por administrações ferroviárias europeias com o intuito de satisfazer as necessidades de desempenho pretendidas. De entre as principais tipologias de via não balastrada actualmente utilizadas em alta velocidade, encontram-se a tipologia presentemente estudada (StedefTM), a solução de travessas embebidas Rheda 2000TM e a solução pré-fabricada BöglTM. Apesar de todas as tipologias apresentarem os principais elementos constituintes (CSL e HBL) com propriedades mecânicas muito semelhantes, estas detêm elementos que as distinguem das restantes, como é o caso da tipologia StedefTM com a travessa não embebida com USP, a tipologia Rheda2000TM com a travessa embebida na laje de betão (CSL) e a tipologia BöglTM com a ausência de travessas e a inclusão de uma CAM, que já revelou ser um importante elemento na mitigação de tensões verticais sobre a HBL.

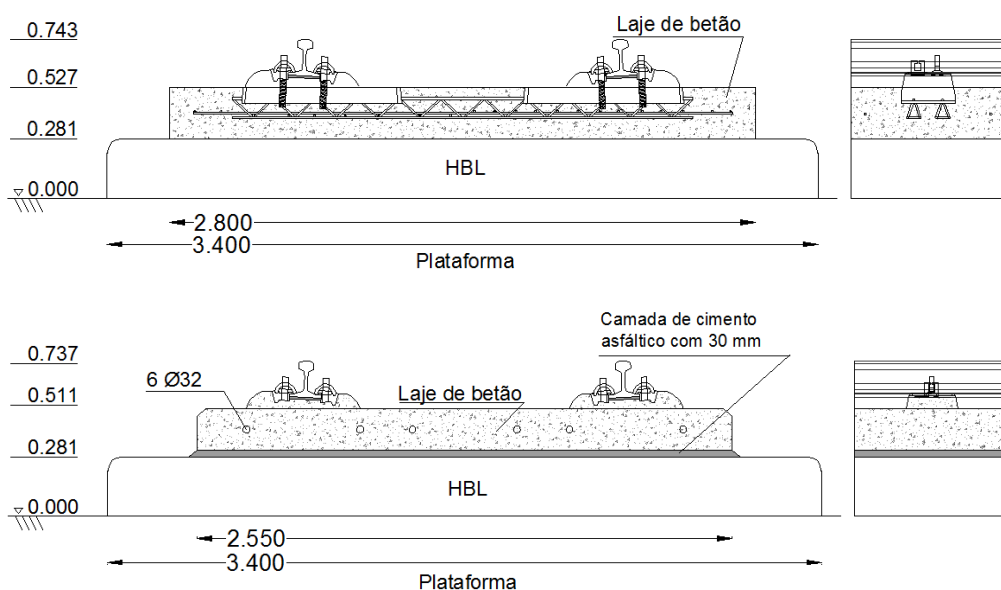


Figura 6.15: Representação esquemática do sistema Rheda 2000TM (cima) e BöglTM (baixo) para construção de modelo numérico

A modelação das respectivas tipologias de via será realizada de forma análoga à desenvolvida para a solução StedefTM em domínio elástico com introdução de elementos de contacto entre CSL/HBL (CSL/CAM no caso da tipologia BöglTM) e HBL/Plataforma com as dimensões geométricas usuais enunciadas na Figura 6.15. A apontar que, em geral a espessura e propriedades mecânicas da HBL variam de solução para solução, mas que para fins de comparação entre as diferentes vias em laje de betão, será utilizada a mesma espessura em todas (281 mm). As propriedades mecânicas dos respectivos elementos estão descritas na Tabela 6.11.

Tabela 6.11: Propriedades mecânicas e geométricas dos componentes do sistema Rheda 2000TM e BöglTM

Elemento	Rheda 2000 TM	Bögl TM
Carril	(E = 205 800 MPa; $\nu=0.3$)	
Palmilha	Kp=28 kN/mm (E=7.47 MPa; $\nu=0.25$)	
Travessa	B355 W60M (E=49 000 MPa ; $\nu=0.25$)	-
Treliça metálica	(E = 205 800 Mpa; $\nu=0.3$; I _y =46.1 cm ⁴ ; J=92.2 cm ⁴)	-
CSL	(E = 38 000 MPa; $\nu=0.2$)	
CAM	-	(K _e =1.25 N/mm ³ ; $\nu=0.25$)
HBL	(E = 23 000 MPa; $\nu=0.25$)	
Plataforma	(E = 100 MPa; $\nu=0.3$)	

O domínio do modelo, bem como as condições de fronteira e a densidade da malha utilizada são em tudo equivalentes às utilizadas em modelos anteriores. Um aspecto importante a mencionar é a inexistência de junta no modelo do sistema BöglTM, adoptando-se a hipótese simplificativa de que a ligação aparafusada entre placas é rígida o suficiente para transmitir a totalidade de esforços na laje de betão. Os modelos encontram-se ilustrados na Figura 6.16.

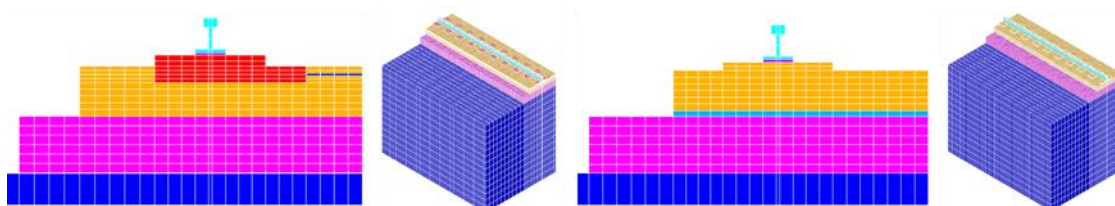


Figura 6.16: Modelos numéricos do sistema Rheda 2000TM (esquerda) e BöglTM (direita)

As diferenças entre as tipologias são notórias, em primeiro lugar no sistema de elasticidade vertical nota-se as fundamentais diferenças do sistema StedefTM com duplo nível de elasticidade (*railpad* e USP), do sistema Rheda 2000TM com um único nível de elasticidade e o sistema BöglTM com 2 níveis de elasticidade (*railpad* e CAM), em que a CAM tem pouca influência na flexibilidade vertical da estrutura, sendo a sua principal função a mitigação de tensões verticais e vibrações/ ruído. Deste modo, cerca de 80% do deslocamento total dos sistemas Rheda 2000TM (79.9%) e do sistema Bögl (76.4%) são provocados pelo 1º nível elástico

(palmilha 1), constatando-se de o caso da CAM no sistema Bögl™ contribuí somente com 1.9% para o deslocamento vertical. No entanto as três tipologias são muito semelhantes na participação do sistema elástico na flexibilidade vertical da via com percentagens na ordem dos 80%, sendo ligeiramente superiores no caso Stedef™ (Tabela 6.12).

Tabela 6.12: Deslocamentos verticais e rigidez vertical das vias Stedef™, Rheda 2000™ e Bögl™

Modelo	δ (mm)	K_p (kN/mm)
Stedef™	-1.81	54.2
Rheda 2000™	-1.62	60.6
Bögl™	-1.69	57.9

A ausência de travessas do sistema Bögl™ provoca uma menor zona de influência do carregamento, com cerca de 52% da peso por roda da composição a ser distribuída para a travessa carregada, quando comparada com os outros sistemas que apresentam cerca de 45%. A partir da 4ª travessa o sistema Bögl™ apresenta uma reacção inferior a 4% do carregamento original.

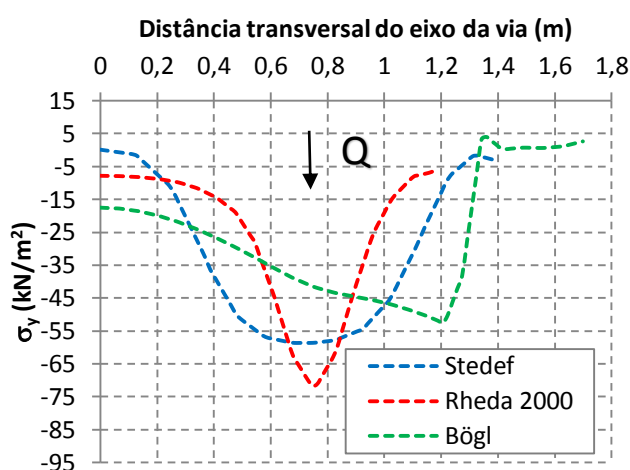


Tabela 6.13: Comparação entre as tensões verticais na interface CSL/ HBL para as várias vias em laje de betão

	Stedef™	Rheda 2000™	Bögl™
σ_y CSL/HBL	58.7	71.8	39.8
σ_y HBL/ Plat.	9.1	14.8	16.5

Figura 6.17: Diagrama de tensões verticais a interface CSL/ HBL para as várias vias em laje de betão

A nível de tensões verticais, destaca-se o comportamento do sistema Bögl™ com reduções de tensão vertical entre CSL/HBL de 32.2% em relação ao sistema Stedef™ e 44.6% face ao sistema Rheda 2000™. Esta vantagem associada à camada de cimento asfáltico já foi comprovada no capítulo de optimização, contudo é importante realçar que a tensão máxima não é sobre o alinhamento do carril (Figura 6.17). Uma vez que este nível de elasticidade conferido pela CAM permite que a laje de betão tenha uma menor rotação de flexão que a camada tratada com ligante hidráulico (HBL), surgindo assim picos de tensão junto das extremidades da laje. Há que destacar o notório comportamento da solução Stedef™ com reduções de tensão sobre a plataforma de 38.9% face à tipologia Rheda 2000™ e 45.0% em relação à tipologia Bögl™ (Tabela 6.13 e Figura 6.18).

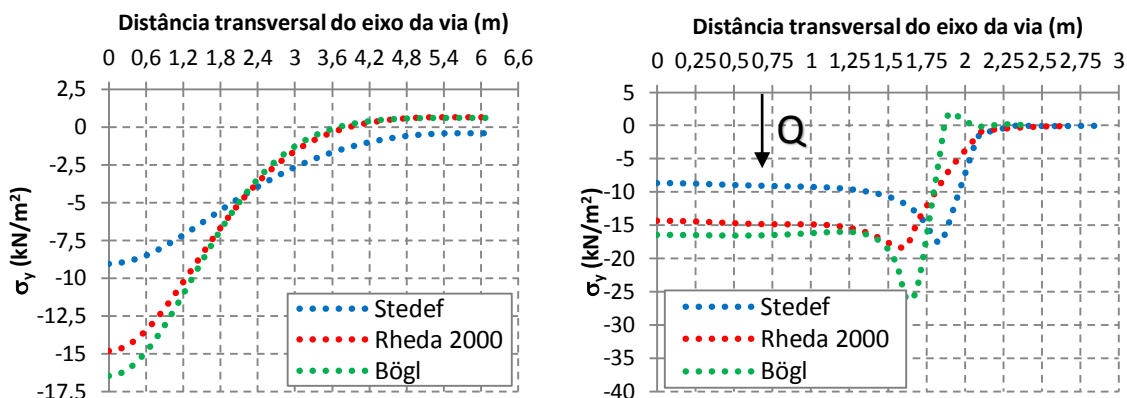


Figura 6.18: Diagramas de tensões verticais na interface HBL/Plat. longitudinalmente (esquerda) e transversalmente (direita)

Em relação aos momentos flectores actuantes na CSL das tipologias abordadas, existe uma grande diferença, motivada principalmente pela diferente espessura, embebedimento de travessas, betão de enchimento, CAM entre os outros aspectos (Figura 6.19 e Tabela 6.14). A tipologia StedefTM é a que apresenta melhor comportamento, principalmente devido ao betão de enchimento que contribui para a absorção de momentos flectores. Porém é necessário ter em conta que esta componente da via foi modelada como um sólido elástico e, na realidade a sua fendilhação provocaria uma maior absorção de momentos flectores que os obtidos numericamente pelo modelo desenvolvido do sistema StedefTM. O modelo da tipologia BöglTM é o que apresenta momentos flectores mais elevados, essencialmente por causa do carregamento muito concentrado (ausência de travessas) e, também, pela sub-base elástica conferida pela CAM, o que faz desta tipologia a via em laje de betão com maior nível de esforços sobre a CSL.

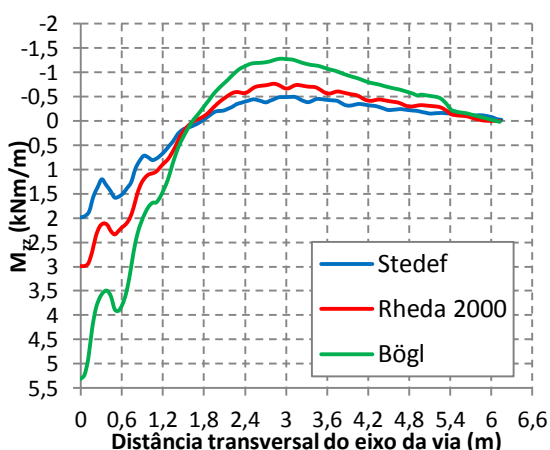


Figura 6.19: Diagrama de momento flector para as várias vias em laje de betão

Tabela 6.14: Comparação de momentos flectores na CSL entre as várias vias de laje em betão

Tipologia	M _{zz} (kNm/m)
Stedef TM	1.99
Rheda 2000 TM	2.99
Bögl TM	5.31

6.4 Resposta estrutural a alterações da rigidez da plataforma

6.4.1 Introdução

Um dos principais problemas associados às vias em laje de betão é a correcção da sua geometria provocada por alterações de rigidez da plataforma, tornando-se numa operação morosa e dispendiosa. Contudo, na literatura existente é referido que a laje de betão apresenta rigidez suficiente para vencer algumas irregularidades da plataforma, tornando-se como um pequeno viaduto sobre estas heterogeneidades. Para tal, neste subcapítulo será avaliada a resposta estrutural em termos de deslocamentos, tensões axiais e momentos flectores da laje das três tipologias de via em laje de betão anteriormente abordadas (StedefTM, Rheda 2000TM e BöglTM) a alterações da rigidez da plataforma que se resumem em duas situações ilustradas na Figura 6.20.

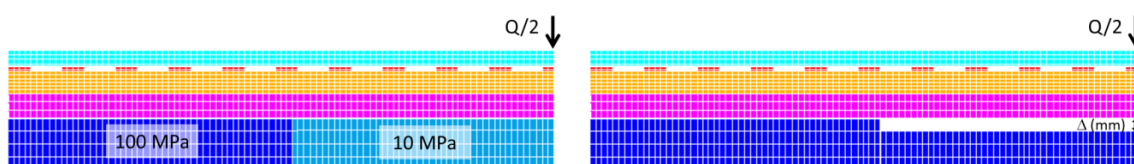


Figura 6.20: Situações de alteração de rigidez da plataforma

Tal como ilustradas, as situações de alteração de rigidez a abordar são:

- **Situação 1:** Um trecho de via afectando 9 travessas (≈ 6 m) com uma plataforma com um solo de fundação com um módulo de elasticidade 10 vezes inferior ao corrente (10 MPa);
- **Situação 2:** Um assentamento diferencial Δ da plataforma afectando 9 travessas (≈ 6 m), sendo Δ um deslocamento de 2.5 e 5 mm.

Uma vez que as três situações apresentam diferentes rigidezes na plataforma, o algoritmo utilizado no cálculo dos elementos de contacto não poderá ser linear como o que era utilizado nos modelos anteriores e, como se pretende avaliar a possível cedência da laje, será realizada uma análise não linear dos modelos já desenvolvidos. A maior diferença nos elementos de contacto é a alteração da categoria de contacto sem separação (*no separation always* – apenas permite o deslizamento) para contacto *standard* (pode haver descolamento das superfícies ortogonalmente) nas zonas de maior flexibilidade para que, por exemplo, o peso da camada tratada com ligante hidráulico (HBL) não seja suportado pela laje de betão (CSL), o que na realidade não acontece, já que a HBL não tem qualquer elemento ligante à laje. Os restantes elementos de contacto serão modelados com a categoria de sem separação.

Com o intuito de avaliar a cedência da laje de betão a estas situações de alteração de rigidez, os elementos utilizados para as respectivas componentes de via serão diferentes de modo a

suportar o comportamento não linear do betão, pelo que serão utilizados hexaedros de 8 nós com três graus de liberdade em cada nó SOLID65 para a laje de betão e SOLID45 para os restantes elementos.

O betão é um material com comportamento frágil, pelo que tem comportamentos diferentes quando solicitado à tracção ou compressão, daí utilizar o elemento SOLID65 que tem a capacidade de deformação plástica, fendilhação devido a tracção e compressão em três direcções ortogonais. O elemento SOLID65 requer propriedades materiais lineares e multilíneas. A propriedade material multilinear utiliza o critério de cedência de Von Mises, bem como o modelo de William e Warnke (1974) para modelar a cedência do betão, sendo a relação constitutiva que se rege dada pelas seguintes equações:

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \quad (6.1)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \quad (6.2)$$

Onde f é a tensão devido à extensão ε e ε_0 é a extensão última do betão. A curva $f - \varepsilon$ é construída através das equações (6.1) e (6.2), em que o ponto 1 é definido como 30% da tensão última, os pontos 2, 3 e 4 são calculados pela equação (6.2), e o ponto 5 indica a cedência do betão à compressão (Figura 6.21).

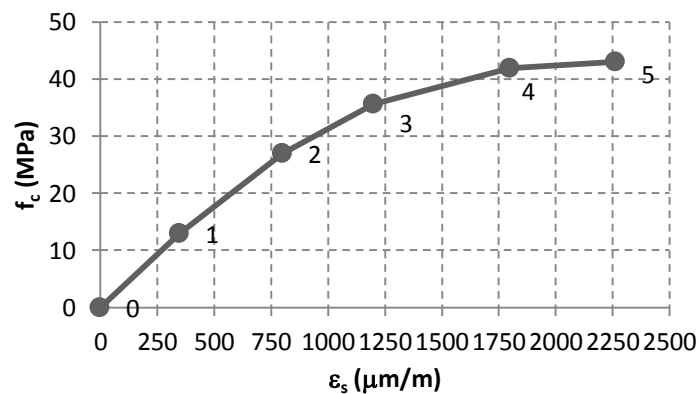


Figura 6.21: Modelação do comportamento multilinear do betão para efeitos de dimensionamento

As características do modelo material William e Warnke para o betão a implementar no *software* ANSYS™ estão enumeradas na Tabela 6.15.

Tabela 6.15: Propriedades mecânicas do betão C35/45

Parâmetro	
Coefficiente de Corte para fendas abertas (β_t)	0.4
Coefficiente de Corte para fendas fechadas (β_c)	0.8
Tensão de cedência (tracção) (f_{ctm})	3.2 MPa
Tensão de cedência (compressão) (f_{cm})	43 MPa

Os coeficientes de corte para fendas abertas (β_t) ou fechadas (β_c) indicam a rugosidade da face das fendas variando de 0 a 1, em que 0 não há transferência de esforço transversal e 1 ocorre transferência total de esforço transversal. O coeficiente de corte para fendas abertas não deverá ser inferior a 0.4, de maneira a não causar problemas de convergência do modelo, contudo este parâmetro não terá grande influência no resultado final.

A armadura longitudinal das diferentes tipologias é modelada através de uma opção do software ANSYS™, que permite a selecção de elementos em que é possível inserir secções de reforço com a direcção pretendida, com área equivalente ao varão de aço presente no local considerado. O modelo material utilizado para a armadura foi um modelo bilinear de endurecimento cinemático que requer a tensão de cedência do aço f_y (A500) e o módulo de endurecimento $E'_s=0.01 E_s$, no qual E_s é o módulo de elasticidade do aço.

O esquema da disposição da armadura está representada na Figura 6.22:

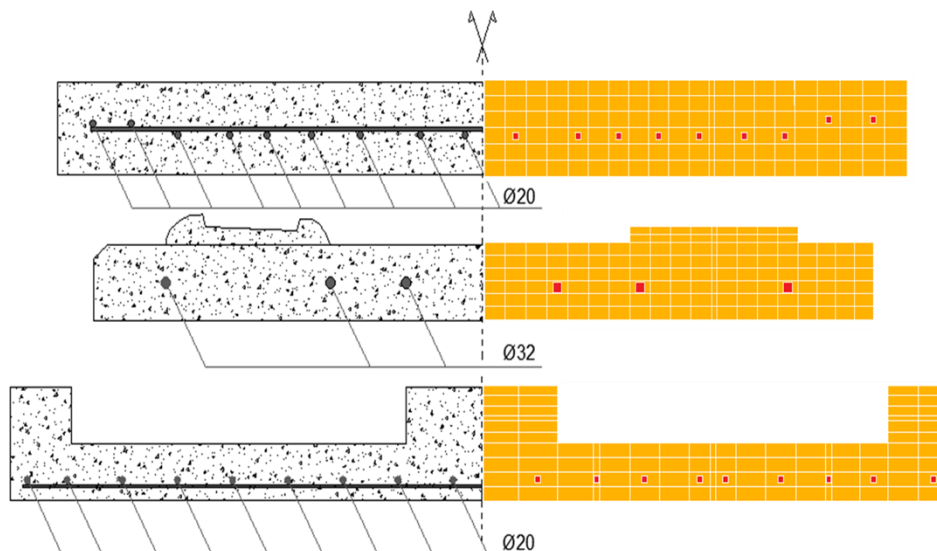


Figura 6.22: Representação esquemática da armadura principal (esquerda) e modelo numérico (direita). (Stedef™ (baixo); Bögl™ (meio); Rheda 2000™ (cima))

Em análises não lineares, a carga total é dividida em carregamentos menores (*load steps*), e após a resolução de cada carregamento incremental, a matriz de rigidez é actualizada (algoritmo de Newton-Raphson modificado) para ter em conta as mudanças não lineares na rigidez do modelo, para ser então utilizada no próximo incremento de carregamento. O algoritmo utilizado para actualizar a matriz de rigidez é o algoritmo através das iterações de equilíbrio Newton-Raphson completo, que contrariamente à versão modificada actualiza a matriz de rigidez em cada iteração do carregamento incremental, o que no presente caso resulta numa taxa de convergência mais rápida. Os critérios de convergência são baseados em deslocamento com uma tolerância de 0.05 mm. Para a análise não linear, é utilizado um

incremento pseudo-temporal automático que controla o tamanho dos incrementos. Se o comportamento da convergência é suave, o incremento temporal automático vai aumentar a dimensão do incremento até um máximo incremento definido e vice-versa caso contrário. O *software* ANSYS™ proporciona uma monitorização do padrão de fendilhação em cada incremento. A simbologia de fendas são círculos que aparecem perpendiculares à direcção da tensão principal quando é excedida a tensão limite.

6.4.2 Trecho de plataforma mais flexível

A situação 1 (trecho de plataforma mais flexível) pode ocorrer por uma estimativa inadequada da rigidez da plataforma ou por compactação deficiente do trecho em questão, provocando heterogeneidades na rigidez vertical da via. A laje de betão tem um papel importante na mitigação dos efeitos destas variações de rigidez, sendo o seu papel principal uniformizar estas heterogeneidades. Face à rigidez do sistema via-solo, as várias tipologias comportam-se todas de modo muito semelhante com aumentos de deslocamento máximo do carril na ordem dos 100% (Tabela 6.16), e revelando uma tendência em diminuir as diferenças face à situação de referência. Por exemplo, o sistema Stedef™ na situação de rigidez uniforme (100 MPa em toda a plataforma) é cerca de 12% e 7% mais flexível que as soluções Rheda 2000™ e Bögl™, respectivamente, diferença esta que diminui para a situação de alteração de rigidez de um trecho da plataforma (10 MPa) para 7% e 1%. Esta redução deve-se à menor participação do sistema elástico em cada uma das tipologias no deslocamento vertical máximo da via, sendo que a deformação da plataforma representa cerca de 60% do deslocamento para o sistema Rheda 2000™ e Bögl™ e 70% para o sistema Stedef™ (Figura 6.23).

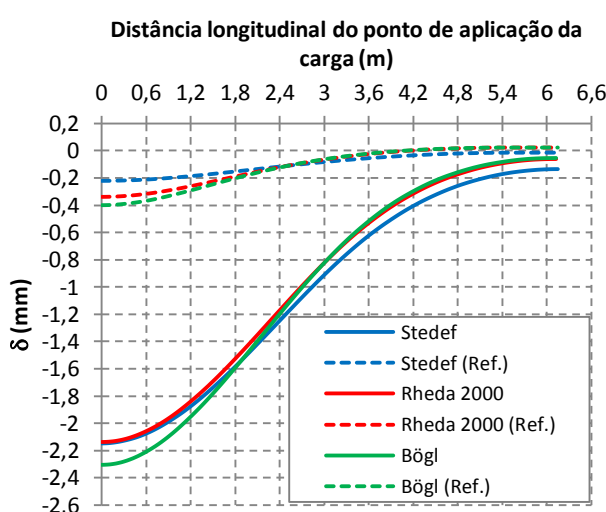


Tabela 6.16: Comparação entre deslocamento vertical máximo do carril para a situação 1 e a situação de referência

Tipologia	$\delta_{ref.}$ (mm)	$\delta_{sit. 1}$ (mm)
Stedef™	-1.81	-3.52 (94.8%)
Rheda 2000™	-1.62	-3.30 (104.2%)
Bögl™	-1.69	-3.48 (105.6)

Figura 6.23: Deslocamento vertical na base da CSL da situação de referência e para a situação 1

Apesar do deslocamento máximo do carril aumentar 2 vezes e o deslocamento registado na base da CSL aumentar até 10 vezes no caso do sistema StedefTM, a CSL comporta-se em regime elástico com as tensões máximas registadas na Tabela 6.17.

Tabela 6.17: Tensões axiais máximas da CSL para a situação 1

Sistema	σ_{xx} máx Ref. (MPa)	σ_{xx} máx sit. 1 (MPa)
Stedef TM	0.67	2.11
Rheda 2000 TM	0.83	2.31
Bögl TM	0.89	2.71

Apesar de a laje de betão (CSL) não atingir a tensão limite do betão à tracção, as tensões observadas aumentam cerca de 3 vezes quando comparada com a situação de referência, porém é possível concluir que a laje comporta-se bem a nível estrutural para a situação de heterogeneidades na plataforma, sendo a principal condicionante as acelerações registadas na caixa do veículo que poderá comprometer o conforto ou até mesmo a segurança dos passageiros. Na Figura 6.24 e Tabela 6.18, é possível observar a comparação entre os momentos flectores absorvidos pela laje na situação 1 e a situação de referência.

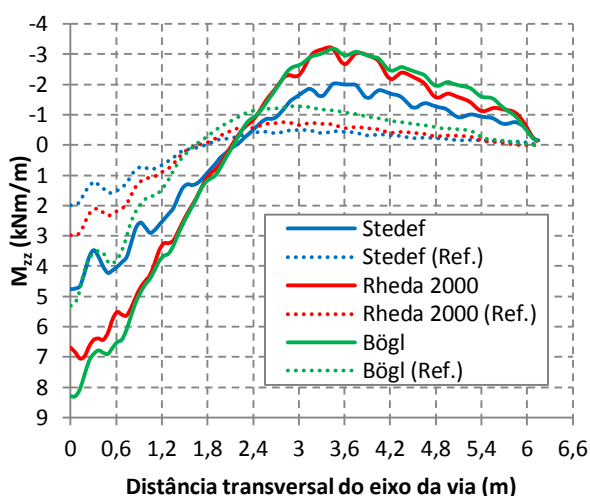


Figura 6.24: Momentos flectores na CSL entre a situação de referência e a situação 1

Tabela 6.18: Comparação de momentos flectores entre a situação de referência e a situação 1

Tipologia	M_{zz}	M_{zz}
	Ref. (kNm/m)	Sit. 1 (kNm/m)
Stedef TM	1.99	4.76
Rheda2000 TM	2.99	6.69
Bögl TM	5.31	8.30

6.4.3 Assentamento diferencial na plataforma

A situação 2 (ocorrência de um assentamento diferencial na plataforma) é uma das principais condicionantes e razões para a colocar em dúvida a construção de uma solução em laje de betão, visto a dificuldade e custo associados à correcção da geometria. Deste modo, será avaliado o comportamento da via quando sujeita a um assentamento diferencial de 2.5 e 5 mm.

Para um assentamento diferencial de 2.5 mm, todos os sistemas abordados atingem o

contacto com a plataforma (Figura 6.25), sendo que a solução mais rígida a este nível é a tipologia StedefTM, onde as tipologias Rheda 2000TM e BöglTM são 9% e 27% mais flexíveis que a solução francesa.

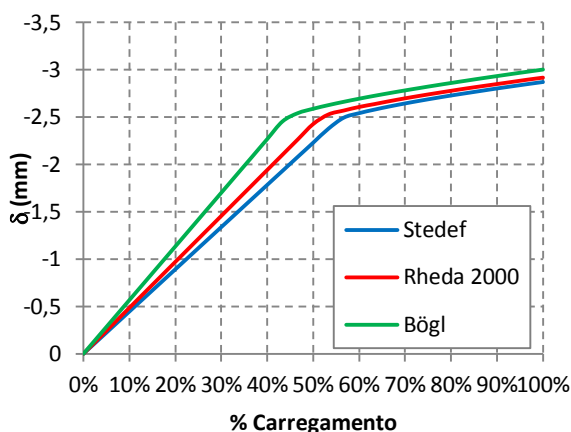


Figura 6.25: Deslocamento vertical da base da CSL para um carregamento incremental até 10 toneladas

Tabela 6.19: Comparação entre o deslocamento vertical máximo para a situação de referência e situação 2 (2.5 mm)

Tipologia	$\delta_{Ref.}$ (mm)	$\delta_{Sit. 2}$ (2.5 mm) (mm)
Stedef TM	-1.81	-4.23 (134%)
Rheda 2000 TM	-1.62	-4.07 (152%)
Bögl TM	-1.69	-4.17 (146%)

À semelhança da situação 1, um assentamento diferencial de 2.5 mm ao longo de 10 travessas com um carregamento centrado de 10 toneladas não provoca fendilhação da laje de betão, sendo as tensões observadas de igual ordem de grandeza, embora sejam ligeiramente superiores à situação 1 (Tabela 6.20). Ao contrário da situação 1, esta situação de alteração de rigidez de plataforma está sujeita ao contacto brusco da CSL com a HBL, o que pode provocar esmagamento do betão e possível fadiga após milhões de ciclos de carregamento. A realçar que o sistema BöglTM encontra-se no limite da tensão de cedência à tracção do betão C35/45 apresentando menor resiliência na situação 2 (2.5 mm) do que as restantes tipologias com um aumento de 18% na tensão axial da laje (Rheda 2000 (2%) e Stedef (4%)).

Tabela 6.20: Comparação entre as tensões axiais na situação de referência e situação 2 (2.5 mm)

Sistema	σ_{xx} máx Ref. (MPa)	σ_{xx} máx Sit.2 (2.5 mm) (MPa)
Stedef TM	0.67	2.20
Rheda 2000 TM	0.83	2.36
Bögl TM	0.89	3.20

Face aos momentos flectores observados, o aspecto importante a mencionar é o aumento significativo do momento flector na laje de betão do sistema BöglTM (≈ 4 vezes a situação de referência), particularmente devido ao nível de elasticidade conferido pela CAM que, pela falta de suporte permite uma deformação excessiva da laje (Figura 6.26 e Tabela 6.21).

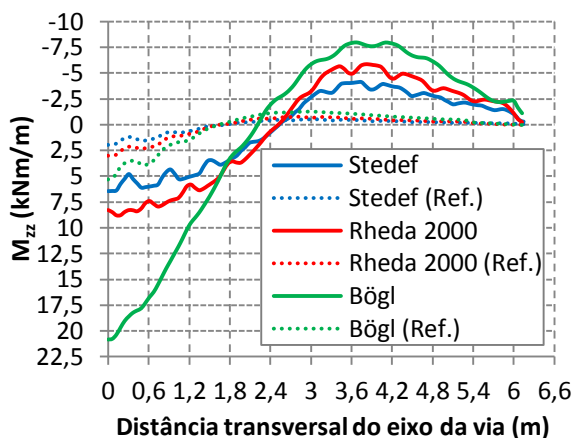


Figura 6.26: Momentos flectores na CSL entre a situação de referência e a situação 2 (2.5 mm)

Tabela 6.21: Comparação de momentos flectores entre a situação de referência e a situação 2

Tipologia	M_{zz} Ref. (kNm/m)	M_{zz} Sit. 2 (2.5 mm) (kNm/m)
Stedef	1.99	6.44
Rheda2000	2.99	8.28
Bögl	5.31	20.83

Para a situação de um assentamento diferencial de 5 mm, apenas as soluções Bögl™ e Rheda 2000™ apresentam flexibilidade suficiente para permitir o contacto com a HBL, com todas as soluções a apresentarem fendilhação da laje. Examinando a Figura 6.27, verifica-se que a abertura das primeiras fendas na laje de betão (CSL) das diferentes tipologias surge aos 60 % e 75% do carregamento (10 toneladas/ roda) e para os deslocamentos de 3 a 3.5 mm da base da laje. A tipologia que melhor se comporta é o sistema Stedef™, onde apenas surgem as primeiras fendas a cerca de 73% do carregamento, mas que, devido à sua maior rigidez, quando comparada com as restantes tipologias, aparece um novo conjunto de fendas aos 90%, enquanto os outros sistemas, visto serem mais flexíveis, não exibem o mesmo comportamento. Por observação dos deslocamentos máximos no carril, verifica-se que a maior elasticidade do sistema elástico da tipologia Stedef™ é compensada pela maior rigidez da laje. O sistema Stedef™ perde 8.6% e 2.5% de rigidez na primeira e segunda abertura de fendas respectivamente. Já o sistema Bögl™ perde 5% e o sistema Rheda 2000™ perde 15.7%.

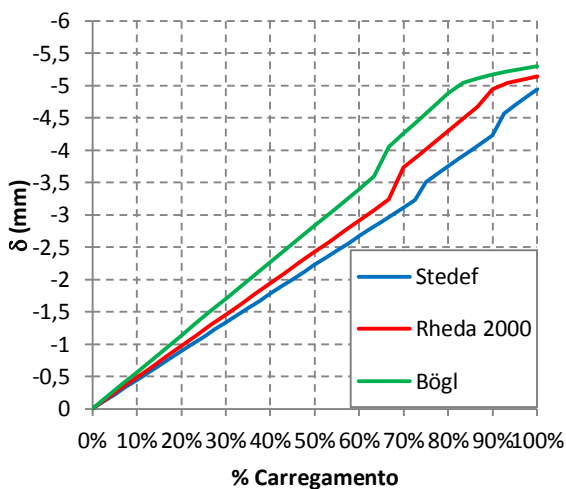


Figura 6.27: Deslocamento vertical da base da CSL para a situação 2 (5 mm)

Tabela 6.22: Comparação entre os deslocamentos verticais máximos da situação de referência e a situação 2 (5mm)

Sistema	$\delta_{ref.}$ (mm)	$\delta_{sit. 2}$ (5 mm) (mm)
Stedef™	-1.81	-6.17 (241%)
Rheda 2000™	-1.62	-6.17 (281%)
Bögl™	-1.69	-6.36 (276%)

Através da Figura 6.28 é possível observar o padrão de fendilhação para cada sistema:

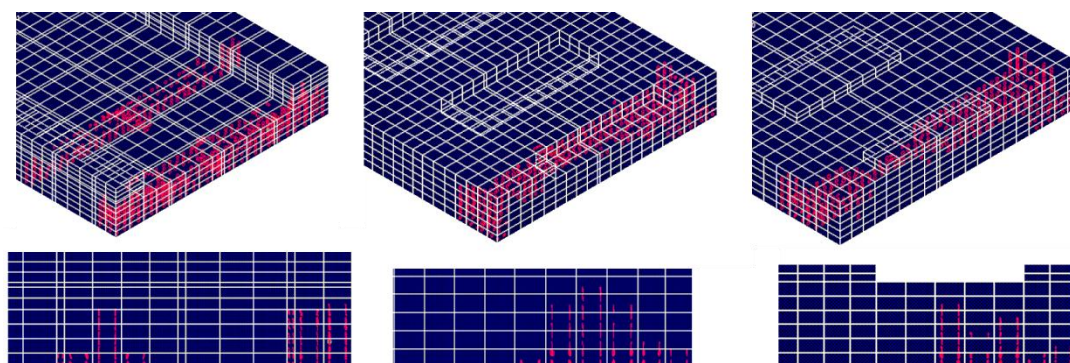


Figura 6.28: Padrão de fendilhação na situação 2 (5mm) para as tipologias Stedef™ (esquerda), Rheda 2000™ (centro) e Bögl™ (direita).

Em todos os casos, a tensão na armadura é diminuta sendo 97.2 MPa, 76.3 MPa e 39.2 MPa para as tipologias Stedef™, Rheda 2000™ e Bögl™. Esta diferença nas tensões na armadura deve-se à sua posição na laje, com a armadura do sistema Rheda 2000™ e Bögl™ colocada próxima do eixo neutro elástico da laje (CSL), ao contrário da tipologia Stedef™ cuja armadura é mais solicitada devido à sua maior altura útil. Pelo cálculo indirecto da abertura de fendas sugerido pela EN1992-1 (CEN, Comité Européen de Normalisation, 2004), a abertura máxima de fendas para as três tipologias não deverá ultrapassar os 0.1 mm, respeitando as regulamentações japonesas e alemãs anteriormente descritas no subcapítulo 2.4. Todavia, é importante ter em consideração as hipóteses tomadas no cálculo indirecto como o recobrimento da armadura de 25 mm e uma altura útil de 90% da altura da secção, o que na maioria dos sistemas avaliados não se verifica.

Apresentados os principais critérios de operações de manutenção em vias de laje de betão, é possível concluir que as diferentes tipologias exibem um bom desempenho nas alterações de rigidez da plataforma para acções quasi-estáticas, embora seja sensata a investigação do seu comportamento a longo prazo, após milhões de carregamentos que amplificarão a abertura de fendas devido a temperatura, retracção, reacções alcalinas dos agregados, entre outras, que são as principais causas de abertura de fendas para a situação corrente de vias em laje de betão e para a qual as armaduras são dimensionadas. As soluções, apesar de não serem concebidas para situações anómalas de alterações de rigidez da plataforma, conseguem garantir os requisitos impostos pelo controlo da fendilhação, permitindo que as operações de manutenção sejam agendadas e realizadas com alguma margem temporal.

Capítulo 7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 Conclusões

A presente dissertação aborda o estudo de uma estimativa numérica do comportamento estático de vias em laje de betão, e a sua comparação com a via balastrada, através do desenvolvimento de vários modelos de elementos finitos sólidos. As principais contribuições realizadas são:

1. Desenvolvimento de uma ferramenta numérica, devidamente calibrada e validada por campanhas experimentais e formulações teóricas, que auxilie o processo de decisão e otimização de dimensionamento de vias em laje de betão.
2. Utilização do modelo numérico para estimar o comportamento da via em laje de betão e comparar com a solução balastrada, assim como a realização de uma análise paramétrica para efeitos de otimização de dimensionamento da via em laje.
3. Comparação de comportamento entre as principais tipologias de via em laje (Stedef™, Rheda 2000™ e Bögl™), bem como a resposta estrutural com análise material não linear (betão e aço de armaduras) a alterações de rigidez da plataforma.

A primeira abordagem considera o desenvolvimento dos modelos numéricos que reproduzam o comportamento das diferentes tipologias de via presentes no caso de estudo Chauconin (VB, VBZT1 e VSB). Os modelos desenvolvidos são lineares cujas principais diferenças residem na introdução de elementos de contacto entre as diferentes interfaces (*vide* Anexo A, B e C).

As correlações entre os resultados experimentais (caso de estudo Chauconin e Benicassim) são satisfatórios, apesar dos critérios e hipóteses utilizadas na modelação, principalmente na atribuição de propriedades elásticas ao solo que apresenta um comportamento claramente não linear. Todavia a aproximação de comportamento linear para a plataforma no caso das vias em laje não é de tal modo grosseira, já que o nível de tensão que atinge a plataforma é relativamente baixa, sendo as principais deformações em regime elástico. É relevante mencionar que a adopção de um comportamento elasto-plástico para a resposta do solo implicaria o conhecimento cuidado de várias propriedades não lineares intrínsecas do solo, difíceis de estimar, pelo que o aumento de complexidade do modelo sem o conhecimento dos parâmetros correctos não tornaria os resultados obtidos mais fiáveis.

Conclui-se ainda que as hipóteses simplificativas adoptadas para as formulações teóricas aplicadas são conformes e para a complexidade dos modelos, apresentam correlações satisfatórias. A exaustiva etapa de validação justifica-se para assegurar a confiança necessária para a futura utilização dos modelos em análises posteriores.

Após a validação dos modelos, estão reunidas condições para utilizá-los na estimativa de comportamento estático da via em laje de betão. É importante mencionar que todos os resultados e conclusões retiradas são de acordo com o processo de modelação numérica efectuada e parâmetros utilizados, pelo que a sua extrapolação para outras situações deverá ser realizada com precaução. No que diz respeito à **comparação entre via em laje de betão (Stedef™) e a via balastrada**, as principais conclusões são:

- A tipologia não balastrada (Stedef™) apresenta cerca de 80% do deslocamento vertical provocado pelo sistema elástico, enquanto a via balastrada apresenta cerca de 50%. Esta garantia de flexibilidade extra resulta em reduções de 30 a 40% na rigidez vertical da via.
- A via em laje de betão apresenta um óptimo desempenho na mitigação das tensões verticais na plataforma ($\approx 10\text{kN/m}^2$) com reduções de 70 a 80% face à solução balastrada.

Na **optimização do dimensionamento** da via em laje de betão Stedef™, foi realizado um estudo paramétrico, visando a alteração das propriedades geométricas/ mecânicas para reduzir custos de investimento inicial e possíveis melhorias no custo de ciclo de vida da estrutura. A análise de sensibilidade permitiu retirar as seguintes ilações:

- A rigidez da via em laje está directamente correlacionada com o **sistema elástico**, com maior influência na USP cuja rigidez é praticamente proporcional à rigidez da via até aos 80 kN/mm. A adopção de uma rigidez de USP entre 50 a 60 kN/mm conduz a rigidezes de via correntes de 70 a 80 kN/mm. O aumento da rigidez da USP afecta principalmente a tensão vertical sobre a travessa, aumentando cerca de 35% para um aumento de 200% da rigidez da USP.
- A introdução de uma **camada de sub-balastro** granular apresenta reduções de tensão vertical sobre a plataforma de 4 a 9% (para espessuras de 0.15 a 0.35 m). Caso se opte por uma camada de sub-balastro betuminoso, a redução de tensões pode chegar a 27% caso se adopte uma espessura de 14 cm e $E = 9000\text{ MPa}$. A introdução destas camadas pode ser interessante no aumento do horizonte de projecto da plataforma.

-
- A **alteração da geometria da laje de betão (CSL)**, em particular na variação da espessura, afecta sobretudo o momento flector (um aumento da espessura origina uma maior absorção de momento flector) e a tensão vertical sobre a laje de betão. No caso da **camada tratada com ligante hidráulico (HBL)**, a alteração da espessura tem principal influência no nível de tensões que atinge a plataforma, evidenciando que uma redução de 281 mm para 200 mm apenas se traduz num acréscimo de tensões sobre a plataforma em 10%, o que ainda assim é muito inferior à tensão observada na solução balastrada.
 - A implementação de uma **camada de cimento asfáltico (CAM)**, actualmente utilizado nas soluções pré-fabricadas Shinkansen™ e Bögl™, confere um nível de elasticidade extra com contribuição significativa na redução de tensões na interface laje de betão/camada tratada com ligante hidráulico que ultrapassa os 50%, associadas às vantagens de comportamento vibratório que confere à via em laje.

Por fim, a **comparação com outras tipologias da via em laje de betão** actualmente utilizadas em linhas de alta velocidade (Stedef™, Rheda 2000™ e Bögl™) evidencia o comportamento estrutural distinto, primariamente motivado pela evolução em ambientes diferentes. As principais conclusões são:

- Todas as vias apresentam rigidezes verticais muito semelhantes (≈ 60 kN/mm).
- O sistema Bögl™ é a solução que possui menor zona de influência do carregamento (52% do carregamento sobre a travessa carregada).
- O sistema Stedef™ é a via em laje que melhor se comporta da degradação de tensões para a plataforma, apresentando reduções de 40%, quando comparada com as restantes soluções avaliadas.
- Todas as tipologias apresentam o ponto de momento flector nulo a cerca de três travessas de distância da travessa carregada (≈ 1.8 m)
- A solução de via em laje Bögl™ é a tipologia que apresenta a laje mais solicitada, apresentando momentos flectores cerca de 2 a 3 vezes superior (5 kNm/m) às restantes soluções avaliadas para o carregamento do comboio.

Com o intuito de avaliar a **resposta a deformações heterogéneas da plataforma**, foi examinado o comportamento das vias em laje de betão para a alteração de rigidez numa zona de influência de cerca 6 m (10 travessas), cujas principais conclusões são:

-
- Para uma redução do módulo de elasticidade da plataforma em 10 vezes (100 MPa para 10 MPa) ou um assentamento diferencial de 2.5 mm, não existem sinais de cedência da laje. O acréscimo de momento flector absorvido pela laje é cerca de 3 a 4 vezes a situação de referência.
 - O sistema Stedef™ é o sistema que apresenta maior resiliência a situações de alteração da rigidez da plataforma, sendo a solução mais rígida de entre as abordadas.
 - Para um assentamento diferencial de 5 mm, ocorre a cedência da laje para todas as soluções, sendo que o sistema Rheda 2000™ é o sistema que mais rigidez perde aquando a abertura das primeiras fendas, já o sistema Bögl é o que menos rigidez perde.
 - O nível de tensões na armadura para a situação de um assentamento de 5 mm é diminuta (<100 MPa), o que sugere uma abertura de fendas reduzida dentro dos limites estipulados pelas recomendações japonesas e alemãs.

Em síntese, o principal resultado desta dissertação foi o desenvolvimento de uma ferramenta numérica com a capacidade de estimar o comportamento da via em laje de betão com tempos de computação razoáveis para efeitos de dimensionamento da via.

7.2 Desenvolvimentos futuros

No decorrer da presente dissertação, através do desenvolvimento de modelos numéricos e da análise e interpretação de resultados, é adquirida a consciencialização de que é necessária investigação adicional na área da modelação e dimensionamento da via em laje de betão, de modo a torná-la uma solução para o futuro da infra-estrutura ferroviária.

Com o avanço das capacidades computacionais, será possível a aplicação de análises mais complexas com o propósito de dimensionamento da via em laje e, tendo em conta, as melhorias no campo da computação, sugere-se os seguintes trabalhos futuros:

- Incorporação de análises materiais não lineares para o solo da plataforma, palmilhas elásticas, laje de betão e camada tratada com ligante hidráulico para estimar a resposta estrutural estática da via com mais detalhe.
- Desenvolvimento de modelos tridimensionais para análise dinâmica para estimativa de acelerações na via, forças de contacto roda/ carril para circulações de serviços passageiros e de mercadorias com as respectivas velocidades comerciais; Estudo da resposta a defeitos iniciais na via.

Outras contribuições futuras que continuem o trabalho desenvolvido numa perspectiva de optimização do dimensionamento da via em laje e redução dos custos do ciclo de vida são:

- Estudo do comportamento dinâmico e vibratório da via para muito altas velocidades (>350 km/h), bem como o seu comportamento a longo prazo sobre a vibração induzida pelo comboio e transmitido para o ambiente circundante.
- Estudo de novas configurações de armadura para controlo de abertura de fendas e a progressão das fendas de um ponto de vista da acção conjunta do carregamento comboio, temperatura e assentamentos diferenciais modelados através da sua probabilidade de ocorrência.
- Investigação acerca da fadiga da laje de betão e camada tratada com ligante hidráulico provocado pela acção conjunta do carregamento do comboio, temperatura e assentamentos diferenciais para avaliação dos respectivos horizontes de projecto para assim averiguar custos de ciclo de vida.

BIBLIOGRAFIA

Areias, A., 2007. *Dimensionamento de plataformas ferroviárias de alta velocidade com camadas granulares e betuminosas mediante a utilização de modelos elasto-plásticos por elements finitos.* Lisboa: Tese de Mestrado. Instituto Superior Técnico.

Auersch, L., 2008. Dynamic interaction of various beams with the underlying soil - finite and infinite, half-space and Winkler models. *European Journal of Mechanics A/Solids*, Volume 27, pp. 933-958.

Bastin, R., 2005. *Development of German non-ballasted track forms.* Reino Unido.

Bettess, P., 1992. *Infinite elements.* Sunderland: Penshaw Press.

Bezin, Y. Farrington, D., Penny, C. Temple, B., Iwnicki, S., 2010. The dynamic response of slab track constructions and their benefit with respect to conventional ballasted track. *Vehicle System Dynamics*, Volume 48, pp. 175-193.

Bilow, D. & Randich, G., 2000. *Slab Track for the Next 100 Years*, Skoki: Portland Cement Association.

Biot, M., 1937. Bending of an infinite beam on an elastic foundation. *Journal of Applied Mechanics (ASME)*, Volume 4, pp. A1-A7.

Bögl, 2012. FFB - Slab Track Bögl. (*panfleto*).

Bonnett, B. F., 2005. *Practical Railway Engineering.* Londres: Imperial College Press.

Brandl, H., 2004. *Geotechnics aspects for high-speed railways*, International Seminar on Geotechnics in Pavement and Railway Design and Construction, Atenas, pp. 16-17.

CEN, Comité Européen de Normalisation, 2004. *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings: EN 1991-1-1.*

Cunha, J. P., 2013. *Modelling of ballasted railway tracks for high-speed trains*, Tese de doutoramento. Minho: Universidade do Minho.

Dahlberg, T., 2003. *Railway track dynamics - a survey*, Relatório Técnico. Linköping: Universidade de Linköping.

Darr, E. & Fiebig, W., 2006. *Feste Fahrbahn: Konstrktion und Bauarten für Eisenbahn und Strassenbahn.* Second Edition ed. Eurail Press: s.n.

Dieleman, L., Furney M., Robinet A., Martin D., 2008. *Experimentation of a track section without ballast on the new line of East European TGV.* Relatório Técnico.

Domínguez, J., 1993. *Boundary elements in dynamics.* Southampton: Computational Mechanics Publications and Elsevier applied Science.

EAPA, 2003. *Asphalt in Railway Tracks*, Breukelen: European Asphalt Pavement Association.

Edilon, 2014. Edilon Corkelast - Embedded Block System (EBS). (*panfleto*).

Erleben, K., 2010. *Finite Element Method - a short Introduction to Principles and Ideas.* Copenhaga: Universidade de Copenhaga.

Esveld, C., 2001. *Modern Railway Track, Second Edition.* Delft University of Technology.

Ferreira, M. T. & Teixeira, P. F., 2012. Rail Track Performance with Different Subballast Solutions: Traffic and Environmental Effects on Subgrade Service Life. *Journal of Transportation Engineering*, Volume 138, pp. 1541-1550.

-
- Ferreira, P. A., 2010.** Modelling and Prediction of the Dynamic Behaviour of Railway Infrastructures at Very High Speeds. Tese de Doutoramento, Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Fryba, L., 1972.** *Vibrations of Structures under Moving Loads*. Groningen: Noorhof International Publishing.
- Fundación Caminos de Hierro, 2008.** *Estado del arte de modelos de comportamiento de infraestructuras ferroviarias - Análisis de las variaciones de rigidez vertical*. s.l.:s.n.
- Huang, Y., 1993.** *Pavement analysis and design*. Prentice Hall Inc.
- iir España, 2009.** *Seminario de superestructura de la vía en placa*. <http://www.iir.es/>, [Acedido em Fevereiro 2014].
- Ilias, H., 1999.** The influence of railpad stiffness on wheelset/track interaction and corrugation growth. *Journal of Sound and Vibration*, Volume 20, pp. 935-948.
- Indraratna, B., Lackenby, J. & Christie, D., 2005.** Effect of confining pressure on the degradation of ballast under cyclic loading. *Géotechnique*, Volume 55, pp. 235-328.
- Infrastructure Commission, 2002.** *Feasibility Study «ballastless track»*. Relatório UIC.
- Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. & Lo Presti, D., 1999.** *Stress distribution in railway formation: a simulated study*. 2nd International Symposium on Pre-failure Deformations Characteristics. Torino, pp. 28-30.
- JNR, 2007.** *40 Years Experience of the Slab Track on Japanese High Speed Lines*, Hideyuki Takai, Japão: Railway Technical Research Institute.
- Kable, 2014.** *Railway-Technology*, www.railway-technology.com, [Acedido em Fevereiro 2014].
- Kausel, E., 1981.** *An explicit solution for the Green functions for dynamic loads in layered media*, Massachusetts Institute of Technology. Relatório Técnico.
- Kruze, H. & Popp, K., 2001.** A modular algorithm for linear, periodic train-track models. *Journal of Applied Mechanics*, Volume 71, pp. 473-486.
- Lamb, H., 1904.** On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid. *Philos. Trans. Royal Society of London*, Volume A 203, pp. 1-42.
- Lichtberger, B., 2005.** *Track Compendium*. First Edition ed. Eurorail Press.
- Lin, X., Zhao, P. & Dai, F., 2011.** Advances in design theories of high-speed railway ballastless tracks. *Journal of Modern Transportation*, Volume 19, pp. 154-162.
- Miura, T., Takai, H., Uchida, M. & Fukada, Y., 1998.** The mechanism of railway tracks. *Japan Railway & Transport Review*, Volume 3, pp. 38-45.
- Morais, J., 2008.** *Impacto das variações de rigidez vertical da via na degradação das linhas férreas e alta velocidade*. Tese de Mestrado. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Mörscher, J., 1994.** *Slab Track Roadbeds in Germany - Implementation and Experience*. Relatório Técnico
- Nigel, O. & Franz, Q., 2001.** *Innovative Track Systems Criteria for their Selection*. Cologne: Promain.
- ÖBB-PORR, 2014.** System ÖBB-PORR elastically supported track base plate. (*Panfleto*).
- O'Brien, J. & Rizos, D., 2005.** A 3D FEM-BEM methodology for simulation of high speed train induced vibrations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 25, pp. 289-301.
- RailOne, 2014.** *Rheda 2000 Ballastless Track System*, www.railone.com, [Acedido em Fevereiro 2014].

-
- RFF, 2014.** *LGV-Est européenne 2e phase*, www.lgv-est.com, [Acedido em Fevereiro 2014].
- Rhomberg, H., 2009.** *Moder Superstructures for Railway High Speed Lines - Types, Characteristics and Installation Technology*. Washington.
- Rose, J., 2006.** *KENTRACK - A Railway Trackbed Structural Design Program*. Kentucky: Universidade de Kentucky.
- Sateba, 2014.** *Sateba Système Vagueux*, www.sateba.com, [Acedido em Fevereiro 2014].
- Satoshi, A., 1989.** Loading-deformation characteristics of slab track with temperatura variation. *Railway Summary Report*, 10 (3), pp. 2-9.
- Selig, E. & Waters, J., 1994.** *Track geotechnology and substructure management*. Thomas Telford.
- SNCF, 2004.** *Zone test VSB*. LGV Est européenne - Ligne nouvelle de Vaires À Vendenheim: Direction des Superstructures Ferroviares - Grand Projects. Document Confidentiel.
- SNCF, 2005.** *Définition de transitions VSB/Voie Ballastée dans la voie courante circulée à 300 km/h - Zone Test Voie sans Ballast*. LGV Est Européenne - Ligne nouvelle de Vaires à Vendenheim: Direction de l'Ingenierie - Departement des Etudes Voie. Document Confidentiel.
- SNCF, 2012.** *Mesures d'accélération et de nivellement sur zone de transition*, LGV Est-Européenne. Research Report: SNCF Inovation & Recherche Document Confidentiel.
- Teixeira, P. F., 2003.** *Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de las vias de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical*. Tese de doutoramento. Barcelona: UPC.
- Teixeira, P. F., 2013.** *Engenharia Ferroviária - Slides da disciplina*, Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Timoshenko, S., 1926.** Method of analysis of statical and dynamical stresses in rail. *Second International Congress for Applied Mechanics*.
- Van Cauwelaert, F., 2003.** *Pavement Design and Evaluation - The Required Mathematics and its Applications*. Bruxelas: Federation of the Belgium Cement Industry.
- Vesic, A., 1961.** Bending of beams resting on isotropic elastic solid. *Journal of Engineering Mechanical Division ASCE*, Volume 7, pp. 35-53.
- Wang, Y., Tham, L. & Cheung, Y., 2005.** Beams and plates on elastic foundations: a review. *Progr. Struct. Eng. Mater.*, Volume 7, pp. 174-182.
- White, W., Valliappan & Lee, I. K., 1977.** Unified boundary for finite dynamic models. *Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE)*, Volume 103 (EM5), pp. 949-964.
- Xie, Y., Huajian, L., Zhongwei, F. & Ilwha, L., 2009.** Concrete Crack of Ballastless Track Structure and its Repair. *IJR International Journal of Railway*, Volume Vol.2, No. 1, pp. 30-36.

ANEXOS

A.1. RESULTADOS PARA OS MODELOS (i) VB S/C, (ii) VB T, (iii) VB TBS

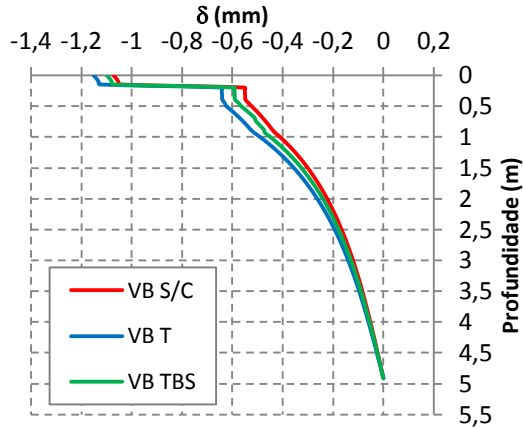


Figura A.1.1: Deslocamento vertical sobre ponto de aplicação da carga

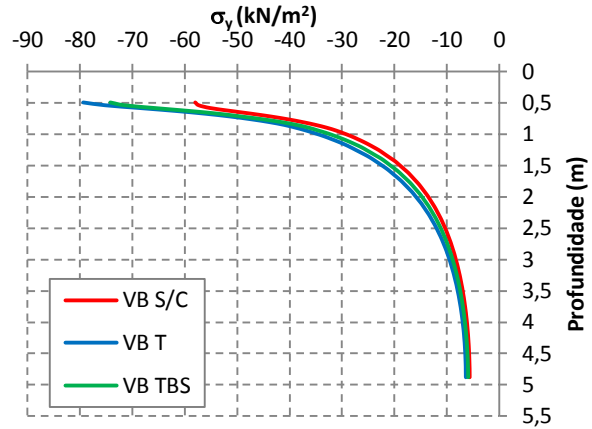


Figura A.1.2: Tensão vertical sobre ponto de aplicação da carga

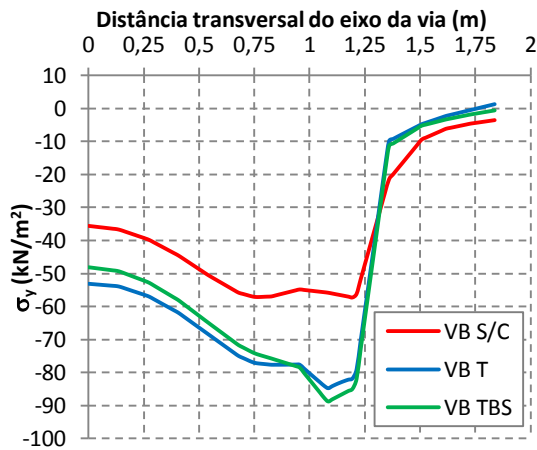


Figura A.1.3: Tensão vertical na interface travessa/balastro na direção transversal

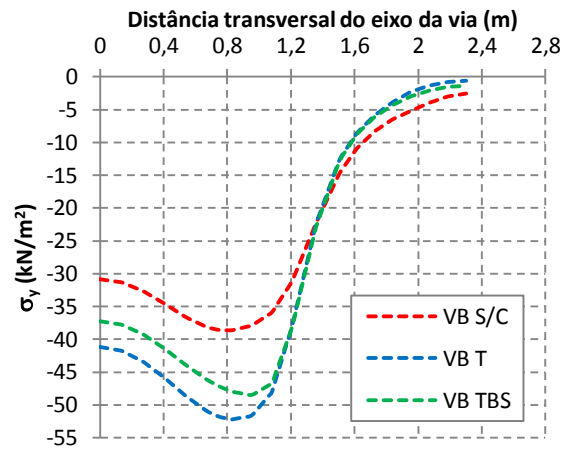


Figura A.1.4: Tensão vertical na interface sub-balastro/plataforma na direção transversal

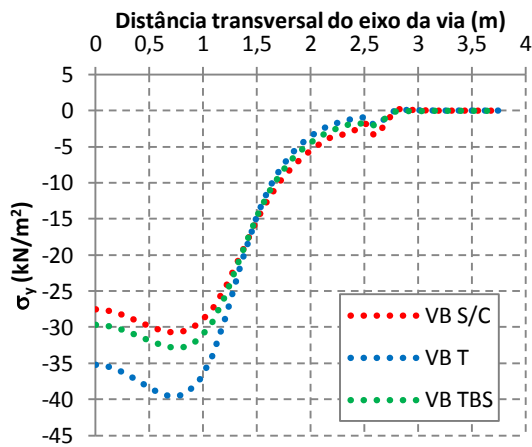


Figura A.1.5: Tensão vertical na interface sub-balastro/plataforma na direção transversal

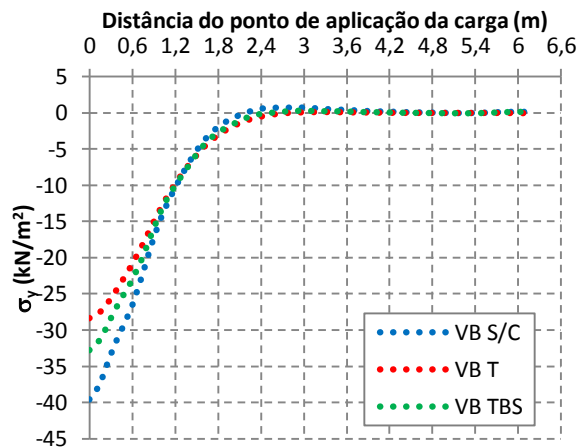


Figura A.1.6: Tensão vertical na interface sub-balastro/plataforma na direção longitudinal

A.2.RESULTADOS PARA OS MODELOS (i) VBZT1 S/C, (ii) VBZT1 T, (iii) VBZT1 TBH

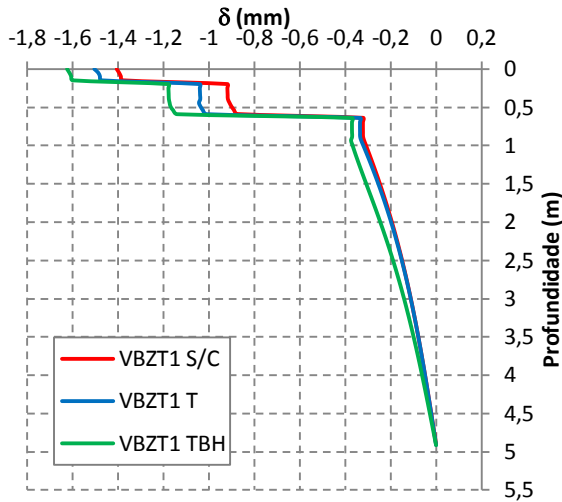


Figura A.2.1: Deslocamento vertical sobre ponto de aplicação da carga

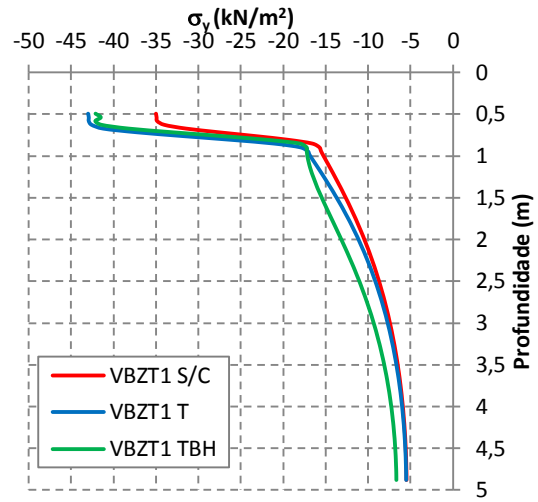


Figura A.2.2: Tensão vertical sobre ponto de aplicação da carga

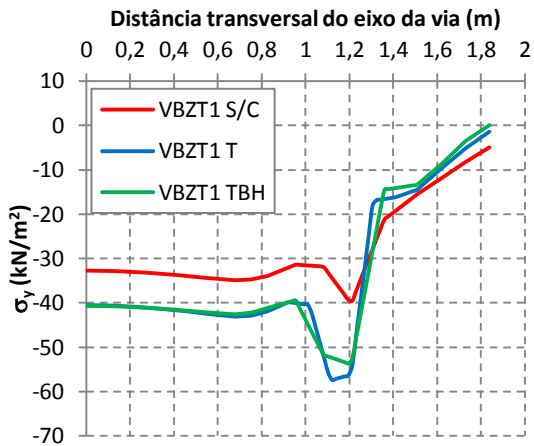


Figura A.2.3: Tensão vertical na interface travessa/balastro na direção transversal

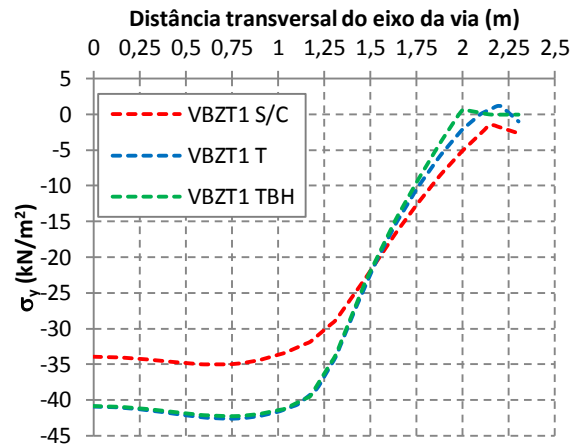


Figura A.2.4: Tensão vertical na interface sub-balastro/plataforma na direção transversal

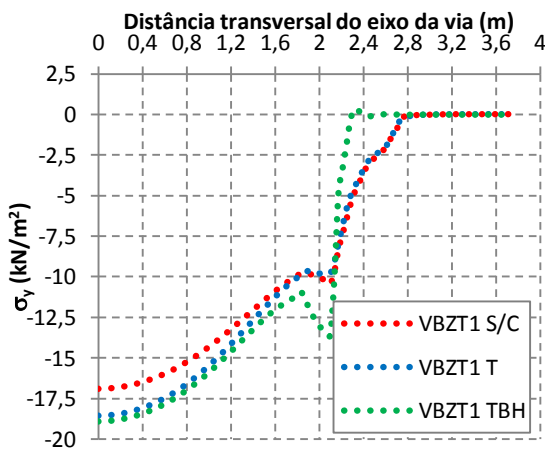


Figura A.2.5: Tensão vertical na interface sub-balastro/plataforma na direção transversal

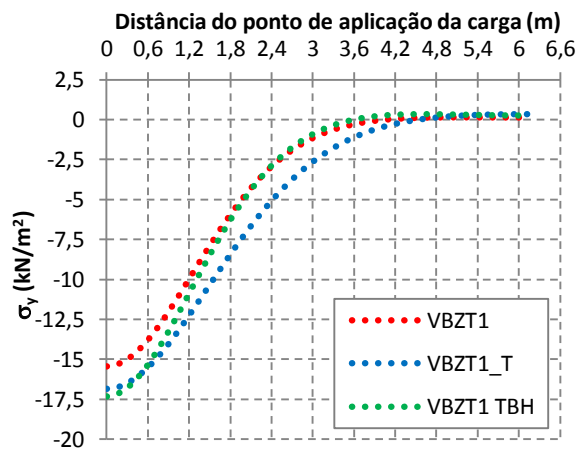


Figura A.2.6: Tensão vertical na interface sub-balastro/plataforma na direção longitudinal

A.3. RESULTADOS PARA OS MODELOS (i) VSB S/C e (ii) VSB CH

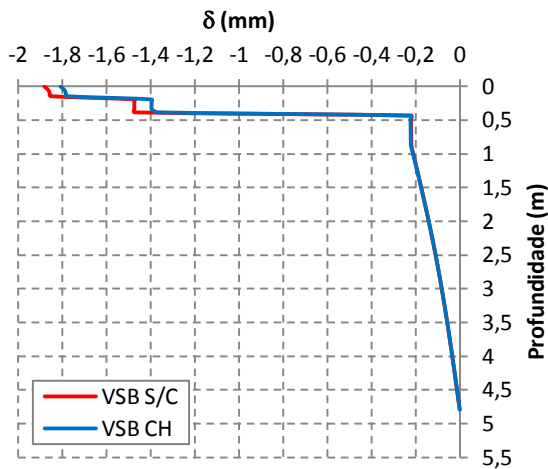


Figura A.3.1: Deslocamento vertical sobre ponto de aplicação da carga

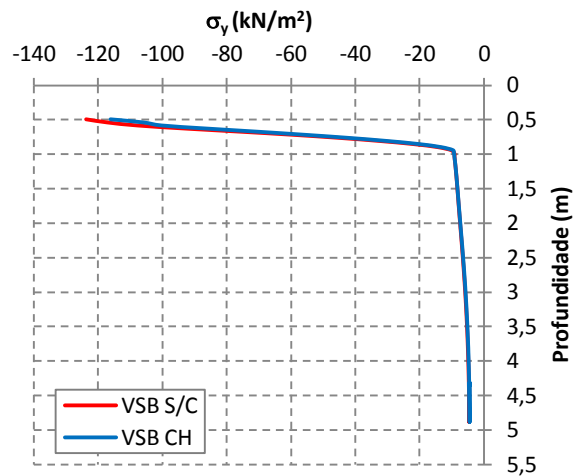


Figura A.3.2: Tensão vertical sobre ponto de aplicação da carga

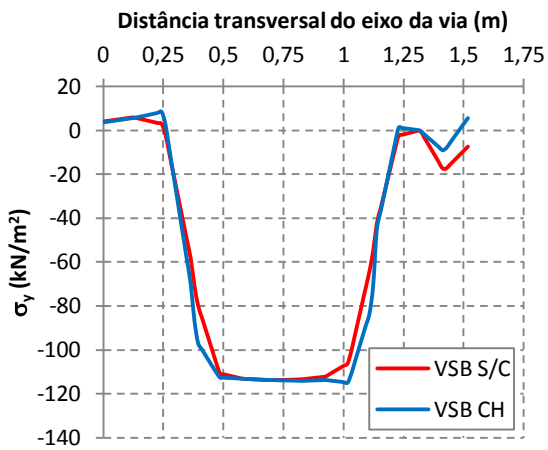


Figura A.3.3: Tensão vertical na interface travessa/balastro na direcção transversal

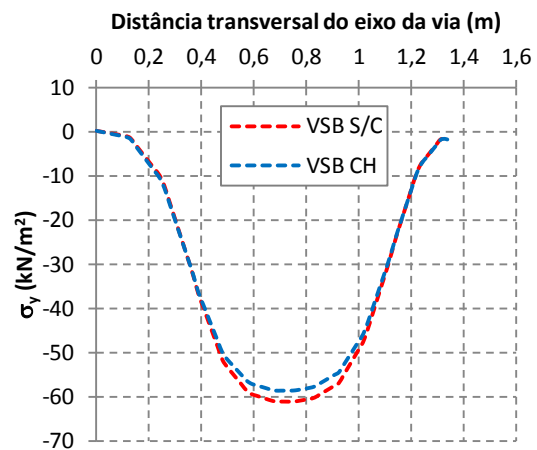


Figura A.3.4: Tensão vertical na interface sub-balastro/plataforma na direcção transversal

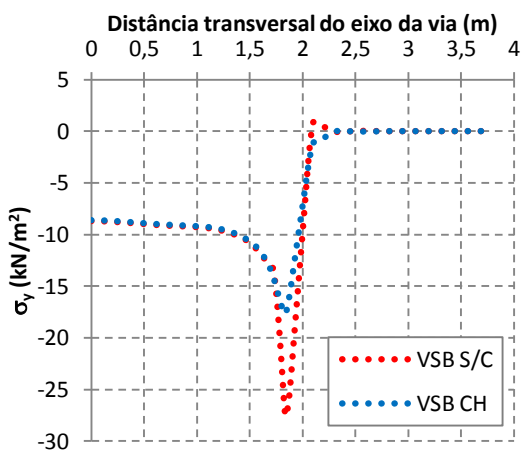


Figura A.3.5: Tensão vertical na interface sub-balastro/plataforma na direcção transversal

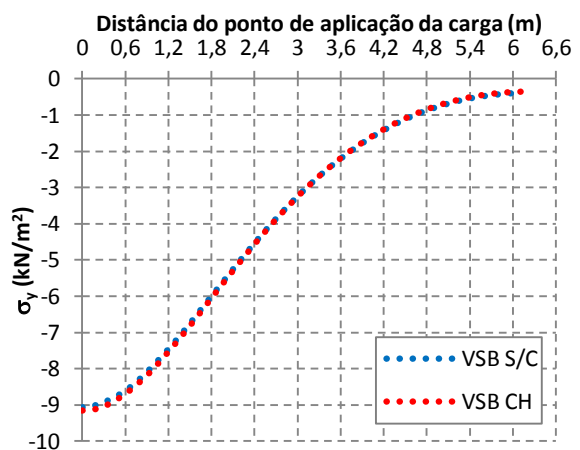


Figura A.3.6: Tensão vertical na interface sub-balastro/plataforma na direcção longitudinal