



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

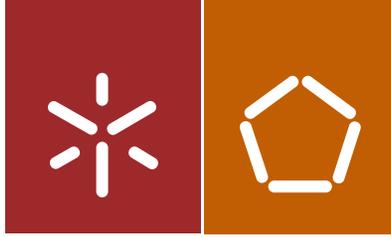
Ana Sofia Couto Moreira

Métodos de Dimensionamento de Vias-férreas

Ana Sofia Couto Moreira Métodos de Dimensionamento de Vias-férreas

UMinho | 2014

dezembro de 2014



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Ana Sofia Couto Moreira

Métodos de Dimensionamento de Vias-férreas

Dissertação de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor Jorge Carvalho Pais
Professora Doutora Simona Fontul

dezembro de 2014

Dedico este trabalho aos meus Pais e Irmã por todo o apoio que me deram, para a concretização do mesmo.

Terminar o momento, encontrar o final da jornada em cada passo do caminho, viver o maior número de boas horas, é sabedoria.

Ralph Waldo Emerson



AGRADECIMENTOS

Começo por agradecer ao Doutor Jorge Carvalho Pais por toda a orientação, disponibilidade e apoio que foi dispendo. Orientação está que foi bastante importante para a revisão e estruturação do presente trabalho, assim com a disponibilidade para o esclarecimento de dúvidas que foram surgindo ao longo da elaboração do mesmo.

Agradeço também à Doutora Simona Fontul por ter disponibilizado o seu tempo para me auxiliar e orientar na elaboração do presente trabalho, durante a minha estadia no LNEC e por ter tornado a minha permanência lá possível durante quinze dias. Assim como a todas as pessoas que de forma calorosa me ajudaram durante estes dias.

Gostaria de agradecer a todos os amigos e colegas que ao longo desta jornada me ajudaram com o seu apoio e amizade.

De forma profunda quero agradecer à minha família, em especial ao meu pai, mãe e irmã pelo apoio incondicional, carinho e palavras de incentivo que me foram oferecendo ao longo deste tempo.

Por último agradeço a todas as pessoas que de uma forma direta ou indireta contribuíram para a elaboração deste trabalho.



RESUMO

Ao longo dos tempos o transporte ferroviário tem vindo a verificar um grande desenvolvimento, por consequência das necessidades impostas a este meio de comunicação assim como o objetivo de fazer com que este modo de transporte se torne mais competitivo em comparação com os demais. Este desenvolvimento levou ao aparecimento de três tipos possíveis de conceção de vias-férreas; nomeadamente as vias balastradas, vias compostas por carris, fixações, travessas, balastro, sub-balastro, leito da via e fundação; vias não balastrada, em que a camada de balastro é usualmente substituída por uma camada de mistura betuminosa ou uma laje de betão; e vias mistas, em que se introduz diferentes materiais na elaboração da via.

De modo a se conseguir um correto dimensionamento de uma via-férrea tem-se de ter em atenção as tensões máximas de flexão no carril e na travessa, tensão vertical máxima sobre o balastro, tensão vertical máxima na plataforma e deformação elástica máxima da via.

Para se proceder ao dimensionamento de uma via pode utilizar-se modelos de análise clássicos, estes podem-se dividir em dois grandes grupos: os que admitem que os carris correspondem a uma viga com comprimento infinito, apoiada continuamente num meio elástico, homogéneo e isotrópico e aqueles que assumem que os carris correspondem a uma viga continua com apoios equidistantes e discretos assentes num meio elástico, homogéneo e isotrópico. Dentro destes métodos observam-se: o modelo de Winkler, o modelo de Talbot, os modelos linear-elástico (semi-espaço de Boussinesq, método da espessura equivalente, modelo multi-camadas), método dos elementos infinitos e método do elemento discreto.

Esta dissertação faz uma apresentação da constituição das vias férreas, seguindo-se a análise das ações a que estão sujeitas e os diferentes métodos de dimensionamento das vias férreas, principalmente os seus componentes. Esta informação é utilizada para o dimensionamento de uma via balastrada e numa via não balastrada.

Palavras – chave: vias férreas; dimensionamento; via balastrada, via não balastrada



ABSTRACT

Over the years the railways have undertaken a great development due to the needs imposed on this transportation mode, as well as the objective to make this transportation mode more competitive in comparison with the others. This development led to the appearance of three possible types of conception of railways; the ballasted tracks, composed by a rails, fastenings, sleepers, ballast, sub-ballast, the track bed and foundation; tracks without ballast, where the ballast layer is usually replaced by a layer of bituminous mixture or a concrete slab; and mixed tracks which introduces different materials in the preparation of the track.

In order to achieve a correct design of a railway track it is necessary to verify the maximum bending stress on the rails and the sleepers, maximum vertical tension on the ballast, maximum vertical tension on the platform and maximum elastic deformation of the railway.

Models of classical analysis can be used for the design of a railway. These models can be divided into two large groups: those who admit the rails to correspond to a beam with infinitive length, supported continually in an elastic environment, homogeneous and isotropic and those who admit that the rails correspond to a continuous beam with equidistant and discrete support based in an elastic environment, homogeneous and isotropic. In these methods there are: the Winkler model, the model of Talbot, linear-elastic models (Semi-space of Boussinesq, Method of Equivalent Thickness, Multi-layer model), the Method of Infinite Elements and Method of Discrete Element.

This dissertation presents the constitution of the railroads, followed by an analysis of the actions to which they are subject and the different design methods of railways, especially its components. This information is used for the design of a ballasted tracks and a no ballasted tracks.

Keywords: Railways, design, ballasted tracks, tracks without ballast



ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	VII
RESUMO	IX
ABSTRACT	XI
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Estrutura da dissertação	3
2. CONSTITUIÇÃO E TIPOLOGIA DA VIA-FÉRREA	5
2.1. Via Balastrada	5
2.1.1. Carris	6
2.1.2. Elementos de fixação	8
2.1.3. Travessas	9
2.1.4. Camada de balastro	13
2.1.5. Camada de sub-balastro	14
2.1.6. Camada de leito	15
2.1.7. Fundação da via	16
2.2. Via não Balastrada	16
2.3. Vias de apoio misto	18
3. AÇÕES EXERCIDAS, QUALIDADE E DEGRADAÇÃO DA VIA	21
3.1. Forças que atuam sobre a via	21
3.1.1. Forças verticais	21
3.1.2. Forças longitudinais	28
3.1.3. Forças transversais	31
3.2. Qualidade e mecanismos de degradação da via	32



3.2.1.	Degradação dos elementos da via	33
3.2.2.	Deformações verticais da via	38
4.	ANÁLISE ESTRUTURAL	41
4.1.	Modelos clássicos de análise da via-férrea.....	41
4.1.1.	Modelo de Winkler	42
4.1.2.	Modelo de Talbot.....	44
4.1.3.	Método de Zimmermann.....	46
4.1.4.	Modelos linear e elásticos	47
4.1.5.	Método dos elementos finitos	50
4.1.6.	Método do elemento discreto.....	51
4.2.	Aplicação de modelos numéricos na análise estrutural da via	51
4.2.1.	Modelo Illitrack.....	53
4.2.2.	Modelo Multilayer Track Analysis – MULTA.....	53
4.2.3.	Modelo Prismatic Solid Analysis – PSA	54
4.2.4.	Modelo Geotrack.....	54
4.2.5.	Modelo Kentrack.....	56
4.3.	Critérios de dimensionamento.....	57
4.3.1.	Catálogos de secções estruturais	57
4.3.2.	Pré-dimensionamento dos carris	58
4.3.3.	Tensões no carril	59
4.3.4.	Tensões nas travessas.....	60
4.3.5.	Pré-dimensionamento do balastro	61
4.3.6.	Tensões de contacto travessa/balastro.....	62
4.3.7.	Tensão no balastro	63
4.3.8.	Espessura mínima da camada de balastro e sub-balastro.....	63
4.3.9.	Tensão no sub-balastro.....	66
4.3.10.	Tensões no subleito	66



4.4.	Comportamento e modelação dos materiais	67
5.	DIMENSIONAMENTO DE UMA VIA-FÉRREA.....	71
5.1.	Dimensionamento de uma via balastrada	72
5.1.1.	Dimensionamento do carril	72
5.1.2.	Dimensionamento das travessas	75
5.1.3.	Dimensionamento da camada de balastro e sub-balastro	77
5.2.	Dimensionamento de vias não - balastradas	89
6.	CONCLUSÃO	95
7.	BIBLIOGRAFIA/ REFERÊNCIAS.....	97



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1- Representação transversal da via-férrea balastrada	6
Figura 2.2 - Representação longitudinal da via-férrea balastrada	6
Figura 2.3 - Representação de um carril UIC 60	7
Figura 2.4- Elementos de fixação dos carris.....	8
Figura 2.5 – Elemento de fixação rígido	9
Figura 2.6 – Elementos de fixação elásticos	9
Figura 2.7– Via-ferroviária com travessas em madeira	10
Figura 2.8 – Via balastrada com travessas metálicas	11
Figura 2.9 - Via-férrea em travessas bi-bloco	11
Figura 2.10 – Via-férrea em travessas monobloco	12
Figura 2.11 – Travessas em polímeros	13
Figura 2.12 – Conceções da via em laje	17
Figura 2.13 – Perfil de uma via italiana mista para alta velocidade	19
Figura 3.1– Tensões devido às forças verticais nos elementos da via	22
Figura 3.2 – Oscilação dinâmica da carga das rodas	25
Figura 3.3 – Andamento genérico da distribuição de esforço normal no carril por efeito de força de frenagem F_b	30
Figura 3.4 – Aparelho de dilatação da via	30
Figura 3.5 – Degradação de um carril	34
Figura 3.6 – Travessas em madeira degradadas	35
Figura 3.7 – Travessas em betão fendilhada	35
Figura 3.8 – Tipo de contaminação da camada de balastro a) desgaste dos elementos da via e infiltração de materiais a partir da superfície; b) infiltração de materiais a partir das camadas granulares subjacentes ao balastro; c) infiltração de materiais a partir da fundação	36
Figura 3.9 – Desenvolvimento de uma rotura por corte	37
Figura 3.10 – Deformação plástica	38
Figura 4.1- Modelo do carril apoiado discretamente	42
Figura 4.2 – Transformação de um apoio em longarina em apoio sobre travessas por Timoshenko	44



Figura 4.3 - Transformação de um apoio em longarina em apoio sobre travessas por Saller	44
Figura 4.4 – Representação da teoria de Talbot.....	44
Figura 4.5 – Modelo de carril apoiado discretamente	45
Figura 4.6 – Modelo de Boussinesq para carga pontual	47
Figura 4.7 – Método de Odermark	48
Figura 4.8 – Definição do modelo	49
Figura 4.9 – Resultados obtidos com diversos modelos numéricos: a) deflexão do carril; b) carga sobre a travessa; c) tensão vertical na superfície do balastro; d) tensão vertical na plataforma	52
Figura 4.10 – Configuração de uma via através do programa GEOTRACK	55
Figura 4.11 – Configuração do modelo da via através do programa KENTRACK	56
Figura 4.12 – Catálogo de secções estruturais elaborado pela SNCF	57
Figura 4.13 – Catálogo de secções estruturais desenvolvido pelo UIC	58
Figura 4.14 – Análise teórica da travessa	60
Figura 5.1 – Dimensões da travessa.....	75
Figura 5.2– Dimensões necessárias para a determinação dos momentos.....	76
Figura 5.3 – Distribuição longitudinal da força pontual.....	77
Figura 5.4– Área de impressão da carga	80
Figura 5.5 – Dimensionamento para solo com qualidade QS1.....	82
Figura 5.6 – Dimensionamento para solo com qualidade QS2 e QS3 (P2).....	83
Figura 5.7 – Dimensionamento para solo com qualidade QS3 (P3).....	84
Figura 5.8 - Fase de construção da via (camiões) e solo com qualidade QS1	85
Figura 5.9 - Fase de construção da via (camiões) e solo com qualidade QS2 e QS3 (P2)	86
Figura 5.10 - Fase de construção da via (camiões) e solo com qualidade QS3 (P3).....	87
Figura 5.11– Perfil transversal esquemático de uma solução de via não balastrada	90
Figura 5.12 – Misturas betuminosas durante a construção da via	92
Figura 5.13 - Misturas betuminosas durante a vida útil da via	94



ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Dimensões de um carril UIC 60	7
Tabela 3.1 – Pesos máximos por eixos para os principais veículos ferroviários	23
Tabela 3.2 – Fator de segurança estatística	25
Tabela 3.3 – Fator dependente do estado da infra-estrutura.....	25
Tabela 3.4 – Fator dependente da velocidade de circulação	25
Tabela 3.5 – Cálculo de frequências para cargas suspensas e não suspensas	27
Tabela 4.1 – Valores do coeficiente de lastro	47
Tabela 4.2 - Classes de qualidade do solo	65
Tabela 4.3 – Determinação da capacidade de carga subleito	66
Tabela 5.1 – Dimensões de carris tipo	72
Tabela 5.2 – Valores para a determinação do DAF	73
Tabela 5.3 – Comprimento característico.....	74
Tabela 5.4 – Valor das espessuras da camada de sub-balastro.....	78
Tabela 5.5 - Valor das espessuras da camada de sub-balastro durante	79
Tabela 5.6 – Valores de referência da camada de balastro e sub-balastro	80
Tabela 5.7 – Área de impressão da carga para comboios.....	81
Tabela 5.8 – Resultados de N obtidos pelas Fórmulas de Shell	89
Tabela 5.9 – Requisitos relativos à qualidade exigida a soluções não balastrada	90
Tabela 5.10 – Dados relativamente ao tráfego	91
Tabela 5.11 – Valor de referência para o dimensionamento com misturas betuminosas.....	91
Tabela 5.12 – Resultados obtidos pelo programa JPAV	93
Tabela 5.13 – Dados relativamente ao tráfego	93
Tabela 5.14 – Resultados obtidos pelo programa JPAV	94



1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

Os meios de transporte constituem uma fonte indispensável para o aumento do desenvolvimento económico e social de um país. Com o passar dos tempos têm-se verificado um aumento do número de veículos que se encontram em circulação, principalmente nos centros urbanos, levando por sua vez a uma diminuição da qualidade de vida e ao aumento do nível de insegurança.

De forma a solucionar este problema tem-se procurado o desenvolvimento de meios de transporte mais eficientes e das suas infraestruturas, com particular destaque as vias férreas. Com o aumento das cargas aplicadas, do volume de tráfego e das velocidades praticadas tornou-se necessária a aplicação de novas metodologias de dimensionamento da estrutura ferroviária, bem como a utilização de novos materiais.

Durante a segunda metade do século XIX discutiu-se a necessidade de proceder a uma modernização das vias de comunicação existentes no país. Ao longo dos anos foram apresentadas várias propostas para a conceção de caminhos-de-ferro, mas só com a criação da Companhia das Obras Publicas em Portugal é que surgiu o primeiro caminho-de-ferro que fazia a ligação entre Lisboa e o Carregado.

Nas duas últimas décadas verificou-se uma grande evolução das vias férreas, em que quase toda a extensão da via foi reforçada, as camadas de balastro adquiriram volume e altura, passando a ser concebidas com materiais com melhores características. As travessas passaram a ser realizadas em betão pré-esforçado. Os carris ganharam maior peso unitário, passando a ser soldados diretamente na via. Passou-se a utilizar também novos métodos para a conservação e manutenção da via.

Iniciou-se também a discussão do tema da viabilidade da circulação em via balastrada para velocidades superiores a 200 km/h. Com a utilização do carril UIC 60 e de travessas de 2,60 m



de comprimento em betão, com palmilhas elásticas sob os carris, ficou demonstrado que se pode utilizar o balastro em superestruturas ferroviárias para estas velocidades (Paixão e Fortunato 2009).

O motivo da escolha deste tema de dissertação intitulado *Métodos de Dimensionamento de Vias Férreas* deve-se à crescente importância das vias férreas em todo o mundo, tanto para o transporte de passageiros como de mercadorias, no transporte urbano, regional o internacional.

Apesar de ao longo do percurso universitário o autor não ter abordado de forma explícita este tema, desde sempre constituí um assunto de elevado interesse e curiosidade no âmbito da Engenharia Civil. Toda a complexidade envolvida no dimensionamento deste tipo de vias desde os vários parâmetros geométricos da via, necessários de serem garantidos de modo a permitir um correto funcionamento da mesma; à circulação de veículos que podem atingir velocidades bastante elevadas, levando a um dimensionamento mais cuidado. Este interesse contribuiu com elevado peso para a escolha e disposição para a elaboração da presente dissertação.

Pelo exposto verifica-se que o tema sobre as vias férreas pode ser uma contribuição importante para o estado do conhecimento, em particular no que se refere ao seu dimensionamento, pelo que a realização desta dissertação afigura-se atual.

1.2. Objetivos

Com este trabalho pretende fazer-se uma comparação entre os diferentes métodos existentes para o dimensionamento de vias férreas tanto para deslocações dentro de zonas urbanas como para deslocações de longo curso.

Numa primeira fase faz-se uma compilação dos diferentes modelos desde os modelos, de análise clássica aos modelos de análise numérica. Com a informação recolhida procede-se à comparação dos diferentes métodos, em que se compara informação relativamente, as vantagens e desvantagens de cada um dos modelos, assim como os parâmetros necessários para se realizar a metodologia de cálculo, bem como os parâmetros obtidos após o procedimento de cálculo.



Como demonstração dos métodos apresentados para o dimensionamento de vias férreas, neste trabalho apresenta-se um caso prático de dimensionamento de uma via balastrada e de uma via não balastrada.

1.3. Estrutura da dissertação

O presente trabalho encontra-se organizado em seis capítulos, cuja divisão apresenta-se de seguida.

Capítulo 1 – *Introdução* – Realiza-se o enquadramento do tema desenvolvido ao longo deste trabalho, sendo também apresentados os objetivos deste estudo e a motivação do autor para a escolha do tema e a estruturação da dissertação.

Capítulo 2 – *Constituição e Tipologia da Via-férrea* - Neste capítulo descreve-se de forma sucinta os diferentes tipos de vias férreas (via balastrada, via não balastrada e via mista) e sua respetiva constituição.

Capítulo 3 – *Ações Exercidas, Qualidade e Degradação da Via* – Apresentam-se as diferentes solicitações estáticas e dinâmicas e as variações de temperatura que solicitam as vias férreas. Relativamente às ações exercidas, apresenta-se a metodologia de cálculo para a sua determinação. Refere-se de forma resumida os vários mecanismos que provocam degradações na via, nomeadamente nos elementos da via.

Capítulo 4 – *Análise Estrutural* – Neste capítulo apresenta-se os diferentes modelos clássicos e numéricos de análise de uma via-férrea, assim como a metodologia de cálculo para cada um deles. Refere-se os possíveis materiais a serem utilizados numa via-férrea, assim como o seu comportamento e modelação.

Capítulo 5 – *Dimensionamento de uma via-férrea* – Efetua-se o dimensionamento de uma via-férrea para o caso do carregamento durante a fase de construção da via e para o caso do carregamento ao longo da vida útil da via. Apresenta-se os resultados e discussões acerca dos valores obtidos.

Capítulo 6 – *Conclusões* – Apresenta-se as principais conclusões obtidas com a realização deste trabalho.



2. CONSTITUIÇÃO E TIPOLOGIA DA VIA-FÉRREA

A infraestrutura ferroviária tem como principal função proporcionar a circulação ferroviária de uma forma segura, confortável e económica. Para o cumprimento destes requisitos é fundamental o conhecimento do comportamento da via e a quantificação da importância de cada um dos seus constituintes (Fernandes 2011).

O comportamento da via resulta de uma complexa interação dos diversos componentes do sistema face às solicitações impostas pelos veículos em diversas condições ambientais. De modo a cumprir as exigências requeridas, é essencial que cada elemento cumpra a sua função, de forma a que o sistema seja estável, resiliente e evite quer deformações permanentes quer desgaste dos elementos constituintes (Fortunato 2005).

As soluções possíveis para a conceção de uma via-férrea dividem-se em três tipos, designadamente: i) via balastrada; ii) via não balastrada; iii) via de apoio misto.

2.1. Via Balastrada

A via balastrada é uma solução estrutural que, pelas suas características, tem um bom comportamento dinâmico relativamente aos esforços provocados pelas massas suspensas – veículos que estão apoiados no respetivo eixo por uma suspensão primária, a qual, entre outras funções, deve contribuir para isolar essas elevadas massas e promover a dissipação de energia – e as não suspensas, que são as que constituem as rodas, o eixo e todas as peças ou equipamentos a eles rigidamente ligados, cujo comportamento depende essencialmente das características mecânicas da via (Fortunato 2005).

Uma via-férrea balastrada pode dividir-se em duas partes, nomeadamente a superestrutura que é composta pelo armamento da via (carris, fixações e travessas) e o balastro, e a subestrutura constituída pelo sub-balastro, leito da via e fundação. A escolha para esta distribuição é devida ao facto de que tanto a via balastrada como a não balastrada possuem características similares para a subestrutura.



Na Figura 2.1 apresenta-se uma representação transversal da via-férrea balastrada enquanto na Figura 2.2 apresenta-se uma representação longitudinal, podendo-se facilmente identificar os diferentes elementos que compõem a subestrutura e superestrutura.

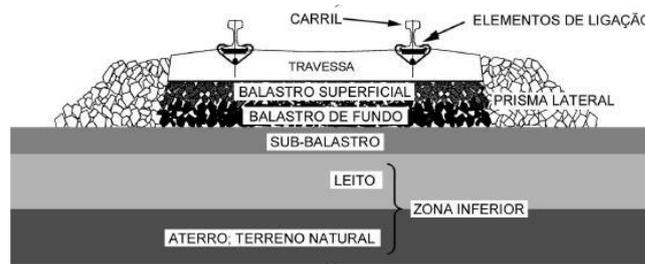


Figura 2.1- Representação transversal da via-férrea balastrada (Fortunato 2005)

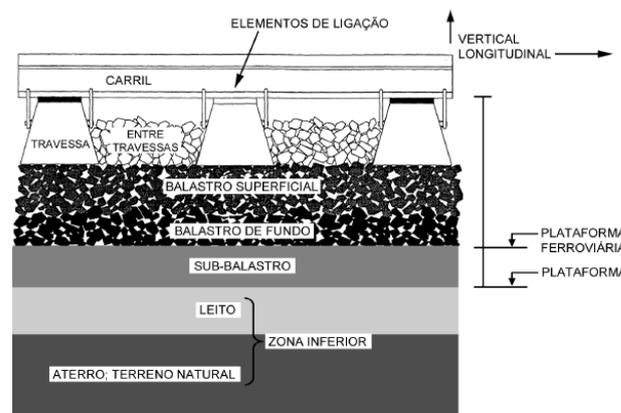


Figura 2.2 - Representação longitudinal da via-férrea balastrada (Fortunato 2005)

2.1.1. Carris

Os carris são de aço e têm como funções suportar e transferir para as travessas as cargas dos veículos e impor a direção às rodas dos comboios. Estes elementos têm que ter a rigidez suficiente para funcionar como vigas que transferem as cargas concentradas das rodas para as travessas – as quais funcionam como apoios afastados de determinado comprimento – sem flexão excessiva. Com o movimento dos veículos estabelece-se uma onda com determinado comprimento ao longo do carril, que se propaga com o deslocamento daqueles (DiPilato et al. 1983).



O aumento da altura dos carris proporciona-lhe uma maior rigidez à flexão, o que lhes permite distribuir a carga por um maior número de travessas, reduzindo assim o assentamento das travessas e a solicitação sobre as camadas de apoio (Fortunato 2005).

Existem também outras funções atribuídas aos carris, como por exemplo a função de elemento condutor do retorno da corrente elétrica de tração, assim como de condutor das correntes dos sistemas de sinalização da linha (Paixão e Fortunato 2009).

Um dos carris mais utilizado é o carril UIC60 (Figura 2.3) cujas dimensões se encontram na Tabela 2.1. Ao serem instalados na via, estes carris são soldados entre si, formando a barra longa soldada (Mendes 2011).

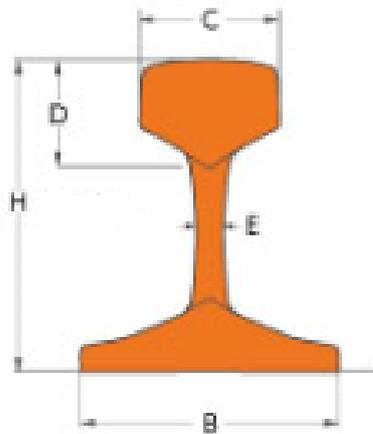


Figura 2.3 - Representação de um carril UIC 60 (ArcelorMittal s.d.)

Tabela 2.1 – Dimensões de um carril UIC 60

H (mm)	172,00
B (mm)	150,00
C (mm)	72,00
D (mm)	51,00
E (mm)	16,50
Área (cm²)	76,48
Massa (kg/m)	60,03

O carril de barra longa soldada tem vantagens em relação ao carril *standard*, as quais se traduzem por uma menor deterioração dos componentes da via e, conseqüentemente, um maior



intervalo das operações de conservação, menor oscilação dos veículos e menor produção de vibrações e ruídos, proporcionando um nível de conforto superior. No entanto, o carril de barra longa soldada está sujeito a esforços internos consideráveis com as variações de temperatura, o que torna mais difícil a substituição dos elementos da superestrutura e exige um investimento inicial mais elevado (Fortunato 2005).

2.1.2. Elementos de fixação

Os elementos de fixação, como se pode verificar na Figura 2.4, devem promover o apoio adequado dos carris e a fixação destes às travessas, resistindo aos esforços originados pelas ações verticais, laterais, longitudinais e de torção (transmitidas pelas rodas), e aos esforços produzidos pelas variações de temperatura dos carris. Além disso, devem ainda reduzir as tensões e as vibrações causadas pelas cargas dinâmicas (Fortunato 2005).

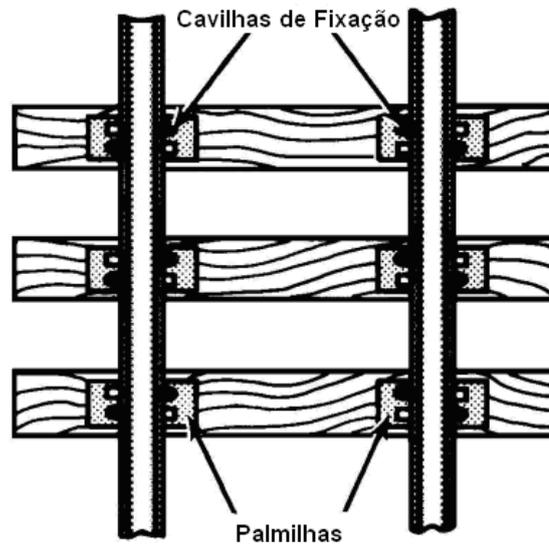


Figura 2.4- Elementos de fixação dos carris (Contente 2009)

O tipo de fixação e as características dos elementos de fixação e apoio estão relacionados com o tipo de travessa de cada via. Em travessas de madeira utilizam-se apoios metálicos, Figura 2.5 (chapins), os quais asseguram que não são ultrapassadas as tensões admissíveis e protegem a madeira contra o desgaste mecânico. Em travessas de betão colocam-se elementos flexíveis, Figura 2.6, para amortecer as vibrações provocadas pelas rodas, para reduzir o atrito entre o carril e a travessa e promover o isolamento elétrico dos circuitos da via (Alves 2010).

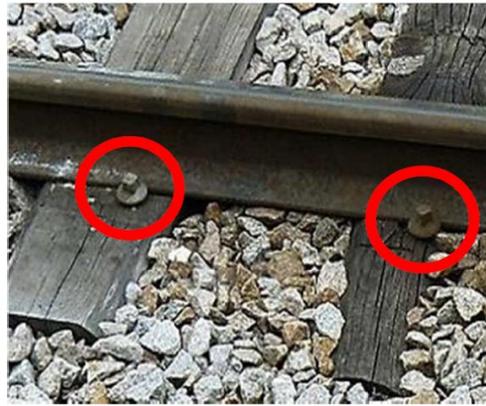


Figura 2.5 – Elemento de fixação rígido (Flickr 2008)



Figura 2.6 – Elementos de fixação elásticos (Fernandes 2011)

2.1.3. Travessas

As travessas são os elementos da via colocados entre os carris e o balastro. Os carris das primeiras vias construídas eram colocados sobre blocos de rocha, os quais eram assentes diretamente na fundação (Profillidis 1995). As travessas têm diversas funções importantes, nomeadamente: i) receber as cargas dos carris e distribuí-las para a camada de balastro com níveis de tensão aceitáveis; ii) suportar o sistema de fixação dos carris; iii) impedir movimentos verticais, laterais e longitudinais dos carris (Fortunato 2005).

As travessas ajudam também a manter a distância entre as duas filas de carris (bitola). Estas são caracterizadas por terem uma boa resistência mecânica, quer na direção horizontal quer na vertical, assegurando desta forma a estabilidade dos carris (Alves 2010).



Os parâmetros mais importantes de uma travessa são as suas dimensões, que influenciam a área de apoio disponível para reduzir as tensões transmitidas à camada de balastro, e o seu peso, que assegura uma maior estabilidade longitudinal e transversal da via (Pita 2006). Outra variável igualmente importante é o espaçamento entre travessas consecutivas, usualmente de 60 cm entre os seus eixos, tanto para linhas convencionais como para linhas de alta velocidade (Fernandes 2011).

As travessas podem ser produzidas com recursos a quatro tipos de matérias diferentes, nomeadamente madeira, metal, betão e plástico.

O primeiro tipo de travessas a surgir foram de madeira e ainda nos dias de hoje é utilizada em várias situações. As travessas de madeira, como se pode observar na Figura 2.7, são cortadas a partir de árvores resinosas e folhosas. Estas travessas são submetidas a um tratamento para prevenir o ataque de xilófagos, fungos, insetos e outras bactérias (Contente 2009). Devido ao seu custo elevado, vida curta e baixa resistência lateral resultante, essencialmente, devido ao seu baixo peso (principalmente importante na alta velocidade), o seu uso na Europa está particularmente limitado às situações em que as travessas de betão não são adequadas (Fortunato 2005).



Figura 2.7– Via-ferroviária com travessas em madeira (CP s.d.)

Com o aparecimento das travessas metálicas, Figura 2.8, começou a colocar-se este tipo de travessas em diversos locais, durante um longo tempo. Estas apresentam algumas desvantagens que as tornaram pouco competitivas, particularmente na Europa, nomeadamente: i) devido à sua forma tornam difícil posicionar corretamente a via, quer no plano vertical, quer no plano horizontal; ii) são ruidosas; iii) requerem um isolamento elétrico especial; iv) a sua conservação é difícil e são sensíveis ao ataque químico (Fortunato 2005).



Figura 2.8 – Via balastrada com travessas metálicas (Hidremec s.d.)

As travessas em betão dispõem sensivelmente das mesmas dimensões que os elementos de madeira. No entanto apresentam uma massa cerca duas vezes superior. A maior parte das travessas de betão dispõem de zonas para fixar as palmilhas que servirão para amortecer o impacto entre as travessas e os carris (Contente 2009). As travessas de betão dividem-se em travessas bi-bloco, Figura 2.9, e travessas monobloco, Figura 2.10. Estas últimas conferem maior resistência lateral, são mais resistentes, aos esforços a que a via se encontrará sujeita, e mais duráveis, requerendo menor conservação da via, o que é uma fator vantajoso. Têm, contudo, as desvantagens do manuseamento ser difícil, a conservação ser mais cara, e ter maior dificuldade em se manter o nivelamento em más plataformas, para além do preço ser mais elevado (Alves 2010).

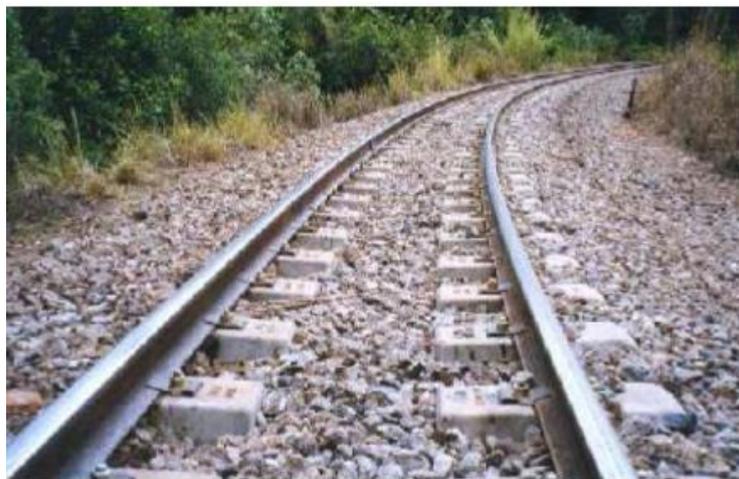


Figura 2.9 - Via-férrea em travessas bi-bloco (Filho 2013)



Figura 2.10 – Via-férrea em travessas monobloco (Filho 2013)

As travessas plásticas, Figura 2.11, são na realidade uma mistura de plástico reciclado (polietileno) com borracha proveniente de pneus usados, aos quais são acrescentados aditivos com o objetivo de conferir-lhes determinadas propriedades, podendo eventualmente serem feitas através de misturas de polietileno e poliestireno (Falcão 2013).

Estas travessas trazem diversos benefícios. O facto de serem constituídas por polímeros confere-lhes uma grande durabilidade, e embora o seu custo seja em média superior aos restantes tipos de travessas, o facto é que a sua necessidade de manutenção é bastante reduzida ao longo de toda a sua vida útil, o que acabará por compensar o investimento inicial necessário. Têm ainda a vantagem de ser eletricamente isoladas, resistentes aos fungos, insetos, e agentes químicos e de não necessitarem de qualquer tipo de tratamento químico. A sua constituição reduz ainda a emissão do ruído devido à passagem dos veículos (Evans 2006).



Figura 2.11 – Travessas em polímeros (Axionintl s.d.)

É de notar que, atualmente, para as linhas de alta velocidade, existe a tendência de instalar travessas de grande resistência, como as do tipo monobloco, de betão armado pré-esforçado, com espaçamento usuais de 60 cm (Paixão e Fortunato 2009).

2.1.4. Camada de balastro

Trata-se de uma camada que usualmente apresenta 20 a 40 cm de espessura, constituída por material granular grosseiro, cuja interação entre partículas confere à camada uma elevada resistência à compressão. A sua resistência à compressão vertical é bastante superior à sua resistência lateral, pois esta última depende apenas do atrito e embricamento entre partículas. De certo modo o balastro permite o encastramento parcial das travessas, fornecendo alguma estabilidade ao armamento de via (Paixão e Fortunato 2009).

O comportamento da camada de balastro é condicionado principalmente pelas suas características mecânicas (resistência e deformabilidade) e hidráulicas (permeabilidade), as quais devem manter-se ao longo do tempo (Fortunato 2005).

A camada de balastro deve desempenhar as diversas funções, nomeadamente: i) servir de apoio às travessas; ii) resistir às ações verticais, laterais e longitudinais aplicadas às travessas, com o objetivo de manter a via no alinhamento correto; iii) promover a absorção de vibrações; iv) facilitar as operações de conservação relacionadas com o nivelamento e o alinhamento da via, devido à possibilidade de arranjo das partículas de balastro; v) permitir o escoamento das águas da chuva que caem na via; vi) evitar o aparecimento de vegetação; vii) minimizar os efeitos das ações climáticas (chuva e gelo) sobre as camadas subjacentes; viii) permitir o escoamento de



material poluente proveniente do material circulante; ix) reduzir a tensão transmitida pelas travessas às camadas subjacentes e fazer essa transferência da forma mais uniforme possível (Contente 2009).

Habitualmente divide-se a camada de balastro em: i) balastro entre travessas; ii) prisma lateral; iii) balastro superficial, que constitui a subcamada superior que é afetada diretamente durante as ações mecânicas de conservação; iv) balastro de fundo, que constitui a subcamada inferior e que, geralmente, ao fim de alguns anos de exploração se encontra com uma granulometria relativamente distinta da inicial (Fortunato 2005).

Na norma NP EN 13450 pode-se observar as classificações dos diferentes materiais utilizados para a camada de balastro de acordo com as suas propriedades geométricas e físicas das partículas.

O volume e as características do tráfego, e o tipo e a frequência das intervenções de conservação, de reabilitação e de renovação do balastro (normalmente 15 a 20 anos), têm um papel fundamental na evolução do estado físico das partículas de balastro.

Em Portugal, o documento técnico IT.GEO.001, que especifica as características do material para utilização na camada de balastro, quer na construção de linhas novas, quer na conservação e na renovação das já existentes, refere que o balastro deve ser obtido exclusivamente de rochas duras e sãs, isto é, rochas com elevada resistência ao desgaste, ao esmagamento, ao choque e ainda à ação dos agentes atmosféricos. A utilização de quaisquer calcários passou a estar proibida no fabrico de balastro (Mendes 2011).

2.1.5. Camada de sub-balastro

O sub-balastro é um elemento construído entre a camada de balastro e a fundação. Em linhas modernas de alta velocidade, a sua espessura ronda os 30 cm e é geralmente constituído por agregado britado de granulometria extensa (Paixão e Fortunato 2009). Esta camada apresenta um papel importante em termos estruturais na via-férrea sendo definida pela utilização de materiais com elevada qualidade, podendo estes materiais ser de origem granular ou então misturas betuminosas.

Em geral exige-se que o sub-balastro seja pouco deformável (módulo de deformabilidade elevado) e tenha baixa permeabilidade. Normalmente utilizam-se materiais naturais bem graduados, areias cascalhentas, compostas em central, materiais naturais britados ou detritos de



pedreiras. As partículas devem ter boa resistência ao desgaste e a sua granulometria deve poder proporcionar as funções de filtro e de separação entre o balastro e a fundação (Fortunato 2005). A aplicação de misturas betuminosas na camada de sub-balastro permite a obtenção de módulos de rigidez elevados, obtendo-se assim espessuras inferiores face à opção tradicional de utilização de material granular. Esta alternativa pode ser adotada quando não existe na proximidade abundância de materiais granulares de boa qualidade (Alves 2010).

O documento técnico IT.GEO.006 [2007] identifica as características técnicas do material usado para o sub-balastro, relativas à granulometria, qualidade dos finos, forma, resistência mecânica e à permeabilidade.

A camada de sub-balastro, colocada sobre a fundação, apresenta as seguintes funções: i) reduzir as tensões impostas pelo material circulante para níveis aceitáveis na fundação; ii) proteger a fundação contra as ações do degelo; iii) promover a separação entre o balastro e a fundação, evitando assim a interpenetração e a migração do material fino; iv) evitar o desgaste da fundação pela ação mecânica do balastro, essencialmente em presença de água, que pode provocar a formação de lamas, as quais, por ação das cargas dinâmicas, podem ser bombadas para a superfície; v) funcionar como camada impermeabilizante, evitando que as águas que caem no balastro cheguem à fundação; vi) funcionar como elemento drenante e filtrante, em relação à plataforma, permitindo que se escoem as águas que ascendem da fundação, mas evitando que haja passagem de elementos finos para o balastro (Contente 2009).

2.1.6. Camada de leito

A camada de leito (ou de coroamento) é constituída por um solo de boa qualidade, sendo igual ao da plataforma quando este apresenta os requisitos mínimos para essa função (Alves 2010).

Esta camada permite uma transição suave entre a camada de sub-balastro e o solo de fundação, evitando a adoção de grandes espessuras de material na camada de sub-balastro. Além disso deve constituir um elemento de proteção do solo subjacente (Mendes 2011).

Relativamente às características físicas e mecânicas da camada de leito, normalmente são considerados valores mínimos para a compacidade dos materiais e para o módulo de deformabilidade equivalente, na construção de plataformas de boa qualidade (Fortunato 2005).



2.1.7. Fundação da via

A fundação da via, sobre a qual são construídas as camadas de apoio, é frequentemente designada por plataforma das terraplenagens, ou apenas por plataforma. No entanto, de forma mais correta, este termo deve ser utilizado para designar a superfície final da terraplenagem. A fundação da via é constituída pelos terrenos onde se apoia o sub-balastro e (ou) o balastro da via, e prolonga-se em profundidade até onde se fazem sentir de forma significativa as solicitações do tráfego (Fortunato 2005).

Por vezes podem surgir problemas durante a fase de dimensionamento e construção das camadas de apoio devido às características e comportamento dos materiais que compõem a fundação, por esse motivo torna-se importante substituir os solos ou então proceder ao seu melhoramento.

A qualidade dos solos depende da sua natureza e da influência da água nas suas propriedades físicas e químicas. Estes parâmetros são importantes pois provocam uma redução da capacidade resistente do solo (Ferreira 2007).

Na alta velocidade ferroviária é comum serem aplicadas plataformas de boa qualidade. Segundo a ficha 719 R (UIC, 2006), se existir uma diminuição da qualidade do solo de fundação, aconselha-se um aumento da camada de sub-balastro ou coroamento, de modo a que estejam garantidas as condições mínimas estruturais e a durabilidade da infra-estrutura (Mendes 2011).

As funções da plataforma são: i) servir de apoio à superestrutura e às camadas de apoio da via e suportar as tensões impostas pelas cargas repetidas, sem atingir a rotura e sem deformações excessivas (reversíveis e permanentes); ii) manter uma posição estável no tempo, não sendo demasiadamente afetada pelas ações ambientais, como os ciclos de molhagem e secagem associados à pluviosidade; iii) resistir ao atrito e ao desgaste causados pelo balastro e (ou) sub-balastro, fenómenos que tendem a causar a bombagem de finos e consequentes assentamentos; iv) constituir uma adequada superfície para colocação e compactação do sub-balastro (Fortunato 2005).

2.2. Via não Balastrada

Na via não balastrada, a camada de balastro da via balastrada é usualmente substituída por uma camada de laje de betão armado ou por uma camada de mistura betuminosa. As soluções do



primeiro grupo consistem em carris apoiados em travessas assentes ou embebidas numa laje de betão armado, sendo, tipicamente, denominadas por via em laje. Relativamente ao segundo grupo, estas soluções consistem em travessas de betão armado, apoiadas diretamente sobre uma camada betuminosa, que substitui o balastro (Fernandes 2011).

Existe uma grande gama de conceções estruturais para soluções de via em laje ou em placa, como se observa na Figura 2.12.

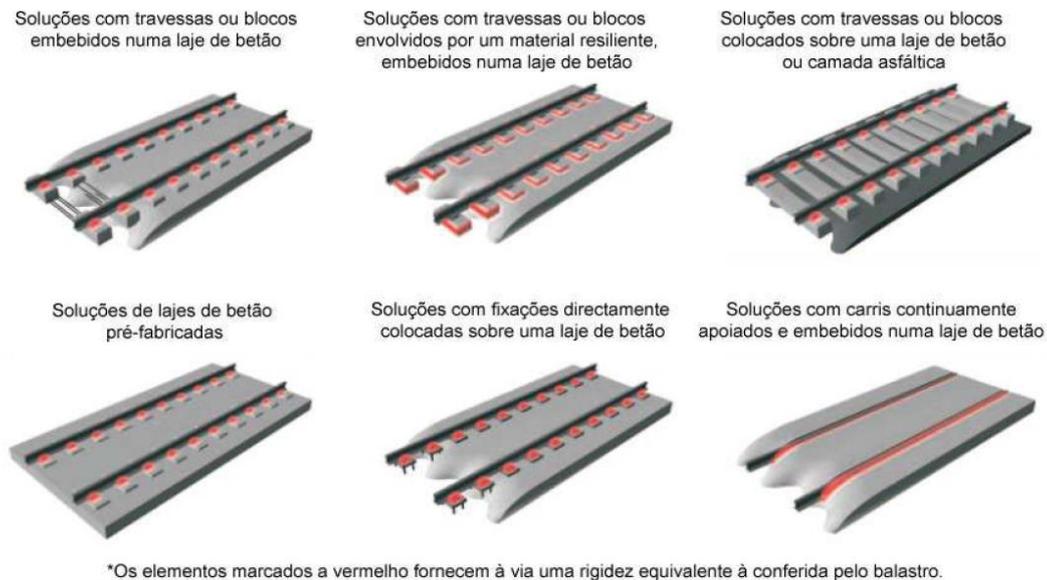


Figura 2.12 – Conceções da via em laje (Paixão e Fortunato 2009).

Quando comparada com a solução de via sobre balastro, a via não balastrada é definida com três novas camadas (Paixão e Fortunato 2009):

- Camada superior em laje de betão armado (CSL - concrete supportive layer) ou de mistura betuminosa (ASL - asphalt supportive layer) - esta camada recebe o armamento de via e distribui as cargas transmitidas pelo veículo para as camadas inferiores, respeitando exigentes requisitos de durabilidade. No caso de laje em betão armado, deve apresentar um padrão de fendilhação controlado e assegurar resistência à ação do gelo e degelo. No caso de camada de apoio de mistura betuminosa, são consideradas condicionantes semelhantes às das rodovias, mas obedecendo a critérios mais exigentes;

- Camada de agregados tratados com ligante hidráulico (HBL - Hydraulically-Bonded Layer) - esta camada situa-se entre a CLS (ou ASL) e as camadas inferiores granulares, degradando as cargas para as camadas inferiores. É constituída por material inerte de granulometria bem



determinada, tratado com um ligante hidráulico. Em túneis, pontes ou soluções mais económicas de via é usual a supressão desta camada, desde que se proceda ao aumento da espessura da laje superior de betão, ou sejam implementadas medidas de melhoria das camadas situadas imediatamente abaixo;

- Camada de material granular, com propriedades semelhantes ao sub-balastro (FPL – Frost protection layer): suporta a camada tratada com ligante hidráulico e distribui os esforços para as camadas da fundação. Deve apresentar uma certa resistência ao gelo e degelo, nas circunstâncias em que isso for relevante, assim como fornecer boas condições de drenagem à via.

A utilização de via não balastrada como solução para novas linhas ferroviárias permite uma redução nos custos de manutenção e um aumento da estabilidade da via, permitindo maior segurança para circulação dos veículos a velocidades cada vez mais elevadas. Todavia, devido às grandes dificuldades de operações de conservação ou manutenção, em relação à qualidade da geometria da via, estas soluções requerem um elevado rigor geométrico na fase de construção. Ao nível da plataforma de fundação, é o exigível que esta apresente deformações reduzidas a fim de minimizar os assentamentos ao longo da vida da obra (Fernandes 2011).

2.3. Vias de apoio misto

A via de apoio misto, Figura 2.13, consiste na introdução de diferentes tipos de materiais, como ligantes hidráulicos ou misturas betuminosas, com objetivo de eliminar alguns dos problemas apontados para a via balastrada (Fernandes 2011). Esta solução é caracterizada pela colocação de uma camada de mistura betuminosa sob o balastro em substituição do sub-balastro tradicional de material granular. Existem outras soluções deste tipo de via, em que a mistura betuminosa é acrescentada ao próprio sub-balastro, ou soluções em que o próprio balastro é envolvido em betume (Guedelha 2012).

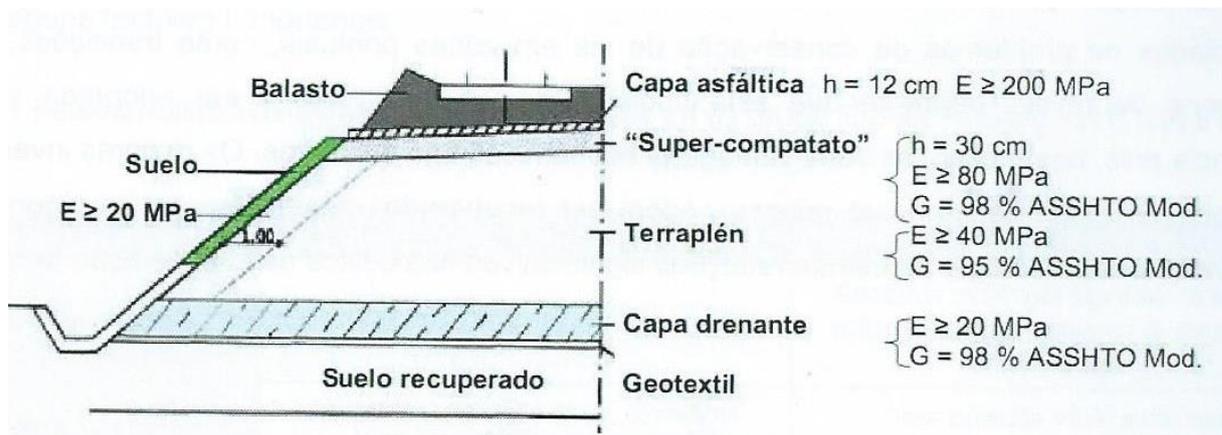


Figura 2.13 – Perfil de uma via italiana mista para alta velocidade (Pita et al 2006)

Na prática, a via de apoio misto permite, por exemplo, a reconfiguração das camadas de apoio da via, substituindo 20 a 50 cm de espessura de material granular, por uma mistura betuminosa com menos de 15 cm de espessura. Esta camada betuminosa pode ser aplicada recorrendo a equipamento convencional utilizado na construção de rodovias. Contudo, a constituição destas misturas é bastante mais rica em betume, mais deformável e mais resistente à fadiga que a utilizada em rodovias (Paixão e Fortunato 2009).

Pode dizer-se que, face à via com sub-balastro granular tradicional, a aplicação de um sub-balastro betuminoso apresenta as seguintes vantagens (Pita et al. 2006): i) o sub-balastro betuminoso contribui para um melhor desempenho estrutural da via; ii) a camada betuminosa confere uma maior proteção da plataforma, para além de lhe transmitir menores tensões, devido à maior capacidade de distribuição dos esforços; iii) permite manter os valores de teor em água da fundação próximos dos valores ótimos, evitando variações que conduzem à redução da sua capacidade de suporte; iv) a conjugação dos dois aspetos anteriores pode contribuir ainda para o aumento da vida útil da fundação; v) a via sobre balastro apresenta uma rigidez vertical muito dependente da rigidez vertical da fundação, A inclusão de uma única camada betuminosa proporciona uma maior uniformidade de rigidez vertical de via, o que minimiza problemas relacionados com as ações dinâmicas transmitidas pelo material circundante, contribuindo assim para uma lenta deterioração da via e para uma melhor qualidade geométrica; vi) uma vez que a camada betuminosa é apenas instalada sob o balastro, é possível executar operações de alinhamento e ataque de via com o mesmo equipamento convencional de conservação da via; vii) a camada betuminosa confere, também, uma maior proteção do balastro, reduzindo a possibilidade de contaminação por finos provenientes da fundação; viii) o balastro confere um



certo nível de proteção à mistura betuminosa face às variações de temperatura, assim como a protege dos raios solares, retardando o seu envelhecimento; ix) o sub-balastro betuminoso apresenta uma grande vantagem relativamente à drenagem de águas pluviais, constituindo uma camada parcialmente impermeável; x) a solução de sub-balastro betuminoso proporciona uma superfície de circulação, pouco tempo após a sua colocação, permitindo maiores rendimentos de trabalho; xi) a redução da espessura do sub-balastro traduz-se em menores quantidades de agregados a transportar para o local, bem como reduz as cargas transmitidas aos aterros; xii) diminuição bastante significativa de vibrações transmitidas pelo sub-balastro, especialmente quando são incorporados na mistura betuminosa produtos que proporcionam um bom desempenho.



3. AÇÕES EXERCIDAS, QUALIDADE E DEGRADAÇÃO DA VIA

3.1. Forças que atuam sobre a via

O dimensionamento estrutural de uma via-férrea, designadamente da superestrutura, das suas camadas de apoio e da plataforma, tem que ter em conta diferentes ações, provocadas essencialmente pelas solicitações estáticas e dinâmicas do material circulante e pelas variações da temperatura, as quais conduzem à dilatação e contração dos carris. Essas ações traduzem-se por forças verticais, laterais, longitudinais e de torção, que devido ao carácter cíclico provocam fadiga nos diferentes elementos que constituem a via. Além disso, os carris e as travessas poderão ainda ficar sujeitos a esforços induzidos pelo seu transporte e colocação (Fortunato 2005).

O perfeito conhecimento dos esforços que atuam sobre a via será útil, não só para se melhor dimensionar os elementos que a compõem, como também para identificar os defeitos que aparecem e corrigi-los mediante um serviço bem programado de manutenção (Brina 1983).

3.1.1. Forças verticais

Atuam perpendicularmente a via, são provenientes essencialmente do peso do material circulante, e transmitidas para a estrutura através do contato roda-carril, enquanto carga estática. Porém, estas cargas verticais sofrem variações que fazem delas, ações com características dinâmicas, resultantes dos mais diferentes fatores (desigual repartição do peso de um eixo, defeitos nos rodados, irregularidades da via, zona de curva vertical convexa e côncava) (Figura 3.1). (Guedelha 2012).

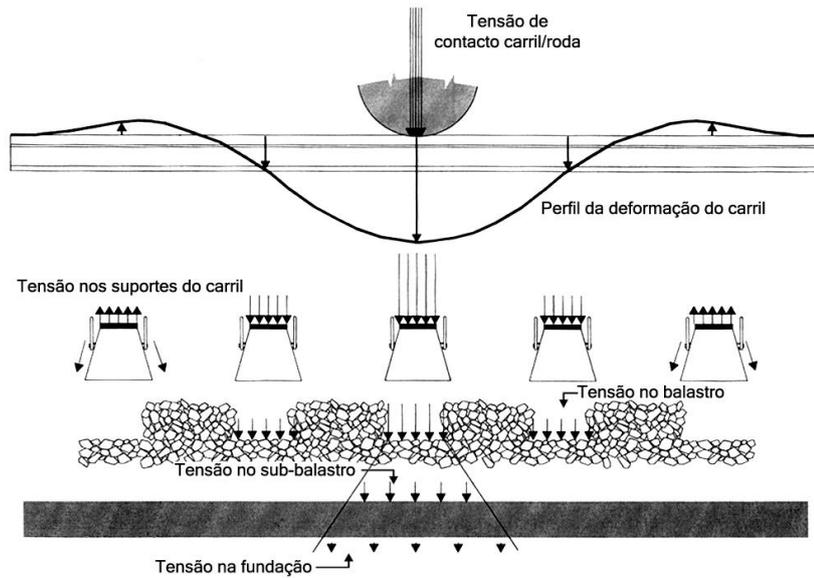


Figura 3.1– Tensões devido às forças verticais nos elementos da via (Selig e Waters 1994)

As cargas dinâmicas podem ser divididas em três categorias, de acordo com a respetiva frequência de vibração: i) cargas com frequência entre os 0,5 Hz e os 15 Hz, causadas por defeitos de grande comprimento de onda – associadas ao movimento das massas suspensas – e que dependem principalmente das características do material circulante, particularmente da suspensão do veículo; ii) cargas com frequências entre os 20 Hz e os 100 Hz, causadas por defeitos com comprimento de onda mais pequeno – associadas ao movimento das massas não suspensas (rodas e carris) – que dependem principalmente das características da via (regularidade e rigidez) e das massas não suspensas; iii) cargas com frequência entre os 100 Hz e os 2000 Hz, as quais correspondem a defeitos da superfície do carril; nestes casos, o carril acuta como um forte elemento de dissipação de energia (Fortunato 2005).

De modo a se determinar a carga total vertical que o veículo exerce sobre a via, utiliza-se a Expressão (3.1).

$$Q_{total} = Q_e + Q_{qe} + Q_{din} \quad (3.1)$$

Sendo que, Q_{total} corresponde à carga total vertical, Q_e corresponde à carga estática, Q_{qe} corresponde à carga quase-estática e Q_{din} corresponde à carga dinâmica.

A carga quase-estática deve-se ao peso próprio do comboio e às forças geradas num desenvolvimento curvo.



Quanto às cargas estáticas estas podem ser obtidas através do peso próprio dos veículos. Como se pode observar na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Pesos máximos por eixos para os principais veículos ferroviários (Teixeira 2005)

Material	Peso por eixo (ton)
Locomotoras	20 a 22,5
Vagões de mercadoria	16 a 22,5
Composições de passageiros	12 a 14
Composições de alta velocidade	-
ETR 500	17
ICE1	19,5
TGV/AVE	17

A carga quase-estática pode ser determinada através da Expressão (3.2).

$$Q_{qe} = \frac{I \times H}{s^2} \times Q_e \quad (3.2)$$

Em que, I corresponde à insuficiência de escala, s corresponde ao espaçamento entre carris e H corresponde à distância dos carris ao centro de gravidade do comboio.

Ações verticais dinâmicas

As cargas estáticas dos rodados de um comboio em movimento podem sofrer uma variação considerável, devido aos seguintes fatores de carácter dinâmico (FEUP 2008): i) desigual repartição do peso de um eixo entre ambas as rodas, como consequência da força centrífuga não compensada na passagem em curva; ii) variação da repartição do peso devido ao desnivelamento da via tradicional e defeituosa regularização da suspensão do material circulante; iii) impulsos que as irregularidades da via provocam na massa não suspensa dos veículos; iv) defeitos das rodas que, quando apresentam deformações, produzem choques nos carris, com importante esforço de impacto; v) esforços causados pela inercia das peças ligadas ao movimento das rodas.



Para o dimensionamento não se considera de forma explícita o efeito dinâmico, sendo a análise estática. Para a quantificação dos efeitos dinâmicos adota-se um coeficiente de majoração da parcela estática, Expressão (3.3).

$$Q_d = Q_e \times C_d \quad (3.3)$$

Sendo que, Q_d corresponde à carga por roda exercida no carril; Q_e corresponde à carga estática por roda e C_d corresponde ao coeficiente de ampliação dinâmico.

Fórmula de Eisenmann

Eisenmann [1969], conclui que, para uma determinada velocidade, a distribuição de esforços verticais segue uma distribuição normal, como se pode observar na Figura 3.2, em que a carga dinâmica é dada pela Expressão (3.4), cujas variáveis apresentam os valores constantes nas Tabela 3.2, Tabela 3.3 e Tabela 3.4.

Sendo que, Q_d corresponde à carga dinâmica; Q_E corresponde á carga estática; t corresponde a um fator de segurança estatístico; s corresponde a um fator que depende do estado da infraestrutura; φ corresponde a um fator que depende da velocidade de circulação.

Pode portanto considerar-se que $(1 + t \times s \times \varphi)$ corresponde ao coeficiente de majoração dinâmico.

Torna-se importante salientar que a gama de valores da variação do coeficiente de majoração dinâmico, pode variar entre 1,2, para a situação mais favorável de qualidade de via e 2,8, para a situação mais desfavorável. Ambos os valores referem-se a uma velocidade de 200 km/h (velocidade máxima praticada normalmente em vias-férreas) (Pita 2006).

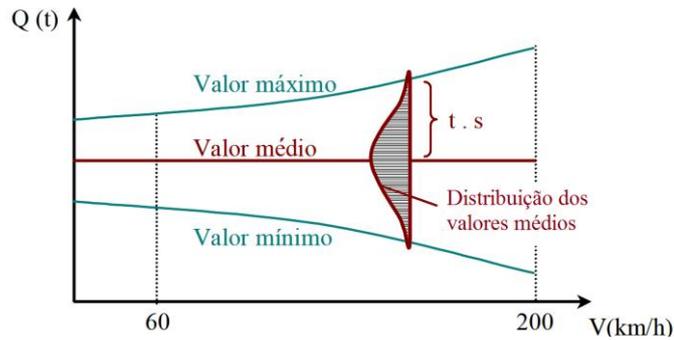


Figura 3.2 – Oscilação dinâmica da carga das rodas (Teixeira 2003)

$$Q_d = Q_E(1 + t \times s \times \varphi) \tag{3.4}$$

Tabela 3.2 – Fator de segurança estatística

Probabilidade (%)	Fator de segurança estatístico (t)
68,3	1
95,5	2
99,7	3

Tabela 3.3 – Fator dependente do estado da infra-estrutura

Qualidade da via	Fator dependente do estado da infra-estrutura (s)
Muito bom estado	0,1
Bom estado	0,2
Mau estado	0,3

Tabela 3.4 – Fator dependente da velocidade de circulação

Velocidade de circulação	Fator dependente da velocidade de circulação (φ)
$V \leq 60$ km/h	1
$V > 60$ km/h	$1 + \frac{V - 60}{140}$

A fórmula de Eisenmann, publicada em finais dos anos 60 baseia-se nas ações exercidas pelos veículos a uma velocidade máxima de circulação de 200 km/h. Com a evolução dos comboios começaram a ser praticadas velocidades de circulação superiores à velocidade máxima admitida, levando a um ajuste na expressão de majoração dos esforços verticais, passando assim o valor da velocidade máxima de circulação a ser 300 km/h (Pita 2006).



A expressão para o cálculo da carga dinâmica mantêm-se igual, altera-se apenas a expressão correspondente à determinação de φ , como se pode observar na Expressão (3.5).

$$\varphi = 1 + \frac{V-60}{380} \quad (3.5)$$

Fórmula de Prud'Homme

Em 1970, Prud'Homme concluiu que para o dimensionamento de comboios de alta velocidade a simples aplicação de um coeficiente de majoração não levava a resultados próximos da realidade. Este autor visou a necessidade de se considerar uma carga adicional à carga estática, estimando uma contribuição para essa avaliação gerada pelas cargas suspensas e pelas cargas não suspensas de um comboio (Alves 2010).

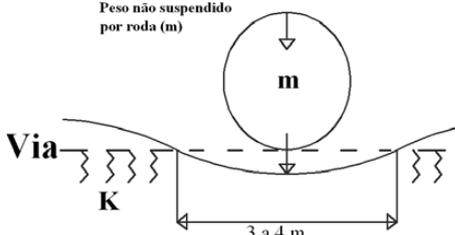
$$\Delta Q_{total} = Q_{estática} + \Delta Q_d \quad (3.6)$$

Sendo que, ΔQ_{total} corresponde à variação da carga total, $Q_{estática}$ corresponde à carga estática, ΔQ_d corresponde à variação da carga adicional devida a cargas suspensas e não suspensas.

Os fenómenos de interação entre a via provocados devido à oscilação das massas não suspensas devem ser analisados com base numa análise de frequências dos defeitos que esta apresenta com base em espectros de densidade de potência, uma vez que os defeitos apresentam um carácter aleatório (Fernandes 2011), cujas frequências são indicadas na Tabela 3.5.



Tabela 3.5 – Cálculo de frequências para cargas suspensas e não suspensas (Teixeira 2005)

Cargas suspensas	Cargas não suspensas
 <p>Caixa do veículo Flexibilidade do conjunto da suspensão Peso não suspenso</p>	 <p>Peso não suspenso por roda (m) Via K 3 a 4 m</p>
$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$	$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m_{NS} + m_{via}}}$
<p>Em que:</p> <p>k – rigidez de suspensão</p> <p>m – massa de composição</p>	<p>Em que:</p> <p>k – rigidez vertical da via (5 a 8 t/mm)</p> <p>m_{NS} $\left\{ \begin{array}{l} \text{Locomotiva: 1,5 a 1,6 t} \\ \text{Alta velocidade (TGV): 0,8 t} \end{array} \right.$</p> <p>$m_{via} \approx 0,18 \text{ a } 0,24 \text{ t}$</p>
<p>Valor usual: $f \approx 1\text{Hz}$</p>	<p>Valor usual: $f \approx 20 \text{ a } 40 \text{ Hz}$</p>

A grande disparidade das frequências provocadas pelas diferentes cargas conduziu a que o autor efetuasse uma análise separada das mesmas, para efeitos de avaliação do ΔQ_d , estabelecendo assim a existência de uma parcela de sobrecarga, para o caso de cargas suspensas e não suspensas, como se pode observar na Expressão (3.7).

$$\Delta Q_d = \Delta Q_s + \Delta Q_{NS} = 2 \times \sigma(\Delta Q_d) \tag{3.7}$$

Para a determinação do desvio padrão das sobrecargas dinâmicas devido às massas não suspensas utiliza-se a Expressão (3.8).

$$\sigma(\Delta Q_{NS}) = a \times b \times \frac{V}{100} \sqrt{m_{NS} \times k} \tag{3.8}$$

Em que, $\sigma(\Delta Q_{NS})$ corresponde ao desvio padrão das sobrecargas dinâmicas devidas às massas não suspensas; a toma o valor aproximado de 0,42; b corresponde à variável relacionada com os defeitos da superfície do carril (flexa máxima em mm, em base de 3m); V corresponde à velocidade de circulação (km/h); m_{NS} corresponde à massa não suspensa por roda (ton); K corresponde à rigidez vertical da via (ton/mm).



A aplicação da Expressão (3.8) pressupôs um importante avanço no conhecimento das ações verticais dinâmicas exercidas pelos veículos sobre a via. Através da análise da mesma admite-se a redução do nível de defeitos admissíveis na via, diminuição do peso não suspenso dos veículos e a disposição de vias com a menor rigidez vertical possível (Pita 2006).

Quanto ao desvio padrão das sobrecargas dinâmicas devido às massas suspensas utiliza-se a Expressão (3.9).

$$\sigma(\Delta Q_S) = \alpha \times Q_N \quad (3.9)$$

Sendo que, $\sigma(\Delta Q_S)$ corresponde ao desvio padrão das sobrecargas dinâmicas devidas às massas suspensas; α corresponde ao coeficiente de majoração (limite máximo de 0,11, para material rebocado e 0,16 para motor convencional) e Q_N corresponde à carga estática por eixo.

Prud'Homme comprovou que a distribuição de esforços verticais sobre a via seguia uma lei normal, ao adotar o coeficiente de segurança estatística de 2, correspondente a 95,5% dos valores, para a obtenção da carga dinâmica máxima de dimensionamento (Fernandes 2011). Pode-se assim determinar o desvio padrão das sobrecargas máximas totais, com base na Expressão (3.10).

$$\sigma(\Delta Q_d) = 2\sqrt{\sigma^2(\Delta Q_{NS}) + \sigma^2(\Delta Q_S)} \quad (3.10)$$

Assim, a carga total por roda sobre o carril será:

- Em alinhamento reto:

$$Q_{\text{total}} = Q_e + 2\sqrt{\sigma^2(\Delta Q_{NS}) + \sigma^2(\Delta Q_S)} \quad (3.11)$$

- Em curva:

$$Q_{\text{total}} = Q_e + 2\sqrt{\sigma^2(\Delta Q_{NS}) + \sigma^2(\Delta Q_S)} + \frac{2 \times I \times H}{s^2} \times Q_e \quad (3.12)$$

3.1.2. Forças longitudinais

Estas forças devem-se essencialmente as variações de temperatura e de frenagem, mas podem também ter origem no choque dos rodados com os topos dos carris, em zonas com juntas e em



deformações elásticas do carril, que resultam da ocorrência de depressões e levantamentos à passagem da roda do comboio, que geram uma onda no carril (Guedelha 2012).

É de notar que com as travessas descarregadas ou parcialmente descarregadas, reduzem-se as forças de atrito entre estas e o balastro que tendem a opor-se aos movimentos longitudinais e laterais (Fortunato 2005).

Forças de arranque e frenagem

Estas forças são consideradas como sendo forças horizontais que atuam na direção da via e sobre a cabeça do carril.

De acordo com o EN 1991-2:2003, a força de arranque atua no máximo em 30 m de via, enquanto que a força de frenagem atua em toda a via. As forças de arranque e de frenagem podem ser consideradas como uniformemente distribuídas, atuando do modo mais desfavorável para o elemento em estudo. Nesse sentido, é prática comum utilizar a combinação mais desfavorável que resulta, no caso de apenas uma via, numa força de 6000kN (frenagem) e no caso de via dupla 7000kN (frenagem numa via e arranque na outra) (Coelho 2008).

Quando um comboio trava empurra os carris fazendo com que estes fiquem à compressão na zona a jusante do último rodado, e por outro lado à tração na zona a montante do último rodado, como se pode observar na Figura 3.3.

A força de frenagem é dada pela Expressão (3.13).

$$F = ku = \int f(x)dx = -F_b - F_2 - F_1 \quad (3.13)$$

Sendo que: k corresponde à rigidez do conjunto encontro e respetiva fundação; F_1 corresponde ao esforço normal do carril junto ao apoio técnico num encontro fixo; F_2 corresponde ao esforço normal do carril junto ao apoio técnico num encontro móvel; $f(x)$ corresponde à força de ligação via tabuleiro; e h corresponde à altura do tabuleiro.

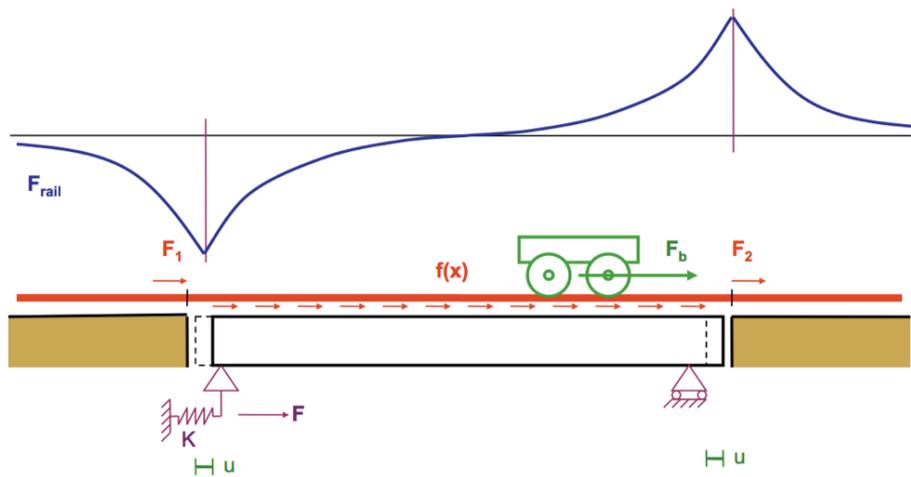


Figura 3.3 – Andamento genérico da distribuição de esforço normal no carril por efeito de força de frenagem F_b (Coelho 2008)

Variação uniforme de temperatura

A variação da temperatura vai levar a uma alteração do comprimento dos carris.

Para garantir a continuidade da linha, as extremidades dos carris são ligadas através de acessórios chamados de barretas. Os carris apresentam as suas pontas furadas, nos locais onde se adaptam as barretas. Estes furos são circulares e devem ter diâmetro um pouco maior do que o diâmetro dos parafusos de fixação, para permitirem a livre dilatação dos carris (Neto 2012).

Na Figura 3.4, pode-se observar um exemplo de um aparelho de dilatação da via.



Figura 3.4 – Aparelho de dilatação da via (Schmitt 2007)



Para se determinar a folga da junta de dilatação aplica-se a Expressão (3.14).

Entende-se portanto a folga (j) como sendo a distância necessária para que o comprimento dos carris varie, de forma livre, com a temperatura sem haver no entanto, transmissão de esforços axiais entre carris (Neto 2012).

$$j = \alpha l(t_m - t_c) + 0,002 \quad (3.14)$$

Em que, j corresponde à folga da junta de dilatação; α corresponde ao coeficiente de dilatação térmica dos carris; l corresponde ao comprimento do carril; t_m corresponde à temperatura máxima a que estará sujeito o carril; t_c corresponde à temperatura de assentamento.

O valor do diâmetro do orifício do carril determina-se com recurso à Expressão (3.15):

$$d = b + \frac{1}{2}J_{m\acute{a}x} \quad (3.15)$$

em que, d corresponde ao diâmetro do orifício; b corresponde ao diâmetro do parafuso; $J_{m\acute{a}x}$ corresponde à folga determinada para a máxima variação de temperatura prevista.

3.1.3. Forças transversais

São provocadas, essencialmente, pela força centrífuga quando o veículo circula em curva e pelo movimento de lacete que corresponde a oscilações laterais do comboio quando circula em reta (Guedelha 2012).

As forças transversais afetam não só o conforto dos passageiros, mas também a segurança do comboio caso ultrapassem os valores admissíveis podem levar ao descarrilamento.

Ao nível da via e no plano definido pelos carris, as forças laterais originadas pelos veículos quando circulam têm origens distintas: i) componente lateral da força de atrito que se desenvolve entre a roda e o carril, normal à direção do movimento; ii) força quase-estática devido à insuficiente sobre-elevação ou, mais exatamente, à aceleração centrífuga não compensada; iii) forças aleatórias devido às irregularidades geométricas da via, que se traduzem em defeitos do traçado em relação ao traçado teórico; iv) forças aleatórias com origem em fenómenos particulares de dinâmica ferroviária, como a oscilação dos *bogies* (força de lacete) (Fortunato 2005).



A força transversal estática resulta das forças centrífugas não compensadas e das forças de atrito resultantes do movimento em curva, podendo obter-se pela Expressão (3.16).

$$H_s = \frac{P \times NT}{1500} \quad (3.16)$$

Sendo que: H_s - Força transversal estática (ton.); P - Carga por eixo (ton.); NT - Coeficiente que se relaciona com a irregularidade geométrica da via (m).

A força transversal dinâmica resultante dos defeitos da via e do material circundante pode obter-se pela Expressão (3.17).

$$H_d = \frac{P \times V}{1000} \quad (3.17)$$

Sendo que: H_d - Força transversal dinâmica (ton.); P - Carga por eixo (ton.); V - Velocidade do comboio (Km/h)

No que se refere à encurvadura do carril, ela ocorre em geral na direção transversal e é causada pelas elevadas tensões de compressão longitudinal do carril devido ao aumento de temperatura. Alguns autores referem que o problema da encurvadura do carril só existe quando este tem uma curvatura inicial, sugerindo o cálculo da força lateral através de Expressão (3.18) (Fortunato 2005):

$$P_f = 0,441 D_c \Delta t \quad (3.18)$$

Sendo que: P_f - Força total (psf); D_c - Curvatura ($^\circ$); Δt - Variação da temperatura ($^\circ F$) acima da temperatura de soldadura.

3.2. Qualidade e mecanismos de degradação da via

O dimensionamento de uma infraestrutura ferroviária é realizado para uma vida útil de 30 a 50 anos, de acordo com determinados fatores económicos. Contudo a rotura deste tipo de estruturas revela-se com o aparecimento de diversos tipos de degradações, tendo cada um dos constituintes da via tempos de vida distintos (Fortunato 2005).

A qualidade de uma via-férrea, para um comboio de passageiros, engloba dois fatores: i) qualidade tendo em conta parâmetros de conforto e segurança, ii) qualidade dos materiais utilizados e a correta execução da via.



De acordo com a capacidade da via para realizar as funções para que foi construída, pode definir-se três estados: desempenho adequado (DA); desempenho limite (DL) e mau desempenho (MD).

O comportamento da via-férrea ao longo da sua vida útil depende de vários fatores e da combinação de diversos deles, nomeadamente: i) qualidade de construção da via face às características do tráfego – qualidade inicial ou intrínseca, que depende das características de cada um dos componentes e do sistema global (superestrutura e subestrutura); ii) geometria da via; iii) sistema de diagnóstico e de controlo do comportamento; iv) política de conservação, de reabilitação e de renovação; v) tolerâncias e desvios admissíveis, estabelecidos em função dos tipos de tráfego; vi) fatores característicos da interação roda/carril (Fortunato 2005).

A qualidade das vias das linhas de alta velocidade tem requisitos específicos. Por exemplo, torna-se necessária uma maior precisão geométrica na superfície de rolamento, relacionada com a segurança, conforto e gasto energético. Não devem existir obstáculos à circulação tais como queda de taludes, inundações e outros. Devido a uma exploração intensa é difícil efetuar trabalhos de conservação na infraestrutura e em particular na plataforma da via (Mendes 2011).

3.2.1. Degradação dos elementos da via

Carris

A interação roda-carril é uma particularidade do caminho-de-ferro. Contudo, a passagem do material circulante origina o desgaste da superfície de contato através da descolagem de pequenas partículas de poeira metálica, antes do seu estado final de desgaste por fratura devido à fadiga dos metais (Guedelha 2012). Assim, a degradação e a fadiga constituem os principais agentes de degradação dos carris (Figura 3.5).



Figura 3.5 – Degradação de um carril (Guedelha 2012)

Outra forma de degradação dos carris é o desgaste ondulatório provocado pela passagem sucessiva dos comboios. Este tipo de degradação pode provocar diferentes tipos de imperfeições nos carris, nomeadamente: i) o aplanamento da cabeça do carril; ii) rebarbas; iii) escamação; iv) esmagamentos; v) fissuras transversais.

No caso do desgaste, este verifica-se com maior intensidade nos segmentos curvos de raio diminuto do traçado, sendo normalmente usados lubrificadores de via para minimizar este efeito. Quanto a fadiga, esta é provocada pelo contato dos rolamentos do material circulante com o carril, provocando no carril o efeito de rebarbas, podendo ser minimizado através da esmerilagem de carril (Guedelha 2012).

Travessas

Relativamente às travessas, independentemente do tipo de material que as compõe (madeira, betão ou metal) com a passagem sucessiva das composições originam-se fortes impactos na estrutura da via. Esses impactos, dependendo da capacidade, ou falta dela em muitos casos, de amortecimento dos elementos da superestrutura, conduzem ao aparecimento de anomalias, designadamente fendas, como se pode observar na Figura 3.6 e Figura 3.7, comprometendo as funções para as quais foram dimensionadas (Guedelha 2012).



Figura 3.6 – Travessas em madeira degradadas



Figura 3.7 – Travessas em betão fendilhada (Guedelha 2012)

Camada de balastro

Ao longo do tempo com a passagem sucessiva dos comboios e o aumento das velocidades praticadas pelos mesmos têm-se vindo a observar vários problemas na camada de balastro. Estes prendem-se, nomeadamente com a contaminação do material de balastro por solos finos, com a instabilidade do balastro sob o efeito das vibrações produzidas pela passagem dos veículos, com a reduzida resistência lateral da via e com o fenómeno de projeção do balastro aquando da circulação a alta velocidade (Paixão e Fortunato 2009).

A degradação da camada de balastro devida à perda de estabilidade é pouco frequente. De facto, as características mecânicas dos materiais normalmente usados e a geometria da camada garantem a sua estabilidade relativamente às ações a que está sujeita (Fortunato 2005). Assim, as preocupações fundamentais recaem sobre a deformabilidade e a permeabilidade da mesma.

Um dos principais fatores que contribui para o aparecimento de assentamentos permanentes na via são as deformações excessivas.



Existem diversos fatores que conduzem à contaminação do material que constitui a camada de balastro. Essa contaminação pode ser provocada pela alteração granulométrica das partículas constituintes do balastro, pelo desgaste da travessa, pela contaminação de materiais vindos da superfície, das camadas subjacentes, incluindo os da própria fundação (Mendes 2011), como se pode observar na Figura 3.8.

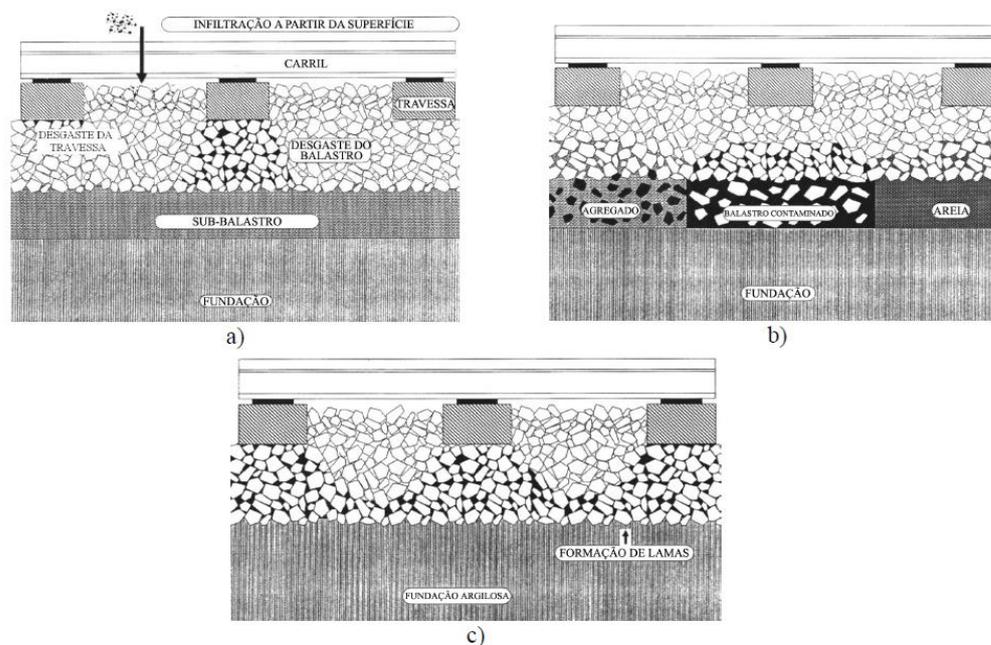


Figura 3.8 – Tipo de contaminação da camada de balastro a) desgaste dos elementos da via e infiltração de materiais a partir da superfície; b) infiltração de materiais a partir das camadas granulares subjacentes ao balastro; c) infiltração de materiais a partir da fundação (Fortunato 2005)

Resultados de estudos feitos em trechos piloto (ORE, 1983c) realizados para determinar a eficiência de diversas soluções de apoio da via – funcionando como camadas anticontaminantes, de separação e de reforço – com o objetivo de eliminar problemas de bombagem, minimizar deformações permanentes e reduzir a velocidade de degradação da geometria da via, concluíram que: i) a utilização de uma camada estabilizada com cimento pode contribuir para uma melhoria importante, relativamente à variação sazonal da geometria da via, diminuindo assim a sua velocidade de degradação; ii) a utilização de um revestimento betuminoso tem pouco efeito sobre o assentamento da via, mas pode contribuir decisivamente para o controlo da bombagem de material fino a partir da plataforma; iii) a utilização de geotêxteis permitiu diminuir o assentamento da via e melhorar a regularidade geométrica desta, comparativamente com a utilização de uma camada de areia filtrante, apresentando um bom desempenho ao fim de 5×10^6 ciclos de carga (Fortunato 2005).



Plataforma

Os principais problemas de degradação que podem surgir na plataforma podem ser associados da seguinte forma: i) fatores relacionados com as solicitações, sendo a solicitação mais importante, aquela que resulta dos esforços devido à passagem dos comboios; ii) fatores associados às características do solo; iii) fatores ambientais, como o teor em água e a temperatura dos solos.

Os problemas da plataforma podem ser resolvidos com intervenções de carácter distinto, de forma individual ou combinada, nomeadamente: i) melhoramento das condições de drenagem da fundação, sendo a implementação de sistemas de drenagem superficial e subsuperficial o mais adequado processo; ii) redução das tensões na fundação através da colocação de uma camada de sub-balastro; iii) melhoramento das características dos solos de fundação, com utilização de ligantes hidráulicos, como o cal e ou o cimento; iv) colocação de elementos geossintéticos de proteção e reforço (Fortunato 2005).

Rotura progressiva por corte - Plataforma

A rotura progressiva por corte dos solos da fundação traduz-se pelo escoamento plástico do solo causado por uma excessiva tensão na plataforma devido às cargas repetidas. Este tipo de rotura está essencialmente ligado ao comportamento dos solos finos, particularmente aos de elevado teor argiloso, que com o aumento do teor em água vêem a sua resistência rapidamente reduzida (Fortunato 2005). A rotura progressiva por corte pode levar ao levantamento do balastro na zona entre travessas, como se pode observar na Figura 3.9.

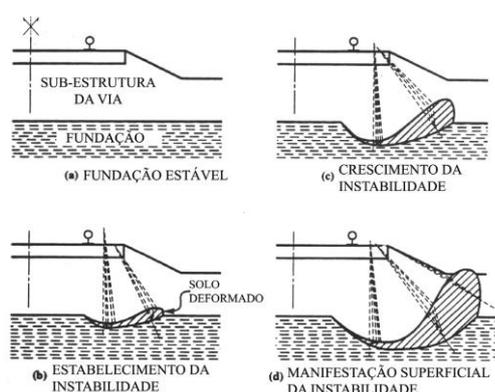


Figura 3.9 – Desenvolvimento de uma rotura por corte (Li 1994)



Deformação plástica excessiva - Plataforma

O desenvolvimento da deformação plástica acumulada na fundação está relacionado com a aplicação de cargas repetidas. A deformação plástica da fundação pode acumular-se até atingir um nível significativo, com as repetidas aplicações de carga, o que pode afetar consideravelmente o comportamento da via, mesmo sem ocorrer a rotura por corte (Figura 3.10). Além disso, o desenvolvimento da deformação plástica normalmente não é uniforme ao longo da via, o que pode conduzir a uma inaceitável geometria da via (Fortunato 2005). Para manter o nivelamento da via adiciona-se balastro.

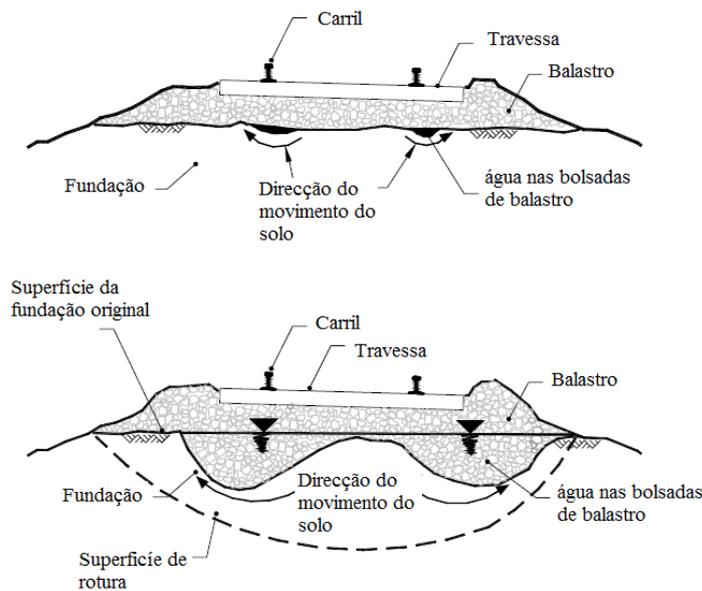


Figura 3.10 – Deformação plástica (Radampola 2006)

Desgaste da plataforma e bombagem de finos- Plataforma

O desgaste da plataforma pela ação do balastro é o resultado da combinação da ação das cargas repetidas do tráfego, da existência de água e da suscetibilidade dos solos ou rochas brandas à ação de desgaste. Este tipo de problema ocorre quando o balastro assenta diretamente sobre solos finos ou rochas brandas (Fortunato 2005). Um dos processos que se utiliza para evitar este tipo de problema é através da colocação de uma camada de sub-balastro bem dimensionada e compactada.

3.2.2. Deformações verticais da via

As deformações das vias férreas são função de: i) Cargas axiais, relacionadas com a carga estática por eixo e com as cargas dinâmicas que dependem da velocidade dos comboios e do



estado da via e do material circulante; ii) Altura dos aterros; iii) Características mecânicas da fundação, das camadas de apoio da via e da superestrutura (Botelho 2008).

As deformações verticais ao nível dos carris têm origem em diversas causas, no entanto a grande componente de deformações verticais impostas à via deve-se aos aterros ferroviários, que podem evidenciar assentamentos decimétricos, ou mesmo valores maiores que 1 m em alguns solos moles (Maynar 2006).

É normalmente mais preocupante ao nível do traçado em curva da via-férrea, dado ser unicamente nestes elementos que a cabeça do carril não se encontra à mesma cota em ambas as filas (esquerda e direita), para permitir que o veículo consiga efetuar a curva à velocidade prevista. Esta patologia é muitas vezes corrigida através da adição de balastro (Mendes 2011)



4. ANÁLISE ESTRUTURAL

De modo a se conseguir um correto dimensionamento de uma via-férrea tem-se de ter em atenção as tensões máximas de flexão no carril e na travessa, tensão vertical máxima sobre o balastro, tensão vertical máxima na plataforma e deformação elástica máxima da via.

As tensões de flexão máximas admissíveis no carril dependem da tensão de cedência do aço. Atendendo à dificuldade de calcular as ações associadas a diversos fenómenos, tais como as tensões impostas por variação da temperatura, a encurvadura, o desgaste e a corrosão do carril, e o empeno da via, alguns autores sugerem a aplicação de um fator para minorar a tensão de cedência do aço, limitando assim as tensões máximas admissíveis. O critério de limitar a tensão vertical na plataforma tem como objetivo limitar a valores admissíveis das extensões reversíveis e permanente acumulada. Embora o comportamento tensão-deformação dos solos sob ação de cargas cíclicas seja relativamente complexo, dependendo do tipo de solo, do seu estado, do número de aplicações de carga e do valor da carga aplicada, alguns métodos propõem valores limite da tensão máxima na plataforma, independentemente do tipo de solo (Fortunato 2005).

Para se proceder à análise da estrutura de uma via-férrea utilizam-se modelos estruturais. Os modelos estruturais consistem em idealizações do comportamento das estruturas que permitem estudar o efeito das ações a que as mesmas são sujeitas. Em vias-férreas, estes modelos, permitem de uma forma geral, determinar tensões, deformações e deslocamentos na estrutura (Fernandes 2011).

4.1. Modelos clássicos de análise da via-férrea

Os modelos clássicos de análise podem dividir-se em dois grandes grupos, aqueles que admitem os carris representados por um viga de comprimento infinito, apoiada continuamente em meio elástico (modelo de Winkler), homogéneo e isotrópico; e aqueles que admitem os carris representados por uma viga contínua com apoios discretos e equidistantes assentes em meio elástico, homogéneo e isotrópico (Vale 2010).



4.1.1. Modelo de Winkler

O modelo de Winkler [1867], Figura 4.1, corresponde a um modelo muito simples, uma vez que faz apenas a representação do carril, com restantes elementos sob o carril a serem simulados por molas, correspondendo a uma longarina onde o carril assenta (Fernandes 2011). O conjunto carril-longarina é aproximado a uma viga contínua apoiada de forma uniforme sobre um meio compressível. O seu equilíbrio pode ser determinado através da equação diferencial de equilíbrio à flexão, Expressão (4.1) (Teixeira 2003)

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + p(x) = q(x) \quad (4.1)$$

Sendo: $y(x)$ o deslocamento vertical no ponto x ; EI corresponde à rigidez efetiva de flexão, no sentido vertical, do conjunto carril-longarina; $q(x)$ corresponde à carga vertical exercida pelas rodas e $p(x)$ corresponde à pressão de contacto contínuo entre a longarina e a plataforma.

A resistência vertical da fundação elástica é dada pela Expressão (4.2).

$$p = C \times y(x) \quad (4.2)$$

Sendo que, p corresponde à pressão por unidade de superfície (N/mm^2) e C corresponde à constante de Winkler ou coeficiente de balastro (N/mm^3).

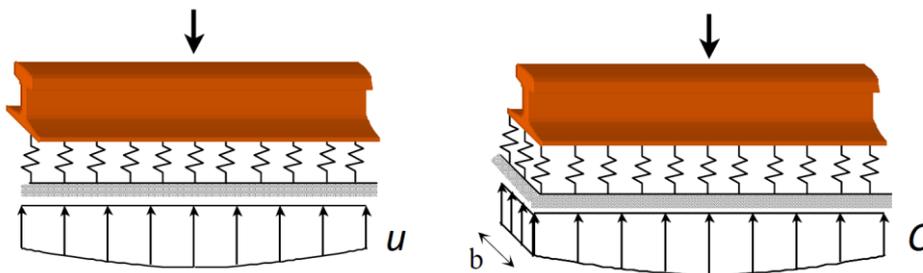


Figura 4.1- Modelo do carril apoiado discretamente (Fernandes 2011)

A rigidez à flexão da viga contínua é dada pela Expressão (4.3).

$$rigidez_{viga} = rigidez_{carril} + rigidez_{longarina} \quad (4.3)$$



A pressão de contacto contínuo entre a longarina e a plataforma é dada pela Expressão (4.4).

$$p(x) = b \times p(x) = b \times C \times y(x) \quad (4.4)$$

A resolução da equação diferencial para uma carga pontual $Q(N)$, aplicada no ponto x , foi publicada por Schwedler e por Zimmermann (Teixeira 2003) através das seguintes condições de fronteira:

$$\begin{cases} y'(0) = 0 \\ y''(0) = \frac{Q}{2EI} \\ y(\infty) = 0 \end{cases} \quad (4.5)$$

No caso em que $x=0$, a equação apresenta os seguintes resultados:

$$M_{\text{máx}} = \frac{Q}{4} \times \sqrt[4]{\frac{4}{b} \times \frac{EI}{C}} \quad (4.6)$$

$$Y_{\text{máx}} = \frac{Q}{2 \times b \times C} \times \sqrt[4]{\frac{b}{4} \times \frac{C}{EI}} \quad (4.7)$$

Medições de flexão no carril em ensaios utilizando um vagão de dois eixos, realizados por Zimmermann demonstram uma boa aproximação à realidade. As fórmulas acima representadas servem para determinar os esforços devido a cargas verticais aplicadas em vias sobre longarinas (Teixeira 2003). Com a substituição das longarinas por travessas foi preciso adaptar esta teoria. Ambas as propostas de Timoshenko, Saller e Hanker baseiam-se no princípio de que o suporte que oferece uma travessa é equivalente ao que oferecia a área de longarina entre duas travessas consecutivas, como se pode observar na Figura 4.2 e na Figura 4.3 (Teixeira 2003). Neste caso, a largura da longarina, b , é substituída pelo valor dado pela Expressão (4.8).

$$b = \frac{A_t}{d} \quad (4.8)$$

Sendo que, b corresponde à largura equivalente de longarina (mm), A_t corresponde à área de apoio da travessa (mm²) e d corresponde à distância entre travessas (mm).

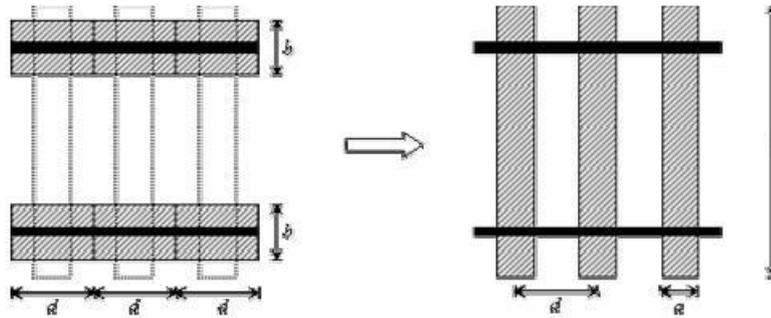


Figura 4.2 – Transformação de um apoio em longarina em apoio sobre travessas por Timoshenko (Teixeira 2003)

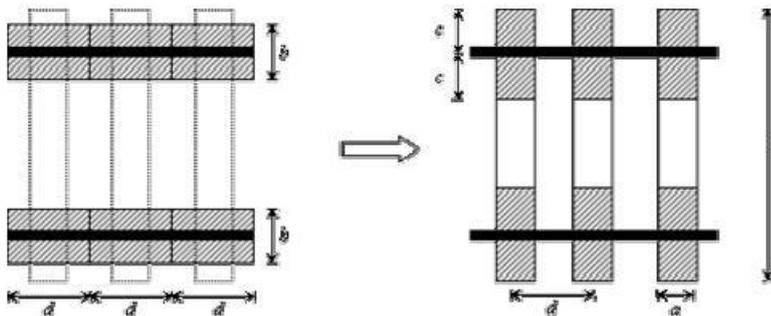


Figura 4.3 - Transformação de um apoio em longarina em apoio sobre travessas por Saller (Teixeira 2003)

4.1.2. Modelo de Talbot

Talbot, tendo por base a teoria especificada anteriormente, desenvolveu a sua própria teoria em que a única diferença da teoria anterior é a estimação da rigidez vertical, como se pode observar na Figura 4.4.

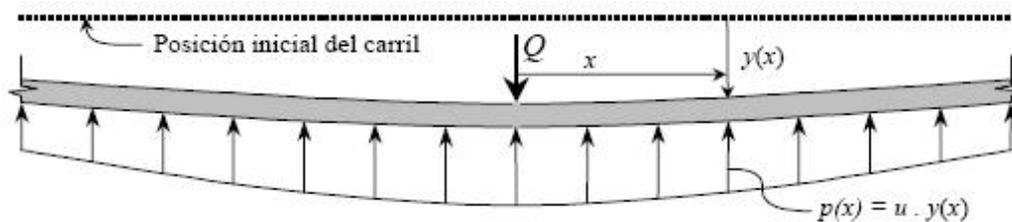


Figura 4.4 – Representação da teoria de Talbot. (Teixeira 2003)

A força de suporte por unidade de comprimento de carril $p(x)$ [N/mm] obtém-se através da Expressão (4.9).

$$p(x) = u \times y(x) \tag{4.9}$$



Sendo que, u corresponde ao módulo de via (N/mm^2) e $y(x)$ corresponde ao assentamento vertical do carril (mm).

A equação diferencial que possibilita a determinação do momento e flecha máximos no carril pode ser observada na Expressão (4.10).

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} + u \times y = 0 \quad (4.10)$$

Conduz aos seguintes resultados:

$$M(x) = \frac{Q}{4} \times L \times e^{\frac{x}{L}} \left[\cos \frac{x}{L} - \text{sen} \frac{x}{L} \right] \quad (4.11)$$

$$y(x) = \frac{Q}{2u} \times \frac{1}{L} \times e^{\frac{x}{L}} \left[\cos \frac{x}{L} + \text{sen} \frac{x}{L} \right] \quad (4.12)$$

$$\text{Sendo que, } L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{u}} \quad (4.13)$$

O modelo com carril apoiado discretamente, pode-se observar na Figura 4.5. O carril é apoiado de modo discreto sobre molas com espaçamento d . O parâmetro K_{eq} é definido como a rigidez vertical da via em cada apoio, em que o carril é considerado como uma viga infinita apoiado de modo discreto sobre apoios elásticos (Vale 2010).

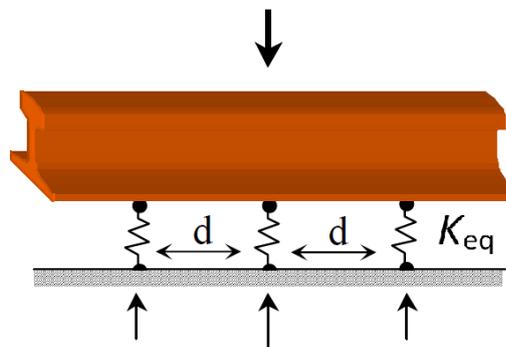


Figura 4.5 – Modelo de carril apoiado discretamente (Teixeira 2003)

A rigidez vertical da via pode ser obtida através da Expressão (4.14).

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_{sb}} + \frac{1}{k_f} \quad (4.14)$$

Sendo que: k_p – representa a rigidez da palmilha (kN/m); k_b – representa a rigidez do balastro; k_{sb} – representa a rigidez do sub-balastro; k_f – representa a rigidez da fundação.



No entanto, dada a elevada rigidez das travessas de betão (e a sua conseqüente pequena contribuição para o cálculo da rigidez equivalente) e a dificuldade de calcular separadamente a rigidez do balastro e da plataforma a Expressão (4.14) pode ser reduzida a (Teixeira 2003):

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_{bp}} + \frac{1}{k_{fixação}} \quad (4.15)$$

Sendo que, k_{eq} corresponde à rigidez vertical equivalente do suporte do carril [kN/mm]; k_{bp} corresponde à rigidez vertical do sistema balastro-plataforma [kN/mm]; $k_{fixação}$ corresponde à rigidez vertical da fixação do carril [kN/mm].

A relação entre a rigidez vertical e o módulo de via pode traduzir-se pela Expressão (4.16).

$$u = \frac{\left(\frac{P}{Y_0}\right)^{4/3}}{64EI^{1/3}} \quad (4.16)$$

Sendo que EI corresponde à rigidez de flexão do carril, P é a carga máxima aplicada à travessa por cada carril e Y_0 corresponde à máxima deflexão.

Assim pode-se calcular a tensão exercida pelas travessas no balastro, Expressão (4.17).

$$\sigma_b = \frac{F \times P}{0,5A_c} \quad (4.17)$$

4.1.3. Método de Zimmermann

O método de Zimmermann desenvolve-se a partir do pressuposto que o carril está assente sobre uma viga continuamente apoiada, sobre molas, de largura b . Sobre a referida carga atua uma carga estática Q , pontual, isolada, que se supõe ser representativa das ações de tráfego (Spada 2003).

A Expressão (4.18) representa a equação diferencial que expressa o modelo descritivo.

$$EI \frac{dy^4}{dy^4} + bCy = 0 \quad (4.18)$$

Sendo que, E corresponde ao módulo de elasticidade do carril; I corresponde ao momento de inércia do carril; b corresponde à largura da via; C corresponde ao coeficiente de lastro (Tabela 4.1) e y corresponde à deflexão da via.



Os valores da deflexão e do momento fletor para qualquer ponto são obtidos através das Expressões (4.19) e (4.20).

$$y = \frac{Q}{2bcL} e^{-\frac{x}{L}} \left[\cos \frac{x}{L} + \text{sen} \frac{x}{L} \right] \quad (4.19)$$

$$M = \frac{Q}{4} L e^{-\frac{x}{L}} \left[\cos \frac{x}{L} - \text{sen} \frac{x}{L} \right] \quad (4.20)$$

Sendo que, $L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{u}}$ que corresponde ao comprimento elástico; x corresponde à distância do ponto de aplicação da carga a algum ponto da via.

Tabela 4.1 – Valores do coeficiente de lastro (Spada 2003)

Valores do coeficiente de lastro	
Infraestrutura	Coeficiente de lastro (kgf/cm ³)
Mau	2
Boa	5
Muito Boa	10

4.1.4. Modelos linear e elásticos

Semi-espaço de Boussinesq

Boussinesq [1885], através das equações de equilíbrio, de compatibilidade e das equações constituinte dos materiais da teoria da elasticidade, desenvolveu as expressões que permitem calcular analiticamente os deslocamentos, deformações e tensões em função da profundidade e da distância radial induzidos por uma carga pontual vertical (P), Figura 4.6. Esta carga atua sobre superfície de um maciço semi-infinito com material elástico linear, homogêneo e isotrópico (Fernandes 2011).

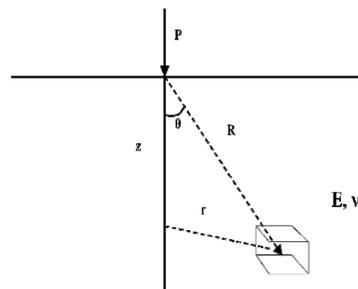


Figura 4.6 – Modelo de Boussinesq para carga pontual (Fontul 2004)

**Método da espessura equivalente**

O método da espessura equivalente ou método de Odemark, consiste na transformação de um sistema de camadas com diferentes módulos, num sistema onde todas as camadas têm o mesmo módulo. Baseia-se no pressuposto de que as tensões e as deformações abaixo de uma camada dependem apenas dessa camada. Admite-se que uma camada de módulo de deformabilidade E_1 , de espessura h_1 e um coeficiente de Poisson ν_1 pode ser semelhante a uma camada de outro material caracterizado por E_2 , e ν_2 e com uma espessura equivalente h_e , desde que tenham a mesma rigidez de flexão (D) (Antunes 1993), Figura 4.7.

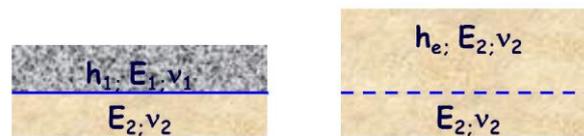


Figura 4.7 – Método de Odemark (Fontul 2004)

A espessura equivalente (H_c) pode ser obtida:

$$D = \frac{h^3 E}{12(1-\nu^2)} \quad (4.21)$$

Sendo que:

$$H_c = h_1 \times \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2} \times \frac{1-\nu_2^2}{1-\nu_1^2}} \quad (4.22)$$

Modelo multi-camadas

Os modelos de cálculo para a obtenção de extensões e tensões baseiam-se na teoria do sistema elástico de multi-camadas. A resolução de equações de quarto grau, Expressão (4.23), permite o cálculo destes parâmetros em qualquer ponto da estrutura (Branco et al 2006). A resolução destas permite a determinação de tensões, deslocamentos e deformações devido à aplicação de uma ou várias cargas, aplicadas na superfície da primeira camada, em qualquer ponto da estrutura em estudo.

$$\nabla^4 \sigma = \left(\frac{\partial^2 \sigma}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma}{\partial r} + \frac{\partial^2 \sigma}{\partial z^2} \right) \left(\frac{\partial^2 \sigma}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma}{\partial r} + \frac{\partial^2 \sigma}{\partial z^2} \right) \quad (4.23)$$



Na Figura 4.8, observa-se a definição do modelo para a determinação das tensões e extensões atuantes.

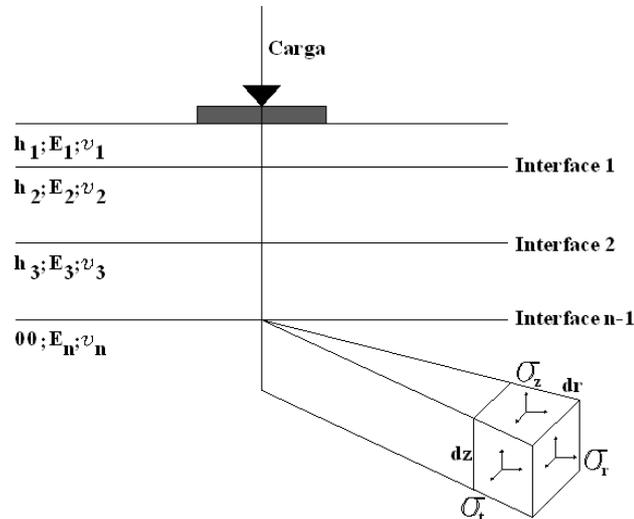


Figura 4.8 – Definição do modelo (Branco et al 2006)

Esta teoria contempla várias considerações nomeadamente: os materiais das diversas camadas são homogêneos, isotrópicos, e elástico lineares, e não é considerado qualquer efeito de inércia; as camadas são consideradas contínuas, horizontais e infinitas; todas as camadas têm espessura finita, exceto a fundação, a qual é considerada como meio espaço semi-infinito; a carga à superfície é uniformemente distribuída sobre uma área circular; e, o sistema é considerado axissimétrico (Fontul 2004).

Contudo, este método gera algumas limitações ao permitir apenas análises elásticas, não representando os materiais não elásticos. Este modelo é a base de outros modelos utilizados no dimensionamento de estruturas de transporte. Para se representar todas as propriedades com rigor, é necessária a aplicação de modelos recorrendo a métodos numéricos como, por exemplo, o método dos elementos finitos (Alves 2010) Sendo os modelos numéricos mais utilizados o GEOTRACK e o KENTRACK.

O procedimento de cálculo aplicado à teoria dos sistemas elásticos multi-camadas define-se:

1. Analisam-se as cargas dinâmicas de cálculo;
2. Aplica-se a fórmula de Zimmermann de modo a se determinar as tensões médias na superfície do balastro;
3. Definem-se valores para as espessuras de cada uma das camadas assim como os respetivos módulos de elasticidade;



4. Aplicam-se as fórmulas de Burmister para se calcular as tensões na superfície de cada camada;
5. Determina-se a tensão admissível para cada camada, através das leis de fadiga dos solos. Para cada camada verificar-se: $\sigma < \sigma_{adm}$;
6. Caso a condição acima definida não se verifique volta-se ao ponto 2.

Para o dimensionamento da via-férrea através deste método necessita-se de informação sobre: o módulo de elasticidade de cada camada; o coeficiente de Poisson de cada camada; a profundidade de cada camada e as características das cargas nomeadamente a intensidade da força, a geometria da área carregada e o número de ciclos.

4.1.5. Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos é o método mais utilizado em engenharia civil. Consiste num processo de discretização de um meio contínuo em que este é dividido em elementos mais pequenos (elementos finitos), onde são mantidas as propriedades dos elementos que lhes deu origem. Estes elementos finitos podem ser de uma, duas ou três dimensões, conforme as necessidades do modelo e são ligados através de pontos nodais. O meio contínuo pode ser dividido o quanto se pretender, dependendo da qualidade dos resultados desejados. Quanto maior for o número de elementos considerado na discretização, maior será a precisão da solução aproximada. No entanto, malhas muito refinadas podem estar associadas à obtenção de sistemas de equações complexas, o que torna bastante penalizador em termos de memória computacional e, conseqüentemente, tempo de processamento. Alguns problemas tridimensionais podem ser simplificados tendo em conta a dupla simetria (Paixão e Fortunato 2009).

A formulação do MEF requer a existência de uma equação integral, de modo que seja possível substituir o integral sobre um domínio complexo, de volume V , por um somatório de integrais estendidos a subdomínios de geometria simples, de volume V_i (Azevedo 2003). Esta condição pode-se verificar na Expressão (4.24), correspondente ao integral de volume de uma função f .

$$\int_V f dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f dV \quad (4.24)$$

Os deslocamentos são obtidos através da Expressão (4.25).

$$\underline{u} = \underline{N} \underline{a} \quad (4.25)$$

Sendo que \underline{N} é a matriz das funções de forma e \underline{a} o vetor de deslocamentos nodais (Azevedo 2003).



Por sua vez os conceitos de velocidade e aceleração são definidos por, respetivamente:

$$\underline{\dot{u}} = \underline{N} \underline{\dot{a}} \quad (4.26)$$

$$\underline{\ddot{u}} = \underline{N} \underline{\ddot{a}} \quad (4.27)$$

A vantagem deste método é o facto de permitir o estudo de todas as geometrias que compõem a via e também o permitir uma análise dinâmica da mesma.

4.1.6. Método do elemento discreto

O método do elemento discreto é um modelo numérico com capacidade de simular o comportamento de materiais descontínuos, como o balastro, a partir da análise do movimento de cada partícula definida por um elemento discreto (Fernandes 2011). Este modelo apresenta como vantagem o fato de permitir uma modelação mais realista. O método modela os materiais, recorrendo às propriedades físicas das partículas, tais como a forma, a angulosidade e a distribuição do tamanho das partículas, o grau de compactação e o coeficiente de atrito entre partículas (Fernandes 2011). Como desvantagem possui o fato de necessitar de uma grande capacidade computacional.

4.2. Aplicação de modelos numéricos na análise estrutural da via

A via-férrea balastrada é uma estrutura relativamente complexa, com comportamento não linear. Atualmente, o dimensionamento das novas vias férreas tende a começar a afazer uso de modelos estruturais que exigem o conhecimento das ações, da geometria dos elementos da superestrutura e das camadas subjacentes, das características mecânicas (superestrutura, camadas de apoio e fundação), dos mecanismos de interação entre os diversos elementos e de vários critérios de dimensionamento (Fortunato 2005).

Tendo em conta que a via está sujeita a carregamentos tridimensionais, nomeadamente cargas verticais, transversais e longitudinais, têm sido desenvolvidos diversos modelos analíticos com o objetivo de representar individualmente cada uma das componentes da resposta associadas às referidas solicitações ou diversas dessas componentes em simultâneo (Fortunato 2005).



Na Figura 4.9, pode-se observar uma comparação feita entre os diferentes modelos.

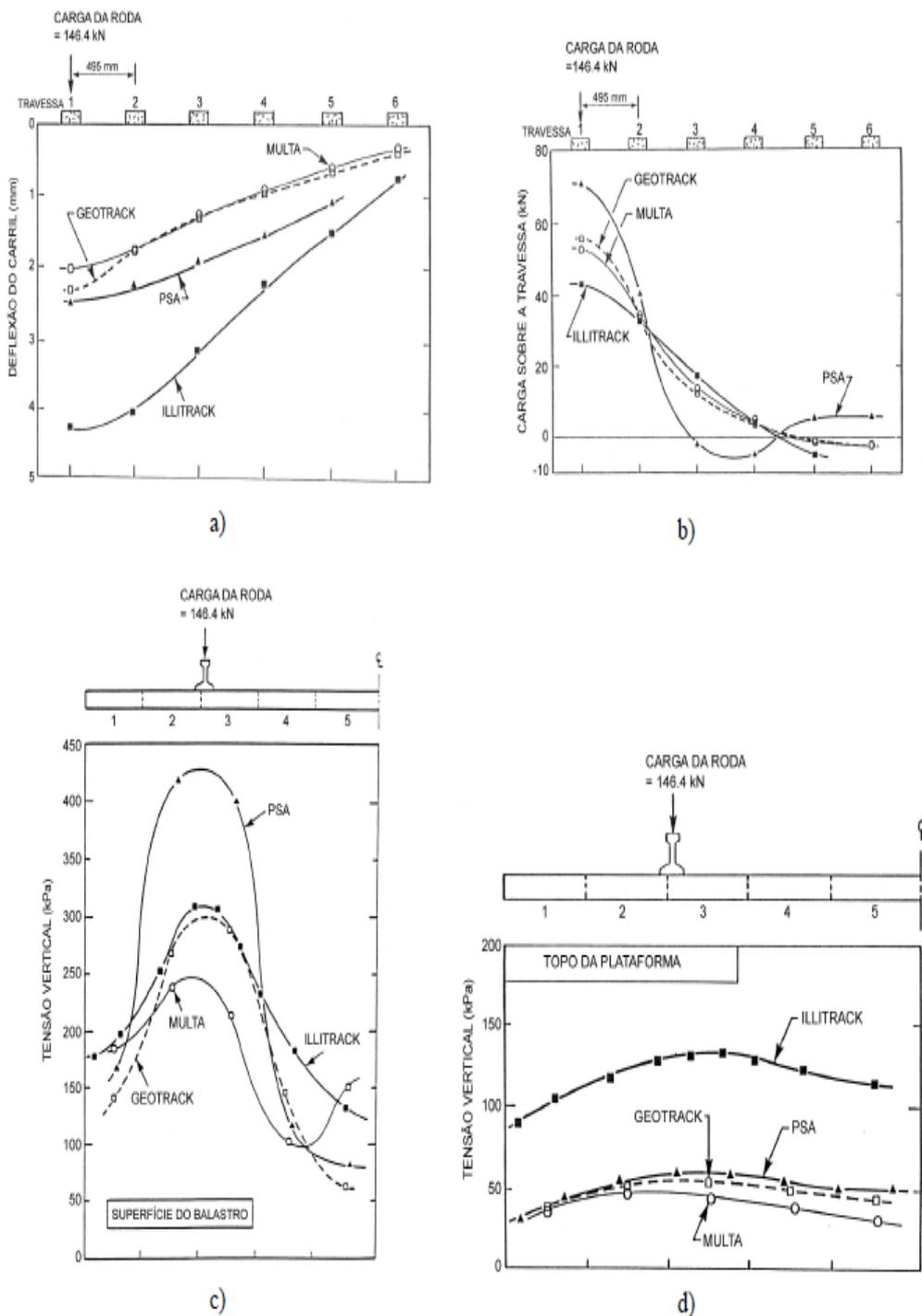


Figura 4.9 – Resultados obtidos com diversos modelos numéricos: a) deflexão do carril; b) carga sobre a travessa; c) tensão vertical na superfície do balastro; d) tensão vertical na plataforma (Fortunato 2005)



4.2.1. Modelo Illitrack

O modelo de Illitrack foi um dos primeiros modelos por elementos finitos a ser utilizado para a análise da via-férrea.

Consiste na introdução dos dados da análise longitudinal, em estado de plano de deformação, na análise transversal. Desta forma é obtido um efeito tridimensional com um tempo de computação inferior ao necessário para um modelo tridimensional. Na análise longitudinal o modelo considera a atuação das cargas verticais aplicadas apenas num carril, suportado por um sistema constituído por travessas e camadas de apoio (Fernandes 2011).

Os carris e as travessas eram representados como vigas e molas de apoio, respetivamente. É considerado o comportamento não linear dos materiais, cujas características eram determinadas em ensaios laboratoriais do tipo triaxial com cargas repetidas e eram admitidos critérios de rotura para os materiais das camadas de apoio e da fundação (Fortunato 2005).

4.2.2. Modelo Multilayer Track Analysis – MULTA

O modelo Multilayer Track Analysis - Multa (Prause e Kennedy, 1977) combina o modelo elástico multicamadas de Burmister para a subestrutura com um outro modelo tridimensional, por elementos finitos, para análise da superestrutura. A área carregada das travessas é dividida em segmentos aproximadamente iguais e a área de cada segmento é convertida numa área circular com tensão uniforme. Estas áreas circulares uniformemente carregadas são utilizadas para gerar coeficientes de influência de tensões e de deslocamentos para o modelo linear elástico de multicamadas, o qual permite determinar deslocamentos e tensões nas camadas de apoio. O carril é modelado como uma viga finita suportada por 11 travessas, as quais são também representadas como vigas com um apoio por cada área de contacto travessa-balastro (Fortunato 2005).

Como limitações, este modelo não permite o desenvolvimento de tensões reais entre a travessa e o balastro uma vez que o deslocamento relativo entre estes dois elementos não é permitido; as reações entre o carril e a travessa e entre esta e o balastro desenvolvem-se apenas na direção vertical, pelo que não são considerados os esforços de corte; e, tem por base uma análise linear elástica, logo não possibilita a consideração do comportamento real dos materiais da subestrutura (Fernandes 2011).



4.2.3. Modelo Prismatic Solid Analysis – PSA

O modelo Prismatic Solid Analysis (PSA) é um modelo tridimensional por elementos finitos, que também considera a separação entre a superestrutura e a subestrutura para determinação dos coeficientes de influência de tensão e deslocamento; impõe a compatibilidade de deslocamentos e tensões entre a parte inferior da travessa e o topo do balastro. A determinação daqueles coeficientes é feita com base na análise de sólidos prismáticos carregados. Os materiais que constituem a subestrutura são considerados elásticos lineares, sendo no entanto possível diferenciar as propriedades dos elementos no plano vertical perpendicular aos carris (Fortunato 2005).

Os coeficientes são obtidos por duas análises bidimensionais (uma por cada termo de série) que fornecem os coeficientes dos deslocamentos de todos os nós em função das coordenadas dos mesmos. A soma desses termos da série conduz aos deslocamentos totais, dos quais é possível obter as tensões e as deformações (Fernandes 2011).

A principal vantagem apontada a este modelo é que permite obter soluções para problemas tridimensionais elásticos com relativo baixo custo computacional, quando comparado com modelos tridimensionais puros (com recurso a “bricks”) (Fortunato 2005). Este modelo apresenta limitações idênticas ao modelo de MULTA.

4.2.4. Modelo Geotrack

O modelo Geotrack foi desenvolvido a partir do modelo Multa com os objetivos: i) de permitir considerar de forma mais adequada o comportamento tensão-deformação dos materiais da subestrutura; ii) de facilitar a aplicação das múltiplas solicitações verticais; iii) de reduzir o tempo de cálculo; iv) de facilitar a análise dos resultados obtidos. É um modelo tridimensional que combina a matriz de rigidez dos elementos da via com a distribuição de tensões de Boussinesq no balastro, no sub-balastro e na fundação (Fortunato 2005).

Este modelo admite a divisão em cinco camadas que não podem ser modificadas pelo utilizador, como o balastro, sub-balastro, duas camadas de coroamento e a plataforma. Só pode ser usado para a análise de estruturas em que todas as camadas são granulares (Fernandes 2011).



Na Figura 4.10 observa-se a configuração de uma via-férrea com o auxílio do programa Geotrack.

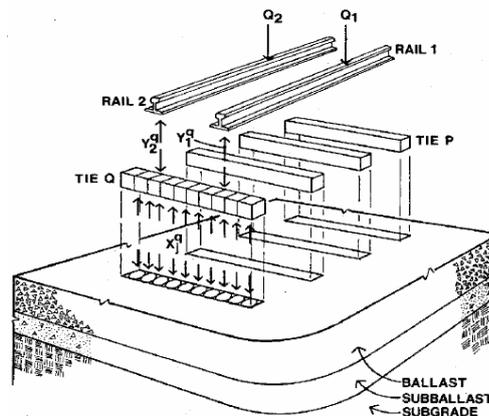


Figura 4.10 – Configuração de uma via através do programa GEOTRACK (P. Teixeira 2003)

O programa GEOTRACK permite considerar um comportamento não linear para os materiais. Os parâmetros necessários referem-se às propriedades dos materiais, dos carris e travessas bem como o carregamento.

As propriedades dos materiais incluem propriedades específicas, profundidades das camadas e tipo de modelo para o módulo de resiliência em cada camada de material. É necessário fornecer um valor inicial para o módulo de resiliência. Caso o modelo adotado seja de módulo constante, o valor inicial será o único utilizado nos cálculos. O programa é dotado de oito modelos de resiliência, em que cada um é identificado com um número e a escolha do modelo adequado para cada tipo de solo faz-se pela indicação do número do modelo correspondente. O coeficiente de Poisson deve variar entre 0,05 a 0,499. A espessura máxima da camada é 2,5m. A última camada é admitida como infinita, assim, nenhum valor de espessura é necessário nesta camada. (Spada 2003).

Assim, o módulo resiliente da camada granular é obtido através da Expressão (4.28) e (4.29).

$$E_r = K_1 \times \theta^{K_2} \quad (4.28)$$

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \gamma \times z(1 + 2K_2) \quad (4.29)$$

Sendo que, E_r corresponde ao módulo resiliente (kN/m^2); θ corresponde à invariante tensorial; K_1 e K_2 correspondem a consoantes experimentais (kN/m^2), adimensional; σ_1 , σ_2 e σ_3



correspondem a tensões principais (kN/m^2); γ corresponde ao peso unitário (kN/m^3) e K_0 corresponde ao coeficiente de pressão do solo.

Os parâmetros obtidos através deste método são: deflexão vertical do carril, a reação carril-travessa, a deflexão da travessa sob o carril para cada travessa; os momentos fletores que atuam sobre o carril e a travessa na orientação do carril e sobre o centro da travessa; o módulo da via; o deslocamento vertical e as tensões tridimensionais e principais devido ao carregamento da via.

4.2.5. Modelo Kentrack

O modelo foi desenvolvido a partir do modelo Geotrack, permite não só a análise de subestruturas com camadas granulares mas também de subestruturas com camadas betuminosas e betão, razão pela qual foi concebido. Permite também modelar os carris, fixações e travessas com elementos finitos. Este modelo permite ainda consideração de quatro eixos de carga (Fernandes 2011).

Na Figura 4.11 observa-se a configuração do modelo da via através do programa KENTRACK.

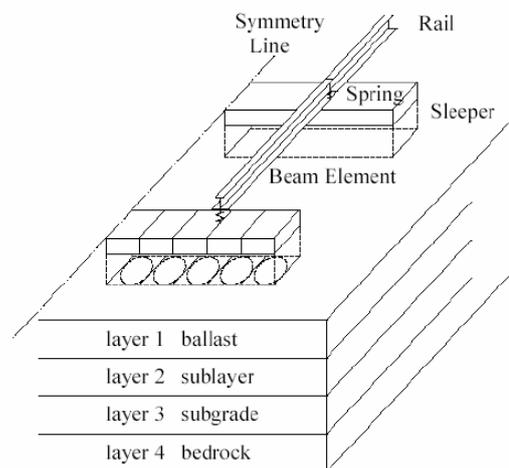


Figura 4.11 – Configuração do modelo da via através do programa KENTRACK (Teixeira 2003)



4.3. Critérios de dimensionamento

4.3.1. Catálogos de secções estruturais

Na bibliografia existe um conjunto de catálogos de secções estruturais tipo que permitem a realização de um rápido e correto dimensionamento de uma via-férrea. Estes catálogos têm como base a qualidade do solo de fundação, sendo que para cada tipo de solo é apresentada uma possível secção estrutural para a via em estudo.

Em 1973 a SNCF desenvolveu um catálogo de secções estruturais, Figura 4.12, contendo informações sobre a natureza do solo, espessuras e características das diferentes camadas, desde as travessas até a camada de fundação. Este corresponde a uma adaptação do Laboratório Central de Pontes de Chaussées, Paris, para linhas de alta velocidade. O catálogo encontra-se agrupado pelos diferentes tipos de infraestruturas que se podem encontrar, segundo cinco tipologias que variam desde uma plataforma constituída por rocha não alterável até uma que apresenta uma baixa capacidade de suporte (Pita 2006).

S _f Clase de plataforma	SECCIÓN TRANSVERSAL	Espesor (m)	Via de servicio	Acondicionamiento de líneas					Via nueva	
				Grupos UIC					Línea clásica	TGV
				8 et 9	7	6	1 à 5			
				Madera			Hormigón			
S ₅ Roca no alterable		b g _c	— 0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,35	—
S ₄		b g _c h e	— 0,15 0,30 0,15	0,10 0,10 0,35 0,20	0,15 0,10 0,40 0,25	0,15 0,10 0,40 0,25	0,15 0,15 0,45 0,30	0,15 0,15 0,45 0,30	0,32 0,15 0,62 0,47	—
S ₃		b g _c h e	— 0,20 0,35 0,20	0,10 0,10 0,35 0,20	0,15 0,10 0,40 0,25	0,15 0,15 0,45 0,30	0,15 0,20 0,50 0,35	0,15 0,20 0,50 0,35	0,32 0,20 0,67 0,52	—
S ₂		b g _c s h e	— 0,20 0,10 0,45 0,30	0,10 0,15 0,10 0,50 0,35	0,15 0,15 0,10 0,55 0,40	0,15 0,15 0,10 0,55 0,40	0,15 0,20 0,10 0,60 0,45	0,15 0,20 0,15 0,65 0,50	0,32 0,20 0,15 0,82 0,67	—
S ₁		b g _c g s h e	— 0,30 — 0,15 0,60 0,45	0,10 0,25 — 0,15 0,65 0,50	0,15 0,25 — 0,15 0,70 0,55	0,15 0,25 — 0,15 0,70 0,55	0,15 0,15 0,15 0,15 0,75 0,60	0,15 0,15 0,25 0,15 0,85 0,70	0,32 0,15 0,25 0,15 1,00 0,85	—

Figura 4.12 – Catálogo de secções estruturais elaborado pela SNCF (Pita 2006)



O Grupo UIC, em 1982 publicou a ficha 719 que consistia num catálogo de secções estruturais tipo tendo por base o catálogo da SNCF. Neste catálogo define-se quatro tipos de qualidade de solo (Q_{si}), aos quais encontram-se associados três tipos de plataforma (P_i), tendo em atenção a espessura da camada de subleito. Na Figura 4.13 pode observar-se a espessura da camada de balastro e sub-balastro, valores estes que se encontram especificados tendo em conta o tipo de tráfego (pesado ou ligeiro) a que cada linha ficará sujeita (Pita 2006).

CLASE DE CAPACIDAD DE CARGA DE LA PLATAFORMA	CLASE DE CALIDAD DEL SUELO SOPORTE		
	QS1 SUELO MALO	QS2 SUELO MEDIO	QS3 (2) SUELO BUENO
P1 PLATAFORMA MALA			
P2 PLATAFORMA MEDIA	<p>SUELO TRATADO CON LIGANTES - Espesor 0,30m ó SUELO QS2 NO TRATADO - Espesor 0,55m. ó SUELO QS3 NO TRATADO - Espesor 0,40m.</p>		
P3 PLATAFORMA BUENA			

(1) SOLO CON CAPA DE FORMA TRATADA O EN SUELO QS2.
 (2) CUANDO EL SUELO SOPORTE QS3 ESTA BIEN GRADUADO NATURALMENTE, PUEDE SUPRIMIRSE LA CAPA SUB-BALASTO.

Figura 4.13 – Catálogo de secções estruturais desenvolvido pelo UIC (Pita 2006)

4.3.2. Pré-dimensionamento dos carris

Os carris podem ser dimensionados com base nas seguintes formulações:

Fórmula de Yershov

$$P_t = \frac{V_{m\acute{a}x}}{2,2} \quad (4.30)$$

Sendo que, P_t corresponde ao peso do carril (kgf/m) ; $V_{m\acute{a}x}$ corresponde à velocidade máxima admitida (km/h)

**Fórmula de Shulga:**

$$Pt = 31,046T^{0,203} \quad (4.31)$$

Sendo que Pt corresponde ao peso do carril (kgf/m); T corresponde à carga transportada anualmente.

Fórmula de Schramm

$$Pt = KQ_e \quad (4.32)$$

Sendo que K pode tomar o valor de 2 caso o tráfego seja leve e/ou as velocidades praticadas sejam reduzidas, ou então 2,8 caso o tráfego seja pesado e/ou as velocidades praticadas sejam elevadas; Q_e corresponde à carga por eixo do veículo mais pesado (tf).

Fórmula de Zimmermam

$$Pt = \frac{2P_{m\acute{a}x}d}{K_v} \quad (4.33)$$

Sendo que: $P_{m\acute{a}x}$ corresponde ao esforço máximo no carril (tf); d é o espaçamento entre travessas (cm); K_v é o coeficiente devido à velocidade, pode tomar o valor de 13 a 15, para elevadas velocidades, ou 15 a 17, para baixas velocidades.

Fórmula de Shajunianz

$$Pt = a(1 + \sqrt[4]{T})(1 + 0,012V)^{0,667}Q_e^{0,667} \quad (4.34)$$

Sendo que T corresponde a carga transportada anualmente; V é a velocidade máxima admitida (km/h) e Q_e é a carga por eixo do veículo mais pesado (tf).

4.3.3. Tensões no carril

Para a determinação das tensões de tração por flexão no carril precisa-se conhecer o momento fletor máximo atuante que pode ser obtido através dos programas que resolvem o modelo de sistema em camadas ou pelo modelo da viga sobre a base elástica (Spada 2003).

Segundo HAY (1982) o cálculo da tensão de flexão máxima no carril pode ser obtido pela Expressão (4.35).

$$\sigma = \frac{M_0c}{I} \quad (4.35)$$

Sendo que: M_0 corresponde ao momento fletor máximo; c é a distância da base do carril a linha neutra; I é o momento de inércia do carril.



A Expressão (4.35) pode ainda ser apresentada da seguinte forma:

$$\sigma = \frac{M_0}{W} \quad (4.36)$$

Sendo que: w corresponde ao momento resistente.

HAY (1982) recomenda para a definição da tensão admissível de tração a utilização de um fator de segurança de 2,2 para carris de barras curtas e 2,8 para carris de barras longas. O fator de segurança é escolhido tendo em conta as tensões térmicas, esforços de flexão laterais, superelevação não compensada, desgaste do carril nas curvas e rugosidade da via.

4.3.4. Tensões nas travessas

Segundo HAY (1982) a tensão de flexão na base da travessa é determinada considerando-se a travessa como uma viga, utilizando-se os princípios da mecânica para determinação dos momentos fletores no centro da peça e nos apoios dos carris. A carga aplicada é considerada distribuída igualmente sobre os dois carris, e que o suporte é uniforme (Filho 2013), conforme apresentado na se pode observar a Figura 4.14.

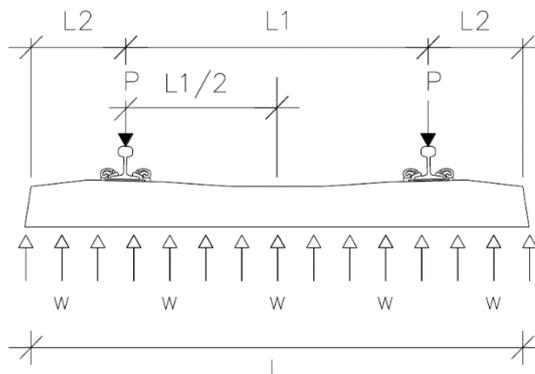


Figura 4.14 – Análise teórica da travessa (Filho 2013)

Com base na análise da Figura 4.14 pode-se concluir que:

$$2P = wL \quad (4.37)$$

Sendo que: P é a carga da roda; L comprimento da travessa; w é o carregamento distribuído pelo comprimento da travessa.



Onde:

$$L = L_1 + L_2 \quad (4.38)$$

$$w = \frac{2P}{L} \quad (4.39)$$

O momento fletor máximo no centro da travessa pode ser calculado pela Expressão (4.40).

$$M_c = \frac{P}{4}(L_1 - 2L_2) \quad (4.40)$$

E o momento na base do carril pode ser obtido pela Expressão (4.41).

$$M_r = \frac{P(L_2)^2}{L} \quad (4.41)$$

A tensão de tração atuante na travessa é dada pela Expressão (4.42).

$$M = \frac{\sigma I}{c} \quad (4.42)$$

$$M = \left(\sigma \frac{bh^3}{12} \right) \left(\frac{2}{h} \right) = \left(\frac{bh^2}{6} \sigma \right) \quad (4.43)$$

Em que: M corresponde ao maior dos momentos flectores (M_c ou M_r); I é o momento de inércia; c distância da base a linha neutra ($h/2$); σ corresponde á tensão atuante de tração na base da travessa; b corresponde á largura da base da travessa; h corresponde á altura da travessa.

Para está metodologia de cálculo é fundamental considerar que o carregamento do eixo encontra-se concentrado sobre a travessa.

4.3.5. Pré-dimensionamento do balastro

De seguida apresenta-se as diferentes formulações possíveis para o dimensionamento da camada de balastro.

Fórmula de Schramm

$$Z = \frac{1,5q_rbd}{[3(1-l_v-l_p)+b_1]\sigma_{sl} \tan \varepsilon} \quad (4.44)$$

Em que: z = espessura do balastro (cm); q_r = pressão sobre a travessa (kgf/cm^2); l = comprimento da travessa (cm); l_v = bitola da via (cm); l_p = largura do carril (cm); b_1 = largura da travessa (cm); σ_{sl} = tensão admissível do material do sub-balastro (kgf/cm^2); ε = ângulo de distribuição das pressões no balastro, pode tomar o valor de 30° para balastros grossos ou 40° para balastros fino.

**Fórmula de Talbot**

$$Z = \left(\frac{53,87q_r}{\sigma_{sl}} \right)^{0,8} \quad (4.45)$$

Fórmula de Boussinesq

$$Z = \sqrt{\frac{q_r b d}{2\pi\sigma_{sl}}} \quad (4.46)$$

Fórmula de Love

$$Z = \sqrt{\frac{(S+t)^2 \left[1 - \frac{\sigma_{sl}}{q_r} \right]}{\left(\frac{\sigma_{sl}}{q_r} \right)^{2/3}}} \quad (4.47)$$

Pode-se utilizar a equação de Eisenmann para a verificação do dimensionamento da espessura do balastro através da Expressão (4.48).

$$\sigma_z = \frac{2q_r}{\pi} \left(\arccos \times \tan \frac{b_1}{2z} + \frac{2b_1 z}{b_1^2 + 4z^2} \right) \quad (4.48)$$

Sendo que: σ_z = tensão sob o sub-balastro (kgf/cm^2); h_1 = altura real do balastro (cm)

$$h_1 = \frac{z}{0,9} \sqrt[3]{\frac{E_{sl}}{E_l}} \quad (4.49)$$

Em que: E_{sl} = módulo de elasticidade do balastro (kgf/cm^2); E_l = módulo de elasticidade do sub-balastro (kgf/cm^2).

Para que a espessura calculada seja aceita é preciso que $\sigma_z \leq \sigma_{sl}$. Caso essa condição não seja satisfeita, aumenta-se a espessura a 5 cm e procede-se nova verificação, até que a condição ocorra (Filho 2013).

4.3.6. Tensões de contacto travessa/balastro

A tensão de contacto atuante é obtida em função da largura da travessa, do comprimento da travessa e área de suporte. De acordo com HAY (1982) a zona de suporte varia com o comprimento da travessa mas uma boa aproximação do comprimento da área de suporte pode ser tomada como 2/3 do comprimento da travessa.

A área de suporte obtém-se através da Expressão (4.50);

$$A_s = \frac{2}{3} \times L \times b \quad (4.50)$$



A tensão de contacto obtém-se dividindo o carregamento da travessa pela área da travessa, $2P/A_s$, logo:

$$\sigma_c = 3P/bL \quad (4.51)$$

Sendo que: σ_c corresponde á tensão de contacto; L corresponde ao comprimento da travessa; b corresponde á largura da travessa; P corresponde á carga da roda sobre uma travessa, 2P corresponde ao carregamento do eixo sobre uma travessa.

Segundo HAY (1982) deve-se assumir na prática que 40% do carregamento é transmitido para as duas travessas que se encontram mais próximas da roda no caso doas travessas de madeira e 60% para o caso dos dormentes em monobloco de betão.

4.3.7. Tensão no balastro

A tensão no balastro é dada por:

$$\sigma_c = \frac{16,8\sigma_m}{h^{1,25}} \quad (4.52)$$

Sendo que: σ_c = tensão sob a linha do centro da travessa; σ_m = tensão media uniformemente distribuída na base da travessa; h = profundidade abaixo da base da travessa.

Segundo o AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE OF WAY ASSOCIATION, AREMA (1999) a tensão de contacto admissível sobre o balastro é de 0,4MPa.

4.3.8. Espessura mínima da camada de balastro e sub-balastro

Segundo a Norma UIC CODE 719 R, a espessura total das camadas que constituem a via-férrea varia de acordo com a capacidade de suporte do subleito, o tipo de camada e o espaçamento; e as características do tráfego (carga por eixo, velocidade e a tonelagem suportada).

A espessura mínima necessária para a camada de balastro e sub-balastro da estrutura determina-se recorrendo à Expressão (4.53).

$$e = E + a + b + c + d + f \quad (4.53)$$

Sendo:

$E = 0,70 m$ para solos cuja classe de capacidade de carga é P1; $0,55 m$ para solos cuja classe de capacidade de carga é P2; $0,45 m$ para solos cuja classe de capacidade de carga é P3; $a = 0$



para grupos 1 e 2 da UIC (ou linhas onde a velocidade > 100 km/h independentemente do grupo UIC); $-0,05$ m para os grupos 3 e 4 do UIC; $-0,10$ m para os grupos 5 e 6 do UIC;

$b = 0$ para travessas em madeira com comprimento de $2,60$ m; $(2,50 - L) / 2$ para travessas em betão com comprimento L (b em m, L em m, b possivelmente negativo caso $L > 2,50$ m);

$c = 0$ para dimensões usuais; $-0,10$ m caso especial para condições de trabalho de difíceis em vigor de outros grupos de UIC “7,8,9 sem passageiros”;

$d = 0$ quando a carga máxima por eixo nominal do veículo não exceder os 200 kN; $0,05$ quando a carga máxima por eixo nominal do veículo não exceder os 225 kN; $0,12$ quando a carga máxima por eixo nominal do veículo não exceder os 250 kN;

$f = 0$ quando a velocidade praticada não excede $V \leq 100$ km/h e para velocidades elevadas onde o subleito apresenta uma classe de capacidade de carga P3; $0,05$ para velocidades elevadas onde o subleito apresenta uma classe de capacidade de carga P2; $0,04$ para velocidades elevadas onde o subleito apresenta uma classe de capacidade de carga P4;

Quando $f = 0$ não é necessário colocar geotêxtil, caso o subleito seja formado por solos com uma classe de qualidade QS3;

A classificação da qualidade do solo encontra-se tabelada como se pode visualizar na Tabela 4.2.



Tabela 4.2 - Classes de qualidade do solo

<p>Tipo de solo (classificação geotécnica)</p>	<p>Classe de qualidade do solo</p>
<p>0.1 Solo orgânico</p> <p>0.2 Solos moles que contêm mais de 15% de finos, com uma humidade elevada, logo inadequados para compactação</p> <p>0.3 Solos tixotrópicos</p> <p>0.4 Solos que contêm material solúvel</p> <p>0.5 Solo contaminado</p> <p>0.6 Material Misturado/ Solos orgânicos</p> <p>0.7 Solos com elevada plasticidade com mais de 15% de finos, solo que podem colapsar ou solo expansivo</p>	<p>QS0</p>
<p>1.1 Solos que contêm mais do que 40% de finos (exceto solos classificados em 0.2 ou 0.7)</p> <p>1.2 Rochas bastante suscetíveis ao desgaste pela ação de agentes atmosféricos Ex: - Calcário com um $\rho_d < 1,7 t/m^3$ e baixa friabilidade - Calcário Argiloso - Xisto Alterado</p>	<p>QS1</p>
<p>1.3 Solos que contêm mais do que 15 a 40% de finos (exceto solos classificados em 0.2 ou 0.7)</p> <p>1.4 Rochas com moderada suscetibilidade ao desgaste pela ação de agentes atmosféricos Ex: - Calcário com um $\rho_d < 1,7 t/m^3$ e baixa friabilidade - Xisto</p> <p>1.5 Rochas moles Ex: Micro-Deval húmido (MDE) > 40 e Los Angeles (LA) < 40</p>	<p>QS1</p>
<p>2.1 Solos que contêm 5 a 15% de finos exceto solos que podem colapsar</p> <p>2.2 Solos que contêm menos de 5% de finos ($C_U \leq 6$) exceto solos que podem colapsar</p> <p>2.3 Rocha moderadamente dura Ex: $25 < MDE \leq 40$ e $30 < LA \leq 40$</p>	<p>QS2</p>
<p>3.1 Solos bem graduados contendo menos de 5% de finos</p> <p>3.2 Rochas Duras Ex: $MDE \leq 25$ e $LA \leq 30$</p>	<p>QS3</p>



De acordo com a norma UIC CODE 719 R, a capacidade de carga do subleito depende da classe do solo de aterro ou do solo natural na base de um corte, bem como da qualidade e espessura do mesmo. Pode portanto definir-se três classe de capacidade de carga nomeadamente P1 (subleito pobre), P2 (subleito médio) e P3 (subleito bom). Na Tabela 4.3, pode observar-se a definição da classe de capacidade de carga de acordo com a qualidade do solo.

Tabela 4.3 – Determinação da capacidade de carga subleito

Subleito em aterro ou escavação		Classe de Capacidade de carga do subleito	Requerimentos necessários para a preparação do subleito		
Classe de qualidade do solo	CBR (min)		Classe de qualidade	CBR	Espessura mínima (m)
QS1	2 – 3	P1	QS1	2 – 3	-
		P2	QS2	5	0,50
		P2	QS3	10 – 17	0,35
		P3	QS3	10 – 17	0,50
QS2	5	P2	QS2	5	-
		P3	QS3	10 – 17	0,35
QS3	10 - 17	P3	QS3	10 – 17	-

4.3.9. Tensão no sub-balastro

A tensão no sub-balastro é dada por:

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006M_r}{1+0,7\log N} \quad (4.54)$$

Sendo que: M_r = módulo de resiliência do material (kgf/cm^2); N = número de ciclos.

4.3.10. Tensões no subleito

Hay (1982) sugere que a tensão no subleito não deve exceder a capacidade de carga última.

$$q_{m\acute{a}x} = 2,5S_u \quad (4.55)$$

$$\sigma_c \leq 2,5S_u \quad (4.56)$$

Sendo que: $q_{m\acute{a}x}$ = carga ultima ou máxima aplicada no subleito; S_u resistência não drenada do material.



De modo a se limitar as deformações permanentes, multiplica-se por um fator de segurança de 50%, logo:

$$\sigma_c \leq \frac{2,5S_u}{1,5} \leq 1,67S_u \quad (4.57)$$

Outra forma de controlar as deformações permanentes do subleito é limitar o valor da tensão limiar ($\sigma_1 - \sigma_2$) em igual ou menor do que 65 kPa. Os valores de σ_1 e σ_2 são calculados a partir do emprego dos programas Geotrack (Spada 2003).

Yoder e Witczak (1975) definiram para o subleito um critério para a tensão vertical admissível em função do CBR do material, como se observa na Expressão (4.58)

$$\sigma_{adm} = (0,553 \times CBR^{1,5}) \times 0,07 \quad (4.58)$$

Stopatto (1987) estabelece a fórmula de Heukelom para limitar a tensão vertical no subleito.

$$\sigma_{Vadm} = \frac{0,006M_R}{1+0,7 \log N} \quad (4.59)$$

Sendo que: M_R corresponde ao módulo de resiliência em kgf/cm²; N corresponde ao número de ciclos que pode ser definido de acordo com a classe da ferrovia.

4.4. Comportamento e modelação dos materiais

Um dos aspetos que não é considerado nalguns modelos estruturais é o comportamento elástico não linear dos materiais. Na realidade os materiais apresentam um comportamento dependente do estado de tensão, que torna-se importante, nos materiais granulares e solos coesivos. Dependendo de aspetos como a granulometria e o teor de humidade, o módulo pode aumentar ou diminuir quando a tensão devido ao carregamento aumenta (Fontul 2004).

O estado de tensão tem sido considerado como o fator que mais influência a resposta dos materiais granulares quando sujeitos a cargas cíclicas. Fisicamente o fenómeno pode ser explicado separando a influência da tensão média da influência da tensão deviatória (Fortunato 2005).

Modelo $k - \theta$

O modelo $K - \theta$ é o modelo elástico não linear que, devido à sua simplicidade, é mais utilizado para modelar o comportamento reversível dos materiais granulares, quando sujeitos a ensaios



triaxiais com cargas axiais cíclicas e com pressão de confinamento constante (Fontul 2004). Pode ser expresso pela Expressão (4.60).

$$M_r = K_1 \times \theta^{k_2} \quad (4.60)$$

Sendo que, M_r corresponde ao módulo resiliente, θ é a soma das tensões principais, K_1 e K_2 são parâmetros característicos determinados durante os ensaios.

Para solos coesivos, a não linearidade é geralmente expressa através da Expressão (4.61) (Antunes 1993).

$$M_r = K_1 \times \sigma_d^{k_2} \quad (4.61)$$

Sendo que σ_d corresponde à tensão deviatória e k_2 é negativo.

Modelo de Uzan

O modelo de Uzan (1985) além de relacionar o módulo reversível com a tensão normal média relaciona-o também com a tensão deviatória, q (Fortunato 2005), Expressão (4.62):

$$E = K_1 \times \theta^{k_2} \times q^{k_3} \quad (4.62)$$

Sendo K_1 , k_2 e k_3 parâmetros característicos do material determinados em ensaio.

Kolisoja (1997) incluiu o efeito da compacidade do material nos modelos k - θ e de Uzan, através da consideração da porosidade (n) do material e da porosidade máxima determinada experimentalmente (n_{max}) (Fortunato 2005), Expressões (4.63) e (4.64).

$$E = a_1 \times (n_{max} - n) \times \theta_0 \times \left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^{0,5} \quad (4.63)$$

$$E = b_1 \times (n_{max} - n) \times \theta_0 \times \left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^{0,7} \times \left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^{-0,2} \quad (4.64)$$

Sendo que a_1 e b_1 correspondem a parâmetros do material determinados em ensaios e θ_0 é a tensão de referência, 100kPa.

Modelo de Boyce

Boyce (1980) propôs um modelo elástico não linear isotrópico para caracterizar melhor o comportamento dos materiais granulares, em ensaios triaxiais de cargas cíclicas com a tensão de confinamento variável. A análise de resultados de ensaios deste tipo mostra que, em geral, o



comportamento reversível se caracteriza por: i) aumento dos valores da rigidez volumétrica e de corte com o aumento da tensão média, p , podendo admitir-se que são proporcionais a p^{1-n} ; ii) aumento da rigidez volumétrica com o aumento da relação q/p , podendo admitir-se que é inversamente proporcional a $[1 - \beta \times (q/p)^2]$ (Fortunato 2005).

$$\varepsilon_v = \frac{1}{k_1} \times p^n \times \left[1 - \beta \times \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right] \quad (4.65)$$

$$\varepsilon_q = \frac{1}{3G_1} \times p^n \times \left(\frac{q}{p} \right) \quad (4.66)$$

Com

$$\beta = (1 - n) \times \frac{K_1}{6G_1} \quad (4.67)$$

Sendo que K_1 , G_1 e n são constantes do material determinadas em ensaios triaxiais cíclicos, com pressão de confinamento variável.

A principal vantagem deste modelo é o facto de utilizar apenas três parâmetros.

Vários outros modelos foram desenvolvidos por outros autores tendo por base o modelo de Boyc



5. DIMENSIONAMENTO DE UMA VIA-FÉRREA

A parte prática do presente trabalho irá debruçar-se sobre o dimensionamento de uma via-férrea tanto para a hipótese de utilização de uma via balastrada, em que os materiais que constituem a via se resumem a materiais granulares, e via não balastrada, em que o balastro é composto por uma laje de betão ou mistura betuminosa e o sub-balastro é formado por solo granular. Neste dimensionamento têm-se em conta duas situações, nomeadamente: i) a fase de construção da via em que o tráfego se resume aos camiões que transportam os materiais; e ii) para o período de vida útil da via em que o tráfego existente corresponde a comboios de mercadorias e passageiros. De seguida apresenta-se as considerações adotadas, metodologia de cálculo para cada uma das hipóteses (via balastrada e via não balastrada), bem como os resultados obtidos.

Para as velocidades de circulação dos veículos considerou-se o valor de 220 km/h para os comboios de passageiros e 100 km/h para os comboios de mercadorias.

As ações que atuam sobre o carril são as ações verticais, nomeadamente a carga do veículo que irá circular na via em questão; ações transversais que condicionam a estabilidade e segurança da circulação; ações longitudinais, nomeadamente à variação de temperatura e as ações devido ao fabrico do carril.

Em relação à carga do veículo adotou-se a carga máxima por eixo nominal para comboios de 225 kN, correspondente a uma locomotiva tipo. Quanto à variação da temperatura o valor adotado corresponde a 40° C.

Na aplicação prática que se apresenta a seguir apenas se considera o caso de alinhamento reto pelo que os esforços verticais existentes em curva circular não são considerados, apesar de serem condicionantes no dimensionamento da via-férrea. A consideração dos esforços em alinhamento reto necessita de conhecimento concreto das características da curva, escala, altura do centro de gravidade do veículo, variáveis específicas do projeto da via, as quais não foram abordadas neste trabalho.



5.1. Dimensionamento de uma via balastrada

Como metodologia de cálculo procede-se ao dimensionamento de cada um dos constituintes de uma via balastrada, nomeadamente os carris, travessas, camada de balastro e sub-balastro. Para cada um dos componentes determina-se as ações e os esforços a que ficará sujeito e realiza-se também a verificação da capacidade resistente.

5.1.1. Dimensionamento do carril

Para o dimensionamento do carril adota-se um perfil UIC 60, uma vez que corresponde ao perfil mais utilizado atualmente. Na Tabela 5.1 observa-se as dimensões de perfil adotado.

Tabela 5.1 – Dimensões de carris tipo (Esveld 2001)

Perfil do carril	Secção do carril	S41	S49	NP46	UIC54	UIC60	Ri60
	Altura (h_f – mm)	138	149	142	159	172	180
	Largura da cabeça (b_h – mm)	67	67	72	70	72	113
	Largura do pé (b_f – mm)	125	125	120	140	150	180
	Área (A – cm ²)	52,7	63	59,3	69,3	76,9	77,1
	Massa (m – kg/m)	41,3	49,4	46,6	54,4	60,3	60,5
	Momento de inércia (I_y – cm ⁴)	1368	1819	1605	2346	3055	3334
	Momento de inércia (I_z – cm ⁴)	276	320	310	418	513	884
	Módulo da secção (W_{yh} – cm ³)	196	240	224	279	336	387
	Módulo da secção (W_{yf} – cm ³)	200,5	248	228	313	377	355
	Módulo da secção (W_z – cm ³)	44,2	51,2	52	60	68	135



Determinação dos esforços

Sobre um carril podem atuar ações verticais, devido à carga dos veículos, diferente repartição da carga pelos carris e problemas na via ou no material circundante; esforços transversais, resultante do movimento de lacete nas retas e da força centrífuga nas curvas; esforços longitudinais, devido às variações de temperatura; e por fim esforços de fabrico.

Esforços verticais

De acordo com o método de Eisenmann, a maior tensão à tração de flexão dinâmica que se espera a meio vão do carril pode determinar-se de acordo com a expressão (5.1).

$$\sigma_{max} = DAF \times \sigma_{mean} \quad (5.1)$$

Em que o valor do fator amplificador dinâmico (DAF) calcula-se aplicando a Expressão (5.2).

$$DAF = 1 + t \cdot \varphi \quad (V < 60 \text{ km/h})$$

$$DAF = 1 + t \cdot \varphi \left(1 + \frac{V - 60}{380}\right) \quad (60 \leq V \leq 300 \text{ km/h}) \quad (5.2)$$

Sendo que: t corresponde a um fator de multiplicação do desvio padrão, o qual depende do intervalo de confiança (Tabela 5.2); φ é um fator que depende da qualidade da via (Tabela 5.2); V corresponde à velocidade praticada na via (km/h).

Tabela 5.2 – Valores para a determinação do DAF (Esveld 2001)

Probabilidade	t	Condições da via	φ
63,3%	1	Muito Boa	0,1
95,4%	2	Boa	0,2
99,7%	3	Má	0,3

No caso em estudo, a velocidade praticada é superior a 60 km/h, a via apresenta uma boa qualidade a que corresponde um fator de multiplicação do desvio padrão de 1.

$$DAF = 1 + t \cdot \varphi \left(1 + \frac{V - 60}{380}\right) = 1 + 1 \times 0,1 \left(1 + \frac{220 - 60}{380}\right) = 1,14$$



Quanto ao valor médio da tensão de flexão obtém-se através da Expressão (5.3)

$$\sigma_{mean} = \frac{QL}{4W_{yf}} \quad (5.3)$$

Sendo que: Q corresponde à carga efetiva da roda (N); L corresponde ao comprimento característico (m) (Tabela 5.3); W_{yf} corresponde ao módulo de inércia da secção, relativamente ao carril (Tabela 5.1).

A carga efetiva da roda é igual à carga nominal da roda a multiplicar por 1,2, tendo em conta o aumento da carga da roda. Logo, a carga aplicada a cada carril é: $Q = 225 \times 1,2 \times 0,5 = 135 \text{ kN}$.

Tabela 5.3 – Comprimento característico

	Pobre	Rico
Comprimento característico (m)	1,30	0,70

Uma vez que a fundação apresenta boas características, o comprimento característico toma o valor de 0,70m.

O carril utilizado corresponde ao UIC60, logo o valor de W_{yf} é 377 cm^3 .

$$\sigma_{mean} = \frac{135 \times 10^3 \times 0,7}{4 \times 377 \times 10^{-6}} = 62,7 \text{ MPa}$$

Sendo assim, $\sigma_{max} = 1,14 \times 62,7 = 71,4 \text{ MPa}$

Esforços longitudinais

A tensão que atua no carril devido à variação da temperatura é dada pela Expressão (5.4)

$$\sigma = \alpha \times \Delta T \times E \quad (5.4)$$

Em que: α corresponde ao coeficiente de expansão linear ($1,15 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$); ΔT corresponde à variação de temperatura; E corresponde ao módulo de elasticidade (210 GPa).

$$\sigma = 1,15 \times 10^{-5} \times 40 \times 210 = 96,6 \text{ MPa}$$



Esforços de fabrico

De acordo com os valores propostos por (Esveld 2001), os esforços de fabrico resultantes da perfilagem do aço foram considerados de valor igual a 100 MPa.

Esforços totais

Os esforços totais resultam portanto do somatório dos esforços verticais, longitudinais e de fabrico valores estes que se encontram determinados anteriormente.

$$\sigma_{Total} = 71,4 + 96,6 + 100 = 268 \text{ MPa}$$

Verificação da capacidade de carga

De modo a que o carril se encontre em segurança torna-se fundamental a verificação da condição apresentada na Expressão (5.5).

$$\sigma_{inst} \leq \sigma_{adm} \quad (5.5)$$

Sendo que o tipo de aço adotado apresenta uma tensão de rotura de 700 MPa o valor da σ_{adm} apresenta o valor de 380 MPa.

$$\text{Logo } \sigma_{inst} \leq \sigma_{adm} \Leftrightarrow 268 \text{ MPa} \leq 380 \text{ MPa}$$

Conclui-se portanto que a segurança à capacidade de carga do carril se verifica, uma vez que a carga a que este se encontrará sujeito apresenta um valor mais baixo em comparação com a carga que este consegue suportar.

5.1.2. Dimensionamento das travessas

Para o dimensionamento das travessas adotou-se um modelo já existente, cujas dimensões adotadas observam-se na Figura 5.1. Determina-se as ações e esforços a que uma travessa se encontra sujeita e verifica-se a capacidade de carga da mesma.

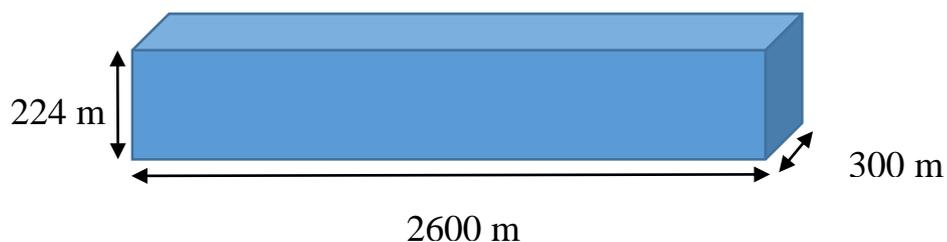


Figura 5.1 – Dimensões da travessa



Determinação das ações

As ações a que uma travessa se encontra sujeita correspondem a cargas dinâmicas verticais (Q), cargas dinâmicas horizontais transversais (H) e cargas horizontais longitudinais (T). Para efeitos de cálculo apenas se considera a carga dinâmica vertical, uma vez que as restantes cargas apresentam um efeito reduzido em comparação com a carga vertical.

Como se referiu anteriormente adota-se se o valor de 225 kN para a carga máxima por eixo nominal para os comboios.

De modo a se determinar o carregamento distribuído pelo comprimento da travessa aplica-se a Expressão (4.39)

$$w = \frac{2P}{L} = \frac{2 \times 225}{2,6} = 173,08 \text{ kN/m}$$

Determinação dos esforços

De modo a se determinar o valor da tensão a que a travessa ficará sujeita torna-se necessário numa primeira fase calcular o momento fletor no centro da travessa, para tal aplica-se a Expressão (4.40). Na Figura 5.2 observa-se os valores das dimensões de L1 e L2, valores estes que serão necessários para a determinação do momento.

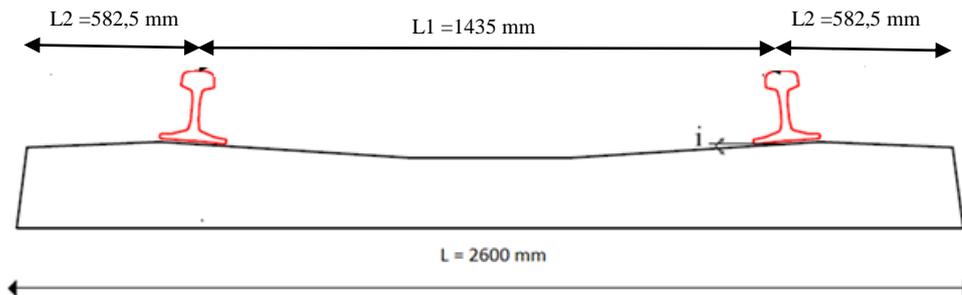


Figura 5.2– Dimensões necessárias para a determinação dos momentos

$$M_c = \frac{p}{4}(L_1 - 2L_2) = \frac{225}{4}(1,435 - 2 \times 0,5825) = 15,19 \text{ kN.m}$$



Após se determinar o valor do momento fletor na travessa, calcula-se o valor da tensão na travessa pela Expressão (4.54).

$$M = \frac{bh^2}{6} \sigma \Leftrightarrow 15,19 = \frac{2,6 \times 0,224^2}{6} \times \sigma \Leftrightarrow \sigma = 0,699 \text{ MPa}$$

Verificação da capacidade de carga

A verificação da capacidade de carga obriga a que a tensão instalada seja inferior à tensão resistente do material que neste caso, considerando travessas em betão armado pré-esforçado, atribui-se um valor de 3 MPa para a resistência à tração, valor superior à tensão instalada de 0,699 MPa.

5.1.3. Dimensionamento da camada de balastro e sub-balastro

Como metodologia de cálculo para o dimensionamento do balastro e sub-balastro com solos granulares recorreu-se ao especificado pela Norma UIC CODE 719 R-DRAFT 12/2005^a. Para o dimensionamento utiliza-se um solo com qualidade QS1 para o subleito em aterro ou escavação, sendo que em termos de qualidade de solo para os requerimentos necessários para a preparação do subleito utilizam-se as diferentes classes apresentadas na Tabela 4.2. A seguir procede-se ao cálculo das ações e esforços a que a camada de balastro e sub-balastro se encontram sujeita, verifica-se a capacidade de carga da mesma e determina-se o tráfego que a via consegue suportar ao longo da vida útil da mesma e durante a fase de construção.

Determinação das ações

Para efeitos de metodologia de cálculo considerou-se um valor de 225 kN para a carga máxima por eixo nominal para os comboios e para o caso dos camiões adotou-se o valor de 130 kN.

A distribuição longitudinal da força pontual (Q_{vi}) pode ser repartida por três travessas. Sendo que a travessa que se localiza por baixo da carga ficará sujeita a 50% da força pontual ($Q_{vi}/2$), e as travessas adjacentes ficarão sujeitas a 25% da força pontual ($Q_{vi}/4$), como se observa na Figura 5.3.

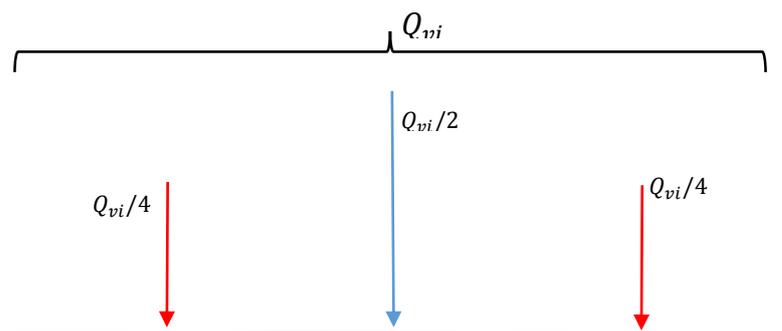


Figura 5.3 – Distribuição longitudinal da força pontual



Determinação da espessura mínima da camada de sub-balastro

Para a determinação da espessura mínima da camada de sub-balastro adotou-se o valor de 30 cm para a camada de balastro.

Com base na Expressão (4.53), determina-se o valor da espessura mínima a utilizar para a camada de balastro e sub-balastro, sendo que o valor da camada de sub-balastro obtém-se pela diferença entre o valor obtido na Expressão(4.53) e o valor adotado o balastro. Nesta fase é importante referir que ao valor obtido para a espessura da camada de sub-balastro se proceda à sua multiplicação por um fator de correção, nomeadamente 1,3 de modo a considerar o efeito da água.

Observa-se de seguida (Tabela 5.4 e Tabela 5.5) os valores obtidos para a camada de sub-balastro tendo em conta os diferentes tipos de solos assim como os diferentes veículos.

O valor da espessura mínima do subleito (ef) obtém-se através da Tabela 4.3.

Para o caso de se ter um solo QS3 (solo de boa qualidade) e uma classe de capacidade de carga do subleito P₃ o valor obtido para a espessura da camada de sub-balastro não é suficiente, uma vez que por razões construtivas a espessura do sub-balastro nunca pode ser inferior a 15 cm. Logo têm-se de adotar o valor de 15 cm para a espessura da camada de sub-balastro.

Tabela 5.4 – Valor das espessuras da camada de sub-balastro

	Qualidade do solo			
	QS1	QS2	QS3	QS3
CBR (min.)	2 – 3	5	10 – 17	10 – 17
ef (m)	-	0,50	0,35	0,50
Classe de capacidade de carga do subleito	P1	P2	P2	P3
	E=0,7 m	E=0,55 m	E=0,55 m	E=0,45 m
a (m)	0	0	0	0
b (m)	- 0,05	- 0,05	- 0,05	- 0,05
c(m)	0	0	0	0
d (m)	0	0	0	0
f (m)	0	0	0	0
Espessura da camada de sub-balastro (m)	0,46	0,26	0,26	0,13



Tabela 5.5 - Valor das espessuras da camada de sub-balastro durante a fase de construção da via

	Qualidade do solo			
	QS1	QS2	QS3	QS3
CBR (min.)	2 – 3	5	10 – 17	10 – 17
ef (m)	-	0,50	0,35	0,50
Classe de capacidade de carga do subleito	P1	P2	P2	P3
	E=0,7 m	E=0,55 m	E=0,55 m	E=0,45 m
a (m)	0	0	0	0
b (m)	0	0	0	0
c(m)	0	0	0	0
d (m)	0	0	0	0
f (m)	0	0,05	0,05	0
Espessura da camada de sub-balastro (m)	0,52	0,39	0,39	0,20

Determinação dos esforços

Para a determinação dos esforços recorreu-se a um programa de cálculo de esforços em sistemas de múltiplas camadas, sendo que o programa utilizado corresponde ao JPAV, de modo a determinar o estado de tensão/deformação instalado na via. Os dados a introduzir no programa JPAV correspondem à espessura, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson de cada uma das camadas que constituem a nossa estrutura, em relação à carga introduz-se o valor desta, o número de eixos existentes e caso existam dois eixos a distância entre eles, para além disso também é necessário o conhecimento do raio da roda do veículo.

Os valores da espessura da camada de balastro e sub-balastro encontram-se determinados anteriormente. Em relação aos valores de referência, nomeadamente o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, para a camada de balastro, sub-balastro e fundação encontram-se especificados na Tabela 5.6.



Tabela 5.6 – Valores de referência da camada de balastro e sub-balastro

	Módulo de elasticidade (MPa)	Coefficiente de Poisson
Balastro	240	0,2
Sub-balastro	120	0,3
Fundação	60	0.3

Quanto aos valores da carga para cada um dos veículos encontram-se especificados na determinação das ações.

Torna-se importante referir que para o caso do veículo em estudo ser o comboio o valor do raio da roda corresponde a área de impressão da carga na superfície de contacto travessa/balastro, como se observa na Figura 5.4. No caso de o veículo ser o camião o programa já fornece um valor possível para o raio da roda.

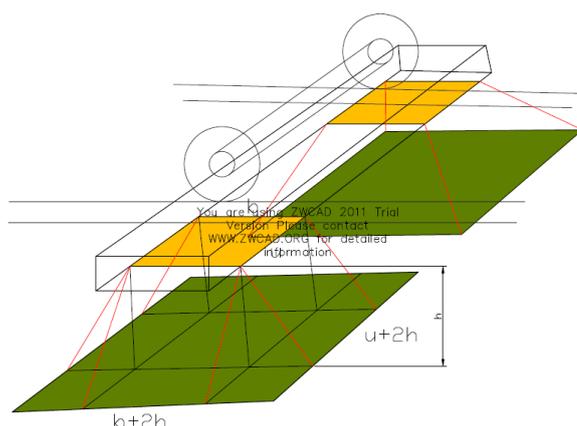


Figura 5.4– Área de impressão da carga (De Chiara 2010)

A área de impressão da carga pode ser obtida através das Expressão (5.6).

$$p = \frac{b \times u}{(b + 2h) \times (u + 2h)} \times p_0 \quad (5.6)$$

Sendo:

b e u as dimensões da superfície de contacto balastro/travessa, para efeitos de cálculo adotou-se uma secção retangular com dimensões de 290 cm (u) por 200 cm (b);

h corresponde à altura da camada de balastro;



p_0 corresponde à distribuição longitudinal da força pontual

A determinação do valor da distribuição longitudinal da força pontual encontra-se especificada na determinação dos ações. Na Tabela 5.7 pode observar-se os valores obtidos para a área de impressão da carga para comboios.

Tabela 5.7 – Área de impressão da carga para comboios

Superfície de contacto balastro/travessa		Força pontual - (Q_{vi}) (kN)	Distribuição longitudinal da força pontual (kN)		Área de impressão da carga (m ²)	Raio (m)
Comprimento (m)	0,29	100	$(Q_{vi}/2)$	25	2,04	0,81
Largura (m)	0,20					
Comprimento (m)	0,29	100	$(Q_{vi}/4)$	50	4,07	1,14
Largura (m)	0,20					

Para o dimensionamento utilizar-se o valor mais elevado que se obteve para a área de impressão da carga para cada um dos casos em estudo.



Na Figura 5.7, observa-se os valores introduzidos no programa JPAV para o caso de se ter um solo com qualidade QS3 (com uma classe de capacidade de carga do subleito P3).

Load definition

Number of loads: 1
 Magnitude (kN): 100 (20 kN, 32.5 kN, 40 kN, 65 kN)
 Radius (m): 1.14 (0.10 m, 0.125 m)
 Gap (m): 0 (0.10 m, 0.125 m)

Pavement constitution

Layer	Thickness (m)	Stiffness (MPa)	Poisson ratio
1	0.3	240	0.2
2	0.15	120	0.3
3		60	0.3
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			

Depths for calculation

	Top	Bottom
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

Positions for calculation

X: 0, X=0, X=0.3x
 Y: 0, Y=0, Y=0.3x

Figura 5.7 – Dimensionamento para solo com qualidade QS3 (P3)

As tensões verticais obtidas para a camada de balastro, sub-balastro e subleito são respetivamente, $2,470 \times 10^4 Pa$; $2,364 \times 10^4 Pa$ e $2,232 \times 10^4 Pa$. A extensão vertical obtida para a camada de subleito é $3,149 \times 10^{-4}$.



Na Figura 5.8, observa-se os valores introduzidos no programa JPAV para o caso de se ter um solo com qualidade QS1 e para o tráfego existente ser camiões.

The screenshot shows the JPAV software interface with the following sections and data:

- Problem title:** [Empty text box]
- Load definition:**
 - Number of loads: 1
 - Magnitude (kN): 65 (with options: 20 kN, 32.5 kN, 40 kN, 65 kN)
 - Radius (m): 0.125 (with options: 0.10 m, 0.125 m)
 - Gap (m): 0 (with options: 0.10 m, 0.125 m)
- Pavement constitution:**

Layer	Thickness (m)	Stiffness (MPa)	Poisson ratio
1	0.3	240	0.2
2	0.52	120	0.3
3		60	0.3
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
- Depths for calculation:**

Top	Bottom
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
- Positions for calculation:**

X	0										X=0	X=0.3x
Y	0										Y=0	Y=0.3x

Figura 5.8 - Fase de construção da via (camiões) e solo com qualidade QS1

As tensões verticais obtidas para a camada de balastro, sub-balastro e subleito são respetivamente, $1,644 \times 10^6 Pa$; $2,271 \times 10^5 Pa$ e $3,192 \times 10^4 Pa$. A extensão vertical obtida para a camada de subleito é $5,641 \times 10^{-4}$.



Na Figura 5.10, observa-se os valores introduzidos no programa JPAV para o caso de se ter um solo com qualidade QS3 (com uma classe de capacidade de carga do subleito P3) e para o tráfego existente ser camiões.

The screenshot shows the JPAV software interface with the following sections and data:

- Problem title:** [Empty text box]
- Load definition:**
 - Number of loads: 1
 - Magnitude (kN): 65 (with options: 20 kN, 32.5 kN, 40 kN, 65 kN)
 - Radius (m): 0.125 (with options: 0.10 m, 0.125 m)
 - Gap (m): 0 (with options: 0.10 m, 0.125 m)
- Pavement constitution:**

Layer	Thickness (m)	Stiffness (MPa)	Poisson ratio
1	0.3	240	0.2
2	0.195	120	0.3
3		60	0.3
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
- Depths for calculation:**

Top	Bottom
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
- Positions for calculation:**

X	0										X=0	X=0.3x
Y	0										Y=0	Y=0.3x

Figura 5.10 - Fase de construção da via (camiões) e solo com qualidade QS3 (P3)

As tensões verticais obtidas para a camada de balastro, sub-balastro e subleito são respetivamente, $1,644 \times 10^6 Pa$; $2,129 \times 10^5 Pa$ e $7,791 \times 10^4 Pa$. A extensão vertical obtida para a camada de subleito é $1,376 \times 10^{-3}$.

Determinação do tráfego anual que a via consegue suportar

Tendo em conta as extensões obtidas no topo da camada de fundação através do programa JPAV e aplicando as leis de fadiga da Shell, determina-se o tráfego anual que a via conseguirá suportar para não haver assentamentos excessivos do solo de fundação. O valor determinado será comparado com o valor estimado de tráfego que irá utilizar anualmente a via.



A lei de fadiga da Shell, Expressão (5.7), desenvolveu-se para a aplicação no dimensionamento de pavimentos rodoviários, contudo esta será utilizada para o presente estudo como forma de verificação do dimensionamento da via-férrea.

$$\varepsilon_z = 1,8 \times 10^{-2} \times N^{-0,25} \quad (5.7)$$

Sendo que, N corresponde ao tráfego; ε_z corresponde à extensão no topo do solo de fundação.

Para o tráfego diário existente durante a fase de construção da via admitiu-se o valor de 50 camiões, enquanto para o período de vida útil da via admitiu-se que por dia circulam em média 100 comboios.

Uma vez que o valor do N° de Veículos Pesados (NVP), durante a fase de construção corresponde a 50, têm-se portanto de determinar o N° Acumulados de Veículos Pesados (NAVP). Este pode ser obtido através da Expressão (5.8). Para a fase de construção admite-se que está se realizará durante o período de um ano, logo determina-se o tráfego para apenas um ano.

$$NAVP = NVP \times 365 \quad (5.8)$$

$$NAVP = 50 \times 365 = 18250$$

Durante o período de vida útil da via o valor de N , que corresponde ao número de veículos que passam ao longo de um ano, obtém-se através da multiplicação do número de vagões que circulam por dia pelo número de eixos, que no presente caso é 4, e pelo número de dias do ano, nomeadamente 365.

$$N = 100 \times 4 \times 365 = 146000$$

Para o caso das vias-férreas o dimensionamento realiza-se para um período de 20 anos, logo ao valor que se obteve para o N deve-se multiplicar por 20.

$$N = 146000 \times 20 = 2,92 \times 10^6$$



Na Tabela 5.8, observa-se os resultados obtidos para o N pela aplicação das Fórmulas de Shell.

Tabela 5.8 – Resultados de N obtidos pelas Fórmulas de Shell

Tipo de tráfego	Qualidade do solo	ϵ (Pa)	N obtido pelas Fórmulas de Shell	N estimado
Comboios	QS1	$2,760 \times 10^{-4}$	$1,809 \times 10^7$	$2,92 \times 10^6$
	QS2 e QS3 (P2)	$3,053 \times 10^{-4}$	$1,208 \times 10^7$	
	QS3 (P3)	$3,14 \times 10^{-4}$	$1,08 \times 10^7$	
Camiões	QS1	$5,641 \times 10^{-4}$	$1,037 \times 10^6$	18250
	QS2 e QS3 (P2)	$7,700 \times 10^{-4}$	298626	
	QS3 (P3)	$1,376 \times 10^{-3}$	29283	

Analisando a Tabela 5.8, conclui-se que o dimensionamento da via se encontra correto uma vez que a está consegue suportar o tráfego para o qual foi dimensionada. Observa-se também que a via consegue suportar um tráfego mais elevado em comparação com o que se estimou que circularia, tanto na fase de construção como durante o período de vida útil da via. De modo a solucionar este problema deve-se diminuir a espessura das camadas, contudo o valor da camada de sub-balastro não se pode reduzir uma vez que se determinou o valor da espessura mínima da mesma. A existência de discrepância nos valores pode se encontra relacionada com o facto das fórmulas de Shell se terem desenvolvido para o dimensionamento de pavimentos rodoviários.

5.2. Dimensionamento de vias não - balastradas

Como metodologia de cálculo procede-se ao dimensionamento de camada de mistura betuminosa (que substitui a camada de balastro) e sub-balastro. O processo de cálculo que se utiliza será o mesmo do dimensionamento de pavimentos rodoviários. Atribui-se possíveis espessuras às camadas, em seguida introduz-se os mesmos no programa JPAV e com o auxílio das Fórmulas de Shell determina-se o tráfego que a via consegue suportar, por fim compara-se o valor obtido com o valor estimado de tráfego a que a via ficará sujeita. Caso o valor de tráfego obtido pela aplicação das Fórmulas de Shell seja superior ao valor estimado o dimensionamento encontra-se correto, se o valor for inferior deve-se alterar as espessuras das camadas.



Na Figura 5.11 pode observar-se a constituição de uma via não balastrada e as espessuras máximas admitidas para cada uma das camadas.

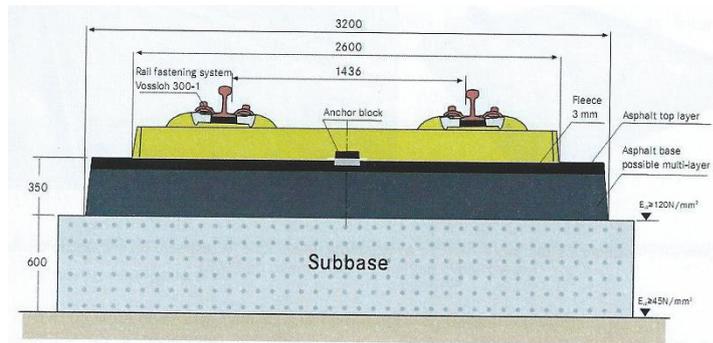


Figura 5.11 – Perfil transversal esquemático de uma solução de via não balastrada (Paixão e Fortunato 2009)

Os requisitos para uma via não-balastrada podem ser observados na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Requisitos relativos à qualidade exigida a soluções não balastrada (Paixão e Fortunato 2009).

Camada de apoio	Novas linhas	Renovação de linhas	Espessura da camada
Laje em betão armado	Betão de classe C30/37 ou superior Mínimo de 0,8% de armadura, em relação à secção da laje ($\varnothing = 200mm$)		Depende dos valores de E_{v2} Medidos in situ (aproximadamente 20 cm)
Camada de mistura betuminosa	Mistura betuminosa AC20 de base		Depende dos valores de E_{v2} Medidos in situ (aproximadamente 30 cm)
Camada tratada com ligante hidráulico ou de betão de cimento	Requisitos a definir de acordo com as necessidades do projeto		Caso seja necessário aproximadamente 30 cm
Camada de proteção contra o gelo	$E_{v2} = 120 MPa$	$E_{v2} = 100 MPa$	Novas linhas: $\geq 30 cm$ Renovação de linhas: $\geq 25 cm$
Aterro	$E_{v2} = 60 MPa$	$E_{v2} = 45 MPa$	-



Os valores que se adotaram para a carga máxima por eixo foi de 225 kN para comboios e para o caso dos camiões adotou-se o valor de 130 kN. Considerou-se uma velocidade de circulação dos comboios de 220 km/h.

Dimensionamento durante a fase de construção da via

Para o procedimento de cálculo adotou-se que em média circula cerca de 50 camiões por dia na via em estudo.

Na Tabela 5.10, pode-se observar os dados relativamente ao valor estimado de tráfego que irá circular durante a fase de construção.

Tabela 5.10 – Dados relativamente ao tráfego

Tipo de veículo	Nº de veículos por dia	Eixo-Padrão	NAVP
Camiões	50	130	18250

Tendo o valor do Nº de veículos que circulam por dia é fundamental determinar o valor do Nº Acumulado de veículos (NAVP), este valor já se encontra determinado no Dimensionamento da via balastrada.

Os valores de referência para a camada as camadas que constituem está via encontram-se especificados na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Valor de referência para o dimensionamento com misturas betuminosas

	Tipo de material	Módulo de elasticidade (MPa)	Coefficiente de Poisson
Camada 1	Mistura betuminosa	5000	0,35
Su-balastro	Solo Granular	120	0,35
Fundação	Solo	60	0,4

Com base nos valores adotados, utilizar-se-á o programa JPAV de modo a se determinar as extensões originárias no topo da camada de fundação e na base da camada betuminosa. Tendo em conta os valores obtidos e aplicando as Fórmulas de Shell determinar-se-á qual o valor de NAEP que o pavimento selecionado conseguirá suportar. Para que o pavimento possa ser



considerado satisfatório o valor do NAEP determinado pela aplicação das Fórmulas de Shell terá de ser superior ao valor de NAEP estimado. Caso a condição não se verifique deve-se alterar os valores adotados para as espessuras de cada camada até que se obter um pavimento satisfatório.

As Fórmulas de Shell podem ser obtidas pelas Expressões (5.9) e (5.10).

$$\varepsilon_y = (0,856 \times V_b + 1,08) \times E_m^{-0,36} \times N^{-0,2} \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_z = 1,8 \times 10^{-2} \times N^{-0,25} \quad (5.10)$$

Sendo que, V_b corresponde ao volume de betume (adota-se o valor de 9%); N corresponde ao NAEP; ε_y corresponde à extensão na base da camada betuminosa; ε_z corresponde à extensão no topo do solo de fundação; E_m corresponde ao módulo de elasticidade.

Introduz-se portanto no JPAV o valor da espessura, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson de cada uma das camadas assim como o número de eixos, em caso de se ter mais do que um eixo a distância entre eles e o valor do Eixo-Padrão, como se pode visualizar na Figura 5.12.

Load definition

Number of loads: 2
 Magnitude (kN): 65 (20 kN, 32.5 kN, 40 kN, 65 kN)
 Radius (m): 0.125 (0.10 m, 0.125 m)
 Gap (m): 0.125 (0.10 m, 0.125 m)

Pavement constitution

Layer	Thickness (m)	Stiffness (MPa)	Poisson ratio
1	0.18	5000	0.35
2	0.25	120	0.35
3		60	0.4
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			

Depths for calculation

Top	Bottom
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Positions for calculation

X: 0, , , , , , , , , , , X=0, X=0.3x
 Y: 0, , , , , , , , , , , Y=0, Y=0.3x

Figura 5.12 – Misturas betuminosas durante a construção da via



Como se verifica na Tabela 5.12 para a ε_z o nosso pavimento encontra-se sobredimensionado, uma vez que o valor do NAEP obtido pelo programa é bastante superior ao que a estrutura terá de aguentar durante a fase de elaboração da via. Para resolver tal problema ter-se-á de diminuir ao valor da espessura da camada de sub-balastro, mas iria-se aumentar o valor do N obtido para a camada de mistura betuminosa.

Tabela 5.12 – Resultados obtidos pelo programa JPAV

Camadas	Strains	ε	V_b (%)	E_m (MPa)	NAEP	N
1	xx	$3,941 \times 10^{-4}$	9	5000	18250	19155,1
	yy					95849
3	zz	$-1,023 \times 10^{-3}$	-	120		

Dimensionamento durante o período da vida útil da via

Para efeitos de metodologia de cálculo adotou-se que em média circulam cerca de 100 comboios por dia na via em estudo.

Na Tabela 5.13, pode-se observar os dados relativamente ao tráfego estimado durante o período de vida útil da via. O dimensionamento de uma via-férrea é determinado para uma período de 20 anos, logo o tráfego foi considerado para esse período.

Tabela 5.13 – Dados relativamente ao tráfego

Tipo de veículo	Nº de vagões por dia	Eixo-Padrão	N
Comboios	100	225	2.96×10^6

O valor de N (número de veículos que circulam anualmente na via em estudo) já se encontra determinado Dimensionamento de uma via balastrada.

Os valores de referência para a camada de balastro, sub-balastro e fundação encontram-se especificados na Tabela 5.11.

A metodologia de cálculo para se proceder ao dimensionamento da via é similar ao especificado para a fase de construção da mesma. Torna-se importante referir que para a introdução dos valores no programa JPAV é fundamental a determinação da área de impressão da carga, valor este que se encontra determinado no Dimensionamento de uma via balastrada.



Introduz-se no JPAV o valor da espessura, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson de cada uma das camadas assim como o número de eixos, em caso de se ter mais do que um eixo a distância entre eles e o valor do Eixo-Padrão, como se pode visualizar na, Figura 5.13.

The screenshot shows the JPAV software interface with the following sections:

- Problem title:** A text input field.
- Load definition:** Includes a diagram of a circular load with radius 'x' and 'y' axes. Input fields for:
 - Number of loads: 1
 - Magnitude (kN): 225 (with options for 20 kN, 32.5 kN, 40 kN, 65 kN)
 - Radius (m): 1.71 (with options for 0.10 m, 0.125 m)
 - Gap (m): 0.125 (with options for 0.10 m, 0.125 m)
- Pavement constitution:** A table with columns: Layer, Thickness (m), Stiffness (MPa), Poisson ratio.

Layer	Thickness (m)	Stiffness (MPa)	Poisson ratio
1	0.35	5000	0.35
2	0.30	120	0.35
3		60	0.4
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
- Depths for calculation:** A table with columns: Top, Bottom.

Top	Bottom
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
- Positions for calculation:** Input fields for X and Y coordinates, with options for X=0, X=0.3x, Y=0, Y=0.3x.

Figura 5.13 - Misturas betuminosas durante a vida útil da via

Tabela 5.14 – Resultados obtidos pelo programa JPAV

Camadas	Strains	ϵ	V_b (%)	E_m (MPa)	N	N pelo JPAV
1	xx	$3,050 \times 10^{-5}$	9	5000	2,96	$6,900 \times 10^9$
	yy					
3	zz	$2,159 \times 10^{-4}$	-	120	$\times 10^6$	$4,831 \times 10^7$

Como se observa na Tabela 5.14 a via em estudo encontra-se sobredimensionada, uma vez que os valores obtidos para o N através do programa encontram-se bastante acima dos valores aos quais a via ficará sujeita, pelo que se pode diminuir a espessura da camada betuminosa. No entanto optou-se por manter os valores obtidos uma vez que a se está a aplicar no dimensionamento de vias-férreas leis de fadiga que foram desenvolvidas para estradas, sendo que a sua aplicabilidade a vias-férreas ainda não foi verificada.



6. CONCLUSÃO

A obtenção de informação relativa aos métodos de dimensionamento de uma via-férrea é de difícil aquisição devido ao facto de no dimensionamento corrente deste tipo de vias se utilizar valores pré-estabelecidos ou tabelados e não se proceder ao dimensionamento recorrendo a métodos analíticos, sendo estes utilizados principalmente para investigação.

Com este trabalho verificou-se que as vias não balastradas constituem o futuro das vias-férreas, uma vez que apresentam uma melhoria em relação à via balastrada tradicional. Enquanto que uma via balastrada apresentam um período de vida útil de 30 anos para a via não balastrada estima-se um período de vida de 60 anos. Outra vantagem deste tipo de via prende-se com o facto de apresentar uma maior resistência às cargas provenientes dos veículos circundantes, logo permite uma diminuição da espessura das camadas. Um dos poucos inconvenientes prende-se com os elevados custos de construção que uma via não balastrada exige.

Dos diferentes modelos de análise clássica de vias-férreas o modelo de Winkler corresponde a um modelo muito simples de se utilizar e apresenta uma boa aproximação da realidade. Os principais inconvenientes deste modelo centram-se no facto de que apenas se representa os carris os restantes elementos que constituem a via são simulados por molas contínuas; a deformada devido ao levantamento de travessas nas zonas adjacentes à zona onde a carga é incidida não é compatível com o modelo e as pressões de cada ponto apenas dependem da deformação nesse ponto, o que não acontece na prática.

O modelo de Talbot permite a determinação do módulo da via o que possibilita um dimensionamento com maior precisão, para além disso funciona como um indicador da qualidade da via. Como desvantagem apresenta o facto de não considerar os fatores (forças longitudinais devido a variações de temperatura, momento fletor proporcional à rotação dos carris, os efeitos dinâmicos devido à passagem dos comboios e a excentricidade da carga vertical na cabeça do carril) que irão afetar as tensões e deformações em cada um dos componentes da via.

O modelo das multi-camadas define-se como sendo um modelo simples e utilizado atualmente na maior parte do dimensionamento das vias-férreas. Este modelo baseia-se hipóteses



simplificadas que não correspondem à realidade. Em relação ao modelo do elemento discreto, este permite uma modelação mais realista, uma vez que procede à modelação dos materiais com base nas suas propriedades físicas. Este modelo necessita de uma grande capacidade computacional, por esse motivo é pouco utilizado. Quanto ao modelo da espessura equivalente, este corresponde a um modelo muito pouco rigoroso, por outro lado o modelo do semi-espaço de Boussinesq é um modelo rigoroso que permite o cálculo analítico dos deslocamentos, deformações e tensões.

O modelo mais utilizado corresponde ao modelo dos elementos finitos, este permite a determinação dos deslocamentos, velocidades e acelerações, possibilita o estudo de todas as geometrias que constituem a via; facilita a avaliação estática e dinâmica e permite a utilização de modelos complexos. Como desvantagens apresenta a complexidade na simulação do contacto travessa-balastro, exige elevado tempo computacional e dificuldade na obtenção dos parâmetros dos materiais.

Em relação aos modelos de análise numéricos baseiam-se quase todos no modelo dos elementos finitos, sendo os mais utilizados o Geotrack e o Kentrack. O Geotrack permite a consideração de uma forma mais correta do comportamento tensão-deformação dos materiais que constituem a subestrutura, possibilita a aplicação de mais do que uma solicitação vertical, reduz o tempo de cálculo e permite uma melhor análise dos resultados. Este modelo só pode ser utilizado em estruturas onde todas as camadas sejam granulares e impõem ao utilizador cinco camadas cujo número não pode ser alterado. O Kentrack desenvolveu-se com base no Geotrack e permite a análise das subestruturas não só em camadas granulares como também em misturas betuminosas e betão.



7. BIBLIOGRAFIA/ REFERÊNCIAS

- Alves, J. N. *Avaliação de Dimensionamento da Subestrutura Ferroviária de Linhas de Alta Velocidade*. Lisboa: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2010.
- Antunes, M. *Avaliação da Capacidade de carga de pavimentos utilizando ensaios dinâmicos*. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 1993.
- ArcelorMittal. *Tipos de Carril de Tren*. s.d. <http://rails.arcelormittal.com/es/tipos.html>.
- Axionintl. s.d. <http://www.axionintl.com/images/portfolio/ecotrax/port10rrties.jpg>.
- Azevedo, A. *Métodos dos elementos finitos*. Porto: Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, 2003.
- Botelho, M. R. D. L. *Estados Limites Últimos e de Utilização em Terraplenagens para Vias-Férreas de Alta Velocidade. Soluções para Tratamento da fundação da Via*. Porto: Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, 2008.
- Branco, F., Pereira, P., e Santos, L. P.. *Pavimentos Rodoviários*. Coimbra: Almedina, 2006.
- Brina, H. L. *Estradas de Ferro*. Rio de Janeiro: LCT: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1983.
- Coelho, L. M. G. *Blocos Técnicos em Infra-Estruturas Ferroviárias. Comportamento e Práticas Nacionais e Internacionais*. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2008.
- Contente, P. E. *Influência das condições de fundação no comportamento dinâmico de vias-férreas de alta velocidade, Análise do caso de Lensgard*. Porto: Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2009.
- CP. 150 anos de História. s.d. <http://www.cp.pt/cp/displayPage.do?vnextoid=2fdfcef780e5c010VgnVCM1000007b01a8c0RCRD>.



- De Chiara, F. *Sub Ballast Ferroviari*. Roma: SAPIENZA, Università di Roma, 2010.
- Di Benedetto, H., e De la Roche C.. *State of the art on stiffness modulus and fatigue of bituminous mixtures. Bituminous binders and mixes: state of the art and interlaboratory tests on mechanical behaviour and mix design*. Londres: RILEM Report 17. Ed. L. Francken, 1998.
- DiPilato, M. A., Steinberg E. I., e Simon R. M.. *Ballast and subgrade requirements study. Railroad track substructure. Design and performance. evaluation Practices. Federal Railroad Administration*. Washington, D. C., USA: Office of Research and Development. , 1983.
- Esveld, C. *Modern Railway Track*. Second Edition. The Netherlands: MRT - Productions, 2001.
- Evans, A.R. “Rubber/Plastic Composite Rail Sleepers.” 2006.
- Falcão, L. A. P. S. A. *Modelo Probabilístico para Análise da Qualidade dos Parâmetros Geométricos da Via-férrea*. Porto: Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, 2013.
- Fernandes, J. A. S. *Modelação do Comportamento Mecânico de Vias-féreas*. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- Ferreira, T. *Influence of incorporating a Bituminous Sub-Ballast Layer on the deformation of Railway Track bed*. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa. IST, 2007.
- FEUP. *Caminho de ferro - Sebenta do Curso de Engenharia Civil*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- Filho, J. C. S. *Análise numérica do comportamento mecânico de um pavimento ferroviário para diferentes tipos de veículo de via*. Ouro Preto: Escola de Minas/UFOP, 2013.
- Flickr. 2008. <https://www.flickr.com/photos/talvesmiranda/5024398149/>.
- Fontul, S. *Structural evaluation of flexible pavements using non-destructive tests*. Universidade de Coimbra, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2004.
- Fortunato, E. *Renovação de Plataformas Ferroviárias, Estudos Relativos à Capacidade de Carga*. Porto: Uiversidade do Porto Faculdade de Engenharia, 2005.



- Guedelha, P. L. *Materias Elásticos como Elementos de Proteção em Vias Balastrads*. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia Civil de Lisboa, Área Departamental de Engenharia Civil, 2012.
- Hidremec. s.d. http://www.hidremec.com.br/images/slide_foto1.jpg.
- Li, D. *Railway track granular layer thickness design based on subgrade performance under repeated loading. Ph.D. Thesis*. USA: University of Massachusetts Amherst, 1994.
- Maynar, M. M. “Terraplenes y balasto em Alta Velocidad Ferroviária .” 2006, 3464.
- Mendes, S. F. *caracterização mecânica de misturas betuminosas a aplicar em infra-estruturas de transportes*. Lisboa: Instituto superior de Engenharia de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, 2011.
- Neto, C. B. *Manual didático de Ferrovias*. Paraná: Universidade Federal do Paraná, 2012.
- Paixão, A., e Fortunato E.. *novas soluções de superestrutura de via para a alta velocidade ferroviária. Comparação com a via balastrada tradicional*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2009.
- Pita, A. L. *Infraestructuras ferroviarias*. Espanã: Edicions UPC, 2006.
- Pita, A. L., Teixeira P. F., e Robusté F.. “Nuevas tendencias en el proyecto de infraestructuras ferroviarias: La utilización de materiales betuminosos como subbalasto.” *X Congreso Internacional de Ingeniería Proyectos*. Valencia, 2006.
- Profillidis, V. A. *Railway Engineering*. England: Ed. Avebury Technical, 1995.
- Radampola, S. *Evaluation and modelling performance of capping layer in railtrack substructure*. Centre for Railway Engineering - Central Queensland University, 2006.
- Schmitt, P. “The SNCF experience of track-bridge interaction.” *Workshop Track-bridge enteraction on high-speed railways*. Porto:FEUP, 2007.
- Selig, E. T., e Waters J. M.. *Track Geotechnonology and Substructure Management*. London: Thomas Telford Services, 1994.



Spada, J. L. G. “Uma abordagem de mecânica dos pavimentos aplicada ao entendimento do mecanismo de comportamento tensão-deformação da via-férrea.” Rio do Janeiro, Brasil, 2003.

Teixeira, P. F. *Contribución a la reduccion de los costes de mantenimiento de las vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigides vertical.* UPC, 2003.

Teixeira, P. *Sebenta da disciplina de Caminhos-de-Ferro.* Instituto Superior Técnico - IST, 2005.

Vale, C. S. D. *Influência da qualidade dos istemas ferroviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva de vias de alta velocidade .* Porto: Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, 2010.