



UNIVERSIDADE DE
COIMBRA

Filipe Tavares Carvalho Viana

O PAPEL DA GEOTECNIA NA DEGRADAÇÃO DE
INFRAESTRUTURAS FERROVIÁRIAS

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
orientada pela Professora Doutora Maria Isabel Moita Pinto e pelo Professor
Doutor António Alberto S. Correia e apresentada ao Departamento de
Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade de Coimbra.

Março de 2020

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Filipe Tavares Carvalho Viana

O PAPEL DA GEOTECNIA NA DEGRADAÇÃO DE INFRAESTRUTURAS FERROVIÁRIAS

THE ROLE OF GEOTECHNICS IN THE DEGRADATION OF RAILWAY INFRASTRUCTURES

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
orientada pela Professora Doutora Maria Isabel Moita Pinto e pelo Professor Doutor António Alberto S. Correia

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Março de 2020



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

A todos aqueles que contribuíram para a realização direta ou indireta desta dissertação, expresso aqui meus sinceros agradecimentos.

- Aos modelos em que procuro-me espelhar sempre: às minhas mães, Jandira Carvalho, por todo sacrifício suportado na criação de seus filhos (sozinha), tenho ciência de todas suas renúncias, a Juraci Oliveira (in memoriam), a pessoa mais doce e inteligente que tive a honra de conviver, obrigado pelos ensinamentos, palavras de conforto, conselhos e motivação na realização deste mestrado e a Jacira Carvalho (in memoriam), a pessoa mais corajosa e aguerrida que conheci, obrigado por nunca me abandonar nos momentos mais difíceis da minha vida, ao meu padrinho Manoel Fernandes (in memoriam), obrigado pelo apoio direto na realização deste mestrado, tenho plena convicção que estará vibrando por mais esta minha conquista. De onde estiverem saibam, honrarei seus nomes em quanto respirar.

- À minha esposa Nathalie Carvalho e minha afilhada Ana Clara, por nunca terem saído do meu lado, mesmo com todos estresses e incertezas na realização deste mestrado, pelo incentivo e palavras de conforto mesmo tendo muitas horas de convívio subtraídas, essa vitória é nossa.

- À professora Doutora Maria Isabel e ao professor Doutor António Alberto, meus orientadores, pela paciência, disponibilidade e auxílio nesta nova etapa da minha vida.

- A todos os professores do mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica da Universidade de Coimbra, em especial ao professor Doutor Jorge Almeida e Sousa, pelo apoio desde o processo seletivo e, pela maneira descontraída e entusiasmada de transmitir todo seu conhecimento.

- Aos meus amigos de mestrado, em especial à Artur Costa, David Camacho, David Massicano e Guilherme Rebelo pelas horas de convívio e descontração no decorrer deste curso.

- Ao meu amigo Eng. Civil Aílton Branco, pelo incentivo na minha carreira profissional, bem como na realização deste mestrado.

RESUMO

As ferrovias são um dos principais meios de transporte responsáveis por garantir a mobilidade urbana de pessoas bem como, o escoamento de bens e produtos de um país. Mesmo com a queda no incentivo de sua utilização, as vias férreas experimentaram importantes transformações visando torná-las mais atrativas. No tocante ao transporte de pessoas, houve recentemente uma tendência no crescimento de sua utilização. Este aumento na procura origina maiores solicitações sujeitando as vias férreas a maiores taxas de degradação dos elementos/camadas constituintes e, conseqüentemente, maiores operações de manutenção. Até algum tempo, os estudos eram direcionados à modificação e entendimento dos componentes mais superficiais, contudo, muitos dos mecanismos de degradação das vias mais comuns, encontram-se associados ao comportamento do balastro e solo de fundação onde a via férrea encontra-se assente. A degradação associada a estes dois componentes impactam diretamente nos custos de manutenção e, em situações extremas, pode colocar em risco a integridade dos utilizadores. Sendo a geotecnia o ramo da engenharia civil incumbida por estudar o comportamento dos solos e rochas, esta assume um lugar relevante na tomada de decisões que busquem sanar/minimizar as degradações, promovendo e idealizando soluções que garantam o pleno funcionamento das vias férreas. Ademais, para implementação de uma ferrovia, muitas vezes, é necessário a realização de obras adjacentes de caráter maioritariamente geotécnico, como o caso dos aterros, escavações, e zonas de transição. É objeto de estudo desta dissertação, uma recolha bibliográfica visando a clarificação da real importância da geotecnia no âmbito ferroviário, relacionado os principais mecanismos de degradação do solo de fundação com a exploração de uma via férrea balastrada. Apresentam-se os conceitos fundamentais para o entendimento do seu comportamento, avaliação da degradação no tempo, bem como algumas das soluções mais utilizadas na esfera ferroviária e geotécnica.

Palavras-Chave: Ferrovias, Comportamento das subestruturas, Comportamento das superestrutura, Balastro, Degradações.

ABSTRACT

Railways are one of the main means of transportation responsible for ensuring the urban mobility of people as well as the flow of goods and products of a country. Even with the drop in the incentive for its use, the railways underwent important transformations aiming to make them more attractive. Concerning the transportation of people, recently, a trend in the growth of its use has been observed. This increase in interest originates greater demands, subjecting the railways to higher degradation rates of the constituent elements/layers and, consequently, greater maintenance operations. In recent past, studies aimed at modifying and understanding the most superficial components, however, many of the degradation mechanisms of the most common railway are associated with the behavior of ballast and foundation soil where the railroad is based. The degradation associated with these two components impact maintenance costs and, in extreme situations, can put users' integrity at risk. As geotechnics is the branch of civil engineering charged with studying the behavior of soils and rocks, it assumes a relevant place in decision-making that seeks to remedy / minimize degradation, promoting and idealizing solutions that guarantee the full functioning of the railways. Also, for the implementation of a railway, it is often necessary to carry out adjacent works of a mostly geotechnical character, such as landfills, excavations, and transition zones. The object of study of this dissertation is a bibliographic collection aimed at clarifying the real importance of geotechnics in the railway sphere, related to the main mechanisms of degradation of the foundation soil with the exploration of a ballasted railroad. Fundamental concepts are presented for understanding their behavior, assessing degradation in time, as well as some of the most used solutions in the railway and geotechnical sphere.

Keywords: Railways, Behavior of substructures, Behavior of superstructures, Ballast, Degradations.

ÍNDICE

| | |
|--|------------|
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | VII |
| ÍNDICE DE QUADROS..... | IX |
| SIGLAS E ACRÔNIMOS..... | X |
| SIMBOLOGIA..... | XI |
| 1. INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 Enquadramento | 1 |
| 1.2 Objetivos e metodologia | 4 |
| 1.3 Organização | 5 |
| 2. CARACTERIZAÇÃO DAS VIAS FÉRREAS | 6 |
| 2.1 Evolução histórica | 6 |
| 2.2 Órgãos regulamentadores | 10 |
| 2.3 Vias não balastradas (apoiadas em lajes) | 12 |
| 2.4 Vias de apoio misto | 13 |
| 2.5 Vias balastradas | 13 |
| 3. DEGRADAÇÃO ASSOCIADA À SUPERESTRUTURA | 22 |
| 3.1 Forças atuantes e suas distribuições | 23 |
| 3.2 Análise do comportamento da camada de balastro | 28 |
| 3.3 Zonas de transição | 37 |
| 3.4 Drenagem | 43 |

| | |
|---|-----------|
| 4. DEGRADAÇÃO ASSOCIADA À SUBESTRUTURA: CAUSAS E TÉCNICAS DE MITIGAÇÃO | 51 |
| 4.1 Caracterização da subestrutura | 52 |
| 4.2 Degradação da subestrutura | 56 |
| 4.3 Avaliação da qualidade geométrica da via | 63 |
| 4.4 Técnica de melhoramento do solo de fundação | 68 |
| 5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS | 83 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 85 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|---------|
| Figura 2.1 Diolkos Grécia (Railroad History, 2019) | 7 |
| Figura 2.2 Utilização dos meios de transporte em Portugal (adaptado de IMT-IP.PT, 2019) | 9 |
| Figura 2.3 Composição de uma via não balastrada (Fortunato e Paixão, 2009) | 12 |
| Figura 2.4 Superestrutura de uma via balastrada (Tzanakakis, 2013) | 14 |
| Figura 2.5 Subestrutura de uma via balastrada (Profillidis, 2014) | 14 |
| Figura 2.6 Perfil do carril Vignole (Leite, 2017) | 15 |
| Figura 2.7 Possíveis locais de aplicação das palmilhas (adaptado de Guedelha, 2012) | 16 |
| Figura 2.8 Distribuição padrão dos fixadores rígidos (Leite, 2017)..... | 17 |
| Figura 2.9 Fixadores elásticos clip/grampo E (Suyu Railway, 2019) | 17 |
| Figura 2.10 Classificação da plataforma ferroviária (Profillidis, 2014) | 21 |
| Figura 3.1 Distribuição das forças atuantes (Ferreira, 2010 apud Fernandes, 2011) | 23 |
| Figura 3.2 Distribuição das tensões (Fortunato, 2005) | 25 |
| Figura 3.3 Valores típicos do coeficiente de impacto dinâmico (Profillidis, 2014) | 26 |
| Figura 3.4 Contribuição das camadas para os assentamentos da via (Ferreira, 2013) | 29 |
| Figura 3.5 Contaminação a) descendente e desgaste dos elementos, b) por finos oriundos do solo de fundação, c) por finos a partir da camada subjacente ao balastro (Fortunato, 2005) | 33 e 34 |
| Figura 3.6 Zonas com variação de rigidez longitudinal (Guedelha, 2012) | 37 |
| Figura 3.7 Comportamento da via férrea em zonas de transição (Fortunato, 2019) | 38 |
| Figura 3.8 Aumento do comprimento e diminuição do espaçamento das travessas (Oliveira, 2012) | 40 |
| Figura 3.9 Comparação do módulo de deformabilidade da via para as diferentes composições de travessas (Oliveira, 2012 apud Read e Li 2006) | 40 |
| Figura 3.10 Descalçamento observado sob as lajes de transição (Setra, 1984 apud Fortunato, 2019) | 41 |
| Figura 3.11 Variação da aplicação de lajes de transição (Ribeiro, 2012) | 42 |
| Figura 3.12 Esquema de solução para blocos técnicos tipo I (Fortunato, 2019) | 42 |
| Figura 3.13 Esquema de solução para blocos técnicos tipo II (Kanje, 2016) | 43 |
| Figura 3.14 Fontes de transmissão de água em vias férreas (adaptado de Marques, 2017) | 44 |
| Figura 3.15 Dispositivos de drenagem padrão de uma via férrea (adaptado de Indraratna et al., 2011) | 44 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.16 Captação de águas através dos dispositivos de drenagem superficial (adaptado de Tzanakakis, 2013) | 45 |
| Figura 3.17 Utilização e funcionalidade do dreno longitudinal (adaptado de Tzanakakis, 2013) | 47 |
| Figura 4.1 Bolsas de balastro a) Fase 1. formação e acúmulo de água, b) Fase 2. contaminação balastro/solo de fundação, c) Fase 3. degradação do solo de fundação (Marques, 2017) | 57 |
| Figura 4.2 Rotura progressiva por corte (Fernandes, 2011) | 59 |
| Figura 4.3 Rotura global do solo de fundação (Fortunato, 2005) | 60 |
| Figura 4.4 Representação dos diferentes tipos de assentamentos (Ribeiro, 2012) | 61 |
| Figura 4.5 Nivelamento longitudinal da via (adaptado de Silva, 2006) | 64 |
| Figura 4.6 Nivelamento transversal da via (Profillidis, 2014) | 64 |
| Figura 4.7 Problemas de alinhamento da via (Silva, 2006) | 65 |
| Figura 4.8 Empeno da via (Caetano, 2018) | 66 |
| Figura 4.9 Localização do ponto de medição da bitola (adaptado de Caetano, 2018) | 66 |
| Figura 4.10 Desenho esquemático do método por da via seca (Botelho, 2008) | 71 |
| Figura 4.11 Desenho esquemático do método por da via úmida (Botelho, 2008) | 72 |
| Figura 4.12 Aplicação da vibro-técnica em ferrovias (Adam et al., 2007) | 72 |
| Figura 4.13 Aplicação da técnica de Deep Soil Mixing por via úmida (Topolnicki, 2003) | 73 |
| Figura 4.14 Tipos de aplicação da técnica de Jet-grouting (Martins, 2017) | 75 |
| Figura 4.15 Cenários considerados a) sem reforço, b) com reforço de Jet-grouting (Soares, 2018) | 75 |
| Figura 4.16 Curvas de deslocamentos máximos absolutos relacionados com a velocidade de circulação e rigidez das colunas de Jet-grouting (Soares, 2018) | 76 |
| Figura 4.17 Funções desempenhadas pelos geossintéticos (EN ISO 10318:2005 apud Carneiro, 2009): a) drenagem, b) filtragem, c) proteção, d) reforço, e) separação, f) controle da erosão superficial, g) barreira de fluidos | 80 |
| Figura 4.18 Aplicação de geossintéticos no sistema ferroviário (IGS - Portugal, 2017 apud Pires, 2018) | 81 |

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|--|----|
| Quadro. 1.1 – Qualidade das infraestruturas de transporte (adaptado do The Global Economy, 2020) | 2 |
| Quadro. 2.1 – Cargas transportadas até o segundo trimestre de 2018 (adaptado do INE, 2019) | 10 |
| Quadro. 2.2 – Cargas transportadas até o segundo trimestre de 2019 (adaptado do INE, 2019) | 10 |
| Quadro. 2.3 – Parâmetros de utilização dos balastro tipos I e II (Fortunato, 2005) | 19 |
| Quadro. 2.4 – Parâmetros de recomendação do balastro (Código UIC 719 R, 2008) | 19 |
| Quadro. 2.5 – Parâmetros de recomendação do sub-balastro (Código UIC 719 R, 2008) | 20 |
| Quadro. 3.1 – Classificação em relação à carga de tráfego (adaptado de Profillidis, 2014) | 27 |
| Quadro. 3.2 – Classificação do balastro baseado na sua contaminação (Indraratna et al., 2011) | 37 |
| Quadro. 3.3 – Condições de filtro para solos coesivos (Sherard e Dunninga, 1998 apud P.J da Venda, 2019) | 49 |
| Quadro. 4.1 – Parâmetros para classificação do solo (adaptado do Código UIC 719 R, 2008) | 53 |
| Quadro. 4.2 – Classes de qualidade segundo padrão de classificação dos solos NF P 11-300 (adaptado do Código UIC 719 R, 2008) | 54 |
| Quadro. 4.3 – Classificação relativa à capacidade resistente (adaptado do Código UIC 719 R, 2008) | 55 |
| Quadro. 4.4 – Parâmetros para determinação da espessura do conjunto balastro e sub-balastro (adaptado do Código UIC 719 R, 2008) | 55 |
| Quadro. 4.5 – Classificação dos níveis QN (REFER, EP, 2009 apud Caetano, 2018) | 67 |
| Quadro. 4.6– Espessura requerida para camada de coroamento (Profillidis, 2014) | 69 |
| Quadro. 4.7 – Especificações detalhadas das velocidades críticas e dos deslocamentos absolutos (Soares, 2018) | 76 |
| Quadro. 4.8 – Tipos de geossintéticos associados as suas principais funções (adaptado de Tavares, 2009) | 81 |

SÍGLAS E ACRÔNIMOS

ARB & B – *American Railway Bridge and Building Association*;
AREA – *American Railway Engineering Association*;
AREMA – *American Railway Engineering and Maintenance-of-Way*;
ASL – *Asphalt Supportive Layer*;
TGV – *Train à Grande Vitesse*;
CSL – *Concrete Supportive Layer*;
EP, SA – *Estradas de Portugal*;
ERRI – *European Institute of Rail Reseach*;
FPL – *Frost Protection layer*;
HBL – *Hydraulically-Bonded Layer*;
IMT-IP – *Instituto da Mobilidade e dos Transportes*;
INE – *Instituto Nacional de Estatística Portuguesa*;
IP, SA – *Infraestruturas de Portugal*;
ORE – *Office de Recherches et d'Essais*;
REFER, E.P.E – *Rede Ferroviaria Nacional*;
RMWA – *Roadmaster's and Maintenance of Way Association*;
UIC – *Union International des Chemins de Fer*;

SIMBOLOGIA

- φ – Ângulo de atrito;
Q – Carga estática por eixo;
 P_r – Carga estática vertical;
c – Coesão;
c' – Coesão efetiva;
v – Coeficiente de poisson;
k – Coeficiente de permeabilidade do solo;
 L_v – Comprimento efetivo do carril;
 τ – Componente tangencial;
 ϵ_N – Deformação permanente do balastro;
 ϵ_1 – Deformação do balastro ao final do primeiro ciclo de carga;
 d_{50} – Diâmetro do peneiro que permita a passagem de 50% de solo.
a - Espaçamento das travessas;
 t_g – Espessura do geossintético;
i – Gradiente hidráulico
 M_f - Massa seca do material contaminante (massa dos finos);
 M_b - Massa seca do balastro;
 G_{s-b} – Massa volúmica (densidade) do balastro;
 G_{s-f} – Massa volúmica (densidade) do material contaminante (finos);
E – Módulo de elasticidade;
 E_{v2} – Módulo de elasticidade do segundo ciclo de carga (ensaio de carga em placa);
 E_d – Módulo de elasticidade dinâmica;
I – Momento de inércia do carril;
 k_g – Permeabilidade requerida do geossintético;
 k_s – Permeabilidade do solo;
 γ – Peso volúmico;
 γ_d – Peso volúmico aparente seco;
P4 – Porcentagem de material passado no peneiro n° 4 (4,75mm);
P200 - Porcentagem de material passado no peneiro n° 200 (0,075mm);
 $\text{tg } \varphi'$ - Tangente do ângulo de atrito;
 σ_n - Tensão efetiva normal ao plano;
 σ – Tensão;
 σ_1 – Tensão principal aplicada ao balastro no ensaio de compressão triaxial;
 σ_3 – Tensão de confinamento aplicada ao balastro no ensaio de compressão triaxial;

1 – Introdução

1.1 – Enquadramento

Os meios de transporte são de grande importância no desenvolvimento de um país, pois influenciam diretamente na mobilidade urbana, bem como auxiliam no desenvolvimento econômico.

Em comparação com os demais tipos, o transporte ferroviário possui como principais características a sua grande capacidade de transportar pessoas e cargas com elevada eficiência energética e operacional, contribuindo decisivamente para aliviar o congestionamento em horários de pico, além de causar menores impactos ambientais (Keretch, 2017).

Aspectos ambientais relacionados com o sistema ferroviário são fatores primordiais para adotar essa solução como meio de transporte. As ferrovias apresentam menor impacto ambiental, nomeadamente na emissão de CO₂. Os comboios elétricos não produzem emissões, enquanto os movidos a diesel, apresentam-se com menor emissão de poluentes em comparação com os demais meios de transporte. Estima-se que, no que diz respeito ao transporte de pessoas, o sistema ferroviário apresenta cerca de 1/2 da emissão de CO₂, em comparação com o sistema rodoviário e 1/5 com o aéreo. No tocante ao transporte de cargas, a emissão de CO₂ é aproximadamente 1/4,5 da emissão do sistema rodoviário e 1/4 para o transporte marítimo/fluvial (Profiilidis, 2014).

De acordo com Fortunato (2005), o sistema ferroviário monopolizou o transporte terrestre entre segunda metade do século XIX até o início do século XX. Contudo, enfrentou uma grande redução no século XX até meados dos anos 80, em decorrência da maior utilização dos outros tipos de meios de transportes.

Um dos principais motivos para que o transporte ferroviário caísse em desuso foi a queda de preço do petróleo e seus derivados entre 1983 e 2003. Esse fato condicionou desenvolvimento dos demais meios de transporte, em especial o aéreo (sendo mais atrativo como solução mais rápida) e rodoviário (com a disponibilidade do transporte porta à porta) fossem maior do que o ferroviário (Profiilidis, 2014).

Não obstante, outros aspectos podem ser relacionados com o desuso das vias férreas, tais como: elevados custos de construção, mão-de-obra e manutenção (principalmente em curtas distâncias), reduzida flexibilidade de percurso, elevada dependência de

outros meios de transporte e infraestruturas obsoletas, sendo estas, muitas vezes sobredimensionada, em virtude da ausência de estudos para seu desenvolvimento (Marques, 2015, Dos Santos, 2015).

Tomando como base Portugal, é possível perceber que o desenvolvimento dos demais meios de transporte foram realizados em maior escala frente ao ferroviário. Tal analogia deu-se comparando a escala da qualidade da infraestrutura dos meios de transporte de Portugal (rodoviário, ferroviário, marítimo e aéreo), com a média da qualidade dos meios de transporte dos demais membros da União Européia (EU). De acordo com dados obtidos através do *World Economic Forum* e traduzidos na escala de 1 (baixa qualidade) a 7 (alta qualidade), no período compreendido entre 2009 a 2019, o sistema ferroviário português foi o que menos se destacou no tocante à melhoria da qualidade de suas infraestruturas, conforme o Quadro 1.1. Estando com uma média neste período ligeiramente superior à média dos demais membros da UE, ou seja, este sistema não acompanhou a mesma escala de desenvolvimento dos demais meios de transporte (The Global Economy, 2020).

Quadro 1.1 – Qualidade das infraestruturas de transporte (adaptado do The Global Economy, 2020)

| ANO | TIPOS DE TRANSPORTES | | | | | | | |
|--------------|----------------------|----------------|-------------|----------------|----------|----------------|----------|----------------|
| | RODOVIÁRIO | | FERROVIÁRIO | | MARÍTIMO | | AÉREO | |
| | PORTUGAL | MÉDIA EUROPEIA | PORTUGAL | MÉDIA EUROPEIA | PORTUGAL | MÉDIA EUROPEIA | PORTUGAL | MÉDIA EUROPEIA |
| 2009 | 5,98 | 4,60 | 4,41 | 4,31 | 4,72 | 4,87 | 5,18 | 5,22 |
| 2010 | 6,17 | 4,66 | 4,51 | 4,32 | 4,85 | 4,93 | 5,29 | 5,20 |
| 2011 | 6,29 | 4,67 | 4,40 | 4,24 | 4,93 | 4,92 | 5,53 | 5,20 |
| 2012 | 6,39 | 4,73 | 4,46 | 4,23 | 5,03 | 4,93 | 5,64 | 5,17 |
| 2013 | 6,35 | 4,75 | 4,44 | 4,25 | 5,18 | 4,96 | 5,62 | 5,05 |
| 2014 | 6,34 | 4,80 | 4,44 | 4,28 | 5,42 | 4,96 | 5,70 | 5,00 |
| 2015 | 6,16 | 4,80 | 4,26 | 4,26 | 5,30 | 4,82 | 5,56 | 4,95 |
| 2016 | 5,90 | 4,74 | 4,20 | 4,23 | 5,10 | 4,78 | 5,40 | 5,01 |
| 2017 | 6,00 | 4,68 | 4,20 | 4,80 | 5,20 | 4,79 | 5,50 | 5,10 |
| 2018 | 6,10 | 4,73 | 4,60 | 4,68 | 5,00 | 4,68 | 5,40 | 5,12 |
| 2019 | 6,00 | 4,72 | 4,20 | 4,14 | 4,90 | 4,74 | 5,00 | 5,17 |
| MÉDIA GLOBAL | 6,15 | 4,72 | 4,37 | 4,34 | 5,06 | 4,85 | 5,44 | 5,11 |

Logo, para tornar o transporte ferroviário mais atrativo, permitindo o transporte de maiores quantidades de mercadorias e maior número de pessoas, é necessário que este meio de transporte seja mais rápido, seguro, confortável e com menor impacto ambiental. Desta forma, os elementos duma ferrovia experimentaram importantes transformações, inclusive na sua tipologia. O seu desenvolvimento tem sido direcionado para torná-lo mais competitivos, apresentando uma melhor resposta nomeadamente quanto à de aumentar a: velocidade de circulação, volume de tráfego e carga em circulação.

De modo simplificado, a estrutura de camadas e elementos que compõem uma ferrovia são denominadas por, superestrutura (carris, travessas, fixadores, entre outros) e subestrutura (camada de coroamento e a plataforma ou solo de fundação), sendo os elementos constituintes da superestrutura dependentes do tipo de via. A escolha do tipo de via (balastrada, não balastrada e apoio misto), baseia-se nas vantagens e desvantagens de cada solução, velocidade de circulação, escolha do traçado, estando este último relacionado diretamente com as características do solo no qual a infraestrutura ferroviária será implementada, bem como disponibilidade de material e em situações particulares, nomeadamente taludes e zonas de transição (Fortunato, 2005).

No passado, a superestrutura, em comparação com a subestrutura, era detentora de uma maior atenção no tocante aos desenvolvimentos tecnológicos, visto que se beneficiou de muitos anos de pesquisa, o que resultou num melhor entendimento das opções de materiais, inspeção e manutenção. Em vias férreas mais comuns (vias balastradas), o balastro apresenta-se como um dos elementos principais da superestrutura, sendo este fundado em uma camada de sub-balastro compactado ou em uma camada de coroamento executada acima do solo *in situ*. Desta forma, os estudos destes tipos de via foram direcionados para o comportamento e degradação do balastro, fazendo com que surgissem especialmente modificações na superestrutura (principalmente carris e travessas), de modo que se obtenha a mitigação dos possíveis fenômenos relacionados com a degradação do balastro (Indraratna et al., 2011).

Contudo, anormalidades no comportamento da subestrutura têm impacto direto na degradação dos dispositivos da superestrutura, reduzindo assim a vida útil da obra, além de onerar os custos de manutenção e exploração das vias. Conforme Leal (2015), os estudos referentes ao comportamento das camadas da subestrutura ferroviária tinham por base, muitas vezes, as especificações do sistema rodoviário, em virtude do pouco estudo desenvolvido no âmbito ferroviário e esses eram baseados na teoria da elasticidade linear (admitindo um meio elástico, homogêneo e isotrópico). Destaca-se que os solos não apresentam um comportamento elástico pois, estão sujeitos às deformações permanentes quando solicitados pelo tráfego, nem tão pouco são homogêneos, logo, as deformações desenvolvidas nos solos, e conseqüentemente na via férrea são dependentes dentre outros fatores, do estado de tensão do solo, que não sendo homogêneo apresentam um comportamento não linear.

Vale salientar que as rodovias apresentam ainda uma boa flexibilidade relacionada com a alteração de trajeto, fazendo com que essas se adaptem a topografia do local mais facilmente, podendo quando possível evitar solos de má qualidade entre outras limitações que a obra imponha e venha a impactar diretamente no custo da obra. Não obstante, as ferrovias devem sempre que necessário apresentar o trajeto mais retilíneo

possível e sem muitas inclinações, visando o desenvolvimento duma melhor velocidade de circulação. Sendo assim, em sua maioria o terreno deve ser modificado de forma a torná-lo mais ágil e competitivo frente aos demais meios de transporte.

Via de regra, a subestrutura de uma ferrovia é dimensionada para fornecer capacidade de carga suficiente e conceder um valor constante do módulo de deformabilidade, permitindo a otimização da espessura das camadas subjacentes. Além disso, as camadas que compõem a subestrutura desempenham importante auxílio aos sistemas de drenagem, proporcionando uma redução dos assentamentos diferenciais, contaminação das camadas sobrejacentes entre outros mecanismos que, contribuem para a deterioração dos elementos e qualidade da via férrea. Ressalta-se que o mínimo valor da capacidade de carga é preconizado através de normas quer a nível nacional, quer internacional, sabendo que muitas dessas são oriundas dos estudos desenvolvidos por alguns órgãos regulamentadores que serão brevemente apresentados na seção 2.2. Esse valor mínimo deverá ser assegurado mediante adequada execução de obras de terraplenagem em solos de boa qualidade, não obstante, quando esses requisitos não são satisfeitos, pode-se recorrer a algumas técnicas de melhoria dos solos, que serão descritas na seção 4.4.

Dentro deste contexto, é necessário o estudo aprofundado do comportamento das camadas da subestrutura e algumas soluções que visam melhorar suas características, de modo a minimizar a influência da subestrutura na degradação de toda via férrea. Optou-se, nessa dissertação, por avaliar o comportamento das vias balastradas que são as mais clássicas, não deixando de referenciar algumas particularidades dos outros tipos de via.

1.2 – Objetivos e Metodologia

A presente dissertação tem por objetivos:

- Dar a conhecer os elementos que compõem uma via férrea balastrada;
- Associar o comportamento do balastro e obras recorrentes (zonas de transição e sistemas de drenagem) na degradação de uma via férrea balastrada;
- Caracterizar os principais mecanismos de degradação do solo de fundação, bem como descrever possíveis técnicas de melhoria do solo;
- Evidenciar a importância que a geotecnia apresenta na exploração de uma via férrea.

De modo a cumprir os objetivos, a metodologia utilizada nessa dissertação tem por base a revisão bibliográfica sobre as diversas abordagens dos objetivos anteriormente citados, bem como no levantamento e tratamento de dados pesquisados através de órgãos regulamentadores.

1.3 – Organização

A presente dissertação está organizada em 5 capítulos onde:

- O presente capítulo introdutório trata do enquadramento, objetivos e organização do trabalho;
- No segundo capítulo, descrevem-se alguns dos principais marcos na evolução histórica, bem como apresentam-se os principais órgãos regulamentadores e as boas práticas do sistema ferroviário. Ademais, referência aos principais tipos de vias, fazendo uma descrição detalhada das vias balastradas.
- No terceiro capítulo, apresentam-se as forças atuantes sobre o sistema ferroviário, dando certa relevância às verticais, por serem as que mais influenciam na degradação das vias férreas. Não obstante, analisa-se também o comportamento da camada de balastro, nomeadamente no que diz respeito às tensões desenvolvida nesta, bem como a sua eventual contaminação. Ademais avalia-se o comportamento da via em zonas de transição e do sistema de drenagem de uma via férrea.
- No quarto capítulo, expõe-se como é realizada a caracterização da subestrutura ferroviária, no que diz respeito à sua qualidade e capacidade resistente. Aborda-se ainda os principais mecanismos de degradação da subestrutura, além de se analisar os principais parâmetros geométricos da via, bem como a referência a algumas das metodologias de tratamento e reforço de solos como medidas mitigadoras da degradação de vias férreas.
- O quinto e último capítulo, prende-se à realização de uma breve conclusão obtida com a realização deste trabalho, enumerando-se alguns trabalhos futuros.

2 – Caracterização das vias férreas

As ferrovias têm por objetivo conceder condições mínimas para a livre movimentação dos comboios, garantindo segurança, economia, conforto e agilidade para seus utilizadores, bem como para o transporte de cargas. Normalmente a via férrea é constituída por dois carris paralelos, geralmente feitos de aço, dispostos perpendicularmente sobre travessas e essas por sua vez assentes em uma camada de balastro (Botelho, 2008).

Na atualidade, várias soluções podem ser implementadas em um sistema ferroviário, e segundo Vale (2010), a escolha do tipo de via deve ser baseada em uma análise criteriosa, onde a experiência dos envolvidos, vantagens e desvantagens de cada sistema, ciclo de vida/manutenção e o impacto ambiental devem ser levados em consideração.

No que diz respeito aos vários tipos de vias, as soluções mais encontradas como alternativa a soluções clássicas (balastradas) são as vias não balastradas, onde a camada de balastro é substituída por uma laje de concreto armado ou por uma camada de mistura betuminosa, e as de apoio misto, as quais são caracterizadas normalmente pela inclusão, também, de uma mistura betuminosa sob a camada de balastro, podendo esta substituir o sub-balastro ou em mistura com o mesmo (Paixão e Fortunato, 2009). De acordo com Profillidis (2014), as vias balastradas são as mais encontradas a nível mundial, entre outros motivos por, garantir flexibilidade estrutural, fator primordial no combate aos assentamentos diferenciais e diminuição de ruídos e vibrações, estando este relacionado com a maior flexibilidade estrutural promovida pelo balastro, além disso apresenta um custo de construção inicial menor que as soluções supracitadas anteriormente.

Do acima exposto, pretende-se nesse capítulo relatar simplificadamente alguns dos principais marcos no desenvolvimento do sistema ferroviário e dos órgãos regulamentadores, além de apresentar uma breve descrição das principais características das vias não balastradas e de apoio misto. Ainda que estas duas soluções tenham sido oriundas do constante desenvolvimento tecnológico, optou-se por descrever detalhadamente as características de uma via balastrada, haja vista serem as mais clássicas e as mais utilizadas.

2.1 – Evolução histórica

Segundo Tzanakakis (2013), registros históricos relatam o surgimento de sistemas similares ao da via férrea, mas sem carris, na Grécia. A chamada Diolkos foi obtida através da realização de sulcos em pedras, essas visavam garantir que os barcos e mercadorias atravessassem com segurança o istmo de Corinto, evitando que estes navegassem por quase 700 km ao redor do Peloponeso, que além de uma longa jornada era também perigosa, conforme Figura 2.1.



Figura 2.1 Diolkos Grécia (Railroad History, 2019)

A revolução industrial foi primordial para o desenvolvimento dos meios de transporte. Sabe-se que essa revolução foi destinada à substituição do trabalho humano por máquinas em diversos âmbitos. As linhas ferroviárias tiveram suas pesquisas voltadas para o seu desenvolvimento desde a idealização da máquina a vapor (Luceno e Laroque, 2011).

Em 1825, George Stephenson desenvolveu a primeira ferrovia pública do mundo que ligava Darlington a Stockton na Inglaterra com aproximadamente 32 km de extensão. Logo nessa altura, George Stephenson identificou a necessidade de que as ferrovias dum país tivessem todas a mesma bitola (distância entre carris), visando facilitar a circulação nacional (Borges, 2017).

Mais tarde em 1829, George Stephenson desenvolveu a locomotiva batizada de Rocket, que atingiu cerca de 50 km/h. Com o passar dos anos, as velocidades foram obtendo resultados cada vez mais impressionantes, atingindo os 100 km/h antes de 1850 e os 130 km/h em 1854 (UIC, 2018). Em meados do século XX, as locomotivas passaram a utilizar meios alternativos de energia de locomoção, fazendo sua transição da utilização do vapor para o diesel e eletricidade (Teixeira, 2016).

Em meados dos anos cinquenta, o desenvolvimento tecnológico dos carris desempenharam um papel fundamental na construção e conservação da superestrutura de uma ferrovia, estas transformações que os perfis dos carris enfrentaram ao longo do tempo, visavam melhorar o seu desempenho (Fortunato, 2005). Atualmente, o perfil de carril com melhor comportamento às solicitações é o Vignoles (composto por aço de alta resistência e apresenta sua cabeça reforçada), em virtude da sua

composição, formato (alargamento da área de contato com as travessas – Patim) e maior momento de inércia, cujo nome é uma homenagem ao engenheiro que o projetou. Essa constante transformação fez a UIC (*Union International des Chemins de Fer*) padronizar os carris em relação ao seu peso por metro linear. Dessa forma, temos como principais carris (Profillidis, 2014):

- UIC 50 (50,18 kg/m);
- UIC 54 (54,43 kg/m);
- UIC 60 (60,34 kg/m);
- UIC 71 (71,19 kg/m).

Entretanto, essa antiga padronização foi alterada em virtude da norma europeia EN 13674-1, segundo a qual os perfis são identificados pelo peso por metro linear, seguido pela letra (E) e o número de série. Tomando como exemplo o perfil UIC 50, esse pode ser designado por 50 E 4. Segundo Leite (2017), em Portugal os perfis mais utilizados são os de peso 54,43 kg/m e 60,34 kg/m.

Em 01 de outubro de 1964, surgia no Japão a Shinkansen, uma linha férrea de aproximadamente 515 km de extensão, destinada à ligação de Tokyo a Osaka. Essa linha foi projetada para proporcionar um novo conceito dos sistemas de transportes de alta velocidade, promovendo um modal ferroviário que acompanhasse o crescente desenvolvimento econômico do Japão. Inicialmente essa operava a 210 km/h (UIC, 2018). Após a criação da primeira linha de alta velocidade do Japão em 1964, observou-se comportamentos não compatíveis das vias balastradas em presença de comboios de alta velocidade (não apresentando boas condições de conforto). Assim, em 1975, após a conclusão da linha de Sanyo, também no Japão, decidiu-se realizar a alteração da superestrutura de uma via balastrada por uma laje de concreto armado (Paixão e Fortunato, 2009).

Em virtude do sucesso da Shinkansen, diversos países europeus principalmente, França, Alemanha e Itália, buscaram o desenvolvimento de novas tecnologias visando acompanhar o sucesso do sistema ferroviário japonês. Foi então que em 27 de setembro de 1981, iniciaram-se as operações da primeira linha de alta velocidade da França, ligando Paris a Lyon, operando a uma velocidade máxima de 260 km/h (UIC, 2018). Contudo, em 1990, o TGV francês, acrônimo de *Train à Grande Vitesse*, quebrou o recorde de velocidade atingindo a marca de 515,3 km/h (ressalta-se que a velocidade de circulação é inferior, estando próximo de 300 km/h em alguns trechos) (Marcelino, 2005).

As linhas de alta velocidade mais recentes são projetadas para operar a uma velocidade de circulação entre 350 a 400 km/h, sendo balizadas em virtude do tipo de operação que as linhas serão destinadas (transporte de carga, pessoas, longas

distâncias e regionais). Por regra, quanto maior as solicitações supracitadas menor será a velocidade máxima da linha (UIC, 2018).

Novos conceitos de transporte surgiram como resposta às exigências do mercado, sendo disso exemplo o sistema Hyperloop que tem apresentado resultados surpreendentes e promissores no ramo dos transportes. Mesmo que em fase de testes, o conceito do Hyperloop é basicamente traduzido pela redução dos agentes que inibem a obtenção de uma maior velocidade, tais como resistência do ar, atrito roda/carril entre outros (Tesla, 2019). Salienta-se que o desenvolvimento de novas tecnologias que contribuíram para aumento da velocidade de circulação, promoveram uma melhor redistribuição populacional, diminuindo os tempos entre viagens, ou seja, aproximando pessoas e bens. Dessa forma, pode-se associar também a utilização dos meios de transporte (em geral) com o desenvolvimento do PIB de um país, isto é, quanto maior for a utilização dos meios de transporte, nomeadamente relacionados com o transporte de mercadoria, turismo, empregos gerados entre outros, maior será o crescimento do PIB (Albano e Senna, 1996).

Em Portugal, as ferrovias tiveram seu surgimento após a aprovação do Decreto-Lei de 6 de maio de 1852, que abriu o concurso para a construção da ferrovia que ligava Lisboa ao Carregado. Entretanto, essa ligação só veio a ser inaugurada em 28 de outubro de 1856 (Carmona, 2012). Conforme dados obtidos através do IMT (Instituto da Mobilidade e dos Transportes, I.P) de Portugal, é possível visualizar que o sistema ferroviário é um dos mais utilizados no que tange ao transporte de pessoas, apresentando uma tendência crescente a partir de 2013. Com exceção do sistema rodoviário e ferroviário, os demais meios de transporte apresentaram no período pouca oscilação no que diz respeito à sua utilização no transporte de pessoas (Figura 2.2).

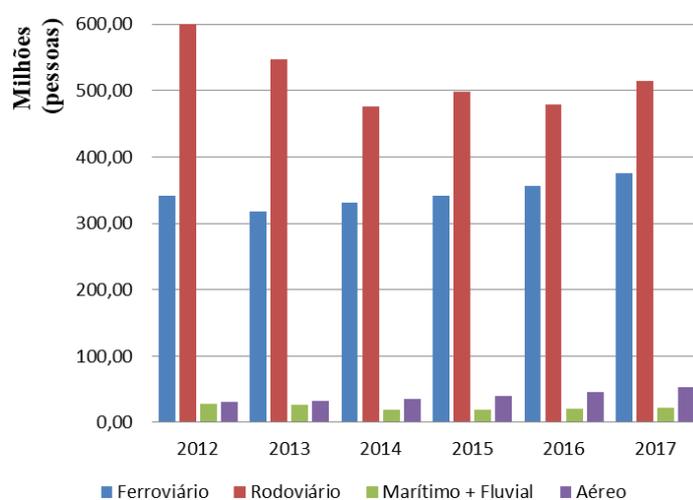


Figura 2.2 Utilização dos meios de transporte em Portugal (adaptado de IMT-I.P., 2019)

Contudo, no que diz respeito ao transporte de mercadorias, o sistema ferroviário português pouco evoluiu em relação aos demais, tornando-se um sistema por vezes menos atrativo. Os Quadros 2.1 e 2.2 mostram a quantidade de cargas transportadas pelos principais meios de transportes em Portugal. Destaca-se que, no que diz respeito ao transporte marítimo os valores são referentes as cargas carregadas e descarregadas em toneladas nos portos portugueses. Os dados tratados correspondem ao primeiro semestre de 2018 e 2019, respectivamente.

Quadro 2.1- Cargas transportadas no primeiro semestre de 2018 (adaptado do INE, 2019)

| Und. (10 ⁶) | TIPO DE TRANSPORTE | | | |
|----------------------------|--------------------|-------------|-------|----------|
| | RODOVIÁRIO | FERROVIÁRIO | AÉREO | MARÍTIMO |
| ton | 81,63 | 5,31 | 0,092 | 45,28 |

Quadro 2.2- Cargas transportadas no primeiro semestre de 2019 (adaptado do INE, 2019)

| Und. (10 ⁶) | TIPO DE TRANSPORTE | | | |
|----------------------------|--------------------|-------------|-------|----------|
| | RODOVIÁRIO | FERROVIÁRIO | AÉREO | MARÍTIMO |
| ton | 80,80 | 4,78 | 0,098 | 43,97 |

Conforme os quadros acima, observa-se uma queda de aproximadamente 10% das toneladas transportadas pelo sistema ferroviário em 2019, enquanto o rodoviário declinou cerca de 1%, o aéreo aumentou sua capacidade em torno de 7% e o marítimo teve uma queda de aproximadamente 3%. Tendo por base esses dados, é possível visualizar que o sistema ferroviário é o que mais oscilou negativamente no que diz respeito à quantidade de cargas transportadas. Muito disto pode estar associado a quantidade de carga transportada, sendo maior a solicitação quanto maior for a carga transportada pelos comboios, o que implicará em uma redução da velocidade de circulação e, conseqüentemente, num custo benefício não tão satisfatório quando comparado com os demais meios de transporte.

2.2 – Órgãos regulamentadores

Com o passar dos anos tornou-se necessário a criação de entidades regulamentadoras destinadas à padronização de boas práticas no projeto, construção, concessão e utilização do sistema ferroviário. No que diz respeito à regulação internacional, dois grandes órgãos são mais notáveis, a AREMA (*American Railway Engineering and Maintenance-of-Way*) e a UIC (*Union International des Chemins de Fer*).

A AREMA, fundada em 1 de outubro de 1997, corresponde à fusão de três associações, a *American Railway Bridge and Building Association* (ARB & B –

1891), *American Railway Engineering Association* (AREA - 1899) e a *Roadmaster's and Maintenance of Way Association* (RMWA - 1883). Esta organização tem por finalidade o desenvolvimento do conhecimento técnico, prático e das recomendações relativas aos projetos, construção e manutenção das ferrovias (AREMA, 2018).

Outra grande instituição é a UIC, a qual foi idealizada a partir da reunião de empresas ferroviárias após as conferências internacionais de Portorosa (Itália) e Genebra (Suíça), em 1921 e 1922, respectivamente. Ainda em 1922, em Paris, foi realizada a conferência internacional destinada à criação da UIC com objetivo de padronização e melhoria da construção e operações ferroviárias. Inicialmente foi formada por 51 membros de 29 países (UIC, 2019).

De acordo com Fortunato (2005), com o final da segunda guerra mundial, as ferrovias mantiveram sua configuração baseada nas antigas normas de construção. Dessa forma, em 1950, foi criado a ORE (*Office de Recherches et d'Essais*) que é uma agência da UIC destinada a estudos no âmbito ferroviário. Segundo Profillidis (2014), a ORE, que teve seu nome alterado posteriormente para ERRI (*European Institute of Rail Reseach*), tendo seus principais tópicos de investigação divididos em cinco categorias (indicadas pelas letras A, B, C, D e E).

- A: Tração e Sinalização;
- B: Material circulante;
- C: Interação entre material circulante e via;
- D: Via, pontes e túneis;
- E: Tecnologia dos materiais.

Em Portugal, a entidade responsável pelas ferrovias é a Infraestruturas de Portugal, S.A. (IP), tendo sido criada a partir da junção de dois órgãos regulamentadores, a REFER, E.P.E. (Rede Ferroviária Nacional) e a EP, SA (Estradas de Portugal). Essa junção foi concretizada no dia 1 de junho de 2015, na sequência do Decreto-Lei nº 91/2015 de 29 de maio. A IP tem por objetivo a concessão, projeto, construção, financiamento, conservação, exploração, requalificação, alargamento e modernização das redes rodoviária e ferroviária portuguesa, incluindo-se nesta última o comando e controlo da circulação (IP, 2019).

De acordo com a I.P. (2019), atualmente Portugal detém cerca de 2.562 km de extensão de linhas férreas, que contribuem diretamente na mobilidade urbana do país. A I.P, no âmbito do sistema ferroviário, desenvolveu um plano de investimento, denominado por ferrovia 2020, projetando Portugal na Europa. Tal plano irá dispor de aproximadamente 2 mil milhões de euros destinados a um conjunto de prioridades apresentados pelo governo português em 2016, merecendo destaque para:

- Compromissos internacionais, incluindo os bilaterais com Espanha e os que resultam do corredor atlântico;
- Fomento do transporte de mercadorias e em particular das exportações;
- Articulação entre os portos nacionais e as principais fronteiras terrestres com Espanha.

2.3 – Vias não balastradas (apoiadas em lajes)

As vias não balastradas ou comumente chamadas de apoiadas em laje, apresentam uma diversificada gama de soluções, podendo apresentar uma distribuição de camadas conforme Figura 2.3. As soluções mais comuns desse tipo de via passam pela inclusão (1) ou não (2) de travessas, posicionamento dos carris podendo estes serem embebidos diretamente no concreto (3), além da possibilidade de introdução de uma mistura betuminosa em substituição da laje de concreto convencional (1).

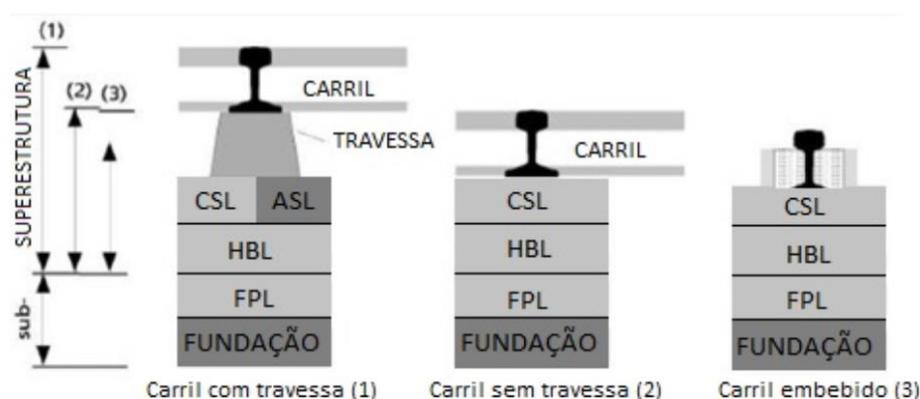


Figura 2.3 Composição de uma via não balastrada (Paixão e Fortunato, 2009)

Conforme a Figura 2.3, a camada superior pode ser constituída por uma laje de concreto armado, identificada na figura por CSL (*Concrete Supportive Layer*), ou através de uma mistura betuminosa, as ASL (*Asphalt Supportive Layer*). Essas camadas são responsáveis pela dissipação das cargas oriundas dos comboios para as demais camadas subjacentes. Na sequência dessa distribuição de camadas tem-se o HBL (*Hydraulically-Bonded Layer*), que apresenta em sua composição materiais tratados com ligantes hidráulicos, os quais obtém presa em contato com a água (cimento, cal hidráulica, etc.). Já a camada de FPL (*Frost Protection layer*) além de suportar as camadas superiores e propagar as solicitações para as camadas da subestrutura, deve apresentar uma certa resistência ao gelo e degelo, na circunstância em que isso for relevante (Paixão e Fortunato, 2009). A fundação, via de regra assemelha-se com as características da fundação de uma via balastrada que será melhor explicado na seção 2.5.

Segundo Profillidis (2014), as vias não balastradas estão associadas a um custo de construção superior às vias clássicas (balastradas), sendo que este custo pode ser

recuperado em virtude das necessidades mínimas de manutenção periódicas, atendendo a que a vida útil de uma via não balastrada está compreendida entre 50 e 60 anos, sendo mais do dobro das convencionais, 15 e 30 anos.

Botelho (2008) ressalta que, apesar dessas soluções apresentarem um custo de manutenção inferior à via clássica, elas são mais sensíveis a deformações verticais. Sendo assim, ao implementar uma solução de via não balastrada, o controle dos assentamentos diferenciais torna-se muito complexo, sendo normalmente limitada a zonas onde a qualidade das camadas subjacentes sejam constantes. Ademais, a execução desse tipo de solução tem ocorrido com maior frequência em zonas que apresentem uma variação brusca de rigidez, nomeadamente em zonas de transição (túneis, pontes, viadutos) e especialmente em linhas de alta velocidade, onde as solicitações são maiores (Paixão e Fortunato, 2009).

2.4 – Vias de apoio misto

Segundo Paixão e Fortunato (2009), as vias de apoio misto normalmente são compostas por uma mistura betuminosa sob o balastro em substituição ao sub-balastro. Essa solução apresenta algumas variações, nomeadamente no que respeita à adição de ligantes hidráulicos ao sub-balastro ou mistura do próprio balastro com o material betuminoso.

No tocante aos custos, a via de apoio misto entra como alternativa intermediária as vias balastradas e não balastradas. A via de apoio misto não é uma solução muito usual, de acordo com Fortunato (2005), sendo uma solução relativamente cara e não apresenta resultados satisfatórios a médio/longo prazo (10 a 20 anos). Ademais, tem uma execução bastante complexa e apresenta dificuldade em detectar comportamentos anômalos em tempo útil, fazendo com que as degradações sejam visualizadas muitas vezes em fase bastante avançada.

2.5 – Vias balastradas

Este tipo de solução é a mais clássica e a mais comum, procurando assegurar ao sistema ferroviário uma via que satisfaça os requisitos de segurança e qualidade de forma mais econômica, pelo menos inicialmente. Tal como as soluções anteriormente descritas, as vias balastradas são caracterizadas pela superestrutura e subestrutura.

A superestrutura de uma via balastrada (carris, travessas e leito de via (balastro e sub-balastro)), conforme Figura 2.4, inclui os principais elementos de suporte de carga da via, sendo esta responsável por suportar, distribuir e reduzir as cargas oriundas do contato roda/carril para um nível aceitável pela subestrutura, além dessa ser sujeita a manutenção preventiva ou corretiva periodicamente (Profillidis, 2014). Não obstante,

O papel da geotecnia na degradação de infraestruturas ferroviárias

existem também elementos de fixação que desempenham importante papel na qualidade e segurança da via.

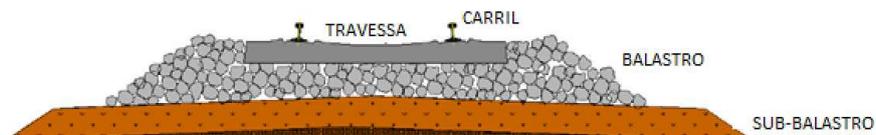


Figura 2.4 Superestrutura de uma via balastrada (Tzanakakis, 2013)

Em complemento à estrutura global de um sistema ferroviário, surge a subestrutura, sendo esta composta basicamente pela plataforma ou solo fundação e pela camada de formação ou comumente chamada de camada de coroamento, conforme Figura 2.5. Como já referido na seção introdutória, atualmente a subestrutura vem sendo objeto de estudos no que diz respeito à influência do seu comportamento na degradação das vias férreas. Os requisitos pertinentes a essas camadas vão desde proporcionar uma melhor capacidade de carga para toda a estrutura, proteção do solo de fundação contra o intemperismo e separação das camadas, impedindo a migração dos finos ascendentes ou descendentes, além de auxiliar os sistemas de drenagem (Profillidis, 2014).

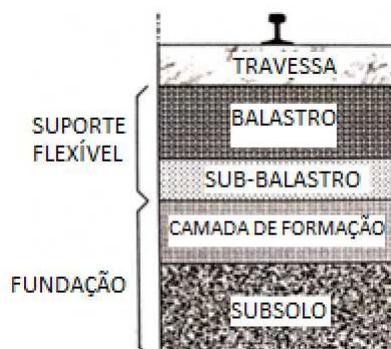


Figura 2.5 Subestrutura de uma via balastrada (Profillidis, 2014)

– Carris

Os carris são os elementos mais visíveis de uma via férrea, normalmente são constituídos de aço, que sustentam e guiam o material circulante no seu trajeto, sendo responsáveis por transmitir para os elementos subjacentes as ações verticais, transversais e longitudinais, bem como os esforços de origem térmica (Silva, 2012).

Habitualmente os carris são divididos em três partes: cabeça, alma e patim, comumente chamado, pé, Figura 2.6. Cada tipo de carril apresenta dimensões bem específicas, aumentando o peso conforme o aumento da sua altura. Para Fortunato (2005), 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, conseqüentemente, as solicitações sobre as camadas de apoio.



Figura 2.6 Perfil do carril Vignole (Leite, 2017)

Aspectos relacionados com as características e formas dos carris, bem como as solicitações que lhes são impostas, podem influenciar o comportamento e degradação dos demais elementos da via. Os materiais que constituem os carris, a sua inércia de flexão, regularidade geométrica e os aspectos construtivos relacionados com as juntas, ou a ausência dessas (carril de barra longa), são importantes tanto no tocante ao comportamento destes elementos face às solicitações, quanto, essencialmente, pelas elevadas cargas dinâmicas impostas à subestrutura, em particular quando ocorrem irregularidades geométricas dos carris ou das rodas. Estas cargas poderão originar assentamentos permanentes que provocam quer desnivelamentos da via, quer a deterioração dos carris e travessas (Fortunato, 2005).

Os principais influenciadores dos desgastes dos carris são trechos que apresentam curvas de pequeno raio, rampas com inclinação considerável, zonas onde tem-se aceleração ou frenagem constantes, além de zonas de contato direto com as intempéries (Mourão, 2017).

- Travessas

Os primeiros carris eram colocados sobre blocos de rocha. Com o desenvolvimento de novas tecnologias, tornou-se necessário promover uma melhor distribuição das cargas, que conduziu ao aparecimento das travessas, que são elementos da via colocados entre os carris e o balastro (Profillidis, 2014). Esses elementos são responsáveis pela fixação dos carris, restrição dos seus movimentos com auxílio dos fixadores e transmissão de forma mais igualitária das cargas oriundas do sistema roda/carril. Ademais, auxilia na introdução da inclinação da via e na manutenção da bitola (Esveld, 2001). No que diz respeito a estabilidade da via, o peso próprio e o fato de estarem envolvidas pelo balastro, permitem uma melhor resistência da via aos esforços laterais produzidos pelo material circulante e também pela variação térmica dos carris (Paixão e Fortunato, 2009).

Atualmente existem diversos tipos de travessas, destacando-se as de madeira, metálicas ou de concreto, que apresentam maior utilização, em virtude do alto custo das que são compostas de metais, bem como a tendência de apodrecimentos das de madeira, onde o ponto de maior vulnerabilidade é no local de aplicação dos fixadores, além dessas apresentarem um maior impacto ambiental em comparação com as de concreto (Indraratna et al, 2011).

Para Guedelha (2012), independente do tipo de travessa, a constante passagem dos comboios acarreta fortes impactos na via, que dependendo da capacidade de amortecimento ou falta dessa pode comprometer as suas funções. Segundo Tzanakaki (2013) e (Parente, 2015), entre a camada de balastro e as travessas de concreto, são normalmente colocadas as almofadas ou palmilhas, que são elementos feitos à base de um elastómero. e têm por finalidade impedir o contato direto entre balastro/travessa e diminuir as vibrações causadas pelos impactos, aumentando desta forma a vida útil do balastro e, conseqüentemente, de toda estrutura. As palmilhas podem ser aplicadas muitas vezes também entre o carril/travessa, visando o aumento da rigidez da via férrea, conforme Figura 2.7.

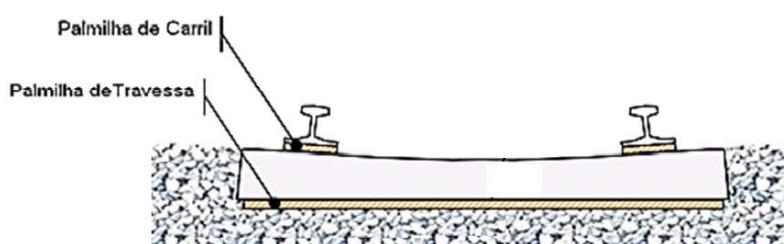


Figura 2.7 Possíveis locais de aplicação das palmilhas (adaptado de Guedelha, 2012)

– Fixadores

Conforme o próprio nome indica, trata-se de objetos que têm por função realizar a fixação entre o carril e a travessa, garantindo que ambos os elementos trabalhem de forma conjunta, devendo apresentar uma adequada durabilidade. Habitualmente, os fixadores são classificados em dois tipos, rígidos ou elásticos. Para Fortunato (2005), a escolha do fixador deve ser baseada no tipo de travessa, sendo que nas de madeira é comumente utilizado fixadores ou apoios metálicos (chapins), enquanto nas de concreto, deve-se optar por materiais com boa capacidade resiliente de modo a suportar as vibrações provocadas pelos veículos, contribuindo para a redução do atrito carril/travessa entre outros. Vale ressaltar que a passagem sucessiva dos comboios irá desencadear um relaxamento da fixação, podendo afetar a segurança da via.

A tipologia mais presente dos fixadores rígidos são os pregos e os tirefond, sendo dispostos conforme a Figura 2.8. Os pregos são fixadores não tão eficazes, pois recorrem a, um processo manual de aplicação e retirada nas operações das

manutenções periódicas podendo desenvolver rachaduras nas travessas. Em contraponto, os tirefond são parafusos aplicados de forma mecânica, sendo destinados a realizar o preenchimento total do furo, evitando infiltração de águas, prolongando a vida útil dos fixadores (Leite, 2017).

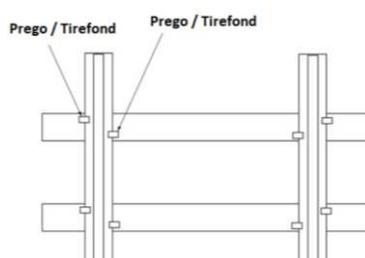


Figura 2.8 Distribuição padrão dos fixadores rígidos (Leite, 2017)

Os fixadores elásticos são o sistema de fixação que fornece resiliência e restrição de movimentos (laterais, longitudinais e verticais) aos carris. Existem vários tipos de fixadores elásticos, via de regra, essa tipologia é traduzida por apresentar maior adaptabilidade aos movimentos, garantindo uma menor existência de folgas entre carril/travessa, permitindo serem apertados de forma mais eficiente nas operações de manutenção (Li et al., 2016). Podendo ser representado conforme a Figura 2.9.

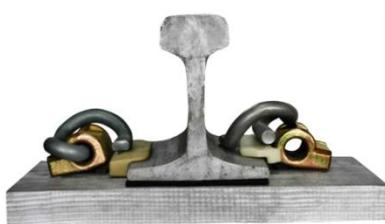


Figura 2.9 Fixadores elásticos clip/grampo E (SUYU Railway, 2019)

- Balastro

Essa camada é constituída via de regra por materiais britados. Para Brina (1979) apud Keretch (2017), a camada de balastro possui algumas características que devem ser satisfeitas para uma adequada utilização da via, dentre essas características as mais relevantes são: i) apresentar resistência suficiente para absorver e dissipar as solicitações que os elementos citados anteriormente impõem, proporcionar uma melhor estabilidade da via, tendo em vista que o balastro é também depositado de forma a envolver toda a travessa, ii) conceder uma boa capacidade drenante, evitando que o acúmulo de água desenvolva o surgimento de algumas patologias e iii) disponibilidade do material próximo ao local de utilização, visando o controle dos custos e menor impacto ambiental.

Indraratna et al. (2011), descrevem que em várias partes do mundo diversas rochas são utilizadas para a britagem do balastro, sendo a escolha desse material dependente da qualidade e quantidade de material disponível, regulamentação ambiental e outras considerações econômicas. Normalmente as rochas sedimentares e ígneas são as mais comumente utilizadas na produção de balastro por exibirem elevada dureza e resistência à compressão, características importantes para a camada de balastro. Segundo Navikas et al. (2018), o balastro é produzido principalmente a partir de depósitos naturais de granito, quartzito, dolomite, pedra calcária entre outros.

Em geral, a camada de balastro é constituída por partículas de mesma dimensão. Esse modelo de arranjo estrutural das partículas, é responsável pela inibição do crescimento de vegetação e desenvolve papel importante na drenagem das águas bem como, na contaminação por finos do balastro. Ademais, a dimensão das partículas fornece apoio necessário para a reparação geométrica da via, através do chamado ataque mecânico da via, repondo sua qualidade geométrica sem se fazer necessário a remoção dos carris, promovendo uma redução de custos associados com a manutenção da via. Para garantir um meio muito permeável e que facilite a realização de manutenções, a camada de balastro deve ser constituída por materiais monogranulares, devendo apresentar tamanho inferior a 63mm (Fortunato, 2005).

Ressalta-se que características como, a porosidade, fragmentação e desgaste, interferem diretamente na degradação da camada de balastro. (Li et al., 2016), sugerem que a resistência à fragmentação e ao desgaste das partículas do balastro são, normalmente, as características que mais influenciam a degradação dessa camada. Tais características normalmente são obtidas através dos ensaios de Los Angeles para a fragmentação e Micro-Deval para o desgaste das partículas de balastro. Destaca-se que estas características são muito importantes no aspecto relacionado com a contaminação por fino do balastro, que será mais bem explicada na seção 3.3. Salienta-se que a resistência direta das partículas é responsável pela absorção das forças verticais, já as laterais e longitudinais são absorvidas em virtude do atrito balastro/travessa e pelo embricamento das partículas.

Conforme Leite (2017), a norma NP EN 13450:2005, caracteriza o balastro em tipo I, destinado a sistemas de alta velocidade e tipo II para redes convencionais. Ressaltando ainda que, em Portugal a IP, utiliza o documento técnico IT.GEO.001.00, o qual é baseado na norma europeia supracitada, este documento busca enquadrar, as características necessárias para utilização do balastro na construção de novas linhas ou na conservação e renovação das linhas já existentes. Segundo Fortunato (2005), as características de aceitação e rejeição do material de balastro deve apresentar as seguintes especificações, conforme o quadro 2.3.

Quadro 2.3- Parâmetros de utilização dos balastro tipos I e II (Fortunato, 2005)

| CARACTERÍSTICAS | | BALASTRO TIPO I | | BALASTRO TIPO II | |
|--|--|-----------------|--------------|------------------|--------------|
| | | ACEITAÇÃO | REJEIÇÃO | ACEITAÇÃO | REJEIÇÃO |
| LOS ANGELES (%) | | ≤ 19 | > 22 | ≤ 22 | > 25 |
| MICRO - DEVAL (%) | | ≤ 6 | > 8 | ≤ 8,5 | > 10,5 |
| PERCENTAGEM ACUMULADA EM PESO DE PARTÍCULAS DE DIMENSÃO INFERIOR A: (mm) | 80 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| | 63 | ≥ 97 | < 92 | ≥ 97 | < 92 |
| | 50 | ≥ 70 ≤ 99 | < 65 | ≥ 70 ≤ 99 | < 65 |
| | 40 | > 30 ≤ 70 | < 25 > 75 | > 30 ≤ 70 | < 25 > 75 |
| | 31,5 | ≥ 1 ≤ 25 | > 30 | ≥ 1 ≤ 25 | > 30 |
| | 22,4 | ≤ 3 | > 8 | ≤ 3 | > 8 |
| PARTÍCULAS FINAS (%) | | ≤ 0,6 | > 1,2 | ≤ 0,6 | > 1,2 |
| FINOS (%) | | ≤ 0,5 | > 1 | ≤ 0,5 | > 1 |
| FORMA DAS PARTÍCULAS | ÍNDICE DE ACHATAMENTO | ≤ 15 | > 30 | ≤ 15 | > 30 |
| | ÍNDICE DE FORMA | ≤ 10 | > 20 | ≤ 10 | > 20 |
| | PARTÍCULAS COM COMPRIMENTO > 100 mm NUMA AMOSTRA COM MAIS DE 40 kg (%) | ≤ 4 | > 8 | ≤ 4 | > 8 |
| MATERIAIS INDESEJÁVEIS (%) | | < 3 | > 6 | < 3 | > 6 |

Segundo o Código UIC 719 R (2008), no caso das propriedades da camada de balastro não serem conhecidas é recomendado a utilização dos seguintes parâmetros retratados no Quadro 2.4. Onde o E (módulo de deformabilidade), ν (coeficiente de poisson), c (coesão), ϕ (ângulo de atrito) e Υ (peso volúmico seco).

Quadro 2.4- Parâmetros de recomendação do balastro (Código UIC 719 R, 2008)

| E (Mpa) | ν | C (Mpa) | ϕ (°) | Υ (KN/m ³) |
|---------|-------|---------|------------|---------------------------------|
| 130 | 0,2 | 0 | 45 | 15 |

- Sub-balastro

O sub-balastro é normalmente caracterizado pela mistura de pedra britada ou cascalho e areia selecionada. Essa camada encontra-se localizada entre as camadas de balastro e a subestrutura e tem como principais funções: i) auxiliar na drenagem, ii) redução dos níveis de tensão no solo para condições aceitáveis, iii) separação entre balastro e solo de fundação e iv) proteção do solo de fundação contra ações de gelo e degelo (Li et al., 2016).

Ademais, esta camada deve proporcionar um módulo de deformabilidade elevado, ou seja, que o material seja pouco deformável, além de apresentar valores médios de

gradação e permeabilidade das camadas que é envolvida, devendo ser mais permeável que o solo de fundação e menos que o balastro, garantindo uma importante contribuição para a drenagem da via. Recomenda-se que os requisitos de drenagem obedeça as condições de filtro e dreno descrita na seção 3.5. A permeabilidade do sub-balastro deve apresentar coeficientes de permeabilidade maior ou igual a 10^{-6} m/s (IT.GEO.006, 2007 apud Pires, 2018). Em virtude dos parâmetros de permeabilidade citados anteriormente, observa-se que para garantir o perfeito escoamento das águas provenientes da superfície e/ou subterrâneas, a camada de sub-balastro deve ainda apresentar uma certa declividade, que para Fortunato (2005) está compreendida entre 4 e 5% de declive transversal.

Conforme o Código UIC 719 R (2008), essa camada assim como a de balastro apresenta valores base, devendo ser utilizado quando não são conhecidas as propriedades dessa camada, estando compreendidos conforme o Quadro 2.5.

Quadro 2.5- Parâmetros de recomendação do sub-balastro (Código UIC 719 R, 2008)

| E (Mpa) | ν | C (Mpa) | ϕ (°) | γ (KN/m ³) |
|---------|-------|---------|------------|-------------------------------|
| 120 | 0,3 | 0 | 35 | 19 |

Ressalta-se que a camada de sub-balastro não é via de regra presente em toda estrutura ferroviária, podendo ser substituída por geossintéticos ou aumentando a espessura da camada de coroamento. Não obstante, pode optar-se pela utilização de misturas betuminosas, conforme relatado na seção 2.4.

– Plataforma ou solo de fundação

O solo de fundação é constituído habitualmente por solos e/ou rochas locais, tendo suas características relacionadas ao seu processo de formação ou obtidos a partir da execução de aterros. Devendo proporcionar, o suporte necessário a toda estrutura da via, garantindo segurança para circulação dos comboios transportadores de pessoas ou mercadorias, além de minimizar o desgaste dos elementos da superestrutura, reduzindo assim custos associados com a manutenção. Não obstante, essa camada auxilia no andamento da obra, pois, além de fornecer capacidade de carga suficiente, deve proporcionar uma boa trafegabilidade, garantindo uma melhor mobilidade dos equipamentos utilizados na construção da via. Contudo, quando o solo local não fornece condições de suportar uma estrutura ferroviária, deve-se recorrer a substituição ou a técnicas de melhoramento do solo (Profillidis, 2014).

Segundo a UIC (1994) apud Profillidis (2014), é possível associar valores típicos do CBR (California Bearing Ratio) com a classificação do solo de fundação e módulo de elasticidade, conforme a Figura 2.10. O CBR trata-se de um ensaio que expressa a

relação entre a resistência à penetração de um cilindro padronizado em uma amostra de solo compactado (geralmente em umidade ótima, podendo ser compactado com várias energias (proctor normal ou modificado)) e a resistência de um mesmo cilindro preenchido por pedra britada padronizada, não obstante, este ensaio permite também avaliar a expansão do solo durante o período de saturação. A Figura 2.10 é baseada na categoria da fundação evoluindo do S0, que é a pior categoria até o S3, de melhor. Destaca-se que estes valores apresentam-se como recomendações, devendo ser mais utilizados na ausência de melhor documentação técnica. O sistema de classificação das subestruturas ferroviárias será mais bem explicado na seção 4.1.

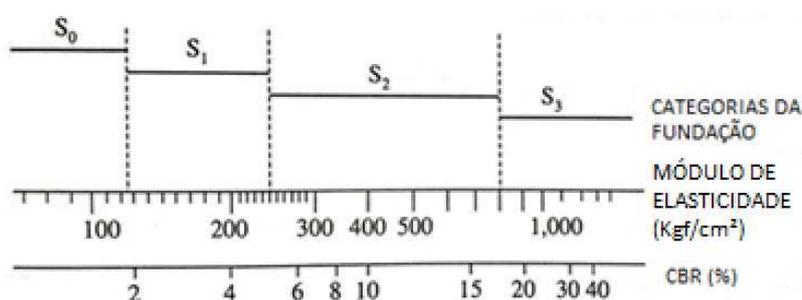


Figura 2.10 classificação da plataforma ferroviária (Profillidis, 2014)

A inclusão de uma camada de transição entre o solo de fundação e sub-balastro permite um melhor comportamento do solo de fundação. A camada de coroamento busca garantir a curto prazo uma boa trafegabilidade permitindo a execução das demais camadas, proteção do solo de fundação contra possíveis efeitos das intempéries e permitir um nivelamento da camada de sub-balastro. A longo prazo busca contribuir para a drenagem, homogeneização da capacidade de carga permitindo uma otimização da espessura do sub-balastro (Fortunato, 2019).

No que diz respeito ao controle da execução do solo de fundação, esse pode ser balizado nas seguintes características: $\gamma_d \geq 95\%$ do proctor normal, além de um $E_{V2} \geq 45$ MPa para solos finos e $E_{V2} \geq 60$ MPa para solos granulares, sendo o E_{V2} , o módulo de elasticidade do segundo ciclo de carga (ensaio de carga em placa). Ademais, no que diz respeito a camada de coroamento, essa deve obedecer um $\gamma_d \geq 100\%$ do proctor normal e um $E_{V2} \geq 80$ MPa. Essas delimitações estão relacionadas com o tipo de tráfego, capacidade de suporte da fundação, geometria da via, condições climáticas e hidro-geológicas, devendo obedecer um período de 100 anos para o seu dimensionamento (Código UIC 719 R, 2008).

3 –Degradação associada à superestrutura

As vias férreas assim como qualquer outro tipo de obra degradam-se durante seu ciclo de vida. O comportamento esperado dum sistema ferroviário em perfeitas condições é que a degradação dos elementos estruturais ocorra uniformemente ao longo de toda sua extensão, o que via de regra não ocorre. A degradação das vias férreas pode ser observada a partir do surgimento de defeitos geométricos da via e dos carris (na superfície e internos), além da perda das características dos próprios componentes. No que diz respeito aos elementos constituintes, o balastro e carril são os componentes que impactam em maiores custos de manutenção, em virtude da sua maior degradação, enquanto as travessas e as fixações, os custos em manutenção restringem-se, geralmente, à sua substituição (Dantas, 2014). Segundo Tzanakakis (2013), é possível relacionar os fatores que contribuem para a degradação das vias férreas em: i) uso, estando esse vinculado com o contato físico, cargas estáticas e dinâmicas, ii) ambientais, estando ligadas às intempéries, dando certa relevância à presença de água, iii) falhas, que estão correlacionadas com defeitos dos componentes e má execução das obras. Salienta ainda o autor que, na maioria dos casos, a degradação das vias férreas são oriundas da combinação de mais de um desses fatores.

Dessa forma, para garantir a segurança, conforto dos passageiros e longevidade da via, as inspeções da geometria e do comportamento dos elementos estruturais, bem como das manutenções, são as principais formas de prolongar o ciclo de vida da via. As inspeções ferroviárias destinam-se a caracterizar o comportamento e eventual necessidade de manutenção/intervenção da via, nomeadamente a substituição de materiais, correção da geometria, limpeza e lubrificações periódicas (Fontul, 2017 apud Caetano, 2018). Podendo estas inspeções serem realizadas a pé, destinando-se à verificação do estado dos materiais, equipamentos e principalmente dos sistemas de drenagem ou através de veículos motorizados, esses por sua vez fornecem uma análise mais realista do comportamento da via, dado que os registros são obtidos em condições dinâmicas semelhantes ao que a via irá sofrer aquando da passagem dos comboios em velocidades mais próximas das reais (Silva, 2012).

Do acima exposto, o presente capítulo destina-se à identificação e caracterização das degradações ao nível da superestrutura. Particular destaque será dado à relação entre os mecanismos de degradação e a geotecnia, sendo o comportamento da camada de balastro, zonas de transição e sistemas de drenagem merecedoras de destaques

especiais. Sabe-se que a degradação de uma via férrea é dependente dos tipos de solicitações atuantes, pelo que importa conhecer a sua caracterização e distribuição.

3.1 – Forças atuantes e suas distribuições

Para melhor avaliar os mecanismos de degradação, torna-se necessário compreender o ambiente de carregamento bem como acontece seu desenvolvimento e suas possíveis implicações na exploração da via férrea. De acordo com Caetano (2018), uma via férrea está sujeita a três ações, podendo ser classificadas em: i) estáticas, estando relacionadas com o peso próprio dos veículos (em repouso), onde a tensão desenvolvida pode ser traduzida pela aplicação de uma carga pontual no ponto de interação roda/carril, esta diminui gradativamente através da absorção e dissipação dos elementos/camadas constituintes da via, além do peso próprio dos elementos da via férrea, que ao contrário do peso próprio dos veículos, aumentam consoante ao avançar das camadas subjacentes, ii) quase-estáticas que estão associadas ao efeito da carga estática a uma dada velocidade, onde são levadas em consideração as forças centrífugas não compensadas em lances de curva e dos ventos cruzados e iii) dinâmicas, que podem ser baseadas na interação roda/carril, sendo esta dependente das características e estado de conservação de ambos elementos, bem como a velocidade de circulação da via. Ressalta-se ainda que esforços de origem térmica também são tidos em consideração pois influenciam na retração e dilatação dos carris, que podem acarretar um aumento das ações dinâmicas. Conforme Borges (2017), as ações supracitadas, apresentam seu desenvolvimento em três diferentes direções, vertical (normais ao plano), longitudinal (paralelos ao eixo do carril) e transversal ou lateral (perpendicular ao eixo longitudinal do carril), conforme Figura 3.1.

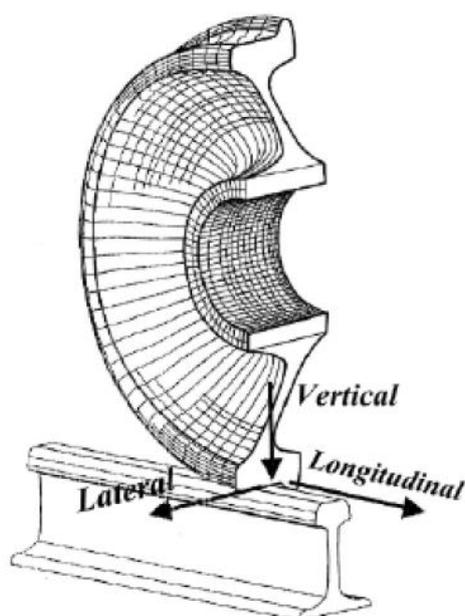


Figura 3.1 Distribuição das forças atuantes (Ferreira, 2010 apud Fernandes, 2011)

De seguida, apresenta-se uma breve descrição do desenvolvimento das forças longitudinais e transversais, sendo dado particular enfoque no tocante às forças verticais.

Para Pita (2006) apud Fernandes (2011), as forças longitudinais apresentam seu desenvolvimento relacionado principalmente com a aceleração e travagem dos comboios, bem como a flexão dos carris oriunda das deformações elásticas desenvolvidas pelo mesmo (Figura 3.2), retração e dilatação térmica dos carris aquando da passagem dos comboios. Contudo, para análise desta força, as ações de origem térmicas são mais relevantes, pelo que estas influenciam na movimentação dos carris, já as provocadas pela aceleração e travagem dos veículos são mais relevantes em zonas de transição, pois poderão incrementar os efeitos das ações dinâmicas (Profillidis, 2014).

De acordo com Filho (2013), outras ações podem incrementar o desenvolvimento desta força longitudinal, nomeadamente o movimento de galope das rodas nos carris, habitualmente em juntas defeituosas e que pode acarretar o deslocamento do carril, esforço motor, que nada mais é que o arranque do comboio podendo desenvolver uma componente paralela ao carril e atrito do friso das rodas nos carris.

Sendo assim, o desenvolvimento desta força longitudinal está associado diretamente com o comportamento/constituição dos carris e, principalmente, com fenômenos de retração e dilatação a que o mesmo é sujeito. Logo, o tipo de barra utilizada na composição dos carris bem como o tipo de junta, influenciam diretamente os fenômenos de origem térmica, aumentando consoante o aumento do comprimento da barra.

De acordo com Profillidis (2014), as forças transversais influenciam na segurança dos comboios, bem como no conforto dos utilizadores, podendo acarretar o deslocamento dos carris e/ou descarrilamento ao exceder seus limites de resistência. Fortunato (2005), descreve que as forças transversais podem ser oriundas de diversas situações, tais como: atrito roda/carril, ações quase-estáticas relacionado com a insuficiência de sobrelevação ou mais precisamente à força centrífuga não compensada em lances de curva, irregularidades na geometria da via entre outras.

As forças verticais são as principais influenciadoras na degradação dos elementos da superestrutura e nos assentamentos diferenciais, estando esta associada às densificações do balastro e dos solos granulares, além da consolidação dos solos coesivos. Essas apresentam a parcela mais expressiva através das rodas dos veículos, oriundas da ação do peso próprio dos comboios quando em repouso, sendo descendente na zona do carregamento e ascendente após a influência da zona carregada, em virtude da flexão longitudinal do carril. Assim, o peso dos carris e das

travessas, bem como o atrito desenvolvido entre travessa/balastro fornecem uma força vertical descendente de modo a equilibrar o sistema de forças verticais da via, conforme Figura 3.2. Esta propagação apresenta uma diminuição em profundidade, que em grande parte depende das características de rigidez de cada elemento/camadas, quanto mais rígido for, maior será a absorção dos elementos e menor será a influência da força vertical no solo de fundação (Fortunato, 2005).

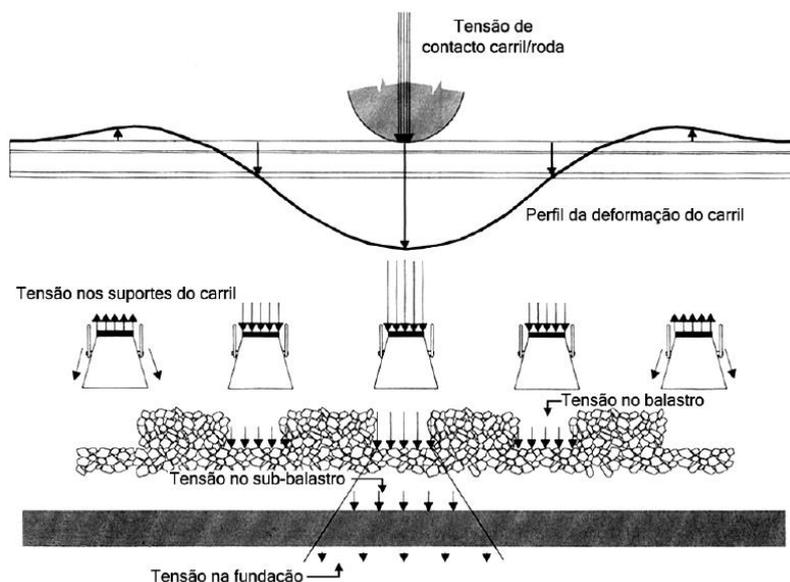


Figura 3.2 Distribuição de tensões (Fortunato, 2005)

Destaca-se que esta componente da força vertical só pode ser admitida levando em consideração que os comboios encontrem-se em repouso, caso contrário deverá ser acrescida de um coeficiente dinâmico. Normalmente o cálculo da componente dinâmica pode ser obtido de forma simplificada a partir de uma majoração da carga estática, sendo o coeficiente de majoração dependente da velocidade de circulação, geometria da via e características dos elementos constituintes. Esse coeficiente tem valor de 2 para travessas de madeira e 2,5 para travessas de concreto. Na prática corrente, o valor do coeficiente de impacto dinâmico assume o valor de 1,5 para velocidades de circulação de até 200 km/h (Fortunato, 2005), sendo que para velocidades superiores a esta o coeficiente de impacto dinâmico varia com a própria velocidade de circulação. Na Figura 3.3 são apresentadas várias abordagens de cálculo, tendo por base, a característica dos elementos da via (nº 1), velocidade de circulação (nºs 2, 4 e 5) e velocidade de circulação, carga por eixo e espaçamento das travessas (nº 3). A abordagem de cálculo nº 6 é baseada nas medições do TGV e a nº 7 apresenta valores teóricos, levando em consideração um comportamento perfeito da via, ou seja, nenhuma irregularidade da via ou do veículo. Os valores obtidos para o coeficiente de impacto dinâmico através das abordagens de cálculo nº 1 (1871) até nº 5 (1966) são muito antigas e estão baseadas na utilização de materiais da época, de tal

forma que podem traduzir um comportamento não condizente com o esperado, devido a contínua evolução dos materiais e tecnologias (Profillidis, 2014).

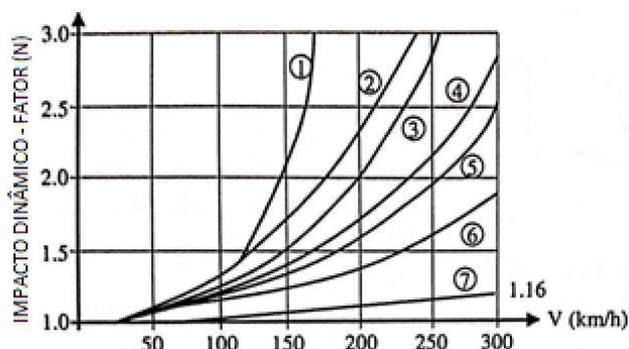


Figura 3.3 Valores típicos do coeficiente de impacto dinâmico (Profillidis, 2014)

A UIC através do manual 518 recomenda limites para as ações citadas na seção introdutória deste capítulo, sendo 112,5 kN para cargas estáticas, entre 160 e 210 kN quando se considera a componente vertical dinâmica e 145 kN para as forças verticais quase-estáticas em curvas de pequeno raio (< 600 m) (Tzanakakis, 2013). Não obstante, outros fenômenos podem se desenvolver de modo a incrementar a componente vertical que a via férrea estará sujeita, contudo, em sua grande maioria estão relacionados com irregularidades da via, de modo a amplificar o efeito do peso do comboio a uma dada velocidade.

- Carga de tráfego

A carga de tráfego teórica assume certa relevância na degradação das vias. Sabe-se que as vias férreas são destinadas tanto ao transporte de pessoas quanto ao de mercadorias, pelo que se torna impossível generalizar o carregamento. Baseado nessa problemática a UIC, classifica as vias férreas de acordo com sua carga de tráfego teórica/dia mediante (3.1) (Profillidis, 2014):

$$T_{th} = S_p \times (T_p + K_t \times T_{pt}) + S_{fr} \times (K_{fr} \times T_{fr} + K_t \times T_{tf}) \quad (3.1)$$

onde:

T_{th} – Carga de tráfego teórica;

S_p – Coeficiente referente à velocidade dos comboios de passageiros;

T_p – Média das toneladas diárias transportadas por comboios de passageiros;

K_t – Coeficiente referente ao efeito de desgaste provocado pelas locomotivas, normalmente apresenta valor igual a 1,40;

T_{pt} – Média das toneladas diárias dos comboios utilizados para o transporte de pessoas;

S_{fr} - Coeficiente referente à velocidade dos comboios de mercadorias;

K_{fr} – Coeficiente referente ao efeito das cargas e desgastes provocados pelos vagões, normalmente apresenta valor igual a 1,15;

T_{fr} - Média das toneladas diárias de carga transportada;

T_{tf} – Média das toneladas diárias dos comboios utilizados para o transporte de mercadoria.

Ainda segundo Profillidis (2014), essa equação tem por finalidade considerar aspectos relevantes quanto às características dos veículos, velocidades de circulação e desgaste relativo provocado pelos comboios. Com base no resultado da equação da carga teórica é possível classificar as vias férreas, segundo a UIC, em seis grupos, sendo tanto maior o número do grupo quanto menor for o tráfego teórico/dia, conforme Quadro 3.1.

Quadro 3.1- Classificação em relação à carga de tráfego (adaptado de Profillidis, 2014)

| GRUPOS | CARGA DE TRÁFEGO TEÓRICA |
|--------|--|
| 1 | $T_{th} > 130.000,00 \text{ t}$ |
| 2 | $80.000,00 < T_{th} \leq 130.000,00 \text{ t}$ |
| 3 | $40.000,00 < T_{th} \leq 80.000,00 \text{ t}$ |
| 4 | $20.000,00 < T_{th} \leq 40.000,00 \text{ t}$ |
| 5 | $5.000,00 < T_{th} \leq 20.000,00 \text{ t}$ |
| 6 | $T_{th} \leq 5.000,00 \text{ t}$ |

De acordo com Profillidis (2014), estudos apontam que após a construção ou manutenção de uma ferrovia, os defeitos da via progridem rapidamente até uma carga de tráfego crítica da ordem dos 2 milhões de toneladas, sendo que após esse valor os defeitos progridem mais lentamente, ou seja, até a referida carga de tráfego (2 milhões) a via encontra-se em contínua acomodação/ajustamento dos diversos elementos constituintes, principalmente da camada de balastro.

- Tensão máxima na interação roda/carril

A constituição dos elementos da via apresentam um aumento gradual da área de superfície consoante o avançar para os elementos subjacentes, sendo esse aumento responsável pela dissipação gradual das cargas por eixo dos comboios. Sabe-se que, o primeiro elemento responsável pela absorção das cargas oriundas dos comboios são os carris, pelo que é necessário avaliar como a tensão é aplicada na interação roda/carril.

Em uma análise estática, a tensão máxima de compressão na interação roda/carril pode ser traduzida mediante (3.2), desenvolvida por Hertz (1882) e apresentada por Filho (2013):

$$\sigma = 178 \times \left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r} \right)^{\frac{2}{3}} \times Q^{\frac{1}{3}} \quad (3.2)$$

onde:

R – raio da roda (cm);

r – raio de curvatura da cabeça do carril (cm);

Q – carga estática por eixo (kgf).

A área aproximada da interação roda carril pode ser obtida mediante a Equação (3.3):

$$A = \frac{2 \times Q}{\sigma} \quad (3.3)$$

As forças atuantes sobre uma via férrea podem ser traduzidas em diferentes sentidos, sendo as verticais as que mais influenciam no comportamento global da estrutura, tal como já referido. Tanto a carga por eixo quanto a carga teórica de tráfego são importantes para a definição do comportamento das vias férreas, sendo estas as que assumem maior influência na perda da qualidade geométrica da via, que será apresentada na seção 4.3. Ademais, estas podem ser utilizadas para correlações de pré-dimensionamento, que serão descritas no decorrer deste trabalho (Profillidis, 2014).

3.2 – Análise do comportamento da camada de balastro

A degradação da geometria da via férrea pode ser consequência de aspectos relacionados com, os assentamentos sofridos nas camadas de balastros, sub-balastro e solo de fundação. Em vias regulares e que apresentem um bom solo de fundação, a principal contribuição para os assentamentos sofridos pela via férrea é do balastro, enquanto as demais camadas subjacentes só apresentam assentamentos significativos após longos períodos de exploração da via, conforme Figura 3.4 (Ferreira, 2013).

Os assentamentos de uma via férrea balastrada se desenvolve principalmente em duas fases distintas: i) imediatamente após colocação e compactação do balastro, quando a posição da via é ajustada para um nivelamento adequado (neste caso, os assentamentos se desenvolvem de maneira rápida até que os vazios da camada sejam reduzidos e o balastro encontre-se compactado); ii) a longo prazo, tratando-se de uma fase relativamente mais lenta do que a primeira, sendo oriunda de diversos fatores relacionados normalmente com o volume do tráfego da via (Dahlberg 2004).

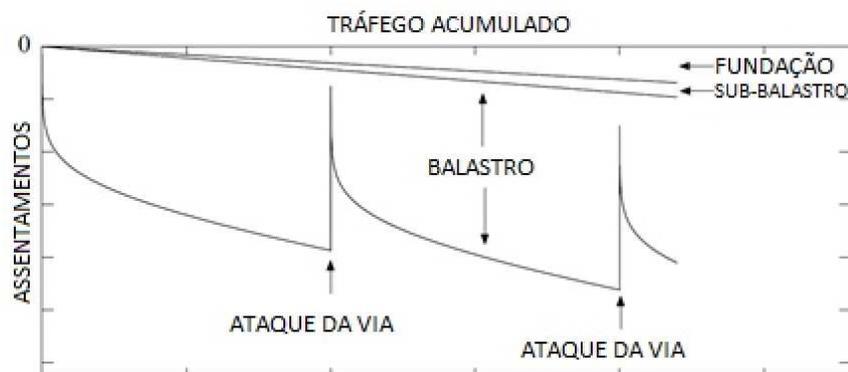


Figura 3.4 Contribuição das camadas para os assentamentos da via (Ferreira, 2013)

Um dos principais fatores que podem influenciar nos assentamentos sofridos pela camada de balastro, são as tensões (verticais) que atuam sobre estas. Existem na literatura diversas formulações que relacionam estes dois parâmetros, desenvolvidas tanto no âmbito laboratorial quanto em ensaios realizados in situ. De acordo com Khanh (2013), as primeiras relações foram desenvolvidas durante as décadas de 60 e 70, onde os resultados obtidos foram baseados em ensaios triaxiais e obtiveram as seguintes relações, presente em (3.4).

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1 (1 + 0,2 \times \log N) \quad (3.4)$$

com,

$$\varepsilon_1 = 0,082 (100 n - 38,5) \times (\sigma_1 - \sigma_3)^\alpha \quad (3.5)$$

onde:

ε_N – Deformação permanente do balastro;

ε_1 – Deformação do balastro ao final do primeiro ciclo de carga;

N – Números de ciclo de carga;

n – Porosidade do balastro;

σ_1 – Tensão principal aplicada ao balastro no ensaio de compressão triaxial;

σ_3 – Tensão de confinamento aplicada ao balastro no ensaio de compressão triaxial;

α – Fator relacionado com o nível de tensão, sendo 1 ou 2 para baixos níveis de tensão e 3 ou 4 para altos níveis de tensão.

Ainda segundo Khanh (2013), é possível perceber que esta relação não pode ser aplicada, pois relacionam o comportamento da via apenas após o primeiro ciclo de carga, o que não traduz de forma fidedigna a exploração das vias férreas. Dessa forma um modelo desenvolvido por Henn em 1978, baseado na utilização do ensaio de carga em placa obteve a Equação 3.6, que relaciona a tensão vertical máxima aplicada sobre o balastro com o assentamento da via férrea ao final de N ciclos de carga:

$$T_N = (1,47 + 3,8\sigma) + (3,41\sigma^{1,21}) \times \log N \quad (3.6)$$

onde:

T_N – Assentamento permanente do balastro;

σ – Tensão vertical máxima aplicada ao balastro.

Destaca ainda o autor que, uma das vantagens da utilização desta quantificação prende-se no fato de ter por base a utilização do ensaio de carga em placa, o que traduz uma melhor representação das reais condições da via férrea. Ademais, com esta formulação é possível separar a contribuição no assentamento permanente do balastro durante sua acomodação/compactação (1ª fase), traduzidas na primeira parcela da equação e a contribuição do assentamento ao final de N ciclos de carga, ou seja, após o período de acomodação do balastro, visualizadas na segunda parcela da equação.

Não obstante, existem ainda outros modelos para avaliação aproximada das deformações permanentes da camada de balastro e em sua maioria estabelecem uma proporcionalidade com o número de ciclo de carga (Raymond et al. 1975, Neidhart 2001, Indraratna et al. 2007 e 2011, Tom e Oakley 2006 e Indraratna e Nimbalkar 2013). Destaca-se que os vários modelos mencionados foram desenvolvidos em países distintos, resultado de diferentes materiais e soluções. Desta forma, é possível observar que estes modelos são indicadores (aproximação) de deformação permanente. Um dos aspectos revelador que se trata de modelos aproximados prende-se na falta de parâmetros relacionados com os materiais, tipos de comboios, velocidade e cargas transportadas (Silva, 2018).

Apesar da maior contribuição do balastro, as demais camadas também podem influenciar no assentamento global da via férrea. Segundo Fernandes (2011), o assentamento total da via férrea pode ser relacionada empiricamente através da Equação 3.7, proposta por Selig e Waters (1994):

$$S_{\text{via}} = S_b + S_{\text{sb}} + S_f \quad (3.7)$$

onde, S_{via} é o assentamento total e S_b , S_{sb} e S_f são, respectivamente, os assentamentos do balastro, sub-balastro e do solo de fundação, em milímetros em que:

$$S_b = 0,026 \times h_b \times T^{0,21} \quad (3.8)$$

$$S_{\text{sb}} = 0,017 \times h_{\text{sb}} \times T^{0,16} \quad (3.9)$$

$$S_f = 1,4 \times T^{0,52} \quad (3.10)$$

onde:

h_b – Espessura da camada de balastro (mm);

h_{sb} – Espessura da camada de sub-balastro (mm);

T – Tráfego acumulado (milhões de toneladas).

De acordo com Fortunato (2005), não existem valores máximos predefinidos dos assentamentos admissíveis que possam ocorrer após a construção. Em diversos países da Europa e no Japão o valor máximo admitido para o assentamento para vias férreas varia entre 10 e 30 cm. Não obstante convém ressaltar que o assentamento sofrido pelo solo de fundação pode-se desenvolver de maneira específica devido as relações com a consolidação/fluência dos aterros, assunto que será brevemente explicado no capítulo 4.

Do acima exposto e tomando como base a influência que as tensões desenvolvidas no balastro têm nos assentamentos da via férrea, torna-se necessário avaliar como se desenvolvem as tensões aplicadas na camada de balastro. Um dos primeiros modelos desenvolvidos foi proposto por Zimmermann em 1888, que considerava os carris como sendo uma viga infinita e apoiada sobre molas, estas com intenção de representar as travessas, o balastro e o solo de fundação como um meio elástico. Com o passar dos tempos este modelo foi sendo modificado até que Timoshenko(1915) e posteriormente por Saller (1932) e Hanker (1935), desenvolveram estudos de modo a melhorar o modelo desenvolvido por Zimmermann (Bastos, 1999).

O modelo desenvolvido por Timoshenko-Saller-Hanker, que ficou conhecido como modelo de Zimmermann, teve seu desenvolvimento de modo a melhorar o conhecimento da área de contato da travessa/balastro. Timoshenko admitia uma certa proximidade dos suportes elásticos, pelo que este relacionamento não seria válido para as vias balastradas, dado existir uma distância entre as travessas (Teixeira, 2003).

De acordo com Leite (2017), a tensão aplicada na superfície do balastro σ_s (kg/cm²) pode ser calculada através do modelo de Zimmermann, traduzido pela Equação 3.11:

$$\sigma_s = \frac{Q}{2 \times b' \times L_v} \quad (3.11)$$

A carga transmitida pelas rodas Q (kg), pode ser calculada a partir de:

$$Q = \frac{P_r \times a}{2 \times L_v} \quad (3.12)$$

P_r – Carga estática vertical (kg);

a - Espaçamento das travessas (cm), normalmente 60 cm;

L_v – Comprimento efetivo do carril (cm).

O papel da geotecnia na degradação de infraestruturas ferroviárias

$$L_v = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{C \times b'}} \quad (3.13)$$

E – Módulo de elasticidade , normalmente $2,6 \times 10^6$ (kg/cm²);

I – Momento de inércia do carril (cm⁴);

C – Apresenta valores entre 0,02 e 0,5 (N/mm³), sendo que um solo de fundação adequado apresenta valores próximos de 0,2 (N/mm³).

$$b' = \frac{A}{a} \quad (3.14)$$

A – Área da travessa em contato com o carril (cm²).

Ainda segundo Leite (2017), na posse do valor (σ_s) é possível calcular a tensão ao nível da superfície inferior do balastro (σ_i) (kg/cm²) relacionando a tensão na superfície com a espessura da camada, através da Equação 3.15 de Tallbot:

$$\sigma_i = \frac{50 \times \sigma_s}{\sqrt[4]{h^5}} \quad (3.15)$$

h – Altura da camada de balastro.

Salienta ainda o autor, a tensão admissível σ_{adm} utilizada no âmbito rodoviário pode ser utilizada nas ferrovias, como a formulação de Heukelon e Klomp (1962), dada pela Equação 3.16:

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006 \times E_d}{1+0,7 \times \log(N)} \quad (3.16)$$

E_d – Módulo de elasticidade dinâmica (kg/cm²), que pode variar de 10 a 100 N/mm², baixa e elevada qualidade do solo de fundação, respectivamente. Podendo este ser associado ao CBR do solo de fundação;

N – Número acumulado de eixos ($>2 \times 10^6$).

A capacidade de suporte da via está ligada diretamente com a sua bitola, ou seja, quanto maior for a bitola maior será sua capacidade de suporte e, conseqüentemente, proporcionará uma maior velocidade de circulação. Em Portugal, a bitola mais utilizada é a ibérica (1668 mm), que apresenta capacidade para suportar cargas de até 25 toneladas (Mourão, 2017). Para além da bitola ibérica utilizada nas vias principais, Portugal apresenta na constituição das linhas secundárias a bitola métrica (1000 mm) (Leite, 2017).

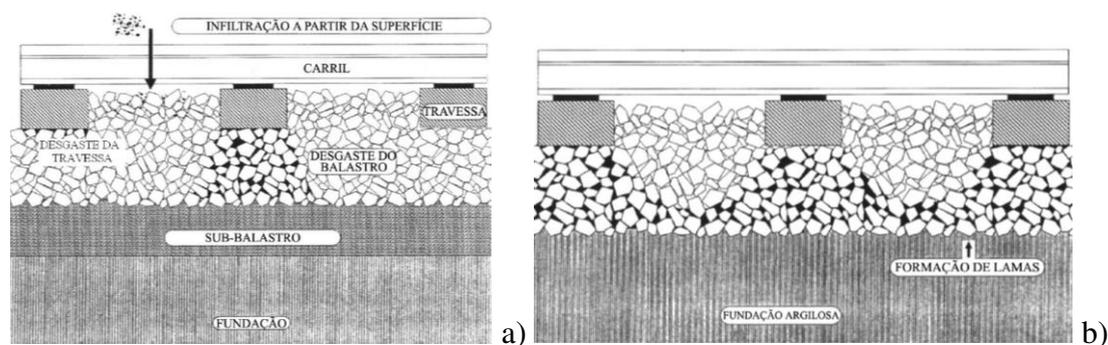
Dessa forma, é possível calcular a tensão admissível do solo de fundação, visando suportar as tensões desenvolvidas na camada de sub-balastro pela passagem dos comboios. Para além das tensões desenvolvidas, outro mecanismo pode influenciar os assentamentos da via férrea, nomeadamente a contaminação do balastro. Salienta-se que a escolha adequada do tipo de balastro, consoante as solicitações a que será imposto, é de suma importância, sendo relevante as características relacionadas ao desgaste e fragmentação do mesmo, que podem acarretar a contaminação por finos do balastro.

De acordo com Fontul (2013) apud Moreira (2014), a contaminação e consequente degradação da camada de balastro podem ser devidas a diversos fatores, tais como:

- Tráfego – associado com a movimentação das travessas (ascendente/descendente) que acelera o desgaste e fragmentação do balastro;
- Trabalhos de manutenção – acarretando o desgaste do balastro devido as ações de manutenção (ataque mecânico pesado ou desguarnecimento);
- Contaminação por finos (descendente) – devidas as intempéries ou relacionado com o material transportado pelos comboios;
- Contaminação por finos (ascendente) – desenvolvidos normalmente na ausência da camada de sub-balastro.

A Figura 3.5 mostra os diferentes tipos de contaminação a que esta camada pode estar sujeita.

Contudo, estudos desenvolvidos na América do Norte concluíram que durante a exploração/manutenção de vias férreas ocorre muitas vezes a quebra dos cantos angulosos das partículas de balastro, sendo este o principal causador do surgimento de finos na camada de balastro. Este fenómeno é contrário a teorias antigas, que associavam o surgimento de finos na camada de balastro exclusivamente ao solo de fundação (Indraratna et al., 2011).



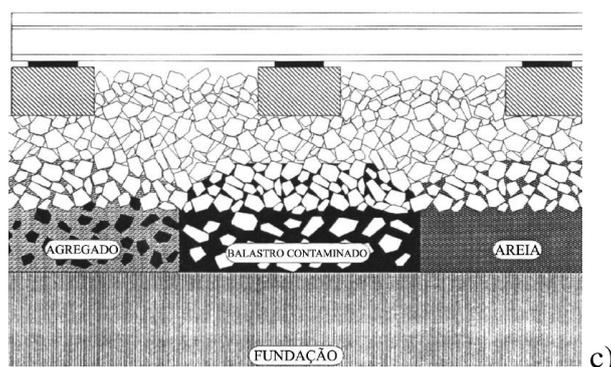


Figura 3.5 Contaminação a) descendente e desgaste dos elementos, b) por finos oriundos do solo de fundação, c) por finos a partir da camada subjacente ao balastro (Fortunato, 2005)

Quando os vazios da camada de balastro são preenchidos totalmente ou parcialmente por partículas finas e se encontra na presença de água, observa-se o surgimento de lamas que impedem o escoamento livre das águas, podendo desenvolver excessos de pressão intersticial. De tal forma que quando sujeito a cargas oriundas dos comboios, a camada de balastro pode desenvolver problemas de instabilidade da via (assentamentos diferenciais), liquefação do solo de fundação e a chamada bombagem dos finos. Não obstante, é possível associar também a presença destes finos com surgimento de vegetação, onerando ainda mais os custos de manutenção da via férrea. Estas lamas provocam erosão hidráulica, quer do balastro envolvente das travessas, desenvolvendo assim vazios por baixo dessas, quer do material constituinte das travessas, podendo desenvolver danos localizados. O surgimento dessas lamas está normalmente associado a elevados gradientes hidráulicos. Quando sujeita a solicitações, as travessas sofrem assentamentos muito rápidos, desenvolvendo assim um aumento de pressão na lama subjacente a esta. Esta pressão por sua vez tende a dissipar-se através de jatos, desaparecendo assim o apoio das travessas que é proporcionado pelo balastro envolvente. Este fenômeno conduz ainda ao surgimento de lamas na superfície, sendo designado por bombagem de finos (Fortunato, 2005). Destaca ainda o autor que, nestas situações a velocidade de circulação tem maior impacto no desenvolvimento deste fenômeno do que o valor da própria carga aplicada. Sendo assim quanto maior for a velocidade de circulação, maior será o incremento de pressão e mais importante será o fenômeno de bombagem de finos.

Não obstante, o surgimento dessas lamas também pode ser oriundo do solo de fundação, traduzido pela migração ascendente de finos. Normalmente, a migração dos finos a partir do solo de fundação ocorre quando a granulometria da camada sob o balastro é inadequada e/ou quando estas não estão com uma boa compactação. Estudos apontam que diversas soluções podem ser aplicadas visando a eliminação deste problema, bem como a minimização de deformações permanentes e a redução da degradação geométrica da via. Entre elas estão: i) a execução de uma camada de

concreto, que contribui na diminuição da degradação resultante da variação sazonal da geometria da via; ii) a aplicação de materiais betuminosos, que interfere pouco em relação aos assentamentos da via, contudo, pode contribuir diretamente e de modo positivo no fenômeno de bombagem dos finos. Entretanto, por se tratar de um material nobre, deve ter-se em atenção o acréscimo dos custos; iii) a aplicação de geossintéticos, que permite a diminuição dos assentamentos da via férrea e a minimização da migração de finos, já que estes materiais apresentam, como uma das suas principais características, a capacidade de separação das camadas de solo de granulometrias diferentes (ORE, 1983 apud Fortunato, 2005).

De acordo com Indraratna et al. (2011), a drenagem desempenha um papel significativo na estabilidade e segurança da via férrea. A contaminação por finos provoca uma redução da capacidade drenante da camada de balastro. Em trechos que apresentem solos muito saturados ou com sistemas de drenagem ineficientes, pode ocorrer o acumular do acréscimo da pressão nos poros. Se a permeabilidade das camadas subjacentes ao balastro, nomeadamente do sub-balastro se tornar excessivamente baixa, a pressão de água nos poros desenvolvida não consegue dissipar-se até a um novo ciclo de carga, acarretando a sua acumulação. Baseado nisto, os requisitos para conseguir um escoamento satisfatório das águas vão desde manter o balastro suficientemente limpo, garantir uma inclinação da camada de sub-balastro para os bordos e fornecer a via, sistemas de drenagem profundas eficientes, de modo a garantir o escoamento pleno das águas subterrâneas.

Do acima exposto e levando em consideração os possíveis fatores que influenciam a contaminação/degradação da camada de balastro, é possível estabelecer os níveis de contaminação do mesmo. Segundo Miguel (2015), a avaliação do nível de contaminação pode ser obtida através dos seguintes parâmetros: índice de contaminação (FI), denominado de “*fouling index*” desenvolvido por Seling e Waters em 1994; a percentagem de contaminação nos vazios (PVC), denominado por “*percentage void contamination*” desenvolvido por Feldman em 2002; e o índice relativo da contaminação do balastro (Rb-f) “*relative ballast fouling ratio*”, desenvolvido por Indraratna et al. em 2011.

– Índice de contaminação (FI)

Segundo Selig e Waters (1994) apud Indraratna et al. (2011), o balastro deve ser aplicado limpo ou praticamente limpo, devendo encontrar-se com até 2% do seu peso de material contaminante. Para isso Seling e Waters propõem a utilização do índice de contaminação F_i , traduzido na Equação 3.17, onde:

$$FI = P_4 + P_{200} \quad (3.17)$$

P_4 – Porcentagem de material passado no peneiro n° 4 (4,75mm);

P_{200} - Porcentagem de material passado no peneiro n° 200 (0,075mm).

A classificação da contaminação tem por base a granulometria do material, sendo possível observar que os finos são contabilizados duas vezes nesta classificação, deixando evidente a sua importância na diminuição da capacidade de drenagem. Dessa forma, quanto maior o número de finos, maior o FI, e consequentemente maior é o volume de vazios do balastro que será ocupado por este material. Contudo, ressalta-se que esta classificação poderá levar a uma má interpretação relativamente à quantidade real de material contaminado, uma vez que este parâmetro não tem em conta a densidade do material de contaminação, não detectando assim a presença de diferentes materiais, os quais podem apresentar origens e características de contaminação distintas (Marques, 2017).

– Porcentagem de contaminação dos vazios (PVC)

De acordo com Miguel (2015), este parâmetro desenvolvido por Feldman e Nissen (2002), relaciona o volume de vazios do balastro com o volume total do material contaminante, sendo este parâmetro traduzido pela Equação 3.18:

$$PVC = \frac{V_2}{V_1} \times 100 \quad (3.18)$$

onde:

V_1 – Volume inicial de vazios entre as partículas de balastro (antes da contaminação);

V_2 – Volume “total” do material (material passado no peneiro de malha 9,5 mm).

É importante referir que o volume considerado é obtido após a compactação do balastro, o que implica que este índice não leva em consideração os vazios entre as partículas de contaminação, o que nem sempre representa de forma fidedigna o volume real degradado (Marques, 2017).

– Índice relativo da contaminação do balastro (R_{b-f})

Baseado no índice de contaminação (FI) e na percentagem de contaminação dos vazios (PVC), Indraratna et al. (2011), desenvolveram um novo parâmetro, desta vez levando em consideração o material passado no peneiro 9,5 mm, traduzido pela Equação 3.19:

$$R_{b-f} = \frac{M_f \left(\frac{G_{s-b}}{G_{s-f}} \right)}{M_b} \times 100 \quad (3.19)$$

onde:

M_f - Massa seca do material contaminante (massa dos finos);

M_b - Massa seca do balastro;

G_{s-b} - Massa volúmica (densidade) do balastro;

G_{s-f} - Massa volúmica (densidade) do material contaminante (finos);

Ainda segundo Indraratna et al. (2011), este índice é de mais fácil quantificação do que o índice PVC, traduzindo mais fielmente a contaminação do balastro por diferentes materiais com densidades diferentes do que o índice FI.

Quadro 3.2 Classificação do balastro baseado na sua contaminação (Indraratna et al., 2011)

| CATEGORIA DO BALASTRO | FI | PVC | R_{b-f} |
|---------------------------|---------|------------|-----------|
| LIMPO | < 1 | < 2 | < 2 |
| MODERADAMENTE LIMPO | 1 - 10 | 2 - 9,5 | 2 - 10 |
| MODERADAMENTE CONTAMINADO | 10 - 20 | 9,5 - 17,5 | 10 - 20 |
| CONTAMINADO | 20 - 40 | 17,5 - 34 | 20 - 50 |
| MUITO CONTAMINADO | ≥ 40 | ≥ 34 | ≥ 50 |

3.3 – Zonas de transição

Em virtude da necessidade de aumentar cada vez mais a velocidade de circulação dos comboios, bem como a tendência de aumento da carga por eixo, as vias férreas devem apresentar um traçado tanto quanto possível mais retilíneo. Este requisito de traçado é muitas vezes condicionado em virtude do atravessamento de zonas caracterizadas por solos de menor qualidade e/ou pela necessidade da construção de obras de elevada rigidez (pontes, passagens hidráulicas, túneis, entre outras), conforme Figura 3.6 (Caetano, 2018).

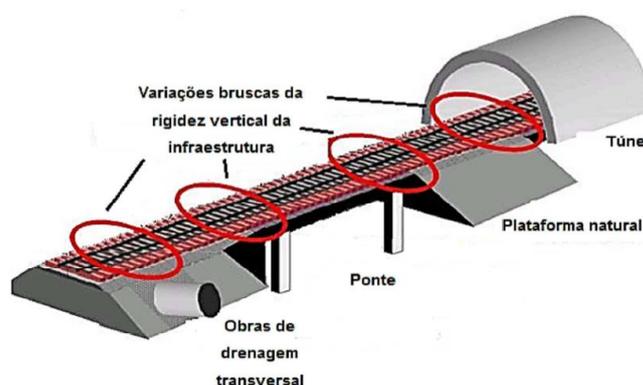


Figura 3.6 Zonas com variação de rigidez longitudinal (Guedelha, 2012)

Zonas de transição designam normalmente, por zonas onde ocorre variação das condições de suporte da via. Estas podem ser (Ribeiro, 2012):

- Transição de vias sobre aterros para vias sobre obras de arte, nomeadamente, pontes, túneis, passagens hidráulicas, entre outras;
- Variação das características do solo de fundação;
- Transição de zonas de aterro para escavação;
- Transição entre vias balastradas e não balastradas (apoiadas em lajes);
- Transição oriunda dos aparelhos de mudança de via.

De acordo com Ferreira (2013), estas zonas são afetadas e modificadas de modo a mitigar os impactos oriundos da transição de obras de diferente rigidez. Estes locais apresentam habitualmente uma degradação acelerada da geometria da via férrea, bem como o desgaste dos elementos constituintes da via e dos veículos (suspensão). Ressalta-se ainda que os assentamentos diferenciais decorrentes da diferença de rigidez podem ser oriundos de problemas geotécnicos relacionados com variação dos solos, ineficiente compactação, consolidação (imediata, primária e secundária) do solo de fundação e aterros, más condições de drenagem, entre outros. Os assentamentos vão evoluindo e se agravando ao longo do tempo, podendo induzir o efeito das travessas suspensas, que é o descalçamento das travessas. Uma vez com seu suporte comprometido e o contínuo impacto das cargas oriundas dos comboios, as travessas sobrecarregam as demais e apresentam grandes chances de serem danificadas, proporcionando assim um aumento da degradação da via férrea, conforme Figura 3.7.

As zonas de transição, nomeadamente de vias sobre aterros para estruturas rígidas, necessitam de maior atenção no tocante à inspeção, manutenção e renovação. Sabe-se que, as pontes normalmente são executadas sobre fundações profundas, devendo estas serem imunes a assentamentos do solo de fundação, ao contrário dos aterros das vias férreas, que apresentam assentamentos de maior escala. Destaca-se que, em comparação com os traçados habituais das vias, as zonas de transição apresentam uma frequência de manutenções cinco vezes mais elevadas e custos cerca de duas vezes maiores (Ribeiro, 2012).

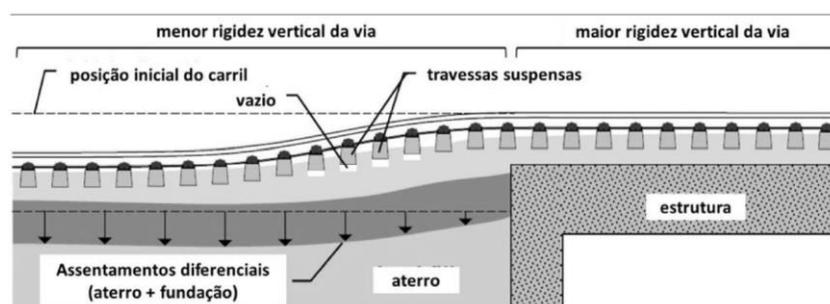


Figura 3.7 Comportamento da via férrea em zonas de transição (Fortunato, 2019)

Caso as zonas de transição não sejam devidamente projetadas ou as manutenções das vias férreas não sejam feitas de forma apropriada, os fatores anteriormente descritos podem potencializar consideravelmente a interação dinâmica veículo/via, podendo em algumas situações, ser posto em risco a segurança, nomeadamente por descarrilamento dos comboios. Dessa forma, é necessário minimizar os assentamentos nestes pontos das vias (transições), poupando futuros problemas aos utilizadores e entidades reguladoras. Os problemas que tendem a ocorrer nas zonas de transição assumem maior relevância em linhas de alta velocidade, pois, as forças transmitidas pelos comboios são maiores com a agravante dos efeitos dinâmicos inerentes à circulação a velocidades elevadas (Kanje, 2016).

Neste contexto, a avaliação da rigidez da via é de suma importância para a definição do comportamento dessas zonas de transição, as quais têm impacto no desempenho da via, obtendo informações úteis para o planeamento das operações de manutenção. Contudo, é de fácil percepção que a rigidez de uma via férrea é variável ao longo de todo seu traçado, não só pela variação brusca em zonas de transição, mas também pelas variações das características do solo. Salienta-se que, sendo este comportamento variável, o comportamento dinâmico da via férrea é afetada, conseqüentemente o surgimento de assentamentos diferenciais se faz presente. Dessa forma uma avaliação contínua deste parâmetro pode fornecer informações úteis na análise do comportamento global das vias férreas. De modo simplificado, a rigidez vertical da via é traduzida pela capacidade resistente da via a deformações verticais (Parente, 2015).

Não obstante, a avaliação da rigidez vertical ao longo do traçado de uma via férrea é de difícil obtenção e compreensão, existindo vários métodos de análise citados nos estudos desenvolvidos por Teixeira (2003) e Berggren (2009). Sabe-se porém, é necessário determinar um limiar de rigidez das vias férreas, pois, uma via muito rígida acarreta o desenvolvimento de grandes sobrecargas dinâmicas, sendo estas responsáveis por uma degradação acelerada da estrutura. Já uma via muito flexível tem deformações relevantes no carril, que impõe ao veículo uma necessidade de energia superior para circulação (Teixeira, 2003).

Um comportamento anômalo da via férrea pode estar relacionado com este parâmetro (rigidez da via), podendo ser observado através da avaliação da qualidade geométrica da via. Apesar da dificuldade de quantificar valores para rigidez global da via, diversos estudos foram desenvolvidos, visando a obtenção de soluções para mitigar a variação brusca da rigidez, especialmente nas zonas de transição. De seguida são brevemente descritas algumas das principais soluções desenvolvidas neste âmbito.

– Aumento gradual e alteração do material das travessas

As primeiras soluções prendiam-se no aumento gradual da seção transversal das travessas (comprimento) até a zona de transição. Por outras palavras, o simples aumento da área de contato fornece uma maior distribuição de cargas e, conseqüentemente, proporciona à via uma melhor capacidade de suporte, contribuindo para diminuição, mesmo que pouca, da grande diferença de rigidez nestas zonas. Ressalta-se que, para além de uma maior dimensão, a diminuição do espaçamento das travessas, influencia de forma positiva na capacidade de suporte da via férrea, conforme Figura 3.8 (Read e Li, 2006 apud Seara, 2008).

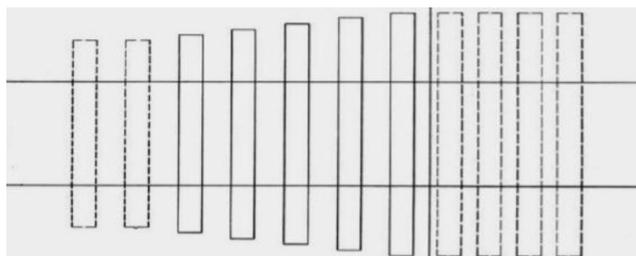


Figura 3.8 Aumento do comprimento e diminuição do espaçamento das travessas (Oliveira, 2012)

De acordo com Vale (2010), o espaçamento entre travessas apresenta valor habitual de 0,60 m para vias balastradas. A norma EN 13231-1 (2006) recomenda que para a aceitação de uma via férrea a variação do espaçamento entre travessas não deve ultrapassar 20 mm do valor de projeto.

Para além das duas medidas anteriormente descritas, a inclusão de palmilhas (seção 2.5) e a alteração do material constituintes das travessas, podem conduzir a bons resultados na diminuição na diferença de rigidez da via. Nas zonas de maior rigidez, a alteração das travessas de concreto por travessas de material compósito (mistura de polietileno de alta densidade, borracha oriunda de pneus usados, fibra de vidro e produtos minerais) permite obter módulos de deformabilidade da via semelhantes das zonas de diferente rigidez, conforme Figura 3.9 (Read e Li 2006 apud Oliveira 2012).

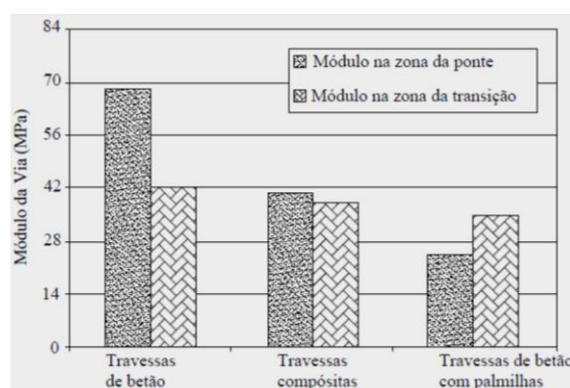


Figura 3.9 Comparação do módulo de deformabilidade da via para as diferentes composições de travessas (Read e Li 2006 apud Oliveira, 2012)

- Lajes de transição

De acordo com Ribeiro (2012), esta solução foi desenvolvida no âmbito da engenharia rodoviária, contudo, tem também aplicação em zonas de transição ferroviária. As principais funções das lajes de transição consistem, na eliminação dos espaços vazios que podem se desenvolver entre a estrutura e o aterro, mitigar a degradação da camada de balastro, acomodar os assentamentos diferenciais que se desenvolvem entre a estrutura e o aterro e fornecer uma melhor selagem contra a percolação de águas evitando que estas infiltrem-se no aterro.

As lajes de transição são estruturas compostas por concreto armado, habitualmente apresentam dimensões que variam entre 3 e 8 m de comprimento e 20 e 30 cm de espessura (Ribeiro, 2012). A laje é apoiada no encontro da ponte e deve ter uma inclinação para a outra extremidade de 1/200. Além disto, esta solução apresenta um módulo de deformabilidade de aproximadamente 30 GPa (Read e Li, 2006 apud Seara, 2008).

Esta solução não consiste na solução mais utilizada em vias balastradas, em virtude da dificuldade em controlar a compactação do solo sob a laje de transição, o que pode promover o descalçamento do solo que apoia a laje. A longo prazo, esta camada sob a laje de transição torna-se mais suscetível a deformações induzidas pelas cargas oriundas do tráfego ferroviário, conforme a Figura 3.10. Além disto, deve-se levar em consideração as variações de temperatura que implicam movimentos de contração e expansão das estruturas de concreto utilizadas nas obras de arte (Silva, 2011).

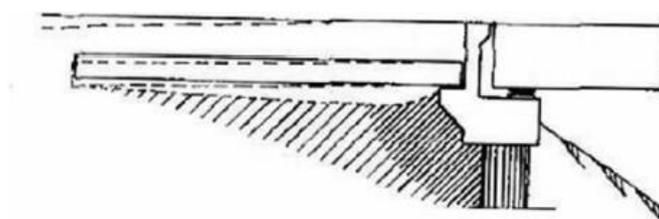


Figura 3.10 Descalçamento observado sob as lajes de transição (Setra, 1984 apud Fortunato, 2019)

Por forma a minimizar os problemas associados às lajes de apoio, várias soluções têm sido propostas: assentar a laje em materiais selecionados (solos arenosos ou cascalhos bem graduados), reforçar o solo com geogrelha, bem como a inserção de palmilhas flexíveis nos carris, conforme Figura 3.11. Para evitar a formação de vazios sob a laje, especial atenção deve ser tida com os apoios das obras de arte e com a drenagem (Ribeiro, 2012).

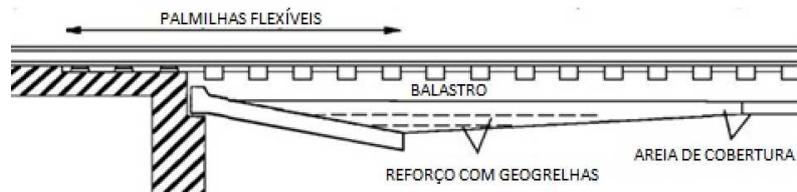


Figura 3.11 Variação da aplicação de lajes de transição (Ribeiro, 2012)

- Blocos técnicos

Como se viu anteriormente, a subestrutura ou solo de fundação de uma via férrea é a camada que contribui diretamente para os problemas associados a diferença de rigidez nas zonas de transição. Sendo assim, é possível associar que as melhores soluções para o controle da variação longitudinal de rigidez, devem ser constituídas numa atuação ao nível da subestrutura (Oliveira, 2012).

Uma das soluções construtivas mais utilizadas para solucionar problemas derivados da variação longitudinal de rigidez são os blocos técnicos. Esta solução, além de proporcionar uma suavização das variações bruscas de rigidez entre a estrutura/aterro, busca também sanar problemas relacionados com as inadequadas compactações nas proximidades das estruturas, reduzindo assim os assentamentos diferenciais. Os blocos técnicos são em geral subdivididos em duas partes, uma cunha de material granular tratado com cimento (MAC – Mistura de Agregado com Cimento) e uma outra cunha do mesmo material não tratado (ABGE – Agregado Britado de Granulometria Extensa). Estas cunhas são aplicadas no tardo da obra de arte, conforme Figura 3.12 (Ribeiro, 2012).

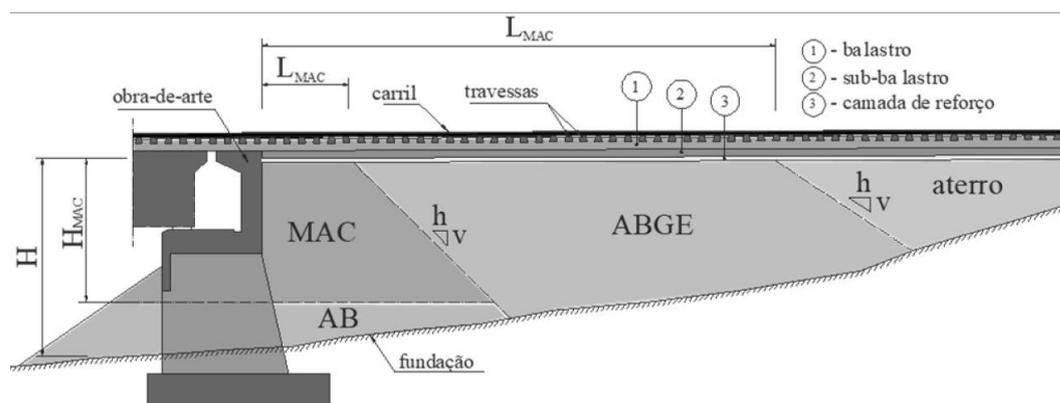


Figura 3.12 Esquema de solução para blocos técnicos tipo I (Fortunato, 2019)

As soluções adotadas em Portugal são baseadas em algumas das propostas do Código UIC 719 R (2008), sendo estas caracterizadas em: tipo I – junto a encontros perdidos e quadrados fechados, Figura 3.30 e tipo II – em passagens hidráulicas quadrangulares ou circulares, Figura 3.13 (Coelho, 2008).

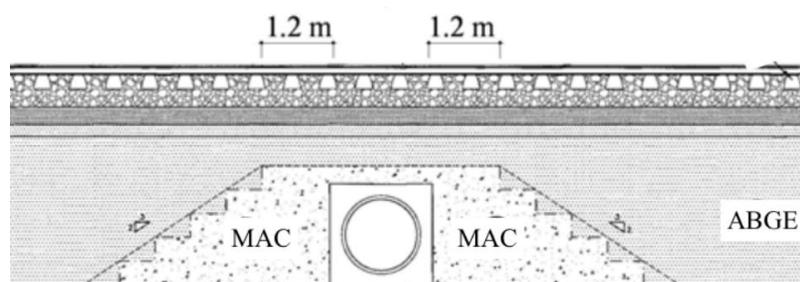


Figura 3.13 Esquema de solução para blocos técnicos tipo II (Kanje, 2016)

De acordo com Carvalho (2012), habitualmente, deve-se levar em consideração no dimensionamento deste tipo de soluções, fatores como o tipo/geometria da obra de arte, velocidade de projeto, altura e processo construtivo do aterro, relevância da obra, perfil real do terreno na zona de transição e, limitação dos assentamentos diferenciais, são fatores demasiados importantes na escolha do tipo de solução de cunha a se utilizar.

3.4 – Drenagem

Outro grande motivador da degradação das vias férreas é as condições climáticas, nomeadamente as precipitações. De acordo com Li et al. (2016), as águas que entram em contato com a via férrea podem ser provenientes de três fontes diferentes, Figura 3.14, sendo: i) água direta, oriunda do contato direto da chuva ou neve que cai sobre a via, ii) água de escoamento, correlacionada com a intensidade da precipitação, degelo da neve, bem como, da contribuição das obras adjacentes à via férrea (taludes), iii) água subterrânea, associada à posição do nível freático e/ou percolação. Em vias balastradas o acesso da água direta torna-se inevitável, com exceção em áreas cobertas (túneis). Dessa forma, o impacto que esse tipo de fonte exerce sobre a via férrea está relacionada diretamente com a precipitação, sendo esta variável de região para região. A dissipação deste tipo de fonte de degradação pode ser minimizada por uma boa drenagem interna, dependendo das características do balastro (drenagem livre). Relativamente à água de escoamento este tipo de fonte pode ser impedido de entrar em contato com a via através de drenagens externas (superficiais). Já quanto à água subterrânea, está relacionada com a saturação dos poros do solo ou rocha, e com a posição do nível freático o qual apresenta um comportamento variável com o tempo e local de implementação da obra, podendo ser minimizado o seu efeito através de obras de drenagem “profundas”, tais como, drenos verticais ou sub-horizontais associados a camada drenante.

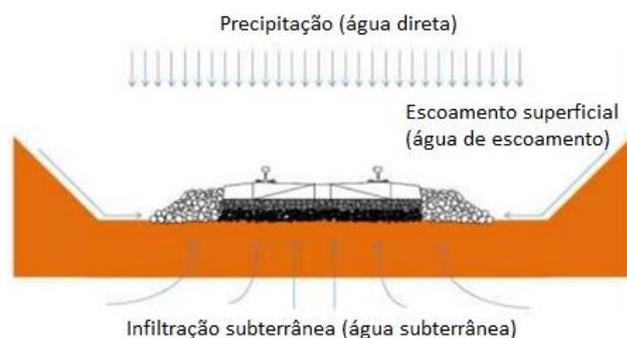


Figura 3.14 Fontes de transmissão de água em vias férreas (adaptado de Marques, 2017)

No que diz respeito a qualquer obra geotécnica, o controle das patologias e consequentemente da degradação está muito associado ao controle das águas, de tal forma que o sistema de drenagem desempenha papel relevante na segurança e qualidade da obra desta natureza. Estes sistemas, em conjunto com algumas das camadas anteriormente referidas promovem, a dissipação o mais rápido possível das águas. Conforme a Instrução Técnica, IT.GEO.003.01 – “Drenagem – Terminologia, Dispositivos e Simbologia”, da REFER, E.P.E. (2004), os sistemas de drenagem podem ser classificados em drenagem superficial ou profunda, sendo estes responsáveis por (Santos, 2017):

- Evitar o acesso das águas na plataforma da via férrea;
- Proporcionar o escoamento rápido das águas diretas;
- Promover o encaminhamento adequado das águas de escoamento;
- Evitar a infiltração de águas na fundação, ente outras.

Desta forma observa-se que, para projetar um sistema de drenagem apropriado é necessário analisar as condições do subsolo, águas subterrâneas e as condições climáticas, bem como as obras adjacentes (taludes). O sistema de drenagem proposto deve ter capacidade suficiente para drenar a taxa de água mais alta esperada durante a vida útil do sistema. De um modo geral os sistemas de drenagem de uma ferrovia assemelham-se muito com o de uma rodovia, conforme a Figura 3.15.

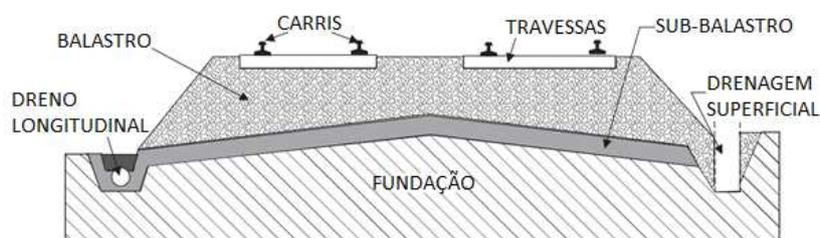


Figura 3.15 Dispositivos de drenagem padrão de uma via férrea (adaptado de Indraratna et al., 2011)

– **Drenagem superficial**

Após o início da precipitação, uma parcela da água direta percola no solo abastecendo os lençóis freáticos e humedecendo a superfície do solo. Quando a precipitação (dependendo da intensidade e tempo de duração) é superior à permeabilidade do solo, esse encontra-se totalmente saturado. Com a diminuição da permeabilidade do solo, a água em excesso desenvolve-se até a superfície, formando assim o escoamento superficial (Santos, 2010).

Do acima exposto, um elemento bastante importante para captação destas águas excedentes na superfície são os dispositivos de drenagem superficial. Esses são projetados para captar as águas oriundas diretamente das chuvas, do escoamento da via ou até mesmo de taludes vizinhos à via férrea. Este tipo de dispositivo, deve apresentar inclinação longitudinal considerável de modo que permaneça sempre limpo, evitando que a acumulação de sedimentos que originem o retorno das águas para a plataforma e/ou face do talude. Habitualmente encontram-se normalmente distribuídos em uma via férrea conforme a Figura 3.16 (Tzanakakis, 2013).



Figura 3.16 Captação de águas através dos dispositivos de drenagem superficial (adaptado de Tzanakakis, 2013)

Como o comportamento deste tipo de dispositivo está normalmente associado ao caudal em escoamento na superfície, esse deverá ser baseado em dados reais dos índices pluviométricos obtidos, sempre que possível, através de fontes públicas. Um cálculo preciso do caudal em escoamento é fundamental para o projeto de dispositivos e instalação de drenagem em ferrovias. Pelo que, eventuais erros nas estimativas resultarão em possíveis problemas de subdimensionamento, tornando os dispositivos sem capacidade de escoamento ou sobredimensionados, onerando os custos estimados em fase de projeto (Profillidis, 2014). Vários métodos foram apresentados para converter dados pluviométricos em estimativas para o cálculo do caudal de escoamento superficial. Cada um com, diferentes complexidades, requisitos e confiabilidade, bem como em requisitos de experiência pelo utilizador. O método mais utilizado no Brasil e em Portugal é o método racional (Padrão, 2016).

Dentro deste contexto o método racional (Equação 3.20), é uma abordagem semi-empírica simples e traduzida pela dependência de informações no tocante à, área de contribuição (no caso das ferrovias são, os taludes e área da plataforma), intensidade

da chuva, que pode ser obtida através das chamadas curvas IDF (intensidade, duração e frequência) bem como da escolha do coeficiente de escoamento superficial, que expressa a relação entre o volume escoado e precipitado com as características do terreno, o qual pode ser obtido através de tabelas encontradas para o cálculo do escoamento das águas superficiais (Fionini et al.,2016):

$$Q = \frac{A \times i \times C}{3,6} \quad (3.20)$$

onde:

Q – Caudal máximo de escoamento (m³/s);

A – Área da bacia de drenagem (área de contribuição superficial em km²);

i – Intensidade da chuva mm/h;

C – Coeficiente de escoamento superficial (adimensional).

O cálculo da vazão dos dispositivos de drenagem superficial é muitas vezes condicionado pelas informações dos fabricantes e/ou experiência do projetista. Contudo, é possível realizar o cálculo estimado da vazão dos dispositivos de drenagem utilizando a Equação 3.21 de continuidade (Barbosa, 2015):

$$Q = A \times V \quad (3.21)$$

ainda segundo o autor, o (A) é a área da seção molhada (área da seção transversal do dispositivo, admitindo uma folga, habitualmente 20% da altura do dispositivo) e V é a velocidade de escoamento, sendo nesta situação obtida pela equação de Manning (Equação 3.22), que relaciona a velocidade de escoamento com as características do “canal”. Esta equação é muito utilizada no dimensionamento de canais e pode ser adequada para o dimensionamento dos dispositivos de drenagem superficial, uma vez que o escoamento destes dispositivos se processa em regime de superfície livre:

$$V = \frac{1}{n} \times R H^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \quad (3.22)$$

onde:

A – Área molhada (m²)

n – Coeficiente de rugosidade de Manning, que representa a rugosidade das paredes e fundo do dispositivo de drenagem;

RH – Raio hidráulico (m);

S – Declive longitudinal do dispositivo (m/m).

Destaca-se que, o cálculo do raio hidráulico não é obtido diretamente, devendo ser obtido a partir da seguinte relação:

$$RH = \frac{A}{PM} \quad (3.23)$$

onde o perímetro molhado (PM) está associado exclusivamente ao perímetro da seção transversal do dispositivo que está em contato com as águas pluviais transportadas.

Dessa forma é possível comparar o volume de escoamento superficial oriundo da precipitação e com contributo de obras adjacentes à via férrea, com o volume de suporte dos dispositivos de drenagem superficial, sabendo-se aproximadamente desta forma se os mesmos irão suportar tal caudal.

– Drenagem profunda

O comportamento mecânico do solo de fundação e a estabilidade da via férrea são fortemente afetados pelo nível de água subterrânea, podendo originar instabilidade no aterro ou solo fundação, diminuindo a sua resistência e aumentando suas deformações. O nível da água subterrânea deve encontrar-se pelo menos 80 cm abaixo do nível superior do solo fundação, se não for este o caso, o nível de água subterrânea deve ser diminuído, podendo recorrer a dispositivos de drenagem profunda (Profillidis, 2014).

De acordo com Tzanakakis (2013), a drenagem profunda visa manter a integridade do aterro e assegurar a estabilidade da via. Esse tipo de drenagem promove a remoção da água de percolação interna dos maciços (solo ou rocha), em especial nas zonas onde o nível freático é igual ou superior ao nível da terraplenagem, conforme Figura 3.17. Existem várias soluções de drenagem profunda, sendo a mais comum os drenos (longitudinais ou transversais). Vale a pena ressaltar que os dois tipos de sistemas de drenagem (profunda e superficial) são de grande importância no bom funcionamento e qualidade das vias férreas. Sendo em geral, utilizados em conjunto.

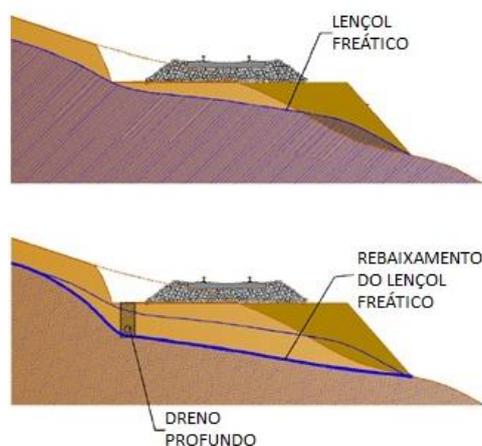


Figura 3.17 Utilização e funcionalidade do dreno longitudinal (adaptado de Tzanakakis, 2013)

Sendo assim, percebe-se que o dimensionamento da drenagem profunda está associado à permeabilidade do solo, e conseqüentemente, relacionado com sua velocidade de percolação. Um conceito primordial para o entendimento do movimento da água em um meio terroso, pode ser traduzido pela Lei de Darcy (1856), que busca quantificar o escoamento de fluidos através de um meio poroso, sendo traduzido pela Equação 3.24:

$$V = k \times i \quad (3.24)$$

Na lei de Darcy, k é o coeficiente de permeabilidade do solo, sendo uma função do meio poroso, o qual reflete a “facilidade” com que o solo se deixa atravessar pelo fluido, podendo ser obtido através de ensaios laboratoriais ou campo ou mesmo através de formulações empíricas/semi-empíricas, encontradas em diversas bibliografias. O i é o gradiente hidráulico, que representa a perda de carga por unidade de comprimento, a qual reflete a perda de energia devido ao atrito entre a água e o solo. Salienta-se que a velocidade traduzida pela lei de Darcy trata-se de uma velocidade fictícia, pois no seu cálculo assume-se que o fluxo ocorre através de toda seção do solo (vazios + partículas sólidas), quando na realidade o fluxo apenas se desenvolve através dos poros. Sendo assim esta deverá ser corrigida conforme a Equação 3.25. Tal como para o cálculo do caudal dos dispositivos superficiais também agora se recorre à equação da continuidade, dessa vez, utilizando a velocidade de percolação (real) obtida pela lei de Darcy (Matos Fernandes, 2012):

$$V_{real} = \frac{V}{n} \quad (3.25)$$

onde n é a porosidade.

De acordo com Azevedo (2007), a capacidade de vazão (caudal) dos drenos longitudinais pode ser obtida utilizando uma variação da equação de Manning, sendo esta dada pela Equação 3.26:

$$Q = \frac{0,2693 \times 10^{-3}}{n} \times D^{\frac{8}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \quad (3.26)$$

onde:

n – Coeficiente de rugosidade de Manning, sendo 0,012 para tubos lisos e 0,024 para tubos corrugados;

D – Diâmetro do tubo, em mm;

S – Declive longitudinal do dispositivo, aproximadamente 0,03 m/m.

Como se sabe, a aplicação deste tipo de drenagem requer a incorporação de um elemento filtrante e drenante, normalmente obtida através da utilização de um

geotextil envolvendo um material com granulometria específica (filtro) e o tubo. Esta estrutura é aplicada com o objetivo de impedir a colmatação (acumulação de finos do solo base junto à interface com o filtro), filtragem (retenção das partículas finas perto da interface com o filtro, o que implica a migração das partículas mais grossas para o filtro) e cicatrização (capacidade do solo em atingir o equilíbrio entre as suas partículas após o colapso de uma cavidade ou fenda). Dessa forma, o dimensionamento dessa camada deve obedecer a alguns critérios, sendo estes baseados nas condições de filtros, desenvolvidas por Terzaghi e Cedergren (1973) para solos incoerentes, onde (Venda P.J., 2019):

$D_{15}(\text{filtro}) \leq 5 \times D_{85}(\text{solo base})$, garantindo a capacidade de retenção do filtro;

$D_{15}(\text{filtro}) \geq 5 \times D_{15}(\text{solo base})$, assegurando adequado contraste ente materiais;

$C_u(\text{filtro}) = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 20$, minimizando a segregação do material do filtro.

No tocante aos solos coesivos, destaca ainda o autor que as recomendações podem ser baseadas nos estudos desenvolvidos por Sherard e Dunningan (1989), conforme Quadro 3.3.

Quadro 3.3 Condições de filtro para solos coesivos (Sherard e Dunningan, 1998 apud Venda P.J. , 2019)

| TIPO DE SOLO | PARÂMETROS | OBSERVAÇÕES |
|---|--|--|
| ARGILAS E SILTES FINOS (PASSADOS P#200 > 85%) | $D_{15}(\text{filtro}) \leq 9 \times D_{85}(\text{solo base})$ | - $D_{85}(\text{solo base})$ DETERMINADO NA CURVA PASSADA PELO PENEIRO #4; |
| | $D_{15}(\text{filtro}) \geq 0,2 \text{ mm}$ | |
| SILTES E ARGILAS ARENOSAS (40% > PASSADOS P#200 < 85%) | $D_{15}(\text{filtro}) \leq 0,7 \text{ mm}$ | - A = % PASSADO NO PENEIRO #200. |
| AREIAS SILTO-ARGILOSAS (PASSADOS P#200 < 15%) | $D_{15}(\text{filtro}) \leq 4 \times D_{85}(\text{solo base})$ | |
| AREIAS SILTO-ARGILOSAS (15% < PASSADOS P#200 < 40%) | $D_{15}(\text{filtro}) \leq \frac{40 - A}{40 - 15} \times (4 \times D_{85} - 0,7) + 0,7$ | |

- Considerações finais do capítulo

Do acima exposto, é possível perceber que a degradação das vias férreas está muito associada às forças que se desenvolvem nela, bem como às características e comportamento da camada de balastro, sendo esta última a que mais contribui nos assentamentos sofridos por vias fundadas em terrenos de boa qualidade.

Para além desta premissa, obras recorrentes ao longo do traçado de uma via férrea podem influenciar na sua degradação, nomeadamente, as zonas de transição, as quais promovem uma variação brusca da rigidez. A avaliação do comportamento destas zonas em todo desenvolvimento longitudinal das vias férreas, é de difícil quantificação, contudo, estudos baseados nesta problemática desenvolveram elementos que ao serem incorporados na estrutura ferroviária, promovem uma

melhoria fruto da variação brusca de rigidez nas zonas de transição, minimizando assim os processos de agravamento da degradação das vias férreas.

Não obstante, nota-se que a identificação e análise correta dos tipos de fonte de água que afluem à via férrea permite conceber sistemas de drenagem mais eficiente dado o papel importante que desempenham no controle da degradação de uma via férrea. Salienta-se que, através da monitorização dos sistemas de drenagem (e.g. a turbidez da água percolada pode caracterizar o arraste de partículas), é possível identificar pontos ou situações anômalas, principalmente da subestrutura. Um sistema de drenagem eficiente deve ser, durável e de fácil e econômica conservação, podendo desta forma auxiliar na prevenção e minimização dos custos associados à manutenção de uma via férrea.

Embora a degradação de uma via férrea esteja normalmente traduzida nos fenômenos citados anteriormente, alguns tópicos relacionados com o comportamento do solo de fundação podem agravar a degradação, contribuindo para os fenômenos supracitados ou desenvolver novos modos de degradação, tal como descrito no capítulo seguinte.

4 – Degradação associada à subestrutura: causas e técnicas de mitigação

Em virtude do desenvolvimento das ferrovias e conseqüente aumento da densidade de tráfego, existe pouca disponibilidade temporal para ações de manutenção. Para além disso, existe ainda a dificuldade de acesso ao solo de fundação para a avaliação e melhoramento das suas características. Estas duas situações em particular dificultam significativamente, a avaliação dos problemas e a implementação de soluções com confiança e segurança. Dessa forma, torna-se cada vez mais importante determinar o tipo de solo onde a infraestrutura ferroviária será implantada, a fim de que se possa definir atempadamente o método construtivo e/ou corretivo mais eficaz para a subestrutura ferroviária (Li et al., 2016).

O solo de fundação pode ser constituído por rocha e/ou solo natural, este podendo variar desde os solos grosseiros (areia e cascalho) aos solos de partículas mais finas (silte e argila). Os solos naturais incluem ainda materiais orgânicos, havendo a recomendação geral de que sejam removidos, dado que apresentam muito baixa resistência e alta deformabilidade. Uma das principais questões da caracterização do solo de fundação é determinar o tipo de solo, seu estado físico, incluindo a densidade, teor de umidade, grau de saturação, plasticidade entre outras características dependentes da eventual obra (Li et al., 2016). As características mecânicas de resistência e deformabilidade são igualmente de grande importância, mas muitas das vezes não são conhecidas, antes estimadas através de diversas metodologias.

A degradação da qualidade geométrica da via férrea é habitualmente devida à ocorrência de assentamentos permanentes, sendo estes via de regra decorrentes da acumulação de deformação plásticas das camadas subjacentes aos carris. O suporte adequado do solo de fundação da via (rigidez) é um dos elementos mais críticos para um bom desempenho da via férrea, estando este relacionada com a tentativa de minimizar os assentamentos do solo fundação a longo prazo, pois ao contrário dos outros elementos constituintes da via férreas, não é previsto a realização de manutenções do solo fundação de forma direta, durante a exploração da via férrea. Destaca-se que os principais mecanismos de degradação do solo fundação são, as deformações plásticas excessivas e a rotura progressiva por corte, podendo estes conduzir à redução da exploração da via férrea (redução da velocidade de circulação e das cargas transportadas) (Fortunato, 2005).

Baseado nas problemáticas acima descritas este capítulo foca-se na degradação da via férrea associada ao solo de fundação, caracterizando suas condições geotécnicas, bem como, descrevendo e avaliando (através da qualidade geométrica) seus principais mecanismos de degradação. Ademais, são propostas também algumas medidas mitigadoras, dando maior relevância a boas práticas na execução da camada de coroamento e técnicas de melhoramento do solo de fundação.

4.1 – Caracterização da subestrutura

Nenhuma via ferroviária pode ser projetada de maneira segura e econômica sem o reconhecimento das características geotécnicas e hidrogeológicas dos maciços ao longo do trajeto.

Antes do início de qualquer obra, devem ser realizados estudos preliminares, visando compreender a natureza e características do terreno, bem como a sua disposição espacial (zonamento). É necessário posteriormente uma análise mais detalhada para averiguar possíveis problemas geotécnicos que serão encontrados no futuro. De acordo com o Código UIC 719 R (2008), as principais investigações geotécnicas consistem em métodos geofísicos (resistividade elétrica, radar de superfície e métodos sísmicos) e mecânicos, podendo ser complementada por ensaios de laboratório e in situ (carga em placa, penetrômetro, ensaios de permeabilidade e mecânicos).

Sabendo-se que o tipo de solo afeta direta e significativamente as propriedades e desempenho do solo de fundação, diversas abordagens de classificação podem ser utilizadas, tais como as classificações: i) Unificada (ASTM), baseada na granulometria e nos limites de Atterberg, ii) AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), baseada nos mesmos parâmetros da ASTM e iii) Francesa (NF P 11-300), que tem sua classificação relacionada com a natureza, estado e comportamento mecânico do material em questão. Para além disto, a classificação francesa dispõe do Guia Técnico (GT, *Guide Technique*), sendo muito utilizado em obras rodoviárias e que fornece regras de referências e boas práticas para cada tipo de solo classificado. Salienta-se que este GT, deverá ser usado como guia apenas na ausência de melhor documentação técnica.

Com base na classificação e em algumas das propriedades do solo, é possível a sua caracterização mediante sua qualidade e, posteriormente, relacionar com sua capacidade resistente (capacidade de carga). Deste modo, o Código UIC 719 R (2008) classifica a qualidade dos solos em:

- QS0 (solos impróprios): solos que não fornecem uma adequada plataforma;

O papel da geotecnia na degradação de infraestruturas ferroviárias

- QS1 (solos de má qualidade): solos aceitáveis em condições naturais, contudo em sua maioria necessitam de melhoramento;
- QS2 (solos de qualidade mediana);
- QS3 (solos de boa qualidade).

Esta caracterização por sua vez é obtida mediante os seguintes critérios, conforme o Quadro 4.1.

Quadro 4.1 Parâmetros para classificação do solo (adaptado do Código UIC 719 R, 2008)

| CLASSES DE QUALIDADE | CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICA | |
|----------------------|----------------------------|---|
| QS0 | 0.1 | Solos orgânicos; |
| | 0.2 | Solos finos (mais de 15% de finos muito húmidos e não compatíveis); |
| | 0.3 | Solos isotrópicos (Ex. quick-clay); |
| | 0.4 | Materiais solúveis (Ex. solos contendo sal gema); |
| | 0.5 | Materiais contaminados (Ex. resíduos industriais); |
| | 0.6 | Solos mistos "minero-orgânicos"; |
| | 0.7 | Solos com elevada plasticidade com mais de 15% de finos, solo que podem colapsar ou solo expansivo. |
| QS1 | 1.1 | Solos com mais de 40% de finos (excepto 0.2 ou 0.7); |
| | 1.2 | Rochas muito evolutivas, Ex.: - Gesso de $\gamma < 17 \text{ kN/m}^3$ e de friabilidade forte; - Margas; - Xistos alterados. |
| QS1 ¹ | 1.3 | Solos que contêm entre 15% a 40% de finos; |
| | 1.4 | Rochas evolutivas, Ex.: - Gesso de $\gamma < 17 \text{ kN/m}^3$ e de friabilidade débil; - Xistos não alterados; |
| | 1.5 | Rochas brandas (Micro-Deval húmido (MDA) > 40 e Los Angeles (LA) > 40). |
| QS2 | 2.1 | Solos que contêm 5 a 15% de finos exceto solos que podem colapsar; |
| | 2.2 | Solos que contêm menos de 5% de finos ($CU \leq 6$) exceto solos que podem colapsar; |
| | 2.3 | Rocha moderadamente dura Ex.: $25 < MDE \leq 40$ e $30 < LA \leq 40$. |
| QS3 | 3.1 | Solos bem graduados contendo menos de 5% de finos; |
| | 3.2 | Rochas Duras Ex.: $MDA \leq 25$ e $LA \leq 30$. |

No Quadro 4.2 é possível associar a qualidade dos solos com o tipo de solos, com base na classificação francesa (NF P 11-300).

Quadro 4.2 Classes de qualidade segundo sistema de classificação dos solos NF P 11-300 (adaptado do Código UIC 719 R, 2008)

| CLASSIFICAÇÃO BASEADA NA NORMA NF P 11 300 | | GRUPO DE QUALIDADE DOS SOLOS | | | | |
|--|--|------------------------------|---|------------------------------------|---|--------------------------|
| CLASSE | TIPO DE SOLO | SUB-CLASSE | QS0 | QS1 | QS2 | QS3 |
| A | SOLOS FINOS | A1 | A1h | A1m e A1s | A1s (BC Hydro) | - |
| | | A2 | A2h | A2m e A2s | A2s (BC Hydro) | - |
| | | A3 | A3h | A3m e A3s | - | - |
| | | A4 | A4h | A4m e A4s a | - | - |
| B | SOLOS DE AREIA E CASCALHO COM PARTÍCULAS FINAS | B1 | - | - | - | - |
| | | B2 | B2h | B2m | B2s (BC Hydro) | - |
| | | B3 | - | - | - | LIMPO E BEM CLASSIFICADO |
| | | B4 | B4h | B4m | B4s | LIMPO E BEM CLASSIFICADO |
| | | B5 | B5h | B5m | B5s | - |
| | | B6 | B6h | B6m | B6s (BC Hydro) | - |
| C | SOLOS CONTENDO PARTÍCULAS FINAS E GROSSAS | C1 | A CLASSE DE QUALIDADE CORRESPONDE A UMA PROPORÇÃO DE 0/50 | | | |
| | | C2 | 0/50 DE CLASSE QS0 (w ≥ 1,25 wopn) | 0/50 DE CLASSE QS0 (w < 1,25 wopn) | 0/50 DE CLASSE QS1 | LIMPO E BEM CLASSIFICADO |
| D | SOLOS INSENSÍVEIS À ÁGUA | D1 | - | - | GARANTIR A ADEQUAÇÃO AO LOCAL DE TESTE DE TRÁFEGO | - |
| | | D2 | - | BAIXA DUREZA | MÉDIA DUREZA | LIMPO E BEM CLASSIFICADO |
| | | D3 | - | BAIXA DUREZA | MÉDIA DUREZA | LIMPO E BEM CLASSIFICADO |

h: MATERIAL CLASSIFICADO COM ALTO TEOR EM ÁGUA;
m: MATERIAL CLASSIFICADO COM MÉDIO TEOR EM ÁGUA;
s: MATERIAL CLASSIFICADO COMO SECO;
w: TEOR EM ÁGUA;
wopn: TEOR EM ÁGUA ÓTIMO;
BC Hydro: BOAS CONDIÇÕES HIDROLÓGICAS E HIDROGEOLOGICAS;
a: NÃO CONSIDERA SOLOS EXPANSIVOS, NECESSITANDO DE UMA ANÁLISE ESPECIAL.

No que diz respeito à classificação relativa à capacidade resistente, o código indica que a capacidade de carga do solo de fundação depende da classe do solo de aterro ou do solo natural, bem como da qualidade e espessura do mesmo. Os solos podem ser classificados em três classes de capacidade de carga. P1 (solo fundação pobre), P2 (solo fundação médio) e P3 (solo fundação bom). O Quadro 4.3, mostra as classes de capacidade de carga de acordo com a qualidade do solo, fornecendo ainda valores de referência para o CBR mínimo e espessuras mínimas requeridas para camada de coroamento.

Após as classificações anteriormente descritas, o código indica um método de cálculo da espessura conjunta de balastro e sub-balastro Equação 4.1. Esta camada apresenta altura compreendida da camada de coroamento (topo da subestrutura) até à base das travessas.

$$e(m) = E + a + b + c + d + f \quad (4.1)$$

Quadro 4.3 Classificação relativa à capacidade resistente (adaptado do Código UIC 719 R, 2008)

| CARACTERÍSTICAS DA PLATAFORMA | | CLASSE DE CAPACIDADE RESISTENTE PRETENDIDA | CARACTERÍSTICAS DA CAMADA DE COROAMENTO | | |
|-------------------------------|------------------------|--|---|------------------------|-----------------|
| CLASSIFICAÇÃO | CBR ^a (mín) | | QUALIDADE | CBR ^b (mín) | ESPESSURA (mín) |
| 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 | - |

CBR^a (mín), correspondente às condições "in situ" do material (ensaio em condições saturadas);
 CBR^b (mín), correspondente a uma amostra compactada nas condições de projecto (amostras saturadas);
 Os valores dos CBR's, foram propostos de acordo com ERII Report D117, RP 28 (1983).

Os parâmetros inseridos nesta formulação (Equação 4.1) são baseados na capacidade resistente do solo de fundação, tipo e espaçamento das travessas, bem como nas características do tráfego (ver Capítulo 3), conforme Quadro 4.4. É importante destacar que esta equação deve ser apenas utilizada em situações de pré-dimensionamento, e que a omissão das espessuras individuais de cada uma das duas camadas é uma das desvantagens da sua utilização (Brazão, 2011).

Quadro 4.4 Parâmetros para determinação da espessura do conjunto balastro e sub-balastro (adaptado do Código UIC 719 R, 2008)

| | | |
|---|---------------------|---|
| E | 0,70 m | Para plataformas P1; |
| | 0,55 m | Para plataformas P2; |
| | 0,45 m | Para plataformas P3. |
| a | 0 m | Para linhas grupo UIC 1 a 4; |
| | -0,10 m | Para linhas grupo UIC 5 e 6. |
| b | 0 m | Para travessas de madeira de longitude 2,60m; |
| | $\frac{2,5 - L}{2}$ | Para travessas de concreto de largura (L em metros; b pode ser negativo se L>2,5m). |
| c | 0 m | Para dimensões habituais; |
| | -0,10 m | Para condições de trabalho difíceis em linhas existentes. |
| d | 0 m | Quando a carga máxima por eixo dos veículos rebocados não supere 200 kN; |
| | +0,05 m | Quando a carga máxima por eixo dos veículos rebocados não supere 225 kN; |
| | +0,12 m | Quando a carga máxima por eixo dos veículos rebocados não supere 250 kN. |
| f | + | Espessura do geotêxtil a colocar se a camada de coroamento for QS1 ou QS2; |
| | 0 m | Quando a camada de coroamento é QS3 (não requer geotêxtil). |

Na avaliação da subestrutura em vias férreas que já estão em pleno funcionamento deve ser dada especial atenção à curta janela temporal disponível para as ações de manutenção, devendo estas ser o menos prejudicial possível para a exploração das vias férreas.

Conforme visto anteriormente, a água, nomeadamente os possíveis erros de projeto no sistema de drenagem, o carregamento dinâmico e as zonas de transição são dos

principais agentes de degradação das subestruturas. De acordo com o Código UIC 719 R (2008), habitualmente uma inspeção visual dos dispositivos de drenagem bem como da qualidade geométrica completa do local será suficiente para identificar as causas e possíveis consequências dos problemas. Em outros casos, os problemas podem ser mais complexos, e além de haver a necessidade de uma intervenção imediata, torna-se quase imprescindível a realização de um estudo apropriado para determinar quais medidas corretivas necessárias.

4.2 – Degradação da subestrutura

Como referido em 3.5, a degradação do solo de fundação está relacionado com diversos fatores tendo a água como principal elemento de degradação. Em consequência de um mau funcionamento do sistema de drenagem, a água, pode conduzir à contaminação do balastro e sub-balastro, contribuindo assim para um ineficaz sistema de drenagem e, conseqüentemente, um mau comportamento do solo de fundação no tocante às deformações permanentes.

De acordo com Tzanakakis (2013), os principais fatores que contribuem para a degradação do solo de fundação são:

- Carregamento dinâmico repetido;
- Carga dos comboios, das camadas e elementos sobrejacentes à subestrutura;
- Solos de, grão fino, baixa qualidade e que apresentem elevado teor em água.

De seguida são brevemente descritos alguns dos principais problemas associados ao solo de fundação, nomeadamente as deformações plásticas, que são deformações permanentes, e a rotura progressiva por corte e rotura global, que estão associadas ao deslizamento do solo em estado plástico, dado serem as mais representativas nas vias férreas. Não obstante, será realizado um breve comentário de outros possíveis mecanismos de degradação originados no solo de fundação das vias férreas.

– Deformação plástica excessiva

Quando submetido a carregamento repetido oriundo do tráfego, os solos de fundação apresentam dois tipos de deformações, plástica (permanente ou não recuperável) e elástica (recuperável). No caso das ferrovias as deformações de natureza plástica são as mais importantes, sendo estas uma pequena fração que compõe a deformação total do sistema. Sendo assim, define-se por deformação plástica ou permanente a parcela da deformação total que não é recuperada quando solicitada pelo tráfego (Lekarp e Dawson, 1998 apud Lopes, 2017).

O solo de fundação das vias férreas está suscetível a deformações plásticas, que se vão acumulando e incrementando a deformação total em especial devido ao carregamento cíclico dos comboios, histórico de tensões, espessura do solo de fundação bem como sua granulometria entre outros fatores, sendo essas deformações habitualmente não uniformes ao longo do troço (assentamentos diferenciais). Dessa forma, as deformações permanentes apresentam um efeito significativo no desempenho de estruturas ferroviárias, isto porque leva a um aumento nas operações de manutenção e custos em virtude da perda da qualidade geométrica da via (nivelamentos). Apesar de ser um comportamento de longo prazo, este deve ser previsto durante a fase de projeto porque, embora a acumulação seja muito pequena durante cada ciclo de carga, pode levar ao colapso final da estrutura devido ao acumular de milhões de ciclos (rotura global) (Ramos et al., 2020).

As deformações plásticas, agravadas pelas cargas repetidas dos comboios vão dar origem a uma depressão na parte superior do solo de fundação (imediatamente abaixo do balastro ou sub-balastro, se este for utilizado), formando as chamadas “bolsas de balastro”. Com o surgimento de água nestas depressões, a qual tem a tendência a ficar retida fazendo com que haja mistura entre os materiais do balastro e do solo de fundação, o que conduz à diminuição da resistência da camada de balastro e, conseqüentemente, aumenta ainda mais as deformações, conforme Figura 4.1 (Marques, 2017).

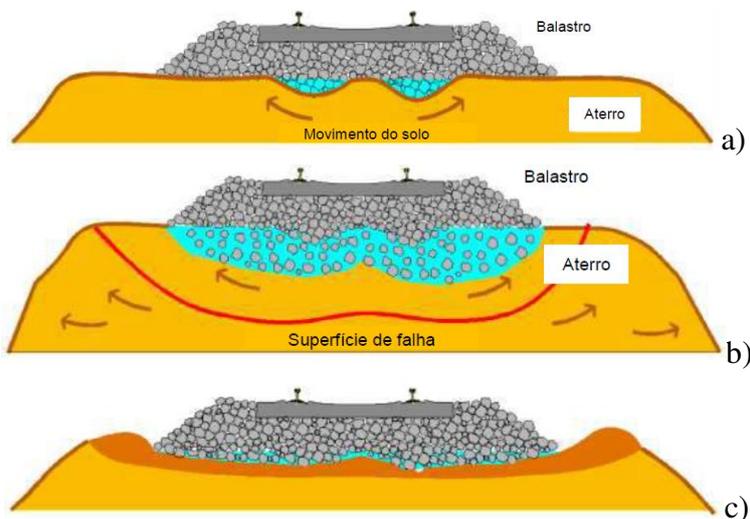


Figura 4.1 Bolsas de balastro a) Fase 1. formação e acumulação de água, b) Fase 2. contaminação do balastro/solo de fundação, c) Fase 3. degradação do solo de fundação (Marques, 2017)

Ainda segundo o autor, os assentamentos provocados pelas bolsas de balastro podem originar tensões dinâmicas adicionais, acelerando a degradação. Este fenômeno apresenta grande complexidade para o restabelecer da qualidade da via, uma vez que

tal passa pela remoção de todo o material afetado, bem como pela reconstrução da camada de coroamento.

A descoberta em fase inicial, das bolsas de balastro visa impedir seu agravamento, o que via de regra é conseguido através de uma drenagem eficiente. O conhecimento preciso das suas características (localização e profundidade), permitirá que a intervenção seja mais eficaz, reduzindo custos de manutenção (Tzanakakis, 2013).

Destaca-se que vários métodos podem ser utilizados para a estimativa das deformações permanentes em uma via férrea, muitos desses baseados no número de ciclo de carga e tensões médias. A escolha do melhor método a ser utilizado deve ser baseada de acordo com o tipo de geomaterial e suas características e, estes podem ser relacionados com a classificação dos solos descrita na seção 4.1 (Ramos et al., 2020).

– Rotura progressiva por corte e global

Os solos assim como qualquer outro material, têm resistência limitada. Sendo assim existe um limiar que separa o estado de tensão admissível da resistência dos solos e/ou rochas, sendo este limiar designado por superfície de rotura e pode ser quantificado através de equações denominadas por critérios de rotura. Um dos métodos de aplicação mais generalizado é o critério de rotura de Mohr-Coulomb, aplicado em termos de tensões efetivas. Este critério definido para a superfície de rotura no caso de solos coesivos leva em consideração a relação entre, a componente tangencial (τ) ou resistência ao corte com a, coesão (c'), tensão efetiva normal ao plano (σ'_n) e a tangente do ângulo de atrito ($\text{tg}\phi'$), conforme a Equação 4.2. Já para os solos sem coesão a parcela da coesão pode ser desprezada, sendo a resistência do solo dependente unicamente da componente normal e do respectivo ângulo de atrito (Matos Fernandes, 2012).

$$\tau = c' + \sigma'_n \times \text{tg}\phi' \quad (4.2)$$

Ainda segundo o autor, os solos encontrando-se em estado de repouso vão ser solicitados mediante o acréscimo de cargas na superfície. Esta solicitação vai incrementar o estado de tensão do solo, desenvolvendo um acréscimo de tensão efetiva vertical (em maior proporção, em geral) e horizontal, evoluindo o estado de tensão (circunferência de Mohr) no sentido da superfície de rotura. Após atingir a superfície de rotura, ou seja, tendo esgotado a resistência do solo, o ponto entra em plastificação, passando a ser mais deformável do que os pontos vizinhos. Sendo assim, as tensões desenvolvidas por novos incrementos de carga serão transferidas do ponto em análise para pontos vizinhos, de modo a equilibrar o comportamento estático do solo (escoamento plástico confinado). Esta transferência irá se desenvolver de modo progressivo para os pontos vizinhos após novos incrementos de

carga. Quando esta plastificação (acumulada) toma proporção até a superfície, escoamento plástico não confinado, o solo encontra-se em rotura global.

O comportamento agora descrito promove a degradação das vias férreas (variação geométrica da via) pelo deslizamento progressivo do solo em estado plástico, causado pelo excesso de tensão devido às cargas oriundas dos comboios. A rotura progressiva por corte, nome dado ao fenômeno anteriormente descrito, está normalmente relacionada com o comportamento dos solos finos, particularmente os que apresentam alto teor de argila que, com o aumento do teor em água desenvolvem uma rápida redução da sua resistência (Fortunato, 2005).

De acordo com Li et al. (2016), o escoamento plástico do solo de fundação pode causar o levantamento do balastro, que por sua vez vai afetar o nivelamento da via férrea, conforme Figura 4.2.

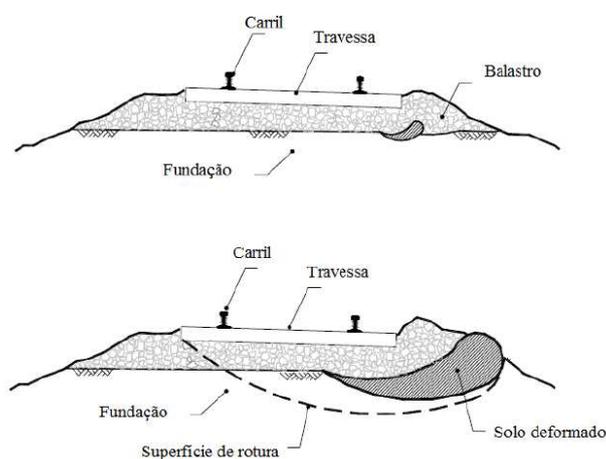


Figura 4.2 Rotura progressiva por corte (Fernandes, 2011)

Conforme Alves (2010), esta rotura pode ser evitada limitando a deformação horizontal das superfícies de plastificação, sendo este limite dependente das características do solo (argiloso). Habitualmente este tipo de degradação é corrigido com adição de balastro acima da zona de compressão do solo fundação, o que provoca, por sua vez um aumento da espessura da camada de balastro. Ao aumentar a espessura de balastro é possível obter uma redução da tensão ao nível do solo de fundação (Li et al., 2016). Contudo, segundo Fortunato (2005), apesar da adição de balastro tender melhorar a estabilidade, surgem bolsas de água sob o balastro, o que vai diminuir o potencial do melhoramento. Dessa forma, destaca o autor, a simples adição de balastro, sem o tratamento do solo fundação, correção do desnivelamento e aplicação de sistemas de drenagem eficientes, não dá garantias de evitar a instabilidade.

A rotura global do solo de fundação é um tipo de degradação que habitualmente obriga à intervenção imediata da via férrea, uma vez que a superfície de rotura se desenvolve do solo de fundação até a superfície, Figura 4.3. Como visto anteriormente as características e comportamento do solo de fundação são os parâmetros mais determinantes para a análise do risco de rotura global. Este é um tipo de rotura que pode ser catastrófico, ocorrendo normalmente após a construção da via, ocorrência de chuva forte, nas intervenções de manutenção que alterem a geometria da via e da sua fundação ou ainda por ação dinâmica com origem em sismos (Fortunato, 2005).

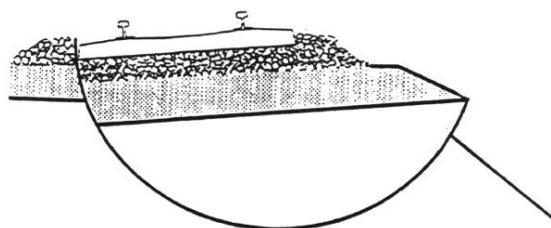


Figura 4.3 Rotura global do solo fundação (Fortunato, 2005)

– Outros tipos de degradação

Por exigências topográficas relacionadas com a implantação do sistema ferroviário, é comum a existência de taludes adjacentes à via férrea. Os taludes podem ser caracterizados em três tipos, os de aterro, escavação ou misto (aterro + escavação). Salienta-se que, a avaliação deste tipo de obra adjacente às ferrovias é de grande importância, pois, sua degradação pode afetar diretamente o pleno funcionamento da via férrea, bem como a segurança dos utilizadores e/ou das cargas transportadas. O projeto adequado destes taludes requer considerações específicas do tipo e comportamento do material disponível e/ou rocha encontrada, bem como configurações no tocante à inclinação (geometria do aterro). Os taludes originados a partir da execução de aterros, em sua maioria são formados por solos próximos da realização da obra, quando estes não necessitam de tratamento especial. Já os de escavação, são obtidos a partir da modelação do solo ou rocha *in situ* (Li et al., 2016).

Os problemas de instabilidade podem ter diversas causas. De acordo com Cruden e Varnes (1996), estas podem ser: i) geológicas (materiais fracos ou sensíveis, intemperismo), ii) morfológicas (erosão na base do talude através, por exemplo, erosão subterrânea (arraste de partículas)), iii) físicas (chuvas intensas, degelos rápidos, sismos) e iv) humanas (escavação nos taludes na base, aplicação de cargas no talude ou no seu coroamento).

Nos taludes de aterro, os principais problemas de carácter geotécnico podem estar relacionados com as deformações do próprio corpo do talude, com reflexo na

deformação da via férrea (perda da qualidade geométrica). Nos taludes de escavação, maior atenção deve ser dada às escavações realizadas em solo, tendo em vista que os solos são materiais mais fracos e erodíveis que as rochas. Existe ainda um agravante que é a queda de material (solo) que possa afetar a própria via, não sendo esta uma degradação implícita da via férrea e sim a queda de material para a via. Nos taludes de maciço rochoso, há dois tipos de problemas de instabilidade: o deslizamento do próprio talude ou parte deste e o desprendimento de blocos (Li et al., 2016).

Destacam ainda Li et al. (2016), que diversas soluções podem ser utilizadas visando melhorar o comportamento dos taludes, desde, reforço com geossintéticos e/ou construção de muros de suporte, para o caso de taludes de aterro, até à aplicação de pregagens e/ou retaludamento do terreno *in situ*, no caso de taludes de escavação.

Outro fenômeno de caráter geotécnico que pode ser associado à degradação das vias férreas são os assentamentos. Além dos assentamentos induzidos pelo tráfego ferroviário (principalmente nas zonas de transição) e os ocorridos nas camadas constituintes da via (principalmente na camada de balastro), há a considerar ainda os que resultam da construção dos aterros necessários para a modelação do terreno, sendo por vezes aterros de grandes alturas. A Figura 4.4 apresenta as diferentes origens do assentamento. Vale ressaltar que, embora o assentamento oriundo do tráfego se desenvolva exclusivamente durante a exploração da via, os demais podem acontecer durante e após a construção, devido aos fenômenos de consolidação/fluência (Ribeiro, 2012).



Figura 4.4 Representação dos diferentes tipos de assentamentos (Ribeiro, 2012)

O assentamento da via pode apresentar um valor expressivo devido aos assentamentos do solo de fundação e/ou devido à execução de um aterro. De um modo geral, os assentamentos oriundos do solo de fundação ou de um aterro podem ser subdivididos em três fases (Mendes, 2016):

- Assentamento elástico ou imediato;
- Assentamento por consolidação primária;
- Assentamento por consolidação secundária.

Ainda segundo Mendes (2016), o primeiro é oriundo de deformações elásticas do solo, sem nenhuma modificação do teor em água. Quanto à consolidação primária, esta é resultado de uma variação volumétrica devido à expulsão de água encontrada nos vazios do solo, ocorrendo no tempo, contudo, este tempo de consolidação dependerá da permeabilidade do solo, sendo mais lento quanto menor for sua permeabilidade. Ademais, têm mais relevância em solos do tipo siltes-argilosos e argilas. Já o assentamento por consolidação secundária, é resultado do ajuste plástico do solo sob tensão efetiva constante e começa após o final da consolidação primária, evoluindo no tempo.

O controle dos materiais empregues na construção dos aterros e da sua compactação, constituem os requisitos base de diversas especificações para construção de aterros. Nos aterros construídos com materiais granulares com boa compactação e sobre fundações adequadas, a dissipação de pressões neutras são habitualmente rápidas e os assentamentos apresentam-se essencialmente durante a fase construtiva. Contudo, nos aterros construídos com solos finos, ou sobre fundações não adequadas, a dissipação de pressões é lenta e os assentamentos desenvolvem-se ao longo do tempo (Fortunato, 2005).

A liquefação dos solos em virtude de uma ação sísmica pode ser também um problema resultante da degradação das vias férreas. Como resultado disto, a estrutura ferroviária acima dos depósitos liquefeitos irá ser submetida a assentamentos e/ou desnivelamento acentuados (Moura, 2015). Não existe uma única definição para liquefação, contudo, para Coelho (2019), a liquefação é um fenómeno capaz de proporcionar ao terreno e estruturas nele assentadas grandes deformações, estando associada à perda das características mecânicas de solos granulares em presença de água, nomeadamente anulação da tensão efetiva em virtude excessos de pressão neutra oriunda da ação cíclica produzidas por um sismo, pelo menos em condições parcialmente não drenadas.

Um outro tipo de degradação da via férrea está relacionado com a existência de solos de fundação designados por expansíveis, solos suscetíveis de alteração de volume por expansão e retração, quando sujeitos a variação do teor em água, podendo provocar alterações muito significativas na geometria da via. Os solos que apresentam maior probabilidade de ocorrência de tal fenómeno são os solos argilosos parcialmente saturados (Li et al., 2016). Este fenómeno é influenciado habitualmente pelas condições de drenagem e condições hidrogeológicas, sendo estas passíveis de alteração durante a fase construtiva da via férrea (Fortunato, 2005).

Em países frios, a ação do gelo representa um papel fundamental na degradação do solo fundação. Solos suficientemente finos que permitem fluxo de água (por capilaridade) são mais suscetíveis de desenvolver cristais de gelo. Nestes solos

incluem-se os siltes, areias siltosas e argilas de baixa plasticidade. Solos granulares geralmente não são suscetíveis a este fenômeno (Li et al., 2016). De acordo com Fortunato (2005), a ação do gelo apresenta duas componentes:

- Expansão do solo durante o processo de congelamento: ocorre quando o solo é suscetível de congelar, se existe água no solo de fundação e quando a via férrea se localiza em zonas de baixa temperatura;
- Amolecimento durante o processo de descongelamento: o solo amolecido pode desenvolver deformações plásticas significativas e, até mesmo, sofrer rotura por corte, levando à alteração da geometria e a uma aceleração no processo de degradação da via férrea.

4.3 – Avaliação da qualidade geométrica da via

As condições geométricas da via apresentam certa relevância na segurança dos passageiros, visto que influenciam nos custos referentes a manutenções e na pontualidade dos comboios, sendo a geometria indispensável para a obtenção do pleno potencial da via a nível da velocidade (Shang, 2015). Os primeiros sintomas evidenciados pela via de que a sua qualidade geométrica apresenta irregularidades surgem através dos ruídos e oscilações excessivas sentidas pelos passageiros. De tal modo que, em casos onde a geometria da via férrea não seja retificada, implicará em limitações de velocidade à circulação dos comboios nesse trecho, não apenas pelo desconforto causado, mas também pelo risco de descarrilamento iminente (Dantas, 2014).

De acordo com Fernandes (2011), a medição dos parâmetros de qualidade geométrica da via são realizadas periodicamente, devendo comparar os dados obtidos com os limites de: alerta (que uma vez excedidos, necessitam de uma avaliação mais detalhada), de intervenção (onde é necessária uma intervenção de manutenção corretiva) e de ação imediata (que impõem restrições ou intervenção imediata na via). Ressalta-se ainda que, apenas o limite de ação imediata está normatizado (EN 13848), enquanto para os demais limites a referida norma apresenta valores de referência os quais, todavia, devem ser considerados pelas entidades responsáveis pois estes impactam diretamente nos custos associados com a exploração e manutenção da via. Desta forma, a avaliação dos parâmetros geométricos é um dos principais indicadores da qualidade de uma via férrea. Salienta-se que na Europa, essa medição pode ser realizada através de veículos de inspeção, devendo estes seguir os requisitos conforme a série de normas EN 13848 (Salcedas, 2016).

Segundo Caetano (2018), a avaliação da qualidade/degradação de uma via férrea pode ser realizada mediante a caracterização dos seguintes parâmetros geométricos de via: nivelamentos (longitudinal e transversal), alinhamento, empeno e bitola.

– Nivelamentos (longitudinal e transversal)

Para Profillidis (2014), o nivelamento longitudinal é definido pela diferença entre o valor teórico (de projeto) e o valor real da elevação da linha, medido segundo o alinhamento longitudinal conforme Figura 4.5. Sendo este nivelamento responsável via de regra pela estabilidade vertical dos comboios, o surgimento deste defeito, e dependendo da sua magnitude/extensão, pode originar descarrilamento dos comboios. De acordo com Fernave (2003) apud Rodrigues (2012), este defeito, traduzido por assentamentos sofridos pela via, pode ser provocado por diversos fatores tais como:

- Zonas onde o solo de fundação apresenta má qualidade (alteração das características de deformabilidade);
- Zonas com ineficientes sistemas de drenagem;
- Zonas sobre aterros recém executados;
- Zonas onde o balastro apresenta-se contaminado;
- Zonas de transição, entre outras.



Figura 4.5 Nivelamento longitudinal da via (adaptado de Silva, 2006)

Quando uma zona da via está sujeita a assentamentos e estes assumem valores diferentes para cada carril, é possível designar que a via está sujeita a defeitos de nivelamento transversal. De acordo com Durval (2001) apud Silva (2006), esse tipo de defeito ou desnivelamento, também conhecido como escala ou sobrelevação, pode ser traduzido pela diferença de cotas dos carris no eixo perpendicular à via ou em lances de curva através da diferença de cota dos carris menos a sobrelevação de projeto da curva, sendo que nesta última situação o desnivelamento é comumente designado por defeito de sobrelevação, conforme Figura 4.6.

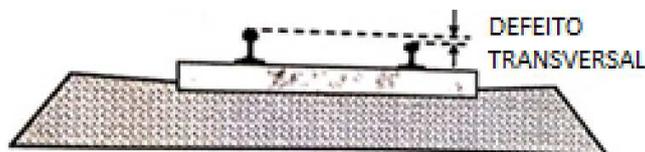


Figura 4.6 Nivelamento transversal da via (Profillidis, 2014)

Segundo Fontul (2017) apud Caetano (2018), este nivelamento apresenta como efeitos principais: as limitações dos esforços transversais, os choques na entrada e saída de curvas, que podem proporcionar descarrilamento e/ou capotagem dos comboios, a diminuição do desgaste diferencial entre os carris, bem como permitir

uma maior mobilidade/desconforto dos utilizadores e eventuais movimentações das mercadorias.

Salienta-se que o defeito transversal da via pode ter a mesma origem que o defeito longitudinal anteriormente citado, ou seja, facilmente verifica-se uma forte dependência destes defeitos com as características das camadas que dão suporte à via férrea, nomeadamente, do balastro e o solo de fundação.

- Alinhamento

Conforme Profillidis (2014), o alinhamento é determinado através do desvio horizontal (no plano transversal da linha) da posição real do carril em relação à sua posição teórica (de projeto), conforme Figura 4.7. Uma das principais causas do surgimento de problemas relacionados com o alinhamento prende-se exatamente com o comportamento do carril e sua má regulação, de tal forma que quando exceder determinado valor limite pode impor o corte do tráfego da via (Mourão, 2017). De acordo com Rodrigues (2012), esta situação surge muitas vezes associada à instabilidade vertical resultante dos defeitos de nivelamento, quer longitudinal quer transversal. Assim, pode-se concluir que as instabilidades, horizontais e verticais, influenciam-se mutuamente, provocando esforços adicionais na superestrutura da via e nas suspensões dos veículos, deste modo, a superestrutura tende a sofrer uma rápida degradação que impacta diretamente na segurança da via.



Figura 4.7 Problemas de alinhamento da via (Silva, 2006)

- Empeno

Segundo Miguel (2015), este tipo de defeito é caracterizado pela medição das cotas transversais referente a quatro pontos (dois em cada carril), mais precisamente o empeno é traduzido pela distância vertical de um dos pontos em relação aos demais, conforme Figura 4.8. De acordo com Profillidis (2014), o empeno está relacionado diretamente com o nivelamento transversal, sendo normalmente analisados separadamente porque o empeno é um dos principais defeitos causadores de descarrilamento, principalmente para velocidades inferiores a 140 km/h.

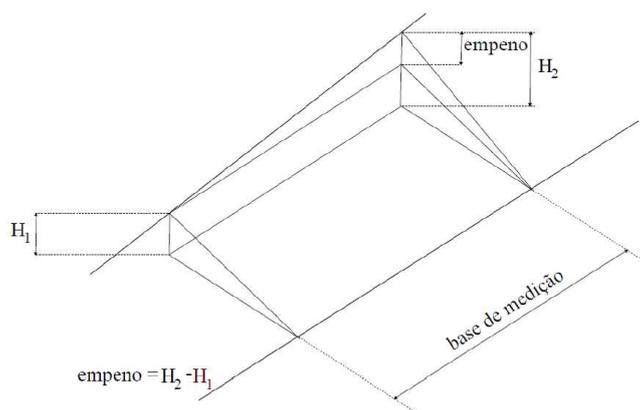


Figura 4.8 Empeno da via (Caetano, 2018)

– **Bitola**

Esse parâmetro exerce relevância não só na distribuição da carga por eixo, mas também apresenta-se como indicador da qualidade e estado de conservação da via. O defeito da bitola está normalmente relacionado com o desgaste dos carris, de tal forma que esse defeito pode ser traduzido em duas variações, alargamento (valor superior ao de projeto) ou estreitamento (valor inferior ao de projeto). Não obstante, é possível relacionar este defeito ainda com o mau funcionamento do sistema de fixação dos carris às travessas ou com a perda de funcionalidade da própria travessa. A bitola pode ser analisada em termos pontuais ou médios, devendo ser medida a uma determinada distância das cabeças dos carris, distância que varia entre 0 a 15 mm, conforme Figura 4.9 (Caetano, 2018).

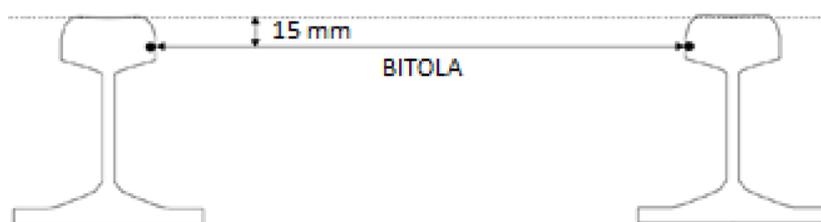


Figura 4.9 Localização do ponto de medição da bitola (adaptado de Caetano, 2018)

– **Considerações finais**

Atualmente, o processamento dos dados obtidos através da avaliação quantitativa dos parâmetros geométricos da via permite definir três níveis de qualidade geométrica (QN), com base nos quais se avalia a qualidade da via e a necessidade de manutenção da mesma. A avaliação utilizando esta metodologia tem por base a análise do desvio padrão de dois parâmetros geométricos da via, o nivelamento longitudinal e o alinhamento, sendo via de regra definidos a cada 200 m, estando estes relacionados com os níveis de qualidade da via férrea (QN1 – alerta, QN2 – intervenção e QN3 –

ação imediata) consoante a sua velocidade de circulação, conforme Quadro 4.5. Refira-se que o valor de qualidade QN é definido tendo por base o critério mais exigente/restritivo, ou seja, utiliza-se o pior dos resultados, do nivelamento longitudinal ou do alinhamento (Caetano, 2018).

O funcionamento pleno das vias férreas, consoante aos parâmetros de qualidade geométrica dependem essencialmente de dois fatores, o primeiro, anteriormente descrito, é a geometria da via e o segundo, são os materiais que a compõe. Enquanto a geometria pode ser normalmente recuperada, os materiais necessitam habitualmente serem substituídos, parcial ou totalmente. Salienta-se que os defeitos a nível do material não são necessariamente dependentes do tráfego da via, podendo estar associados também com defeitos na sua fabricação e respectivo controle de produção (Mourão, 2017).

Quadro 4.5 Classificação dos níveis de qualidade da via QN (REFER, EP, 2009 apud Caetano, 2018)

| VELOCIDADE | | DESVIO PADRÃO (mm) | | NÍVEIS DE QUALIDADE |
|------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|
| CLASSE | km/h | N. LONGITUDINAL | ALINHAMENTO | |
| I | V > 230 | $\sigma \leq 1,5$ | $\sigma \leq 1,0$ | QN1 |
| | | $1,5 < \sigma < 1,95$ | $1,0 < \sigma < 1,3$ | QN2 |
| | | $\sigma \geq 1,95$ | $\sigma \geq 1,3$ | QN3 |
| II | $160 < V \leq 230$ | $\sigma \leq 1,9$ | $\sigma \leq 1,1$ | QN1 |
| | | $1,9 < \sigma < 2,47$ | $1,1 < \sigma < 1,43$ | QN2 |
| | | $\sigma \geq 2,47$ | $\sigma \geq 1,43$ | QN3 |
| III | $120 < V \leq 160$ | $\sigma \leq 2,4$ | $\sigma \leq 1,3$ | QN1 |
| | | $2,4 < \sigma < 3,12$ | $1,3 < \sigma < 1,69$ | QN2 |
| | | $\sigma \geq 3,12$ | $\sigma \geq 1,69$ | QN3 |
| IV | $80 < V \leq 120$ | $\sigma \leq 2,7$ | $\sigma \leq 1,5$ | QN1 |
| | | $2,7 < \sigma < 3,51$ | $1,5 < \sigma < 1,95$ | QN2 |
| | | $\sigma \geq 3,51$ | $\sigma \geq 1,95$ | QN3 |
| V | $40 < V \leq 80$ | $\sigma \leq 3,0$ | $\sigma \leq 1,8$ | QN1 |
| | | $3,0 < \sigma < 3,9$ | $1,8 < \sigma < 2,34$ | QN2 |
| | | $\sigma \geq 3,9$ | $\sigma \geq 2,34$ | QN3 |
| VI | V ≤ 40 | $\sigma \leq 3,3$ | $\sigma \leq 2,1$ | QN1 |
| | | $3,3 < \sigma < 4,29$ | $2,1 < \sigma < 2,73$ | QN2 |
| | | $\sigma \geq 4,29$ | $\sigma \geq 2,73$ | QN3 |

Ressalta-se que, em linhas com carga teórica diária compreendidas no grupo 4 (ver Quadro 3.6), os parâmetros geométricos da via devem ser reestabelecidos após uma carga de tráfego que varia entre 40 e 50 milhões de toneladas aproximadamente, ao passo que os carris, normalmente, deverão ser substituídos após cerca de 500 e 600 milhões de toneladas (Profillidis, 2014).

Contudo, estes parâmetros podem ser influenciados por outros fatores, nomeadamente relacionados com obras de carácter geotécnico. Estudos desenvolvidos por Cerdeiral (2014) concluíram que ao avaliar o desvio padrão dos parâmetros geométricos (a cada 200 m) de um trecho designado por Variante de Alcácer em 2013, o parâmetro geométrico que apresentou picos do desvio padrão mais acentuados foi o nivelamento longitudinal, mais precisamente em dois pontos (junta de dilatação sobre da ponte que atravessa o rio Sado e no viaduto que cruza a EN 120), onde foram executados blocos técnicos do tipo I e II, enquanto os demais parâmetros também apresentaram oscilações sendo que de valor inferior nestas mesmas zonas. O estudo dos parâmetros geométricos também foi realizado avaliando seu desenvolvimento no período compreendido entre 2011 a 2013, e findaram com a seguinte conclusão. O nivelamento longitudinal foi o que apresentou uma evolução mais expressiva, nomeadamente na zona de transição do viaduto anteriormente descrito e em uma passagem hidráulica localizada a 3 m de profundidade. De igual maneira, ainda que com valores de oscilação menor, o alinhamento apresentou uma crescente oscilação na zona do viaduto anteriormente descrito, já os demais parâmetros (empeno e bitola) não foi possível indicar uma influência concreta das obras de arte com estes parâmetros geométricos.

Dessa forma, é possível observar que, as zonas de transição bem como as passagens hidráulicas merecem uma maior atenção, sendo nestas zonas onde os parâmetros geométricos de nivelamento longitudinal e alinhamento são mais expressivos. Uma das possíveis causas associadas ao desenvolvimento do desnivelamento da via férrea traduzido por estes dois parâmetros, pode estar relacionada com a diferença de rigidez presente nestas zonas de transição. Ademais, esta avaliação apresenta uma grande tendência do comportamento destes dois parâmetros estarem associados.

4.4 – Técnicas de melhoramento do solo de fundação

Como pode ser observado no decorrer deste capítulo, o solo de fundação está propício a diversas patologias e essas por sua vez podem originar grandes problemas na exploração das vias férreas. Alguns materiais podem ser utilizados no seu estado natural, outros estarão em condições adequadas para sua utilização após alterações do seu estado, através de técnicas de melhoramento apropriadas. Como a curto prazo o solo de fundação visa, via de regra, proporcionar uma fluidez do tráfego de obra, nivelamento do sub-balastro e proteção do solo fundação contra o intemperismo, as características que mais influenciam de fato seu comportamento estão relacionadas com seu desempenho a longo prazo, estando estas por sua vez ligadas diretamente à sua capacidade de carga. Em solos de qualidade mediana (QS₂) ou boa (QS₃) (Quadros 4.1 e 4.3), por vezes uma adequada compactação apresenta-se como a melhor solução do ponto de vista econômico (diminuição da espessura do sub-balastro) e ambiental (não necessitando da exploração de outras jazidas). Contudo, o

controle dessa operação é de extrema importância, pois, tal ação deve proporcionar uma homogeneização da capacidade de carga, permitindo conceber as demais camadas subjacentes com uma espessura constante (Fortunato, 2019).

Baseado nisto, de seguida será exposto algumas medidas de boas práticas na execução da camada de coroamento, bem como algumas das diversas técnicas de melhoramento do solo de fundação.

- Boas práticas relacionadas à camada de coroamento

Segundo Profillidis (2014), se o solo de fundação for classificado como QS₁ ou QS₂, má ou mediana qualidade respectivamente (Quadros 4.1 e 4.3), é recomendável a aplicação de uma camada adicional de solo de melhor qualidade. Esta estrutura, comumente chamada de camada de coroamento, é uma estrutura que pode ser mais ou menos complexa (números e tipo de camadas) que permite adaptar as características variáveis do terreno existente ou dos materiais do aterro.

Destaca ainda Profillidis (2014) que o uso de uma camada de coroamento leva a uma melhoria substancial no comportamento da via férrea apenas e só se dois requisitos forem atendidos na sua execução, sendo estes:

- O solo de fundação apresentar baixo teor em água, caso contrário, pode contaminar esta camada e influenciar negativamente no nivelamento transversal da via férrea;
- A camada de coroamento não deve apresentar variação de tipo, muito menos concentração localizada de material fino, devendo esta ser homogênea.

O Quadro 4.6, apresenta a qualidade do solo a ser utilizado, bem como as espessuras recomendadas para aplicação da camada de coroamento. Vale ressaltar que este quadro recomenda espessura para categorias de tráfego 1 a 4, de acordo com a classificação da UIC, ver Quadro 3.1.

Quadro 4.6 Espessura requerida para camada de coroamento (Profillidis, 2014)

| QUALIDADE DO SOLO FUNDAÇÃO | CAMADA DE COROAMENTO | |
|-------------------------------|----------------------|----------------|
| | QUALIDADE DO SOLO | ESPESSURA (cm) |
| S1 | QS2 | 30 - 50 |
| | QS3 | 20 - 40 |
| S2 | QS3 | 20 - 30 |

Para além da definição de sua espessura, a aplicação da camada de coroamento deve atender a requisitos específicos, em especial, de compactação. O objetivo da compactação em terrenos já existentes prende-se com a obtenção de características de rigidez e resistência adequadas. Já em aterros, que não deixa também de ser o caso da

camada de coroamento, busca-se a limitação dos assentamentos do aterro, bem como assegurar a estabilidade contra os mecanismos de degradação anteriormente descritos e contra o intemperismo (Fortunato, 2019).

De acordo com o Código UIC 719 R (2008), a compactação deve ser monitorizada, estando seu controle normalmente associado à densidade do material, por meio de métodos nucleares e/ou tradicionais, e através do controle do módulo de deformabilidade, podendo ser obtido com o ensaio de carga em placa por exemplo.

Destaca-se que no tocante às infraestruturas ferroviárias, a camada de coroamento deve apresentar uma compactação superior ao do solo de fundação, obtendo aproximadamente 100% no ensaio de Proctor para a camada de coroamento, enquanto este valor habitualmente gira em torno de 95% para o solo fundação (Profillidis, 2014).

Para além da monitorização e controle da compactação, muitas vezes a compactação utilizando os métodos convencionais (compactação na superfície com cilindros compactadores) apresenta limitações de profundidade para a densificação especificada. Neste caso é necessário a realização de técnicas de melhoramento dos solos. As várias técnicas disponíveis possuem características e custos muito diferentes, pelo que a escolha do método mais adequado envolve a ponderação de diversos fatores, e não só o tratamento em si. A escolha da técnica de melhoramento de solo é dependente das condições e localização da obra.

-Vibro-técnicas

As vibro-técnicas são uma das técnicas utilizadas para melhoria do solo de fundação, baseando-se na aplicação de um vibrador em profundidade para densificação do maciço. Destaca-se que estas podem ser utilizadas em várias situações, desde problemas de liquefação (sísmicos) a situações estáticas e dinâmicas (ferrovias). Dentre as possíveis variações deste método, a técnica habitual consiste no rearranjo das partículas de solo por meio de máquinas vibratórias, obtendo-se uma coluna de solo e/ou brita que promove uma maior densidade, rigidez do maciço e, conseqüentemente, redução da deformabilidade (Martins, 2017).

As vibro-técnicas apresentam uma vasta gama de diversificação, que vão desde o tipo de abertura do furo podendo ser através de via seca ou úmida, tipo de material de preenchimento do furo, podendo-se utilizar material semelhante in situ, brita ou até mesmo uma calda de cimento, bem como seu método de aplicação (*Top feed method* ou *Bottom feed method*), que nada mais são que alimentação do furo pelo topo ou através da ponta do vibrador, respectivamente. A descida do vibrador e abertura da cavidade/furo através da via seca é obtida principalmente às custas do peso próprio do

vibrador, não sendo inserido água. Após alcançar a profundidade pretendida é então adicionado o material selecionado para o preenchimento da cavidade. Refira-se que este método prende-se à vibração do próprio solo *in situ* ou à colocação de material, por exemplo construção de colunas de brita, não sendo necessário a remoção de material/solo. A abertura da cavidade através da via seca concede ao maciço um cilindro de solo ou brita muito bem compactado, cujo diâmetro da cavidade depende normalmente da energia envolvida, tempo de atuação em cada patamar de solo e, conseqüentemente, das características do solo, apresentando um diâmetro ligeiramente superior ao do vibrador. Contudo, por tratar-se de um método sem a utilização de água, em solos cuja resistência não drenada seja inferior a 50 kPa a estabilidade da cavidade não pode ser assegurada, devendo levar em consideração esta situação na escolha do tipo de material de preenchimento da cavidade. No caso da alimentação pela base, o próprio vibrador serve de encamisamento do solo, impedindo-o de colapsar para dentro da cavidade criada. Já no caso da alimentação pela superfície é necessário a verificação da estabilidade do furo antes da retirada do vibrador (que será novamente inserido para realização da compactação de cada patamar) (Botelho, 2008).

A Figura 4.10 apresenta uma abertura típica da cavidade oriunda do processo por via seca, com alimentação de brita através do *Bottom feed method*.

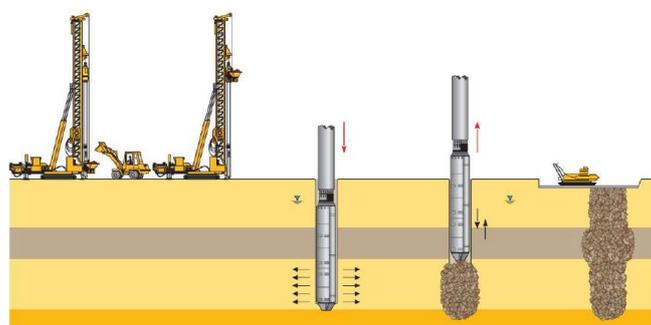


Figura 4.10 Desenho esquemático do método por da via seca (Botelho, 2008)

A técnica de abertura da cavidade por via úmida, advém da utilização de jatos de água a alta pressão para auxiliar na penetração do vibrador e, conseqüentemente, na abertura da cavidade. Este tipo de método é mais empregue na construção de colunas de brita alimentadas pela parte superior (*Top feed method*), com britas habitualmente de diâmetro compreendido entre 35 mm a 75 mm. Ressalta-se que, um importante fato deve ser levado em consideração para uma perfeita execução do referido método, que é manter um constante fluxo de água durante a aplicação do método, que proporciona não só a estabilização da cavidade, bem como, auxilia na lavagem dos finos do solo que inevitavelmente se misturam com a brita. Contudo, a grande quantidade de água utilizada e, principalmente, o enorme fluxo de água contaminada por finos originam conseqüências gravosas ao meio ambiente (Botelho, 2008).

A Figura 4.11 apresenta uma abertura típica da cavidade oriunda do processo por via úmida, com alimentação de brita através do *Top feed method*.

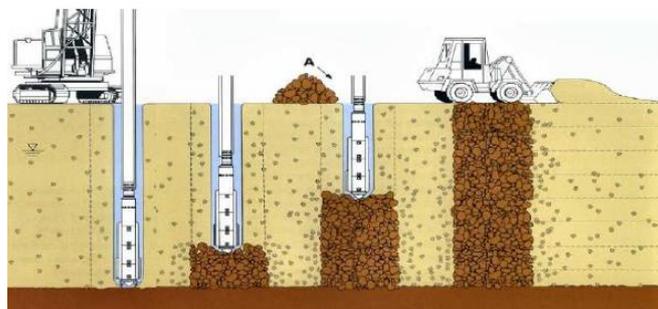


Figura 4.11 Desenho esquemático do método por da via úmida (Botelho, 2008)

De acordo com Adam et al. (2007), uma grande vantagem da aplicação das variantes anteriormente descritas em ferrovias prende-se na possibilidade de aplicá-las sem o encerramento pleno da via, tendo sido aplicadas na reabilitação da linha férrea de Graz–Wies–Eibiswald, na Áustria, em 1997: o equipamento mecânico utilizado para execução das colunas de brita foi adaptado para transitar sobre os carris, trabalhando diretamente sobre a plataforma ferroviária, conforme Figura 4.12, não tendo sido necessário a retirada dos carris nem travessas. Esta aplicação proporciona uma distribuição de cargas mais homogênea, bem como a não contaminação das camadas de balastro e sub-balastro pela mistura.

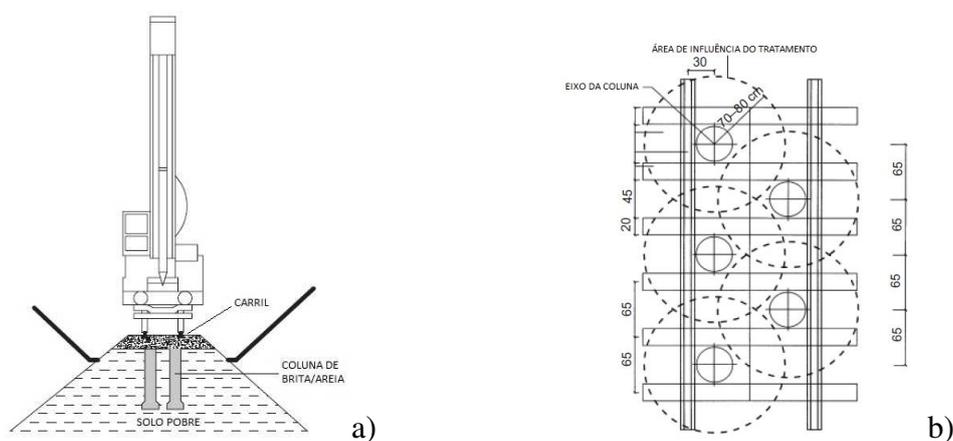


Figura 4.12 Aplicação da vibro-técnica em ferrovias (Adam et al., 2007)

Destaca ainda o autor que, a escolha do tipo do método depende de vários fatores, dentre os quais a proximidade de fontes de água e a disponibilidade de material apresentam-se como os mais influenciadores. Devendo sempre que possível adotar a utilização dos métodos por via seca, em virtude de razões ambientais.

As vibro-técnicas com a utilização de aglutinantes (normalmente constituídos por cimento Portland) apresentam-se atualmente como um processo bastante comum na

melhoria de solos. O processo pode consistir no preenchimento dos poros e cavidades do solo com uma calda de ligantes, geralmente à base de cimento, visando diminuir a permeabilidade e melhorar as características mecânicas do solo. Dentre as diversas técnicas existentes uma prática bastante usual é a *Deep Soil Mixing* (mistura profunda do solo), que como o próprio nome diz, envolve a estabilização de solos em grande profundidade. A utilização desta técnica, via de regra, consiste na mistura mecânica do solo in situ com um aglutinante (cal, cimento, ou mistura de ambos em diferentes proporções) (Martins, 2017).

Esta técnica visa a modificação do solo in situ, na qual um aglutinante úmido ou seco é injetado e posteriormente misturado com o solo in situ através de equipamentos mecânicos. Destaca-se que o objetivo desta técnica é produzir uma massa estabilizada, proporcionando uma distribuição de cargas mais uniforme possível (Makusa, 2013).

A aplicação desta técnica por via úmida trata-se da mistura com aglutinantes em forma de calda que são injetadas através dos bicos localizados no final do trado, conforme Figura 4.13. Esta mistura endurece posteriormente, durante o processo de hidratação dos aglutinantes/ligantes. No entanto, as propriedades do solo estabilizado não dependerão apenas do ligante, mas também, em grande parte, das características e propriedades de cada solo, bem como das condições da mistura e cura em locais. A aplicação da técnica pode ser útil para estabilizar uma grande variedade de solos, incluindo argilas, siltes e areias. Em solos orgânicos também é possível, porém, é uma abordagem mais complexa e necessita de ligantes apropriados e procedimentos mais cautelosos (Topolnicki, 2003; Correia, 2011).



Figura 4.13 Aplicação da técnica de Deep Soil Mixing por via úmida (Topolnicki, 2003)

Diferentemente da aplicação por via úmida, na aplicação por via seca o aglutinante apresenta-se em estado seco quando injetado no solo. Neste tipo de variante, a humidade do solo in situ é primordial para o sucesso desta técnica ao assegurar o desenvolvimento das reações de hidratação dos ligantes, sendo que a absorção da

umidade do solo *in situ* promove uma melhoria das características do solo ao redor da mistura (Adam et al., 2007).

Salienta ainda os autores que, a resistência se desenvolve diferentemente ao longo do tempo, dependendo esta do tipo de solo, quantidade de ligante e proporção da mistura. Habitualmente cerca de 90% da resistência é obtida ao final de três semanas. Este intervalo de tempo deve ser levado em consideração na aplicação em vias férreas, dado que, a restrição da exploração das vias férreas, em especial a redução da velocidade, deve ser realizada no menor espaço de tempo, de modo a não prejudicar o pleno funcionamento da via.

Para além da técnica anteriormente descrita, a técnica de *jet-grouting* surgiu também com o mesmo conceito de melhoria (injeção de calda de cimento). Entretanto, esta por sua vez injeta a calda de cimento que percorre o solo a ser tratado sob pressão elevada através de um jato horizontal, formando colunas ou painéis. O jato promove a destruição da estrutura do solo *in situ*, por vezes com o auxílio de jatos adicionais de ar e eventualmente água, formando uma mistura de (solo + cimento). Destaca-se que as características de resistência e permeabilidade desta nova estrutura de solo são independentes das características do solo *in situ* (Martins, 2017).

De acordo com Lunardi (1997), o tratamento do solo a partir desta técnica pode ser alcançado com base em três diferentes sistemas, conforme a Figura 4.14 que são:

- No sistema monofluido, a ruptura do solo é obtida pela ação da calda de cimento injetada a alta pressão. Esta foi a primeira abordagem de utilização, sendo esta a variante mais comum. Contudo, resulta em colunas de pequeno diâmetro, cerca de 1 m;
- No sistema bifluido, a ação destrutiva é garantida através da injeção da calda de cimento guiada por um anel de ar comprimido a uma pressão que varia entre 8 a 12 bar, proporcionando um maior poder de penetração e, conseqüentemente, atingindo um maior diâmetro das colunas, cerca de 2 m aproximadamente;
- O sistema trifluido, envolve a injeção da combinação de ar comprimido, água a pressão elevada (aproximadamente 5 e 400 bar, respectivamente) e calda de cimento com pressão de cerca de 50 bar. Esta variante da técnica proporciona colunas de diâmetro igual ou superior ao sistema bifluido.

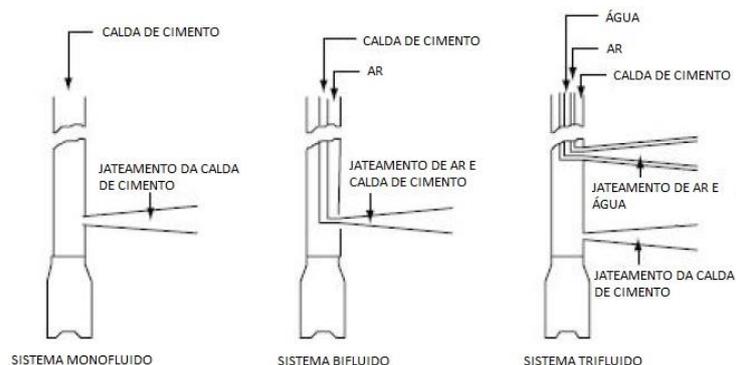


Figura 4.14 Tipos de aplicação da técnica de Jet-grouting (Martins, 2017)

Destaque-se que a gama de aplicação desta técnica é adequada para qualquer tipo de solo. Contudo, regra geral as areias são os solos mais adequados em virtude da facilidade de destruição estrutural do solo, promovendo painéis ou colunas de diâmetro maior. A presença de propriedades coesivas no solo a ser tratado afeta a ação de destruição estrutural do solo, podendo proporcionar colunas de menor diâmetro em comparação com a técnica aplicada nas areias (Martins, 2017).

No tocante à aplicação do jet-grouting no âmbito ferroviário, um estudo desenvolvido por Soares (2018), demonstrou que a rigidez da coluna de jet-grouting influencia diretamente na velocidade crítica de uma via férrea. A velocidade crítica foi obtida através da resposta do terreno numa simulação de passagem de uma carga unitária, a diferentes velocidades de circulação. Escolheu-se um ponto, onde foi medido o deslocamento absoluto máximo para cada uma das velocidades simuladas. Com estes dados, foi possível esquematizar uma curva de deslocamentos *versus* velocidade de circulação. A velocidade crítica do ponto em análise será a velocidade para a qual se verifica o maior deslocamento.

A Figura 4.15, representa o cenário (com e sem o reforço da coluna de jet-grouting) avaliado no estudo supracitado, destacando-se que para a análise da influência foi arbitrado como dimensões da coluna de jet-grouting o diâmetro de 0,7 m e espaçamento na direção paralela à seção transversal de 3,5 m.

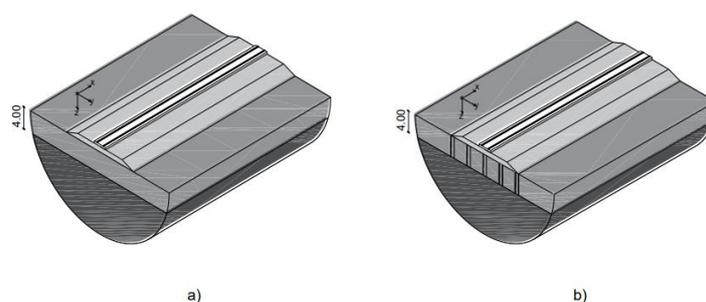


Figura 4.15 Cenários considerados a) sem reforço, b) com reforço de Jet-grouting (Soares, 2018)

O cálculo dos deslocamentos *versus* velocidade de circulação obtidos, foram traduzidos nas curvas representadas na Figura 4.16.

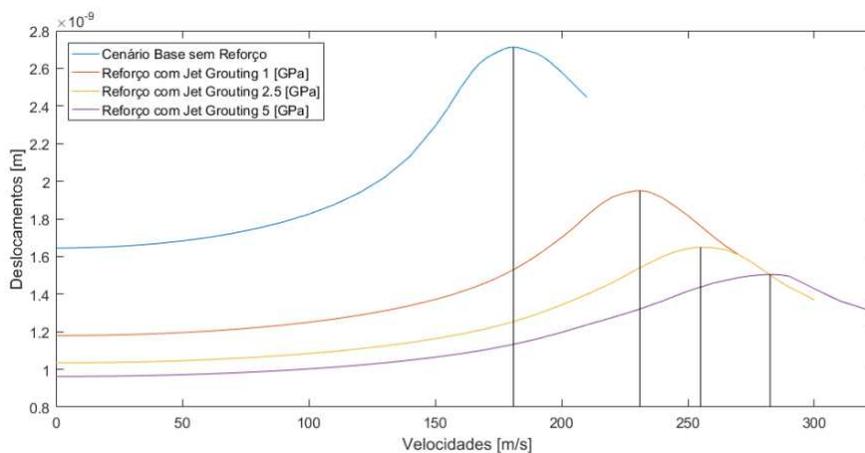


Figura 4.16 Curvas de deslocamentos máximos absolutos relacionados com a velocidade de circulação e rigidez das colunas de Jet-grouting (Soares, 2018)

As velocidades críticas e os deslocamentos absolutos correspondentes a cada uma das curvas estão indicadas mais especificadamente no Quadro 4.7. Sendo assim, é possível observar que o aumento do módulo de elasticidade das colunas de jet-grouting, acarretou em um aumento da velocidade crítica bem como uma diminuição nos deslocamentos absolutos.

É importante destacar que com o aumento da rigidez das colunas, o aumento da velocidade crítica é cada vez menor. Desta forma, pode se concluir que o ideal é que se encontre a melhor relação entre a rigidez do reforço e incremento da velocidade crítica, dado que quanto maior o módulo de elasticidade da coluna, maior será o custo de construção. Não obstante, percebe-se ainda que, grandes aumentos de rigidez do reforço deixam de ter tanto significado na velocidade crítica a partir de determinado ponto.

Quadro 4.7 Especificações detalhadas das velocidades críticas e dos deslocamentos absolutos (Soares, 2018)

| CENÁRIO | VELOCIDADE CRÍTICA (m/s) | DESLOCAMENTOS (m) |
|-------------------|--------------------------|-------------------|
| SEM REFORÇO | 181,00 | 2,71E-09 |
| RIGIDEZ (1 GPa) | 231,00 | 1,95E-09 |
| RIGIDEZ (2,5 GPa) | 255,00 | 1,65E-09 |
| RIGIDEZ (5 GPa) | 282,50 | 1,50E-09 |

- Técnica de estabilização superficial do solo com ligantes

A estabilização superficial dos solos com agentes aglutinantes (cal, cimento ou betume) é uma prática bastante comum em obras rodoviárias, podendo ser implementada como solução para a estabilização do solo de fundação das infraestruturas ferroviárias. Esta técnica pode ser utilizada no aterro ou aplicada diretamente no solo in situ em substituição à camada de coroamento. A utilização destes agentes evita a substituição de materiais que são inadequados em seu estado natural, por outros com características adequadas às obras de terraplenagens. Tal prática apresenta-se como bastante atraente do ponto de vista econômico e ambiental, pois permitem (Fortunato, 2019):

- Utilizar materiais do próprio local;
- Reduzir de modo considerável o consumo de solo e/ou agregado de boa qualidade;
- Redução da necessidade de empréstimos de jazidas próximas, reduzindo os custos associados ao transporte e depósito do material extraído.

De seguida serão brevemente apresentadas algumas das principais características da estabilização dos solos em função dos ligantes aéreos, dado serem os materiais mais presentes na estabilização superficial, nomeadamente, a cal aérea, que obtém sua presa (endurecimento) em contato com o ar.

A cal pode apresentar-se habitualmente em dois tipos, a cal aérea e a cal hidráulica. A primeira é obtida quando a calcinação do calcário é realizada a temperaturas inferiores a 1200 °C, promovendo um subproduto sem propriedades hidráulicas e, via de regra, com porosidade elevada. A segunda é derivada de calcários com impurezas argilosas, sendo esta variante submetida a um processo de calcinação a uma temperatura superior à da cal aérea, apresentando-se como um produto de propriedades hidráulicas dotado de uma estrutura cristalina e de baixa porosidade (Alves, 2010).

No tocante à construção de infraestruturas de transportes, a cal aérea apresenta-se como um tratamento bastante utilizado na execução de terraplenagens, consistindo na mistura de solo argiloso in situ com cal (CaO (óxido de cálcio) ou $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (hidróxido de cálcio)), também conhecida como cal viva e cal hidratada, respectivamente. De tal modo que esta mistura visa o melhoramento do comportamento geotécnico, da trabalhabilidade e diminuição do teor em água do solo. A camada tratada com cal pode ser protegida pela camada de sub-balastro se suficientemente impermeável, ou por tratamento superficial com betume a fim de impedir que a cal seja lavada pelas águas pluviais (Código UIC 719 R, 2008).

Não obstante, é de mais valia referenciar que cal aérea é constituída principalmente por óxido ou hidróxido de cálcio, endurece lentamente quando em contato com o ar

em virtude da reação com o dióxido de carbono atmosférico. A presente variante da cal é principalmente traduzida via de regra, mediante duas formas: i) viva, que é produzida pela calcinação de rocha calcária e/ou dolomite e apresenta uma reação exotérmica quando em contato com a água, proporcionando mais rapidamente as alterações nas características geotécnicas do solo; ii) hidratada, sendo estas provenientes da extinção da cal viva, apresentando-se na forma pulverulenta, em pasta ou em calda (leite de cal). Via de regra, sua granulometria é mais fina, em virtude do processo de hidratação (Pinto, 2009).

De acordo com Neve (1993) apud Santos (2008), as tipologias da cal aérea podem se relacionar com o teor em água do solo natural, destacando o autor as seguintes recomendações para a obtenção de melhores resultados:

- Em solos argilosos, com valores de teor em água acima do valor ótimo de compactação, será mais recomendado a utilização de cal viva, uma vez que as reações de hidratação promovem uma rápida secagem do solo, permitindo que o teor em água se aproxime do valor ótimo, compatível com a trabalhabilidade e a compactação da mistura;
- No caso do solo in situ se apresentar com teor em água ligeiramente inferior ao seu valor ótimo, a utilização da cal hidratada apresenta-se como a mais indicada. A aplicação da cal viva no solo requer que se adicione água, de forma a promover as reações físico-químicas da estabilização, bem como a hidratação da cal. A hidratação da cal viva leva à formação de uma mistura grosseira não homogênea e doravante menos eficiente;
- Quando o teor em água do solo in situ for muito inferior ao teor em água ótimo, será mais indicado a utilização de leite de cal, que permite o aumento da quantidade de água presente no solo, facilitando posteriormente a compactação e permitindo otimizar a homogeneização da mistura.

É importante destacar que existe ainda uma outra variante da cal, que é a hidráulica. Segundo Castro (1970) apud Cristelo (2001), esta pode ser considerada como um produto de transição entre a cal aérea e os cimentos, pois além de manter algumas das propriedades da cal tem presa em contato com a água, assim como os cimentos, sendo assim incluída nos ligantes hidráulicos. Contudo, destaca-se que a referida variante da cal não tem sido muito utilizada na estabilização superficial dos solos.

– Geossintéticos

Esta técnica consiste na aplicação de um material polimérico (sintético ou natural) plano, em contato com materiais naturais (solos ou rochas) ou qualquer outro material geotécnico. Os geossintéticos foram disseminados, e atualmente são aplicados nas mais diversas obras de engenharia civil. Boa parte deste grande sucesso no

comportamento destes materiais deve-se à rapidez e simples aplicação, diversificação de produtos para as mais variadas situações, ao baixo custo econômico e ao menor impacto ambiental (Carneiro, 2009).

A sua aplicação não está restrito apenas ao reforço, devendo ser levado em consideração outras funções, como, drenagem, separação e filtragem (Tavares, 2009). De seguida serão brevemente apresentadas as principais áreas de atuação dos geossintéticos dependendo do tipo de função.

Reforço: Atuando como elemento de reforço, os geossintéticos devem atender certos requisitos como alta resistência à tração e a rigidez, durabilidade ao nível de interação com as partículas de solo e boa resistência às tensões desenvolvidas durante a construção quer do aterro, quer das camadas depositadas sobre este (Martins, 2017). Assim sendo, a atuação dos geossintéticos relacionadas com o reforço dos solos deverão ser fundamentadas na absorção de tensões de corte, no embricamento oriundo do contato entre geossintético e agregado (no caso da geogrelha) e não obstante, atuará na restrição do movimento lateral dos aterros executados com solos granulares (Tavares, 2009).

Drenagem: No tocante à drenagem, a utilização de geossintéticos funciona com atuação similar à de um dreno, devendo coletar e encaminhar a água existente no solo para um local adequado. Ademais, sua aplicação também pode ser útil na dissipação das pressões desenvolvidas na base de aterros, bem como contribuir no processo de consolidação de solos moles (Pires, 2018).

Separação: Os geossintéticos atuando com função de separação, têm sua aplicação realizada entre camadas de materiais com características distintas, com objetivo de impedir a mistura e interpenetração entre estes, garantindo o pleno funcionamento e integridade de cada camada separadamente.

Filtragem: Desempenhando a função de filtragem os geossintéticos devem apresentar abertura suficiente para permitir a passagem dos fluidos, onde o sentido deste fluxo é normal ao plano do material polimérico. Ao mesmo tempo, devem apresentar abertura suficientemente fechada para impedir a migração dos finos que serão encaminhados inevitavelmente também no sentido do fluxo, devendo-se atender à colmatação dos poros do mesmo ao longo de sua vida útil. Para garantir esta função, os geossintéticos devem também apresentar uma boa flexibilidade, permitindo assim um bom ajuste do solo, impedindo a migração de partículas para vazios criados entre o geossintético e solo (Carneiro, 2009). No âmbito do sistema ferroviário, esta função é de grande importância, pois quando o geossintético é aplicado entre o sub-balastro e balastro, evita a migração de finos que conseqüentemente promoverão a contaminação do balastro (Pires, 2018).

De acordo com Carneiro (2009), os geossintéticos podem apresentar ainda funções de controle de erosão superficial, proteção e barreira de fluidos. A Figura 4.17 traduz as funções dos geossintéticos anteriormente descritas.

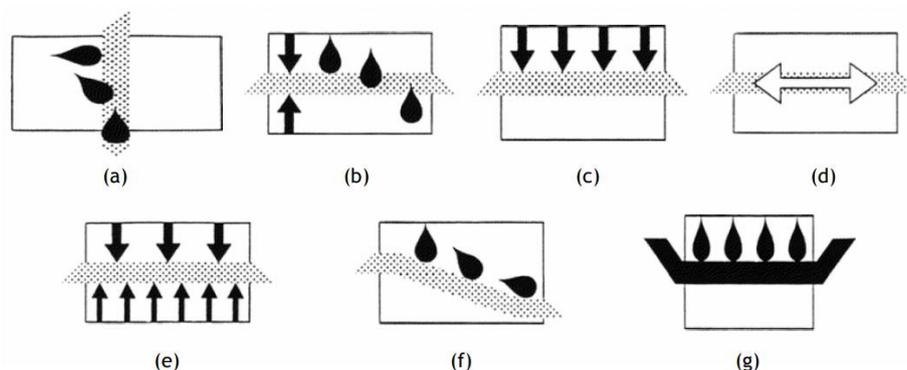


Figura 4.17 Funções desempenhadas pelos geossintéticos (EN ISO 10318, 2005 apud Carneiro, 2009): a) drenagem; b) filtração; c) proteção; d) reforço; e) separação; f) controle da erosão superficial; g) barreira de fluidos.

Para além das diversas funções, Carneiro (2009), explica que os geossintéticos apresentam uma vasta gama de tipos, podendo estes serem classificados de acordo com suas diferenças estruturais e materiais compósitos. Resumidamente, os geossintéticos dividem-se em geotêxteis, geomembranas e produtos relacionados (geogrelhas, georredes, geocompósitos entre outros). O Quadro 4.8 relaciona os tipos de geossintéticos com suas funções primárias. De acordo com Profillidis (2014), o funcionamento do geossintético como filtro ou dreno depende da sua permeabilidade, conforme as Equações 4.3 e 4.4:

a) Para solos não coesivos:

$$k_g \geq \frac{t_g \times k_s}{5 \times d_{50}} \quad (4.3)$$

b) Para solos coesivos:

$$k_g > 100 \times k_s \quad (4.4)$$

onde:

k_g – Permeabilidade requerida do geossintético (cm/s);

t_g – Espessura do geossintético (mm);

k_s – Permeabilidade do solo (cm/s);

d_{50} – Diâmetro do peneiro (mm), que permita a passagem de 50% de solo.

Quadro 4.8 Tipos de geossintéticos associados às suas principais funções (adaptado de Tavares, 2009)

| TIPOS DE GEOSINTÉTICOS | APLICAÇÃO PRIMÁRIA | | | | | |
|------------------------|--------------------|----------|-----------|-----------|-------------------|----------|
| | REFORÇO | DRENAGEM | SEPARAÇÃO | FILTRAGEM | IMPERMEABILIZAÇÃO | PROTEÇÃO |
| GEOTÊXTEIS | X | X | X | X | - | X |
| GEOMENBRANAS | - | - | X | - | X | - |
| GEOGRELHAS | X | - | - | - | - | - |
| GEORREDES | - | X | - | - | - | - |
| GEOCOMPÓSITOS | X | X | X | X | X | X |

Do acima exposto é possível observar que os geossintéticos apresentam-se como uma ótima alternativa aos métodos acima descritos, podendo desempenhar diversas funções. A aplicação de geossintéticos no sistema ferroviário tornou-se uma metodologia bastante comum, quer em casos de reabilitação, quer na construção de novas vias férreas, sendo vários os casos relatados bem-sucedidos ao redor do mundo (Martins, 2017). A Figura 4.18 ilustra algumas dessas aplicações.

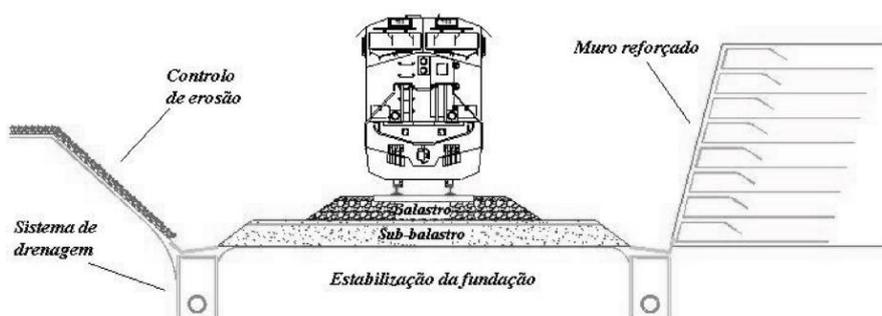


Figura 4.18 Aplicação de geossintéticos no sistema ferroviário (IGS – Portugal, 2017 apud Pires, 2018)

Muitas dessas aplicações não fazem parte do foco principal de estudo deste trabalho, nomeadamente o reforço do talude, bem como o controle da erosão. Contudo, é de mais valia destacar que, aspectos relacionados com o solo de fundação devem ser considerados. A drenagem, a separação e a filtragem na interface entre cada camada constituinte da via férrea, podem ser asseguradas por meio de um geotêxtil, de forma a manter a integridade das camadas e impedindo a contaminação da camada de balastro, oriunda dos finos do solo de fundação. Ao mesmo tempo poderiam ser introduzidos uma série de drenos verticais que eventualmente acelerariam o processo de consolidação do aterro, proporcionando e permitindo a este a exploração da via no prazo determinado sem problemas de deformação excessiva (Tavares, 2009).

No tocante às funções de reforço e de estabilização, a colocação de geogrelhas na camada de balastro, ou sub-balastro, ou até mesmo de geocompósitos (geogrelha com geotêxtil) apresentam-se também como soluções para tratamento dessas funções. Neste caso promove-se: i) uma distribuição mais uniforme para as diversas camadas dos esforços; ii) aumento da capacidade de carga e do confinamento, obtidas pelo

O papel da geotecnia na degradação de infraestruturas ferroviárias

impedimento da dispersão das partículas de balastro; iii) redução da sua degradação e consequentemente, mitigação dos assentamentos induzidos pela camada de balastro (Pires, 2018).

5 – Conclusões e desenvolvimentos futuros

No decorrer dos anos as infraestruturas de transportes tiveram demasiada importância tanto no desenvolvimento econômico quanto na distribuição populacional, tendo a revolução industrial como principal marco na disseminação dos sistemas de transporte pelo mundo.

Em virtude desta grande importância, os meios de transporte sofreram transformações visando a adequação das características às solicitações. No âmbito do sistema ferroviário não foi diferente, apresentando-se no passado como um meio de transporte (pessoas e mercadorias) bastante atrativo. Tendo perdido muito espaço, em especial para o sistema rodoviário, entre outros motivos, em virtude da queda do preço do petróleo e seus derivados, entre 1983 e 2003. Atualmente, observa-se que os meios de transporte estão se adequando também as diversas solicitações ambientais impostas, nomeadamente a emissão de CO₂, sendo possível a utilização do sistema ferroviário como solução menos danosa ao meio ambiente em comparação com os demais meios de transportes.

Baseado nestas premissas, o sistema ferroviário necessitou tornar-se mais competitivo frente aos demais meios de transporte concorrentes. No passado recente, maior atenção foi dada à modificação estrutural e características da superestrutura, sendo assim, os principais estudos de novas tecnologias no âmbito ferroviário foram em sua maioria direcionados à superestrutura, nomeadamente relacionados com sua tipologia (não balastrada e apoio misto) e incorporação de elementos que visam melhorar seu comportamento (palmilhas, fixadores, outros tipos de travessas). Contudo, possíveis fenômenos atribuídos ao solo de fundação podem desempenhar importante papel na degradação global das vias férreas, podendo colocar em risco a segurança dos seus utilizadores além de onerar os custos associados à sua manutenção e exploração.

Em plena exploração, uma via férrea balastrada fundada em solos de fundação com boas características mecânicas e hidrológicas (QS2 e QS3), maior atenção deve ser dada à camada de balastro. O comportamento e degradação que esta camada irá desenvolver impactam diretamente na degradação global da via férrea, afetando outros elementos inclusive o solo de fundação. Já em solos classificados com qualidade QS0 e QS1, é recomendado via de regra a remoção e/ou recorrer a técnicas de melhoramento, dado que estes são os solos mais suscetíveis a deformações plásticas, sendo essas técnicas escolhidas mediante fatores como, disponibilidade de

matéria prima e mão-de-obra especializada, custos associados a cada solução, tipo de solo presente no local entre outros.

Sendo assim, a avaliação adequada das características e comportamentos do solo de fundação assume relevante importância na vida útil de um sistema ferroviário, a qual é sem sombra de dúvida um fator condicionante na tomada de decisões durante a elaboração do projeto, no desenvolvimento da fase construtiva e, não obstante, nas ações de monitorização do seu comportamento em vias em plena exploração. Descobrir e avaliando atempadamente comportamentos anômalos e possíveis danos provocados pelo solo de fundação na exploração da via férrea, proporciona a idealização de soluções mais adequadas.

Ademais, a escolha do traçado ferroviário apresenta diversas situações onde é necessário a sua compatibilização com o terreno existente, nomeadamente na existência de taludes de aterro e/ou de escavação anexos à obra (os quais devem ser devidamente analisados e protegidos), túneis, pontes e viaduto (devendo estes apresentarem soluções mitigadoras da diferença brusca de rigidez).

Contudo, observou-se que independente das características do solo de fundação e/ou das situações citadas anteriormente, muitos dos fenómenos de degradação associados à geotecnia são oriundos dos diferentes tipos de fontes de água, devendo ser considerados eficientes sistemas de drenagem (superficiais e profundas) de modo a mitigar possíveis problemas provenientes das ações da água, tanto na subestrutura quanto nas obras adjacentes a esta.

Sendo a geotecnia o ramo da engenharia civil que estuda o comportamento dos solos e das rochas e como estes reagem a determinadas solicitações, esta deve ser uma especialidade presente no projeto de qualquer obra que apresente interação com o solo. No âmbito ferroviário, a geotecnia deve assumir papel fulcral diferentemente do passado, no desenvolvimento de projetos, auxiliando e determinando soluções que permitam o melhor desenvolvimento do traçado e suporte das cargas oriundas da exploração das vias férreas. Não obstante, deve ainda garantir o pleno funcionamento da exploração das vias férreas ao longo da sua vida útil, minimizando os custos das ações de manutenção, que apresentam-se muitas vezes com restrição de circulação, implicando diretamente na exploração da via férrea.

Como desenvolvimentos futuros, devem ser avaliados os impactos financeiros que os mecanismos de degradação do solo de fundação implicarão nas ações de manutenção de uma via férrea em plena exploração. Além disto, é recomendada a realização de uma análise do custo/benefício das várias técnicas de melhoramento e reforço do solo de fundação.

Referências Bibliográficas

- Adam D., Volgel A., Zimmermann A. (2007). “Ground improvement techniques beneath existing rail tracks”. *Ground Improvement*, 11 (4), pp 229–35
- Albano, J. F. e dos Santos Senna, L. A. (1996). “Desenvolvimento Sustentável e Transportes”. Congresso da Associação Nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes, Brasília.
- Alves, N, J. (2010). “Avaliação de dimensionamento da Subestrutura ferroviária de linhas de alta Velocidade”. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto de Lisboa, Lisboa.
- AREMA@(2018).https://www.arena.org/AREMA_MBRR/About_Us/AREMA_MBRR/About.aspx?hkey=f003e95f-953e-4e21-8a23-b6db4c08c175. American Railway Engineering and Maintenance-of-Way (página de internet consultada em Set/2019), EUA.
- Azevedo, A. M. (2007). “Considerações sobre a drenagem subsuperficial na vida útil dos pavimentos rodoviários”. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Barbosa, J. P. (2015). “Nota de aula da disciplina – Hidráulica aplicada”. Graduação em engenharia civil, Centro Universitário Maurício de Nassau, Recife – PE, Brasil.
- Bastos, P. S. S. (1999). “Análise experimental de dormentes de concreto protendido reforçados com fibras de aço”. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo.
- Berggren, E. (2009). “Railway Track Stiffness - Dynamic Measurements and Evaluation for Efficient Maintenance”. Tese de Doutorado, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Borges, C. N. (2017). “Manual Didático de Ferrovias”. Paraná, Brasil.
- Botelho, M. R. D. L. (2008). “Estados limites últimos e de utilização em terraplenagens para vias férreas de alta velocidade - Soluções para Tratamento da Fundação da Via”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.
- Brazão, J. L. F. (2011). “Aterros Ferroviários de Misturas de Solo e Enrocamento”. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Técnico de Lisboa, Lisboa.
- Caetano, V. F. R. (2018). “Análise multicritério aplicada na reabilitação de infraestruturas ferroviárias”. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.

- Carmona, D. A. (2012). “Contributo biobibliográfico para o estudo do caminho-de-ferro em Portugal (1856-2006)”. Dissertação de Mestrado, Universidade Lusófona de Humanidade e Tecnologias, Lisboa.
- Carneiro, J. R. C. (2009). “Durabilidade de materiais geossintéticos em estruturas de carácter ambiental – a importância da incorporação de aditivos químicos”. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Ambiental da Universidade do Porto, Porto.
- Carvalho, C. A. C. (2012). “Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego ferroviário em passagens inferiores pré-fabricadas a vias de alta velocidade”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.
- Cerdeiral, J. C. F. (2014). “Influência da subestrutura na evolução da degradação da qualidade geométrica da via férrea”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.
- Código UIC 719 R (2008). “Earthworks and track bed for railway line”. UIC
- Coelho, L. M. G. (2008). “Blocos Técnicos em Infra-Estruturas Ferroviárias Comportamento e Práticas Nacionais e Internacionais”. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Técnico de Lisboa, Lisboa.
- Coelho, P. (2019). “Nota de aula da disciplina – Dinâmica dos solos e engenharia sísmica”. Mestrado em mecânica dos solos e engenharia geotécnica, Universidade de Coimbra, Departamento de engenharia civil, Coimbra.
- Correia, A. A. S. (2011). “Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego”. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Portugal.
- Cristelo, N. M. C. (2001). “Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, Escola de engenharia, Minho.
- Cruden, D. M., Varnes, D. J. (1996). “Landslide Types and Processes”. Special Report, Transportation Research Board, National Academy of Sciences, 247:36-75
- Dahlberg, T. (2004). “Railway track settlements - a literature review”. Mechanical Engineering. Linköping University. Linköping, Sweden.
- Dantas, R. (2014). “Modelo de Gestão de Ativos da via férrea baseado em análise probabilística de Custos por Ciclo de Vida. Aplicação ao caso da Rede Ferroviária Nacional”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa.
- Dos Santos, J. J. (2015). “Impactos da implantação da ferrovia transnordestina no polo gesseiro do araripe: Cenário e perspectivas dos stakeholders regionais.”. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Pernambuco, Brasil.
- EN 13674-1, FINAL DRAFT – “Railway applications - Track - Rail - Part 1: Vignole railway rails 46 kg/m and above”.
- Esveld, C. (2001). “Moder Railway Track”. 2ª ed. Delft: MRT-Productions. ISBN 90-800324-3-3.

- Fernandes, J. A. S. (2011). “Modelação do Comportamento Mecânico de Vias-férreas”. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- Ferreira, J. N. V. S. (2013). “Long-term behaviour of railway transitions under dynamic loading”. Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- Filho, J. C. S. (2013). “Análise numérica do comportamento mecânico de um pavimento ferroviário para diferentes tipos de veículos de via”. Pós-graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.
- Fionini, A., Sachetti, A., Denardin, B., Gobbi, F. e Sá, G. (2016). “Concepção do projeto de drenagem superficial da obra de recuperação do Talude da Cava / MAC”. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. O Futuro Sustentável do Brasil passa por Minas COBRAMSEG 2016 — 19-22 Outubro, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
- Fortunato, E. (2005). “Renovação de plataformas ferroviárias. Estudo relativo à capacidade de carga”. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto.
- Fortunato, E. (2019). “Nota de aula da disciplina – Geotecnia em obras viárias”. Mestrado em mecânica dos solos e engenharia geotécnica, Universidade de Coimbra, Departamento de engenharia civil, Coimbra.
- Guedelha, P. L. (2012). “Materiais Elásticos como Elementos de Proteção em Vias Balastradas”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Área departamental de Engenharia Civil, Lisboa.
- Indraratna, B., Salim, W. e Rujikiatkamjorn, C. (2011). “Advanced rail geotechnology –Ballasted track”. CRC Press, Taylor & Francis Group.
- IMPT-I@(2019). “Observatório – estatísticas” Instituto da Mobilidade e dos Transportes. Disponível em:
<http://www.imtip.pt/sites/IMTT/Portugues/Observatorio/Estatisticas/Paginas/Estatisticas.aspx>, (página de internet consultada em Set/2019), Portugal.
- IP@(2019). “Sobre” Infraestruturas de Portugal. Disponível em:
<http://www.infraestruturasdeportugal.pt/sobre-nos>. (página de internet consultada em Set/2019), Portugal.
- INE@(2019). “Anuário Estatístico de Portugal - 2018” Instituto Nacional de Estatística Portuguesa. Disponível em:
https://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine_publicacoes&PUBLICACOESpub_boui=381689773&PUBLICACOESstema=55488&PUBLICACOESmodo=2, (página de internet consultada em Set/2019), Portugal.
- Kaje, L. C. (2016). “Aplicação da Metodologia ProNIC na Construção de Infraestruturas Ferroviárias”. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.

- Keretch, M. E. (2017). “Acidentes ferroviários motivados por desgaste na ponta de agulha do aparelho de mudança de via”. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, São Paulo.
- Khanh, N. G. (2013). “Efectos dinámicos debidos al tráfico de ferrocarril sobre la infraestructura de vía y las estructuras”. Tese de Doutorado, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.
- Leal, M. L. M. A. T. (2015). “Modelação numérica e metodologias de dimensionamento estrutural de infraestruturas rodoviárias e ferroviárias: Estado da Arte e Estudo Comparativo”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Área departamental de Engenharia Civil, Lisboa.
- Leite, M. R. S. V. (2017). “Especificações Técnicas da Via-Férrea”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto.
- Li, D., Hyslip, J., Sussmann, T. e Chirsmer, S. (2016). “Railway Geotechnics”. CRC Press, Boca Raton, FL.
- Luceno, C.S. e Laroque L. F. S. (2011). “A ferrovia como agente de progresso e desenvolvimento: A inserção em ambiente mundial, brasileiro e sul-riograndense”. Revista destaques acadêmicos, ano 3, n. 2, 2011 - cchj/univates
- Lopes. L. S. (2017). “Análise experimental do comportamento hidráulico e mecânico de um pavimento ferroviário”. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Rio de Janeiro.
- Lunardi, P. (1997). “Ground improvement by means of jet-grouting”, Proc. Inst. Civil Eng. Ground Improv. 1 (2), 65–85, Itália;
- Marcelino, J. (2005). “Propagação e mitigação de vibrações de baixa frequência geradas por comboios de alta velocidade”. Teses e programas de Investigação LNEC.
- Makusa, G. P. (2013). “Soil stabilization methods and materials in engineering practice: State of the art review”. Department of Civil, Environmental and Natural resources engineering, Luleå University of Technology, Sweden;
- Marques, J. L. N. (2015). “A importância das infraestruturas ferroviárias na intermodalidade marítimo-ferroviária do transporte de mercadorias”. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- Marques, A. M. C. (2017). “Avaliação da contaminação do balastro ferroviário - Contribuições na aplicação do Radar de Prospecção”. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- Martins, M. M. C. (2017). “Numerical modelling of the railway track with reinforced substructure”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2012). “Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais”. 3ª Edição, Volume 1, FEUP Edições

- Mendes, E. M. A. (2016). “O Fenómeno de Consolidação na Prática Laboratorial”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, Escola de engenharia, Minho.
- Miguel, F. A. S. B. (2015). “Inspeção de Infraestruturas Ferroviárias”. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- Moreira, A. S. C. (2014). “Métodos de Dimensionamento de Vias-férreas”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, Escola de engenharia, Minho.
- Moura, C. J. A. (2015). “Medidas de mitigação de liquefação - Aplicação ao dimensionamento de fundações superficiais”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.
- Mourão, J. M. P. (2017). “Gestão e manutenção da infraestrutura ferroviária, os vários tipos de ações de manutenção”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de engenharia de Lisboa, Área departamental de Engenharia Civil, Lisboa.
- Navikas, D., Sivilevic, H. e Bulevicius, M. (2018). “Investigation and evaluation of railway ballast properties variation during technological processes”. *Construction and Building Materials*, vol. 185, nº 2018, p. 325–337.
- Oliveira, A. F. P. (2012). “Via Balastrada versus Via Não Balastrada”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Área departamental de Engenharia Civil, Lisboa.
- Padrão, V. M. B. R. (2016). “Redes de Drenagem de Águas Pluviais - A integração e o desenvolvimento de órgãos acessórios”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto.
- Paixão, A. e Fortunato, E. (2009). “Novas soluções de superestrutura de via para a alta velocidade ferroviária”. Lisboa, LNEC.
- Parente, J. F. C. (2015). “Modelação e análise do problema de transições ferroviárias - aplicação à transição entre via balastrada e via em laje de betão”. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Técnico de Lisboa, Lisboa.
- Pinto, N. M. S. A. (2009). “Contribuição para o estudo da contaminação de cal com cimento no tratamento de solos”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto.
- Pires, D. A. M. (2018). “Reabilitação de infraestruturas ferroviárias. Aplicação de geogrelhas na camada de balastro”. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- Profillidis, V. A. (2014). “Railway Management and Engineering”. Ashgate Publishing Company, 4ª Edição, Grécia.
- Railroad History @ (2019). “The father of the railway: the diolkos”. Disponível em: <https://www.historyofrailroad.com/news/father-railway-diolkos>, (página de internet consultada em Set/2019), EUA.
- Ramos, A., Correia, A. G., Indraratna, B., Ngo, T. e Calçada, R. (2020). “Mechanistic-empirical permanent deformation models: Laboratory testing, modelling and ranking”. *Journal homepage elsevier. Transportation Geotechnics*

- Ribeiro, A. C. C. A. (2012). “Transições aterro – estrutura em linhas ferroviárias de alta velocidade: análise experimental e numérica”. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto.
- Rodrigues, D. D. (2012). “Manutenção e conservação de vias férreas: análise de casos práticos”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Coimbra.
- Salceda, T. I. D. (2016). “Evolução da condição de vias-férreas”. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- Santos, A. S. L. (2017). “A Importância da Geotecnia na Infraestrutura Ferroviária”. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Técnico de Lisboa, Lisboa.
- Santos, L. C. C. (2010). “Estimativa de vazões máximas de projeto por métodos determinísticos e probabilísticos”. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Brasil.
- Santos, J. F. R. (2008). “Estudos de Formulação de Solo-Cimento e Solo-Cal e Respectivas Aplicações”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto.
- Seara, I. e Correia G. A. (2008). “Zonas de transição de vias-férreas. A importância de uma solução geoestrutural”. In Proceedings of XI Congresso Nacional de Geotecnia, Portugal.
- Shang, H. (2015). “Maintenance Modelling, Simulation and Performance Assessment for Railway Asset Management”. Tese de Doutorado, Universidade de Tecnologia de Troyes, Reims, França.
- Silva, E. (2006). “Análise da Evolução dos Defeitos da Via Permanente da MRS para Planejamento de Intervenções Preditivas de Manutenção”. Curso de Especialização em Transporte Ferroviário de Cargas, Instituto Militar de Engenharia, Academia MRS, 2006, Rio de Janeiro.
- Silva, A. M. V. (2011). “Interacção solo – Laje de transição em obras de arte”. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia civil.
- Silva, T. S. S. (2012) “Inspeção e Reabilitação de Infraestruturas Ferroviárias”. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- Silva, F. H. P. (2018). “Estudo do comportamento de um lastro ferroviário sob cargas repetidas em modelo físico de verdadeira grandeza”. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Programa de Pós-graduação em engenharia civil, COPPE , Rio de Janeiro.
- Soares, P. J. B. (2018). “Avaliação de velocidades críticas em vias férreas de alta velocidade”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.

- SUYU Railway @ (2018). “Clip” Disponível em: <http://railwayclip.com/index.html> (Página de internet consultada em Out/2019), China.
- Tavares, P. J. F. (2009). “Reforço de subestruturas de vias férreas com geossintéticos”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto.
- Teixeira, P. F. (2003). “Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical”. Tese de Doutorado, Universidade Politécnica da Catalunha, Escola Tècnica d’Enginyers de Camins, Canals i Ports, Barcelona.
- Teixeira, N. M. G. (2016). “Sistemas de Transporte Ferroviário: Evolução e perspectivas de desenvolvimento”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto.
- Tesla@ (2019). “Hyperloop” Disponível em: https://www.tesla.com/sites/default/files/blog_images/hyperloop-alpha.pdf, (página de internet consultada em Set/2019), EUA.
- The global Economy.com @ (2020). “Infrastructure and transport characteristics”. Disponível em: <https://www.theglobaleconomy.com/>, (página de internet consultada em Fev/2020), EUA.
- Topolnicki, M. (2003). “Ground improvement with in-situ wet soil mixing, Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice”. pp. 113-130 Noordwijkerhout, Holanda.
- Tzanakakis, K. (2013). “The railway track and its long term behavior”. Springer Tracts on Transportation and Traffic, vol. 2,
- UIC @ (2018). “International Union of Railways. The Worldwide Railway Organisation. high speed”. Disponível em: <https://uic.org/passenger/highspeed/>, (página de internet consultada em Nov/2019), França.
- UIC @ (2019). “About UIC”. Disponível em: <https://uic.org/about/about-uic/#UIC-since-1922-a-long-life-organisation>. (página de internet consultada em Nov/2019), França.
- Vale, C. M. (2010). “Influência da qualidade dos sistemas ferroviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva de vias de alta velocidade”. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto.
- Venda, P. J. (2019). “Nota de aula da disciplina – Obras hidráulicas”. Mestrado em mecânica dos solos e engenharia geotécnica, Universidade de Coimbra, Departamento de engenharia civil, Coimbra.