

# REABILITAÇÃO DE UMA LINHA FÉRREA DE MERCADORIAS - ASPETOS GEOTÉCNICOS DA VIA

Rehabilitation of a freight railway line - Geotechnical aspects of the track

Eduardo Fortunato\*

Simona Fontul\*\*

André Paixão\*\*\*

Nuno Cruz\*\*\*\*

Jorge Cruz\*\*\*\*\*

Francisco Asseiceiro\*\*\*\*\*

**RESUMO** – Após alguns anos em que o transporte ferroviário teve um declínio acentuado, ultimamente tem vindo a assistir-se, em vários países, à modernização de linhas férreas antigas, nomeadamente procedendo à reabilitação da via-férrea. Vários desses casos referem-se a vias que se pretende que venham a servir essencialmente o transporte de mercadorias. Durante a reabilitação das vias férreas existem vantagens técnicas, económicas e ambientais em manter, se possível, os materiais existentes, em particular a camada de balastro ferroviário contaminado com solos finos, sob as novas camadas de reforço. Este trabalho apresenta resultados de estudos realizados com o objetivo de reabilitar uma via-férrea para o transporte de mercadorias, localizada em África. Para além da caracterização realizada in situ, construíram-se trechos experimentais para testar diversas soluções estruturais para reabilitação da plataforma ferroviária e realizaram-se modelações numéricas da via, contemplando essas soluções. Os resultados dos estudos permitiram concluir que é possível levar a cabo o reforço estrutural da plataforma, de forma eficiente, em termos técnicos e económicos.

**SYNOPSIS** – A few years after railway transportation suffered a sharp decline, the rehabilitation of old railway lines have been implemented lately in many countries. Several of these cases regard lines that are expected to be used for freight transport. Whenever possible, during rehabilitation of railway tracks there are technical, economic and environmental advantages in reusing existing materials, particularly the fouled ballast layer (ballast contaminated by fines), to support new reinforcement layers. This paper presents results of studies with the aim to rehabilitate a railway freight corridor, located in Africa. In addition to the in situ characterization, experimental stretches were constructed to test various structural rehabilitation solutions of the platform and numerical models were developed to analyse their structural behaviour. The results obtained

---

\* Investigador Principal, Dep. de Transportes, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.  
E-mail: efortunato@lnec.pt.

\*\* Investigadora Auxiliar, Dep. de Transportes, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.  
E-mail: simona@lnec.pt.

\*\*\* Bolseiro de Doutoramento, Dep. de Transportes, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.  
E-mail: apaixao@lnec.pt

\*\*\*\* Eng. Geotécnico, PhD, Dep. de Geotecnia, Mota-Engil Engenharia e Construção.  
E-mail: NunoCruz@mota-engil.pt

\*\*\*\*\* Eng. Geotécnico, MSc, Dep. de Geotecnia, Mota-Engil Engenharia e Construção.  
E-mail: Jorge.Cruz@mota-engil.pt

\*\*\*\*\* Eng. Civil, Dep. de Estudos e Projetos, Mota-Engil Ferrovias.  
E-mail: francisco.asseiceiro@mota-engil.pt

in the studies showed that it is possible to carry out efficiently structural reinforcement of the platform, taking into account economic and technical issues.

**PALAVRAS CHAVE** – Reabilitação de vias-férreas de mercadorias, ensaios não destrutivos, modelação numérica.

## 1 – INTRODUÇÃO

Após alguns anos em que o transporte ferroviário teve um declínio acentuado, ultimamente tem vindo a assistir-se, em vários países, à modernização de linhas férreas antigas. Vários desses casos referem-se a vias em que se pretende operar, essencialmente, comboios de mercadorias.

A modernização de linhas férreas que estão em operação requer, normalmente, a reabilitação da via, com o objetivo de repor ou melhorar as suas condições de funcionamento. Essa reabilitação pode contemplar a substituição da superestrutura (carris, travessas e balastro ferroviário), assim como o melhoramento da subestrutura (zona superior da fundação da via, usualmente considerada até cerca de 2 m de profundidade abaixo da base das travessas). Este melhoramento pode passar pela construção de camadas de reforço, pelo tratamento dos solos da fundação com ligantes, ou mesmo pela substituição desses solos por outros de melhor qualidade.

A reabilitação de estruturas antigas deve ser realizada de forma económica e ambientalmente sustentável. As principais diferenças entre a construção de uma via-férrea nova e a reabilitação de uma via antiga estão relacionadas com: i) a preocupação em manter, tanto quanto possível, a estrutura existente; ii) a necessidade de tornar mínimas as perturbações na operação ferroviária, durante a execução dos trabalhos; iii) os constrangimentos físicos a que a infraestrutura está sujeita (património edificado, relevo, acessibilidade ao local da obra); iv) as dificuldades em utilizar algumas técnicas que são normalmente utilizadas na construção de vias novas, como por exemplo o tratamento dos solos da fundação; v) a heterogeneidade, quer ao longo do desenvolvimento longitudinal quer transversal, dos materiais existentes na subestrutura, em particular quando a via é muito antiga e não foi sujeita a obras de manutenção e de reabilitação; vi) a necessidade de manter a operação da via com elevados níveis de segurança durante a realização das obras.

O processo de reabilitação, para além de considerar os aspetos anteriormente referidos, deve ser baseado em estudos de caracterização física e mecânica dos elementos e das camadas da via existente (Fortunato *et al.*, 2001). De facto, este aspeto é muito importante, quer no sentido de dimensionar a mais eficiente configuração estrutural, quer em termos da definição das obras complementares que será necessário realizar, por exemplo relacionadas com a drenagem da via.

A avaliação das características físicas e mecânicas da estrutura e dos seus componentes pode ser feita recorrendo a diversos métodos, dependendo das condições de acessibilidade à via que é possível ter, em particular quando esta está em operação. No que se refere à subestrutura, é prática comum caracterizar os geomateriais através da determinação das suas propriedades intrínsecas (granulometria e plasticidade) e das propriedades de estado (teor em água e grau de compactação). Em algumas situações, têm também sido realizados ensaios para determinação de parâmetros mecânicos, nomeadamente o módulo de deformabilidade (Fortunato, 2005).

Nas vias antigas, em particular naquelas que não têm camada de sub-balastro (camada que faz a separação entre o balastro ferroviário e o solo de fundação), observa-se frequentemente uma camada de balastro contaminado com solos, entre o balastro limpo e a fundação. Esta contaminação pode ter diferentes origens, sendo as principais: i) “bombagem” dos solos finos da fundação, em presença da água, por ação das cargas cíclicas dos comboios; ii) degradação das partículas de balastro, em particular no material de baixa resistência ao desgaste e à fragmentação.

No âmbito da reabilitação existem algumas vantagens técnicas, económicas e ambientais em manter a camada de balastro contaminado na estrutura da via, sob as novas camadas de reforço

(Fortunato *et al.*, 2010). Estas vantagens estão relacionadas com a elevada rigidez dessa camada, que pode ser relevante em termos estruturais, e com a redução do volume de materiais movimentados, quer os que seria necessário levar a depósito, quer aqueles que seriam obtidos em empréstimos. Para além disso, a opção de manter esta camada na estrutura reabilitada, pode simplificar o processo construtivo, reduzir os custos, o prazo de execução das obras e as perturbações na operação ferroviária. Nesta perspetiva, parece apropriado caracterizar as propriedades mecânicas dos materiais através de ensaios, laboratoriais e *in situ*, baseados no desempenho (Gomes Correia *et al.*, 2012).

Este trabalho apresenta alguns estudos conducentes à reabilitação de um troço de uma linha férrea localizada em África, designado como Secção 5 do Corredor Ferroviário de Nacala. Este troço tem um comprimento aproximado de 100 km, estabelecendo a ligação entre Nkaya, no Malawi, e Entre Lagos, em Moçambique, na fronteira entre os dois países. O objetivo principal da reabilitação é obter uma via que permita a circulação regular de comboios com carga máxima por eixo de 20,5 toneladas, a uma velocidade máxima de 80 km/h.

A inspeção visual da via, a análise das características da sua superestrutura e a prospeção geotécnica, permitiram identificar a espessura das camadas, determinar as características dos solos e avaliar a rigidez da subestrutura, nomeadamente através de ensaios de penetração.

Foram realizados estudos experimentais num trecho de via desativado, para avaliar a viabilidade técnica e económica de construir o reforço da plataforma com diversas configurações estruturais passíveis de serem utilizadas na reabilitação da via. As distintas configurações contemplaram camadas de reforço construídas com agregados compactados e com misturas de agregados com cimento. No âmbito destes estudos realizou-se prospeção com o georadar, e fizeram-se ensaios de carga com placa tradicionais e ensaios com defletómetro de impacto.

Posteriormente procedeu-se à modelação numérica tridimensional da via-ferrea para estudar a resposta das diversas soluções estruturais que foram construídas no trecho experimental, quando submetidas à solicitação imposta pela passagem dos comboios. Compararam-se os resultados obtidos, em termos de tensões e deformações, em diversos elementos de cada solução estrutural.

Os estudos efetuados permitem concluir que é possível reabilitar, de forma técnica e economicamente eficiente, plataformas ferroviárias antigas, mantendo parte da estrutura existente e construindo camadas de reforço. Para tal, é fundamental proceder a uma adequada caracterização da estrutura existente.

## 2 – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA VIA EXISTENTE

A experiência tem mostrado que os ensaios não destrutivos realizados *in situ* são adequados para avaliar as características físicas e mecânicas de vias-ferreas em operação (Fortunato, 2005). Assim, na caracterização da Secção 5 do Corredor Ferroviário de Nacala utilizou-se o Georadar para proceder a uma avaliação preliminar da espessura das camadas da via. Nesta avaliação foram utilizados sistemas 2D e 3D, com diferentes configurações de antenas de distintas frequências, nomeadamente: a) um sistema 3D equipado com 17 antenas (9 emisoras e 8 recetoras) de frequência central de 400 MHz, permitindo a execução de alinhamentos longitudinais com espaçamento entre perfis de 0,08 m, na direção transversal; b) um sistema 2D equipado com antenas operando numa frequência central de 800 MHz. Os dados resultantes destes dois varrimentos foram processados em conjunto para determinação da espessura média das camadas, na zona entre carris. Foi também realizado um varrimento lateral aos carris para determinação da espessura de balastro no prisma lateral, mas a informação resultante não foi considerada no estudo, devido à sua fraca qualidade. É de salientar que a variação detetada entre os perfis realizados não foi significativa (valor máximo da ordem de 2 cm) e quando os perfis não apresentaram uma resolução aceitável, não foram considerados para a determinação do valor médio da espessura.

Na Figura 1 apresenta-se um esquema do traçado da linha férrea em estudo, no qual se assinala, num pequeno trecho, a título de exemplo, a gama de espessuras (identificadas por escala de cores) de balastro, estimadas com base na análise das imagens obtidas com o Georadar.

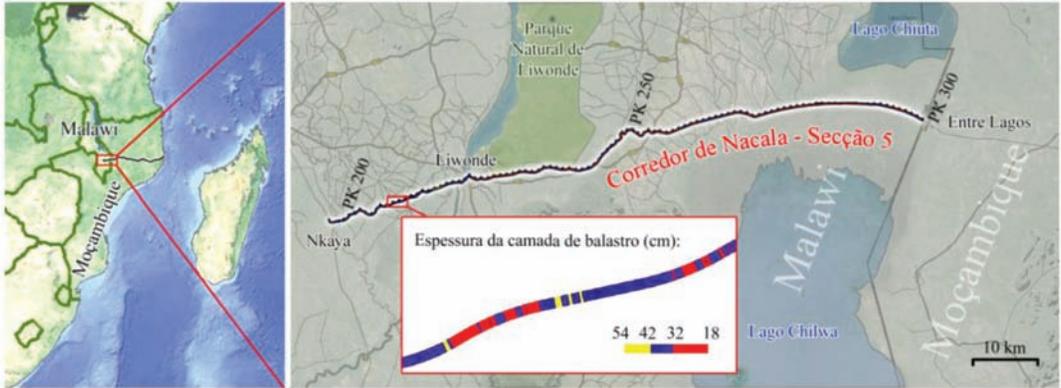


Fig. 1 – Localização da linha e esquema elucidativo da informação produzida com o Georadar.

Na Figura 2 apresentam-se alguns aspetos do equipamento utilizado e um exemplo das imagens obtidas. Essas imagens permitiram concluir que: a) em cerca de 65% da extensão da via a espessura da camada de balastro limpo era superior a 20 cm; b) em cerca de 60% da extensão da via a espessura da camada de balastro contaminado era superior a 20 cm; c) em mais de 80% do desenvolvimento longitudinal da via, a soma das espessuras das camadas de balastro limpo e de balastro contaminado era superior a 20 cm.

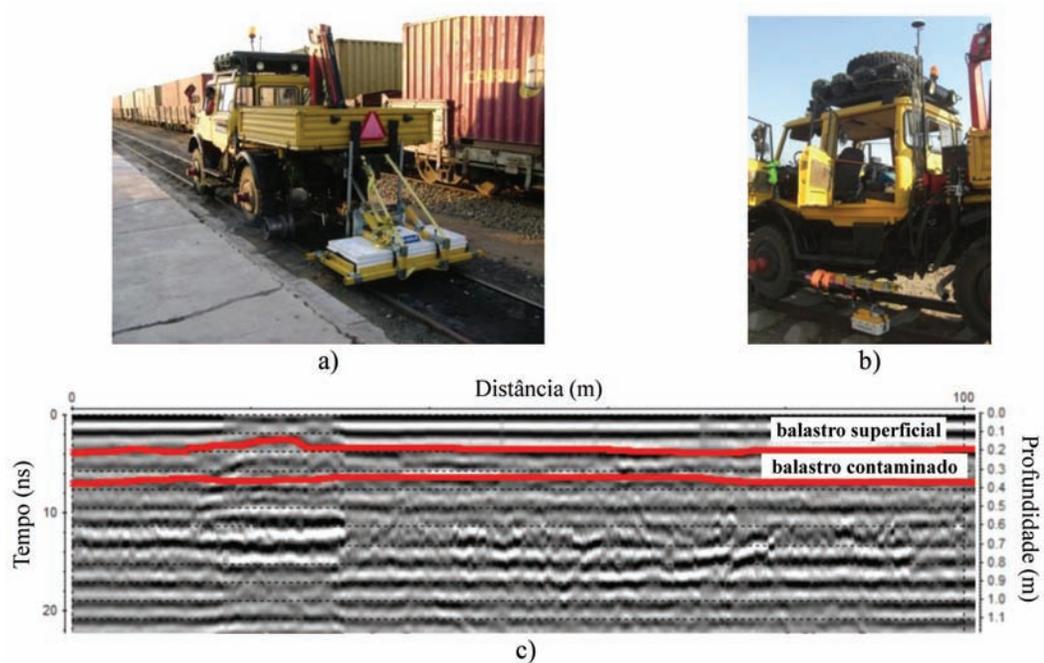


Fig. 2 – Aplicação do Georadar na avaliação da espessura das camadas: a) avaliação entre carris; b) avaliação no prisma lateral; c) exemplo da análise de uma imagem obtida.



**Quadro 1** – Características físicas do penetrómetro DPSH utilizado.

Penetrómetro	Dimensões do cone			Dimensões das varas			Martelo	
	Diâmetro (mm)	Ângulo apical (°)	Secção (cm <sup>2</sup> )	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa (kg)	Altura de queda (cm)
DPSH	50,0	90	20	32	1	6,25	63,5	76

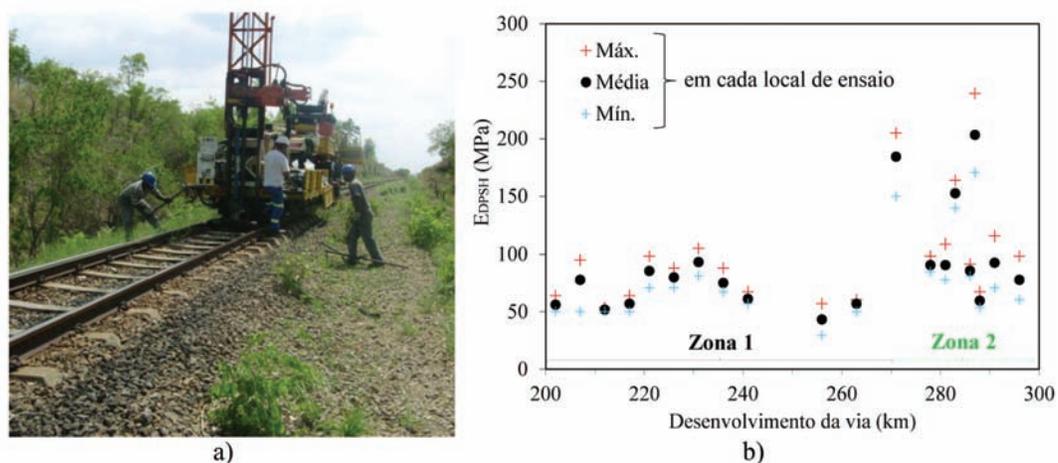
Os ensaios DPSH foram realizados no eixo da via (Figura 4a), iniciando-se a sua execução após a remoção das camadas de balastro e de balastro contaminado. Pretendia-se fundamentalmente avaliar a rigidez dos aterros e do terreno natural. Para o efeito, os resultados obtidos com o DPSH ( $N_{20}$ ) foram utilizados para estimar valores do SPT - *Standard Penetration Test* ( $N_{SPT}$ ), através da relação:

$$N_{SPT} = 1,5 N_{20} \text{ (DPSH)} \quad (1)$$

Esta transformação de resultados é relativamente fidedigna e referida na bibliografia da especialidade (Muromachi e Kobayashi, 1982; Cruz, 2010), dada a semelhança entre os dois tipos de métodos, nomeadamente no que respeita à técnica de cravação do equipamento, massa do pilão, altura de queda e secção transversal do amostrador (SPT) e do cone (DPSH), que geram idêntica energia potencial.

Atendendo às características granulométricas dos materiais, calcularam-se, com base nos resultados dos ensaios, os valores do módulo de deformabilidade em profundidade (Castro, 1988). Na Figura 4b apresentam-se os valores obtidos em cada local (médio, máximo e mínimo), até 1 m de profundidade, os quais variam entre 40 e 250 MPa. Os valores obtidos na segunda zona são parecidos com os obtidos na primeira, com exceção do que acontece em três locais, que exibem valores relativamente mais elevados.

Os valores obtidos para o módulo de deformabilidade são comparáveis com aqueles que têm sido obtidos durante a caracterização de outras plataformas ferroviárias antigas (Fortunato, 2005). Em vários desses casos, tem-se construído camadas de reforço, normalmente com agregados.



**Fig. 4** – Ensaios com o DPSH na fundação: a) aspeto da execução do ensaio; b) módulo de deformabilidade até 1,0 m de profundidade, obtido a partir dos ensaios DPSH.

### 3 – ESTUDOS RELATIVOS À REABILITAÇÃO DA SUBSTRUTURA

#### 3.1 – Trecho experimental

De forma a avaliar a viabilidade técnica e económica de diversas configurações estruturais de reforço da plataforma ferroviária, que pudessem ser utilizadas no âmbito da reabilitação da via-férrea, foi construído um trecho experimental numa linha fora de serviço. Ainda antes de remover a superestrutura ferroviária existente, procedeu-se à caracterização física e mecânica das camadas da via, através do Georadar (Figura 5), de ensaios de carga com placa (*Plate Load Test* - PLT) e com o defletómetro de impacto pesado (*Falling Weight Deflectometer* - FWD). Realizaram-se também poços para análise da espessura das camadas e recolha de material para caracterização laboratorial. Foi possível concluir que, em termos gerais, sob as travessas (espaçadas de 0,65 m) existia uma camada de balastro calcário, com uma espessura total de cerca de 20 cm, e cuja contaminação, essencialmente proveniente da degradação das partículas do balastro, aumentava em profundidade. A camada de balastro contaminado estava assente sobre uma fundação de areias argilosas, com dimensão máxima das partículas de 5 mm, com cerca de 23% do material (em peso) de dimensão inferior a 0,074 mm, com um índice de plasticidade de cerca de 10% e um valor de CBR de 9%. Atendendo à espessura da camada de balastro contaminado e às características do solo subjacente, conclui-se que a zona em causa poderá ser representativa de algumas das zonas mais fracas, em termos geotécnicos, da via-férrea que se pretende reabilitar.

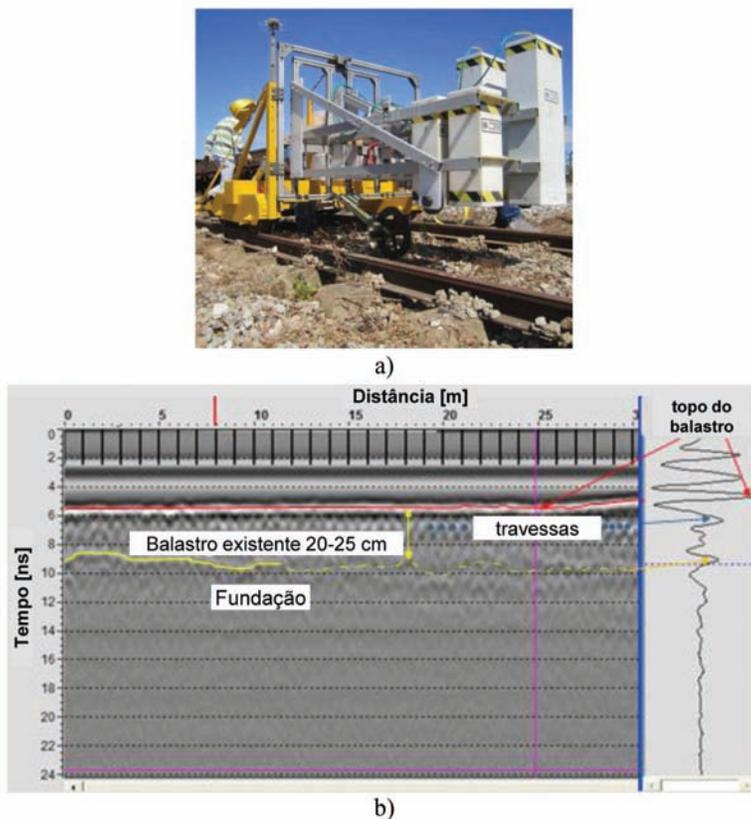


Fig. 5 – Ensaios com Georadar no trecho experimental: a) aspeto do equipamento; b) exemplo da interpretação de uma imagem obtida durante o ensaio.

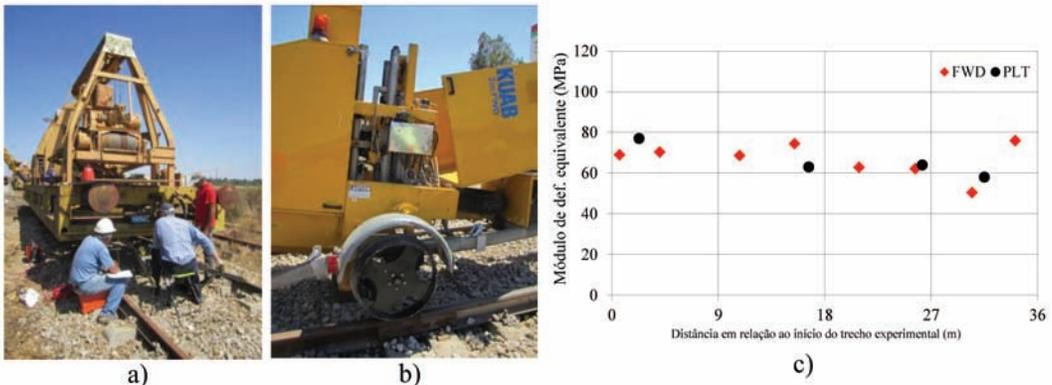
Para a realização dos ensaios de carga com o equipamento FWD, houve que proceder à alteração do eixo e as rodas do equipamento e que construir uma estrutura para colocar entre a placa de carga do equipamento e a camada de balastro (passando a aplicar-se a carga através de uma placa de 0,40 m de diâmetro), de modo a vencer o desnível (é de notar que o equipamento foi originalmente concebido para fazer ensaios sobre pavimentos, circulando com rodas de pneus e não sobre carris) e garantir que o geofone utilizado para medir a deflexão no centro da placa de carga tivesse um apoio adequado.

Os ensaios de carga foram executados sobre o balastro (Figura 6), entre travessas, com o objetivo de estimar o módulo de deformabilidade equivalente (UIC, 2008) das camadas onde apoiavam as travessas. Na análise dos resultados dos ensaios PLT e FWD o valor do módulo de deformabilidade equivalente foi calculado pela expressão:

$$E = 0,75 \cdot d \frac{P}{\delta} \quad (2)$$

em que  $E$  é o módulo de deformabilidade,  $d$  é o diâmetro da placa,  $p$  é pressão vertical aplicada e  $\delta$  é a deflexão sob a placa de carga, a qual, no caso do PLT, foi calculada no segundo ciclo de carga (AFNOR, 2000).

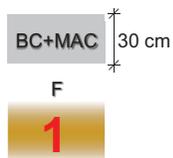
Apesar de os métodos serem distintos (o PLT é um ensaio quase-estático e o FWD é um ensaio dinâmico), ser também distinta a pressão aplicada (cerca de 200 kPa no PLT e de 500 kPa no FWD) e o diâmetro das placas de carga (0,45 m no PLT e 0,40 m no FWD), os valores do módulo de deformabilidade obtidos sobre a camada de balastro foram semelhantes com ambos os métodos. Os valores do módulo variaram ao longo do trecho entre cerca de 60 MPa e 80 MPa (Figura 6c). Estes valores traduzem a rigidez global das camadas onde apoia o armamento da via (carris e travessas), rigidez essa que se pretende aumentar, construindo camadas de reforço para apoio da nova camada de balastro, com o objetivo de reduzir o valor das tensões que se instalam nos solos de fundação, à passagem dos comboios.



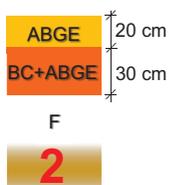
**Fig. 6** – Ensaios de carga realizados antes do levantamento da via férrea: a) equipamento PLT; b) equipamento FWD; c) módulo de deformabilidade equivalente.

Após a realização destes ensaios, e ainda na época seca, procedeu-se à remoção dos carris e das travessas e ao nivelamento do balastro que existia na via. O trecho experimental foi dividido em quatro secções de nove metros de comprimento cada, de forma a serem construídas as seguintes configurações estruturais de reforço (Figura 7):

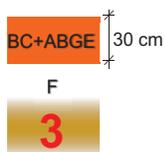
- Secção 1: 10 cm de agregado britado de granulometria extensa espalhado sobre o balastro antigo existente na via; os dois materiais foram misturados com cimento (5%) e compactados, conduzindo a uma camada de cerca de 30 cm de espessura (BC+MAC);



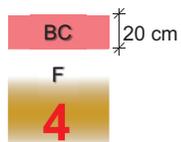
a)



b)



c)

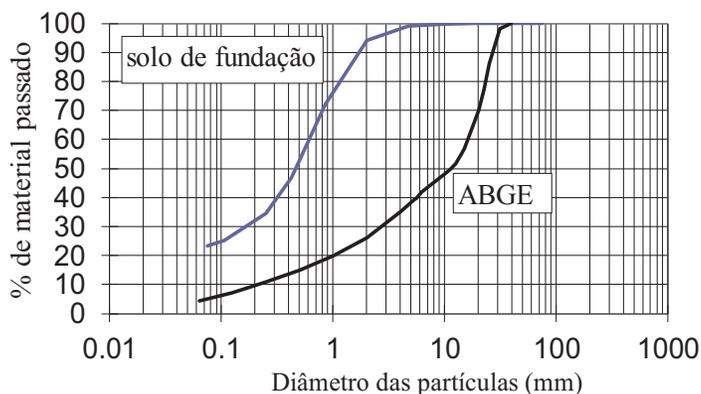


d)

**Fig. 7** – Configurações estruturais das seções 1 a 4 (a, b, c, d) e aspectos da respetiva construção (BC-Balastro Contaminado; ABGE – Agregado Britado de Granulometria Extensa; MAC – Mistura Agregado Cimento; F - Fundação).

- Secção 2: 10 cm de agregado britado de granulometria extensa espalhado sobre o balastro antigo existente na via e misturado com o mesmo (BC+ABGE); depois da compactação desta camada de cerca de 30 cm de espessura, foi espalhada e compactada sobre ela, uma camada adicional com 20 cm de agregado britado de granulometria extensa (ABGE);
- Secção 3: 10 cm de agregado britado de granulometria extensa espalhado sobre o balastro antigo existente na via e misturado com o mesmo (BC+ABGE); após a mistura compactou-se a camada, que ficou com uma espessura de cerca de 30 cm;
- Secção 4: não foi colocada qualquer camada de reforço, mas a camada de balastro antigo contaminado, com cerca de 20 cm de espessura que existia na via foi compactada (BC).

O agregado utilizado nas camadas de reforço trata-se de um material granítico com elevada resistência à fragmentação (valor de Los Angeles igual ou inferior a 26%) e elevada resistência ao desgaste (valor de Micro-Deval igual ou inferior a 10%). Durante a construção este material foi humidificado para que o seu teor em água ficasse próximo do teor em água ótimo (cerca de 5,0%). A granulometria deste material e do solo de fundação são apresentadas na Figura 8. No âmbito de um outro estudo (Fortunato *et al.*, 2012), procedeu-se à caracterização deste material através de ensaios de carga triaxial cíclica, com diversos níveis de tensão e várias condições de estado, em provetes de grandes dimensões. O módulo resiliente deste material depende das condições de estado, nomeadamente do teor em água e do grau de compactação. Nesses estudos constatou-se que o valor do módulo resiliente aumenta com o valor da tensão média. Este comportamento é mais notório em provetes que exibem maiores valores do módulo, considerando o mesmo estado de tensão e condições de estado distintas.



**Fig. 8** – Curvas granulométricas do solo de fundação e do agregado britado de granulometria extensa (ABGE) utilizado nas camadas de reforço.

Após a construção das diversas secções foram efetuados ensaios com o Georadar, no topo das camadas de reforço, com o objetivo de determinar a espessura das mesmas. Na Figura 9 apresentam-se alguns resultados obtidos nas diversas secções. Foi possível identificar a interface entre as camadas de reforço e a fundação, e confirmar assim, em termos gerais, as espessuras das camadas que tinham sido estabelecidas para cada configuração estrutural.

Imediatamente após a construção foi realizada uma campanha de ensaios com FWD no topo das camadas de reforço (Figura 10). Dois meses depois foi levada a cabo uma nova campanha deste tipo de ensaios, com o objetivo de avaliar se teria existido variação significativa do módulo de deformabilidade das camadas com o tempo, em particular devido à variação do teor em água dos

materiais ou, no caso da Secção 1, devido ao aumento da rigidez do agregado tratado com cimento. Os ensaios foram realizados aplicando uma pressão vertical de 400 kPa sobre uma placa de 0,30 m de diâmetro. As deflexões da camada ensaiada foram calculadas através do registo obtido em sete geofones dispostos num alinhamento, a várias distâncias do centro da placa de carga. Na Secção 4 foi utilizado apenas um geofone, localizado no centro da placa de carga, atendendo a que o ensaio foi realizado sobre a camada compactada de balastro antigo.

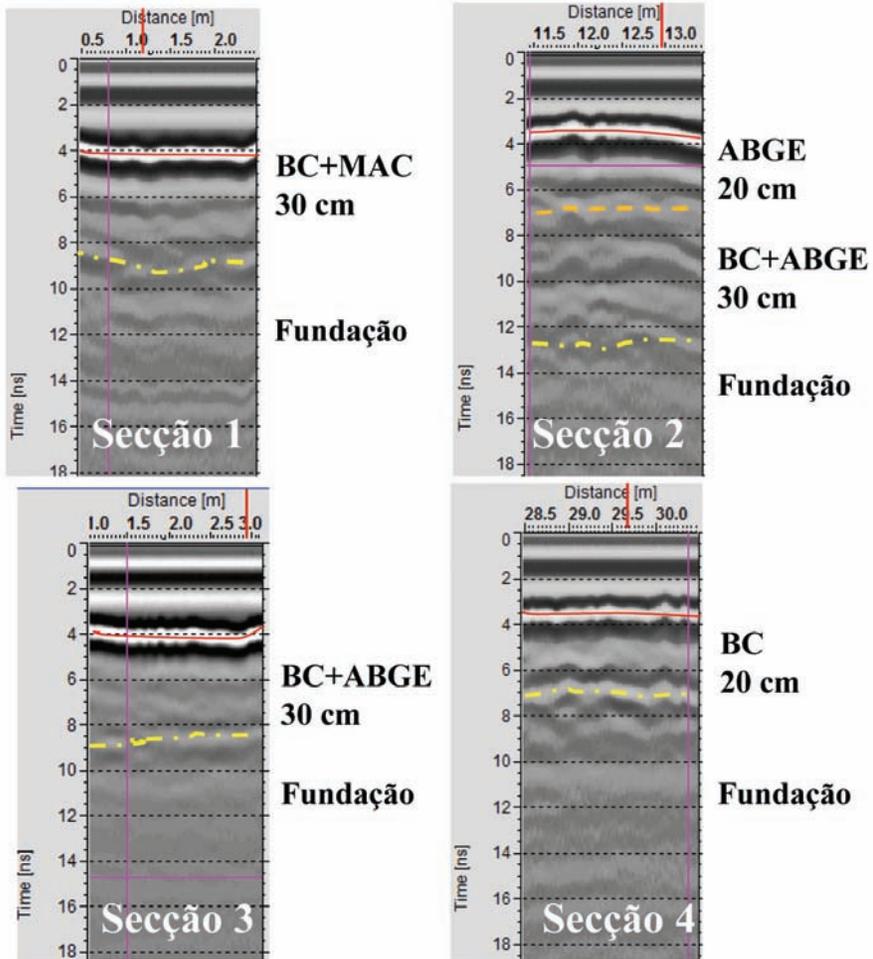


Fig. 9 – Imagens dos ensaios com o Georadar realizados sobre as camadas de reforço.

Os valores do módulo de deformabilidade equivalente, calculados com base na deflexão medida no centro da placa de carga, estão apresentados na Figura 10b, onde as designações FWD-1 e FWD-2 representam os ensaios realizados na campanha imediatamente após a construção e dois meses depois, respetivamente. Pode concluir-se que: a) na Secção 1 e na Secção 2, os valores do módulo foram de cerca de 200 MPa na campanha FWD-1 e cerca de 15% a 20% inferiores, na campanha FWD-2; na Secção 3 os resultados foram de cerca de 130 MPa na campanha FWD-1 e 15% inferiores na campanha FWD-2; c) na Secção 4, onde não foi construída camada de reforço, os valores do módulo na campanha FWD-1 medidos no topo do balastro antigo, que tinha sido compactado, foram de cerca de 80 MPa e diminuíram cerca de 30% na campanha FWD-2; é de

notar que antes de a via antiga ter sido removida, tinham sido obtidos, sobre a camada de balastro, valores do módulo entre 60 a 80 MPa, como já foi referido. Os valores mais baixos do módulo obtidos na segunda campanha (FWD-2) podem ter ficado a dever-se ao aumento do teor em água dos materiais, quer dos agregados quer dos solos de fundação, pois ocorreu precipitação após a primeira campanha.

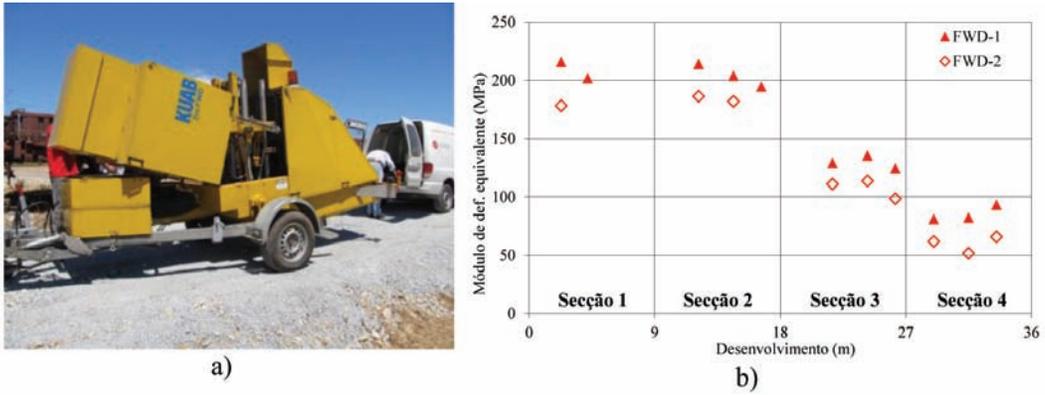


Fig. 10 – Ensaio de carga: a) equipamento FWD; b) módulo de deformabilidade equivalente.

Na Seção 1 e na Seção 2 obtiveram-se valores semelhantes, mas a camada de reforço da Seção 1 é mais fina (o que pode ser importante no caso de haver limitações à subida da rasante), mais barata e mais fácil de construir. A Seção 3 é mais económica e mais fácil de construir do que as duas primeiras, e ainda assim proporciona valores do módulo de deformabilidade superiores a 100 MPa, mesmo em condições relativamente adversas, como a que se verificou na campanha FWD-2, após ter chovido. Estes valores são aceitáveis no âmbito deste tipo de reabilitação (UIC, 2008). Na Seção 4, pelo facto de não haver camada de reforço e de a permeabilidade do balastro ser muito elevada, o aumento do teor em água do solo da fundação pode conduzir a uma redução importante do módulo de deformabilidade equivalente e ao aumento da deformação permanente, para um elevado número de ciclos de carga, conduzindo à necessidade de intervenções de manutenção regulares, com o objetivo de repor a geometria da via.

### 3.2 – Modelação numérica

Utilizando a modelação numérica a três dimensões é possível simular a resposta estrutural dos elementos da superestrutura da via e das camadas da subestrutura, sob a ação da passagem dos comboios, em termos de tensões e de deformações (Paixão e Fortunato, 2010). Assim, foram modeladas numericamente as configurações estruturais de reforço definidas anteriormente e a superestrutura da via-férrea (Figura 11), com o objetivo de avaliar o respetivo comportamento.

Para o desenvolvimento dos modelos numéricos de equilíbrio tridimensional utilizou-se o programa de cálculo automático FLAC3D (Itasca, 2006), que recorre ao método das diferenças finitas. O cálculo explícito (Lagrangeano) e o método de discretização utilizados neste programa proporcionam uma adequada modelação de sistemas contínuos, permitindo a resolução de problemas de equilíbrio tridimensional com uma elevada complexidade geométrica e física. Como é frequente em aplicações deste género, na construção da malha de elementos tirou-se partido das condições de simetria do problema (neste caso de dupla simetria), sendo possível reduzir o domínio de cálculo para um quarto do total (Figura 12).

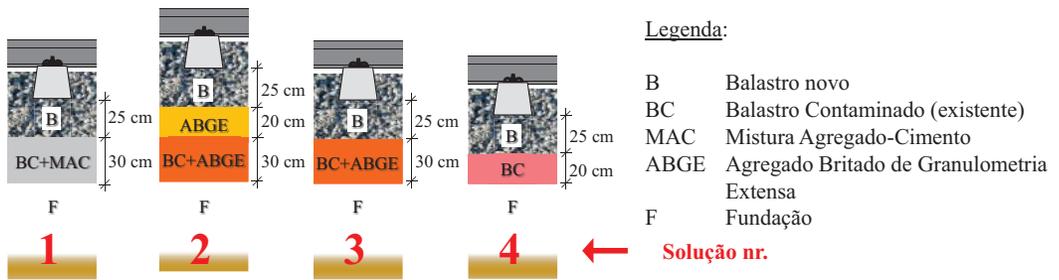


Fig. 11 – Configurações estruturais modeladas.

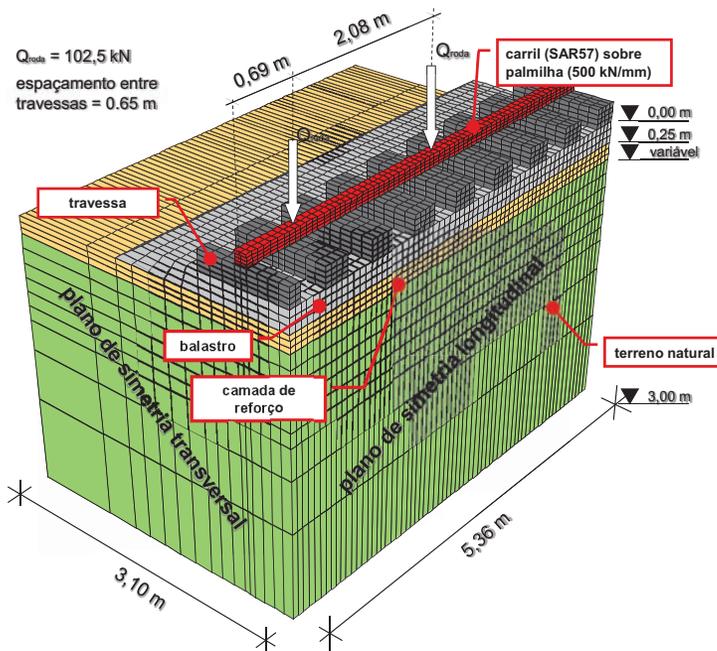


Fig. 12 – Exemplo de malha de elementos utilizada com o programa FLAC3D para modelar a via.

Para contemplar o efeito dos 4 eixos de carregamento de cada um dos *bogies* da locomotiva do tipo GE DASH 9, definida como solicitação de referência para o projeto, os diversos modelos utilizados apresentam um desenvolvimento de 5,36 m na direção paralela aos carris, 3,1 m de largura na direção transversal da via e profundidade constante de 3,0 m, relativa à face inferior das travessas. Optou-se por manter constante a distância ao plano de fronteira horizontal inferior em todos os modelos. Relativamente às condições de fronteira do problema, foram restringidos os deslocamentos na base do modelo. Nas fronteiras laterais foram restringidas apenas as translações normais aos planos verticais de fronteira, de modo a respeitar as condições do problema, em particular a simetria.

Foram utilizados modelos com 17 264 elementos hexaédricos de 8 nós, com um número total de nós de 20 547, elementos esses que representam os seguintes elementos da via: carril, palmilhas, travessas, camada de balastro, camada de reforço (ou balastro antigo) e terreno natural (ou

fundação) (Figura 12). De forma simplificada, modelou-se um carril do tipo SAR-57 (57 kg/m) com uma forma paralelepípedica, utilizando um número suficiente de elementos para reproduzir adequadamente o seu comportamento de flexão. Adotou-se para a largura do carril o valor de 0,14 m (largura real do patim), sendo determinada uma altura equivalente de modo a que o carril apresentasse um momento de inércia idêntico ao do carril real. Para este elemento estrutural considerou-se um comportamento elástico linear, com módulo de Young de 210 GPa e coeficiente de Poisson de 0,3.

Relativamente às palmilhas de apoio do carril sobre as travessas, recorreu-se a elementos paralelepípedicos com altura de 1 cm e com propriedades elásticas que se traduzissem em palmilhas de carril com rigidez normal de 500 kN/mm.

As travessas do tipo monobloco foram modeladas com uma forma paralelepípedica, representando travessas do tipo PY. As suas dimensões foram determinadas tal que, em primeiro lugar, o seu valor de área em planta fosse semelhante ao valor real e, em segundo lugar, que o valor da sua altura conduzisse a um momento de inércia semelhante ao valor médio da travessa real. Considerou-se que estes elementos apresentavam um comportamento elástico linear com módulo de Young de 64 GPa e coeficiente de Poisson de 0,25.

No que se refere à camada de balastro (material sob as travessas e prisma lateral), às camadas de reforço e à fundação onde estas assentam, considerou-se um comportamento elástico linear. Para estabelecer o valor do módulo de deformabilidade da fundação e das camadas de reforço, procedeu-se a uma retroanálise das deflexões medidas com base nos registos dos vários geofones durante cada um dos ensaios FWD. Neste processo de inversão, as deflexões medidas são comparadas com as deflexões calculadas, as quais são obtidas através de um modelo numérico estrutural que recorre à teoria dos sistemas multicamadas com comportamento elástico linear.

A retroanálise foi desenvolvida apenas para os valores registados no ensaio do ponto central de cada secção, recorrendo ao programa comercial BISAR. Em geral, foi possível obter uma boa aproximação aos valores medidos (Figura 13). Na secção 4, como já foi referido, só foi medida a deflexão sob o centro da placa, pelo que não se apresentam os valores.

Para efeitos da modelação da via-férrea, foram considerados os valores do módulo de deformabilidade obtidos na retroanálise da campanha FWD-2, por serem os mais baixos. Estes valores, apresentados no Quadro 2, parecem adequados, nomeadamente os relativos ao ABGE e ao balastro contaminado, atendendo à expectável distribuição de tensões em profundidade (Fortunato e Resende, 2006) e aos valores do módulo resiliente medido em laboratório para esses materiais (Fortunato *et al.*, 2010; Fortunato *et al.*, 2012).

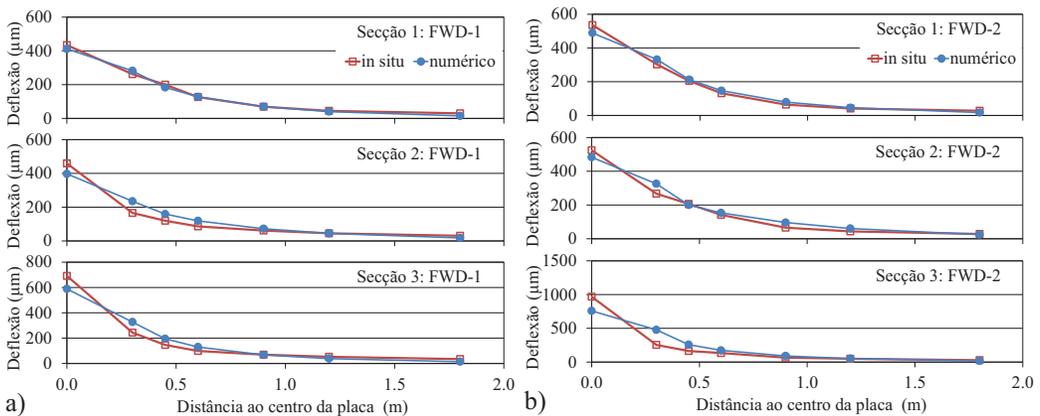


Fig. 13 – Deflexões medidas e calculadas: a) campanha FWD 1; b) campanha FWD 2.

O valor do módulo obtido para o material tratado com cimento parece relativamente baixo, atendendo a valores referidos por outros autores (Lim e Zollinger, 2003) para agregados tratados com percentagens semelhantes de cimento. É provável que o resultado encontrado se fique a dever a alguma dificuldade que houve em misturar adequadamente os materiais *in situ*. Relativamente ao módulo de deformabilidade obtido para o material de fundação (60 MPa), é de notar que esse valor é representativo dos valores mínimos que foram obtidos com base nos resultados dos ensaios DPSH realizados na linha, e apresentados anteriormente. No caso da camada de balastro, os parâmetros foram arbitrados com base em valores referidos na bibliografia (Fortunato, 2005).

**Quadro 2** – Parâmetros estruturais adotados e resultados da modelação numérica.

Configuração estrutural	Balastro			ABGE			BC+MAC BC+ABGE BC			Fundação			$\sigma_B$	$\sigma_F$	$\delta_C$
	e (m)	E (MPa)	$\nu$	e (m)	E (MPa)	$\nu$	e (m)	E (MPa)	$\nu$	e (m)	E (MPa)	$\nu$	(kPa)	(kPa)	(mm)
1	0,25	200	0,2	n.a.			0,3	500	0,2	3,0	60	0,4	114,5	50,1	1,69
2				0,20	150	0,2	0,3	160					108,3	43,6	1,67
3				n.a.			0,3	160					113,0	52,9	1,80
4				n.a.			0,2	160					116,1	54,7	1,78

ABGE – Agregado Britado de Granulometria Extensa; BC – Balastro Contaminado; MAC – Mistura Agregado Cimento;  $\sigma_B$  – tensão vertical máxima entre a travessa e o balastro;  $\sigma_F$  – tensão vertical máxima na fundação;  $\delta_C$  – máxima deflexão vertical do carril; e – espessura da camada; E – Módulo de deformabilidade;  $\nu$  - coeficiente de Poisson.

Admitiu-se no modelo o carregamento vertical de duas rodas que, devido às condições de simetria, reproduzem a solicitação de 4 eixos de 205 kN de um bogie da locomotiva GE DASH 9. Estas cargas verticais foram aplicadas no topo do carril, como indicado na anterior Figura 12.

Os valores calculados das tensões (Figura 14) e deformações foram analisados de forma a se poder comparar a resposta das distintas estruturas. No Quadro 2 apresentam-se os valores de algumas grandezas que usualmente se utilizam no dimensionamento deste tipo de estruturas. No que se refere aos valores da tensão vertical que se instalam nas camadas, estes estão dentro dos limites usualmente aceites para este tipo de estruturas. Em particular, no que se refere à tensão vertical no contacto entre travessa e balastro, e no topo da fundação (sob as camadas de reforço), os valores máximos obtidos foram semelhantes nas várias configurações, e inferiores aos valores usualmente considerados como limite máximo admissível (Selig e Waters, 1994; Esveld, 2001). As configurações 1, 2 e 3, conduzem a uma ligeira redução no valor da tensão vertical máxima no topo da fundação, quando comparado com o obtido na configuração 4, o que se deve à ausência, nesta última, da camada de reforço.

No que se refere aos valores de deflexão do carril ( $\delta_C$ ), eles estão dentro dos limites que são considerados aceitáveis para vias férreas com características semelhantes, tendo em conta estudos realizados por outros autores (Selig e Waters, 1994; Esveld, 2001).

Como seria de esperar, os resultados obtidos nas configurações que consideram as camadas de reforço (1 a 3) indicam um melhor comportamento estrutural, quando comparados com os obtidos na configuração 4. Nas configurações 1 a 3, ocorre uma melhor distribuição das cargas impostas pelos eixos, conduzindo a uma diminuição da tensão vertical máxima ao nível do topo da fundação (Quadro 2). Assim, as soluções de reforço analisadas, em particular a configuração 2, podem ser

relevantes nas situações em que as condições de fundação sejam ainda mais desfavoráveis, ou onde seja necessário elevar o nível da rasante da via, devido à presença de níveis freáticos elevados. Tendo em conta os resultados obtidos, nos casos em que as condições sejam semelhantes às que foram ensaiadas, parece poder concluir-se que a configuração 3 constitui uma solução de reabilitação adequada, tendo em conta a proteção que proporciona aos solos de fundação, quando comparada com a configuração 4, e a mais fácil execução e o menor custo, quando comparada com as configurações 1 e 2.

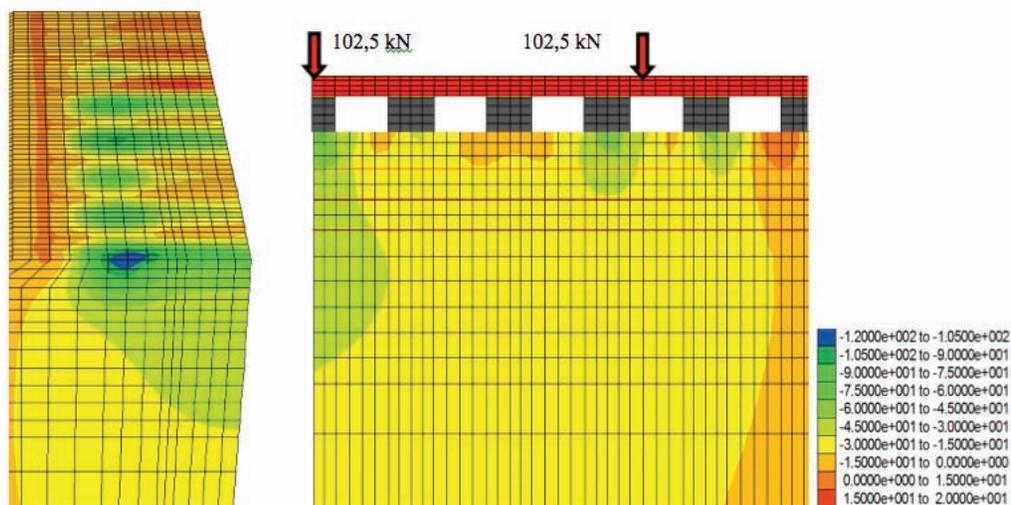


Fig. 14 – Exemplo das tensões verticais (kPa) obtidas na modelação numérica.

#### 4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A modernização de linhas férreas em operação exige, habitualmente, a reabilitação da via-férrea, quer da superestrutura quer, em particular, da respetiva plataforma. Neste tipo de atividade pode incluir-se, nomeadamente, a construção de camadas de reforço.

Neste estudo, o procedimento adotado para a caracterização da via existente permitiu a determinação da espessura das camadas e das características dos materiais que as constituem, assim como do módulo de deformabilidade da plataforma antiga.

As configurações estruturais de reforço da plataforma que foram construídas num trecho experimental de uma via desativada, com condições semelhantes às mais fracas que foram identificadas na via a reabilitar (em termos geotécnicos), permitiram avaliar o processo construtivo e as características mecânicas de cada uma delas. Em particular, concluiu-se que misturando e compactando uma camada de 10 cm de espessura de um agregado de granulometria extensa com o balastro contaminado com solos se obtinha uma camada de reforço sobre a qual se mediu um módulo de deformabilidade (100 a 120 MPa) adequado ao suporte da nova camada de balastro.

Atendendo aos resultados obtidos na modelação numérica tridimensional da via-férrea, para as distintas configurações estruturais de reforço, é possível concluir que qualquer delas constitui uma boa solução de reabilitação.

É de notar que o estudo que se apresentou focou, essencialmente, a resposta da via a curto prazo, nomeadamente o comportamento resiliente dos materiais em determinadas condições de estado. Embora seja corrente admitir que o comportamento a longo prazo se relaciona com a rigidez

que as camadas da estrutura exibem, seria interessante desenvolver estudos de avaliação das deformações permanentes acumuladas, para vários milhões de ciclos de carga, em diversas condições de estado dos materiais. Contudo, estes estudos são ainda de difícil execução, em particular, quando se pretende simular adequadamente as condições existentes *in situ*.

## 5 – AGRADECIMENTOS

Parte deste estudo foi desenvolvido no âmbito da atividade do Grupo de Trabalho 4 – “Subestrutura da via-férrea, incluindo zonas de transição” - da Comissão Portuguesa de Geotecnia nos Transportes (CPGT) da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO M 145-91 (2004). *Classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes*. Standard Specifications for Transportation Material and Methods of Sampling and Testing. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ASTM D 2487-06 (2006). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. American Society for Testing and Materials.
- AFNOR NF P 94-117-1 (2000). *Module sous chargement statique à la plaque (EV2)*. Association Française de Normalisation.
- Castro, G. (1988). *Penetrómetros. Penetrómetro estático tipo holandês (CPT). Penetrómetros dinâmicos (SPT) e (PDL) ou (DPL)*. Informação Técnica, Geotecnia, ITG 11 - LNEC, Lisboa.
- Cruz, N. (2010). *Modelling geomechanics of residual soils by DMT tests*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Esveld, C. (2001). *Modern Railway Track*. Ed. 2, MRT-Productions, Zaltbommel.
- Fortunato, E. (2005). *Renovação de plataformas ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fortunato, E.; Pinelo, A.; Mateus da Silva, J. (2001). *The strengthening and upgrade of railway infrastructures: Geotechnical aspects*. Proceedings of the XV<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. 3, pp. 2069-2072, Istanbul.
- Fortunato, E.; Resende, R. (2006). *Mechanical behaviour of railway track structure and foundation – three dimensional numerical modelling*. Proc. of RailFound 06 - International Conference on Railway Track Foundations, pp. 217-227, Birmingham.
- Fortunato, E.; Pinelo, A.; Matos Fernandes, M. (2010). *Characterization of the fouled ballast layer in the substructure of a 19th century railway track under renewal*. Journal of the Japanese Geotechnical Society: Soils and Foundations, vol. 50, n.º 1, p. 55-62.
- Fortunato E.; Paixão, A.; Fontul, S. (2012). *Improving the use of unbound granular materials in railway sub-ballast layer*. Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int. Conference on Transp. Geotechnics, Sapporo.
- Gomes Correia, A.; Roque, A.J.; Reis Ferreira, S.M.; Fortunato, E. (2012). *Case Study to Promote the Use of Industrial Byproducts: The Relevance of Performance Tests*. Journal of ASTM International; Vol. 9; n.º 2; pp. 1-18.

- Itasca FLAC3D (2006). *Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 D*. Itasca Consulting Group.
- ISO 22476-2 (2005). Geotech. investigation and testing-Field testing-Part 2: Dynamic probing.
- ISSMFE (1989). Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16, with Reference to Test Procedures; Appendix C: “*International reference test procedure for dynamic probing (DP)*”. Information 7, 20-23, Swedish Geotechnical Institute Linköping.
- Lim, S.; Zollinger, D. (2003). *Estimation of the Compressive Strength and Modulus of Elasticity of Cement-Treated Aggregate Base Materials*. Transp. Research Record (1837), pp. 30-38.
- Muromachi T.; Kobayashi, S. (1982). *Comparative study of static and dynamic penetration tests currently used in Japan*. Proc. of the 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Tests, ESOPT-2, Amsterdam.
- Paixão, A.; Fortunato, E. (2010). *Rail track structural analysis using three-dimensional numerical models*. Proc. of 7<sup>th</sup> European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp. 575-580, Trondheim.
- Selig, E.T.; Waters, J.M. (1994). *Track geotechnology and substructure management*. Thomas Telford, London.
- UIC (2008) CODE 719R. *Earthworks and track bed for railway lines*, Union Internationale des Chemins de Fer, Paris.