



FRANCISCO ADRIANO MORAIS DO NASCIMENTO  
Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

# ANÁLISE NUMÉRICA DO DESEMPENHO DE BLOCOS TÉCNICOS PARA A ALTA-VELOCIDADE FERROVIÁRIA

Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL – PERFIL DE ESTRUTURAS

Universidade NOVA de Lisboa  
Setembro, 2024





# ANÁLISE NUMÉRICA DO DESEMPENHO DE BLOCOS TÉCNICOS PARA A ALTA-VELOCIDADE FERROVIÁRIA

Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

**FRANCISCO ADRIANO MORAIS DO NASCIMENTO**

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

**Orientador:** Doutor José Nuno Varandas Ferreira  
Professor Auxiliar, Universidade NOVA de Lisboa

## **Júri:**

**Presidente:** Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana,  
Professora Auxiliar, Universidade NOVA de Lisboa

**Arguente:** Doutora Zuzana Dimitrovová,  
Professora Auxiliar, Universidade NOVA de Lisboa

**Orientador:** Doutor José Nuno Varandas Ferreira  
Professor Auxiliar, Universidade NOVA de Lisboa



## **Análise Numérica do Desempenho de Blocos Técnicos para a Alta-Velocidade Ferroviária**

Copyright © Francisco Adriano Morais do Nascimento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa.

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



Aos meus pais, irmã, namorada e amigos.



## AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar a minha profunda gratidão a todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram para a concretização não só desta dissertação como de todo o curso.

Em primeiro lugar, quero agradecer ao meu orientador, Doutor José Nuno Varandas, pelo apoio, orientação e paciência ao longo deste percurso. A sua experiência e sabedoria foram fundamentais para que este trabalho fosse possível.

Um agradecimento muito especial aos meus pais Paulo e Clarisse e à minha irmã Sara, pelo suporte incondicional, incentivo e compreensão, que foram essenciais durante todas as fases deste percurso académico.

À minha namorada Tatiana, pela paciência, carinho e força nos momentos mais exigentes. A sua presença foi uma fonte constante de motivação e equilíbrio da minha saúde mental, e sempre nos apoiámos um ao outro ao longo desta jornada.

Não posso deixar de mencionar a minha cadelinha Gucci, cuja companhia e alegria diária tornaram os dias mais leves e contribuíram para a minha serenidade.

Aos meus amigos de sempre, Diogo, Inês, Filipe, Beatriz e César, pela amizade e momentos de lazer, pelo incentivo constante e pelas palavras de apoio que me ajudaram a manter o foco e a determinação.

Aos meus colegas de curso e faculdade, especialmente ao grupo mais próximo, pela colaboração, discussões construtivas e pelos momentos de companheirismo que tornaram esta jornada mais enriquecedora e agradável.

A todos, o meu sincero obrigado!



"The impediment to action advances action. What stands in the way becomes the way."  
(Marco Aurélio).



## RESUMO

Os blocos técnicos, ou cunhas de transição, são elementos técnicos importantes das vias-férreas, que permitem assegurar a transição entre os aterros e as obras de arte, com vista à diminuição de assentamentos diferenciais e assim à redução do risco de ocorrência de defeitos de geometria. A Infraestruturas de Portugal, S.A. elaborou recentemente uma norma técnica (GR.IT.GEO.008) dedicada às características técnicas e execução de blocos técnicos, que é válida para velocidades de circulação até 220 km/h. Por outro lado, Portugal está apostado em construir uma nova linha de alta-velocidade a ligar Lisboa ao Porto, cujas velocidades de circulação poderão aproximar-se dos 300 km/h. Neste trabalho faz-se assim uma análise estrutural do desempenho de curto e de longo prazo de blocos técnicos, por meio de simulações numéricas considerando as velocidades de circulação referidas, procurando-se aferir sobre a adequabilidade das soluções preconizadas na atual norma GR.IT.GEO.008. O trabalho desenvolve-se numa base essencialmente numérica, com a elaboração de diversos casos de estudo modelados computacionalmente.

**Palavas chave:** Blocos técnicos, Zonas de transição ferroviárias, Alta-velocidade ferroviária, Análise Numérica, Efeitos dinâmicos, Deformação permanente, Assentamentos diferenciais



## ABSTRACT

Technical blocks, or transition wedges, are important technical elements of railway tracks that ensure the transition between embankments and engineering structures in order to reduce differential settlements and thus reduce the risk of geometry defects. Infraestruturas de Portugal, S.A. recently elaborated a technical standard (GR.IT.GEO.008) dedicated to the technical characteristics and execution of technical blocks, which is valid for traffic speeds of up to 220 km/h. On the other hand, Portugal is committed to building a new high-speed line linking Lisbon to Porto, whose running speeds could be close to 300 km/h. This work therefore analyses the structural performance of technical blocks in the short and long term by means of numerical simulations considering the above-mentioned traffic speeds, with the aim of assessing the suitability of the solutions recommended in the current GR.IT.GEO.008 standard. The work is conducted on an essentially numerical basis, with the development of various computer-modelled case studies.

**Keywords:** Technical blocks, Railway transition zones, High-speed railways, Numerical analysis, Dynamic effects, Permanent deformation, Differential settlements



# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1	Enquadramento e motivação.....	1
1.2	Problema e objetivos.....	3
1.3	Metodologia de análise .....	3
1.4	Organização do documento.....	4
<b>2</b>	<b>ALTA-VELOCIDADE FERROVIÁRIA</b> .....	<b>7</b>
2.1	Evolução da alta-velocidade.....	7
2.2	Definição atual de alta-velocidade .....	9
2.3	Problema das velocidades críticas .....	10
2.4	Problema das forças de interação roda-carril.....	11
<b>3</b>	<b>ZONAS DE TRANSIÇÃO FERROVIÁRIAS</b> .....	<b>13</b>
3.1	Definição, problemas e consequências.....	13
3.2	Tipos de soluções adoptadas.....	15
<b>4</b>	<b>BLOCOS TÉCNICOS</b> .....	<b>17</b>
4.1	Definição, geometria e materiais.....	17
4.2	Vantagens dos blocos técnicos .....	19
4.3	Desvantagens dos blocos técnicos .....	21
<b>5</b>	<b>PROGRAMA DE CÁLCULO</b> .....	<b>23</b>
5.1	Introdução.....	23
5.2	Modelação numérica .....	24
5.2.1	Descrição geral .....	24

5.2.2	Tipos de análises elásticas .....	29
5.2.3	Modelos constitutivos para as camadas granulares .....	31
5.2.4	Interação roda-carril.....	33
5.2.5	Interação travessa-balastro.....	34
5.2.6	Condições de fronteira.....	35
5.2.7	Procedimento de cálculo de simulações de curto-prazo.....	37
5.2.8	Modelo de acumulação cíclica de deformação permanente.....	41
5.2.9	Procedimento de cálculo de simulações de longo-prazo .....	44
<b>6</b>	<b>MODELOS NUMÉRICOS.....</b>	<b>49</b>
6.1	Generalidades.....	49
6.2	Definição dos modelos .....	51
6.2.1	Modelo sem estrutura de transição (Caso 0).....	51
6.2.2	Modelo com solução do lado rígido (Caso 1) .....	56
6.2.3	Modelo com solução do lado flexível e cunha normal (Caso 2.1).....	57
6.2.4	Modelo com solução do lado flexível e cunha invertida (Caso 2.2) .....	60
6.3	Apresentação e análise de resultados.....	62
6.3.1	Resultados das análises elásticas (curto-prazo).....	62
6.3.1.1	Forças de interação roda-carril.....	62
6.3.1.2	Deslocamentos ao nível do carril.....	64
6.3.1.3	Rácio q/p no balastro .....	66
6.3.2	Resultados das análises plásticas (longo-prazo) .....	68
6.3.2.1	Evolução do nivelamento longitudinal.....	68
6.3.2.2	Evolução dos assentamentos no balastro .....	71
6.3.2.3	Forças de interação roda-carril iniciais vs. finais.....	75
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E DESAFIOS FUTUROS.....</b>	<b>77</b>
7.1	Conclusões .....	77
7.2	Desafios futuros.....	78

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Locomotiva "Rocket" de George Stephenson .....	7
Figura 2.2 - Linha original (laranja) da rede de AV <i>Tokaido Shinkansen</i> .....	8
Figura 2.3 - Primeiro "comboio bala" japonês ( <i>Shinkansen</i> série 0) .....	8
Figura 2.4 - <i>Train à Grand Vitesse</i> (Modelo TGV 2N2/Euroduplex).....	9
Figura 2.5 - <i>Intercity Express</i> (Modelo ICE T) .....	9
Figura 2.6 - <i>Alta Velocidad Española</i> (Modelo Série 102 Renfe) .....	9
Figura 2.7 - Força de interação roda-carril para diferentes velocidades de circulação no atravessamento de uma ponte (Varandas et al., 2023) .....	11
Figura 3.1 - Transição entre aterro e ponte .....	14
Figura 3.2 - Transição entre via balastrada e via em laje .....	14
Figura 3.3 - Representação esquemática do aparecimento de assentamentos diferenciais e travessas suspensas em zonas de transição entre um aterro e uma ponte/passagem hidráulica (Paixão et al., 2015) .....	15
Figura 3.4 - Palmilhas sob travessas (Riessberger, 2010) .....	15
Figura 3.5 - Carris adicionais (Ochoa de Olza Galé, 2007).....	15
Figura 4.1 - Esquema simplificado de um bloco técnico no encontro com uma ponte (adaptado ERRI, 1999) .....	18
Figura 4.2 - Esquema de bloco técnico utilizado por diversos gestores de infraestrutura ferroviária (adaptado de Paixão, 2014).....	18
Figura 4.3 - Medições do nível longitudinal numa zona de transição com um bloco técnico implementado (adaptado de Paixão et al., 2015) .....	19
Figura 4.4 - Transição gradual de rigidez entre o material ABGE e o material MAC (adaptado de Paixão et al., 2015) .....	20
Figura 5.1 - Interação entre os sistemas de via-férrea e do balastro/solo (adaptado de Varandas, 2013).....	24

Figura 5.2 - Esquema simplificado da discretização dos elementos da via-férrea (Obs.: Não estão representados visualmente os amortecedores nas palmilhas, nem a verdadeira discretização de nós dos elementos barra).....	25
Figura 5.3 - Tipos de cargas do comboio possíveis de considerar no <i>Pegasus</i> , a) forças móveis, b) sistema de eixos móveis, c) sistema de bogie.....	25
Figura 5.4 - Amortecimento de Rayleigh (adaptado de Zerwer et al., 2002) .....	28
Figura 5.5 - Efeito do modelo constitutivo nas trajetórias de tensão no balastro com elementos lineares (a) e não-lineares (b) (adaptado de Varandas, 2013).....	30
Figura 5.6 - Curva generalizada da relação $Er-\theta$ (adaptado de Varandas, 2013).....	33
Figura 5.7 - Forças de interação travessa-balastro na direção longitudinal da travessa (adaptado de Varandas, 2013) .....	34
Figura 5.8 - Forças de interação travessa-balastro .....	35
Figura 5.9 - Vista 2D da substituição da camada inferior por um sistema de amortecedores e molas (Varandas, 2013).....	36
Figura 5.10 - Esquema representativo dos parâmetros dimensionais que definem a geometria e malha de elementos finitos do sistema balastro-solo no <i>Pegasus</i> na direção transversal.....	38
Figura 5.11 - Esquema representativo dos parâmetros dimensionais que definem a geometria e malha de elementos finitos do sistema balastro-solo no <i>Pegasus</i> na direção longitudinal ...	39
Figura 5.12 - Vista longitudinal do peso externo aplicado no <i>Pegasus</i> (adaptado de Varandas, 2013).....	40
Figura 5.13 - Principais etapas implementadas no <i>Pegasus</i> para o cálculo de deformações permanentes (Varandas et al., 2020) .....	44
Figura 6.1 - Modelo de elementos finitos do Caso 0 (sem estrutura de transição) .....	51
Figura 6.2 - Esquema ilustrativo da interface aterro-ponte.....	52
Figura 6.3 - Modelos 2+2EF, 3+2EF, 3+3EF (respetivamente, da esquerda para a direita).....	54
Figura 6.4 - Comparação de resultados de deslocamento do balastro entre as malhas .....	55
Figura 6.5 - Bloco técnico para pontes/ viadutos de encontro (Infraestruturas de Portugal, 2022) .....	57
Figura 6.6 - Bloco técnico para passagens inferiores de média ou grande dimensão (adaptado de Infraestruturas de Portugal, 2022) .....	58
Figura 6.7 - Modelo de elementos finitos do Caso 2.1 (com estrutura de transição: cunhas normais) .....	59

Figura 6.8 - Comparação da evolução da energia de deformação acumulada para um modelo de cunha de transição normal (esquerda) e um modelo de cunha de transição invertida (direita).....	60
Figura 6.9 - Modelo de elementos finitos do Caso 2.2 (com estrutura de transição: cunhas invertidas).....	61
Figura 6.10 - Força de interação roda-carril, Caso 0 .....	62
Figura 6.11 - Força de interação roda-carril, Caso 1 .....	62
Figura 6.14 - Comparação de forças de interação roda-carril para $V=220\text{km/h}$ .....	63
Figura 6.12 - Força de interação roda-carril, Caso 2.1 .....	63
Figura 6.13 - Força de interação roda-carril, Caso 2.2 .....	63
Figura 6.15 - Comparação de forças de interação roda-carril para $V=300\text{km/h}$ .....	63
Figura 6.16 - Deslocamentos ao nível do carril, Caso 0.....	65
Figura 6.17 - Deslocamentos ao nível do carril, Caso 1.....	65
Figura 6.18 - Deslocamentos ao nível do carril, Caso 2.1.....	65
Figura 6.19 - Deslocamentos ao nível do carril para o Caso 2.2.....	65
Figura 6.21 - Comparação de deslocamentos ao nível do carril para $V=300\text{km/h}$ .....	65
Figura 6.20 - Comparação de deslocamentos ao nível do carril para $V=220\text{km/h}$ .....	65
Figura 6.22 - Elementos alvo de análise de tensões no topo (T) e base (B) da camada de balastro .....	66
Figura 6.24 - Valores de $p$ e $q$ no topo do balastro, Caso 0 vs Caso 2.1 .....	67
Figura 6.23 - Valores de $p$ e $q$ no topo do balastro, Caso 0 vs Caso 1 .....	67
Figura 6.25 - Valores de $p$ e $q$ no topo do balastro, Caso 0 vs Caso 2.2 .....	68
Figura 6.27 - Deformação permanente, Caso 1.....	69
Figura 6.26 - Deformação permanente, Caso 0.....	69
Figura 6.29 - Deformação permanente, Caso 2.2.....	69
Figura 6.28 - Deformação permanente, Caso 2.1.....	69
Figura 6.30 - Comparação de resultados de deformação permanente entre cada caso.....	70
Figura 6.31 - Evolução de assentamentos, Caso 0.....	71
Figura 6.32 - Evolução de assentamentos, Caso 1.....	71
Figura 6.33 - Evolução de assentamentos, Caso 2.1.....	71
Figura 6.34 - Evolução de assentamentos, Caso 2.2.....	71
Figura 6.35 - Comparação de resultados de evolução de assentamentos entre casos no ponto perto da interface.....	72
Figura 6.36 - Posição vertical das travessas e do balastro na última iteração do Caso 0.....	73
Figura 6.37 - Posição vertical das travessas e do balastro na última iteração do Caso 1.....	73
Figura 6.38 - Posição vertical das travessas e do balastro na última iteração do Caso 2.1.....	73

Figura 6.39 - Posição vertical das travessas e do balastro na última iteração do Caso 2.2.....	73
Figura 6.40 - Altura das travessas suspensas ao longo da posição longitudinal no modelo...	74
Figura 6.42 - Forças de interação roda-carril no início e fim da simulação de longo-prazo, Caso 1.....	75
Figura 6.41 - Forças de interação roda-carril no início e fim da simulação de longo-prazo, Caso 0.....	75
Figura 6.44 - Forças de interação roda-carril no início e fim da simulação de longo-prazo, Caso 2.2.....	75
Figura 6.43 - Forças de interação roda-carril no início e fim da simulação de longo-prazo, Caso 2.1.....	75

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Categorização de linhas de alta-velocidade (adaptado de UIC, 2016) .....	10
Tabela 6.1 - Propriedades lineares elásticas dos materiais do aterro e da ponte.....	52
Tabela 6.2 - Propriedades não-lineares elásticas do balastro .....	52
Tabela 6.3 - Propriedades não-lineares plásticas do balastro (parâmetros de Suiker) .....	53
Tabela 6.4 - Propriedades da superestrutura.....	53
Tabela 6.5 - Propriedades do veículo (AVE S-100 HST) .....	54
Tabela 6.6 - Propriedades da superestrutura c/USPs .....	56
Tabela 6.7 - Propriedades lineares elásticas dos materiais do aterro e ponte c/cunhas de transição.....	58



# SÍMBOLOS

## Símbolos gregos

$\alpha$	Coeficiente de amortecimento de Rayleigh proporcional à rigidez
$\alpha_f, \alpha_c$	Parâmetros alfa do modelo de Suiker
$\beta$	Coeficiente de amortecimento de Rayleigh proporcional à massa
$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\sigma$	Tensor de tensões
$\sigma_{geo}$	Campo de tensões causado pela carga geostática
$\sigma_{cyc}$	Campo de tensões causado pela carga cíclica
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	Tensões normais
$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$	Tensões tangenciais
$\varepsilon$	Vetor de deformações
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$	Deformações normais
$\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$	Deformações tangenciais
$\varepsilon_q$	Deformação deviatórica
$\varepsilon_v$	Deformação volumétrica
$\varepsilon_{v,c}$	Deformação volumétrica causada por compactação
$\varepsilon_{q,0}$	Deformação deviatórica inicial
$\varepsilon_{v,c,0}$	Deformação volumétrica causada pela compactação inicial
$\gamma, \gamma_f, \gamma_c$	Parâmetros gamma do modelo de Suiker

$\delta$	Deslocamento
$\Delta$	Variação
$\zeta_f$	Parâmetro zeta do modelo de Suiker
$\eta_f, \eta_c$	Parâmetros eta do modelo de Suiker

### Símbolos romanos

<b>C</b>	Matriz de amortecimento
<b>C<sub>t</sub>, C<sub>s</sub></b>	Matrizes de amortecimento do sistema da via e do sistema balastro-solo
<b>K</b>	Matriz de rigidez
<b>K<sub>t</sub>, K<sub>s</sub></b>	Matrizes de rigidez do sistema da via e do sistema balastro-solo
<b>M</b>	Matriz de massa
<b>M<sub>t</sub>, M<sub>s</sub></b>	Matrizes de massa do sistema da via e do sistema balastro-solo
<b>f</b>	Vetor de forças aplicadas
<b>f<sub>g</sub>, f<sub>a</sub>, f<sub>train</sub>, f<sub>n+1</sub></b>	Vetores de forças gravitacionais, forças de interação, forças de carga do comboio e forças no passo de tempo n + 1
<b>u</b>	Vetor de deslocamentos nodais
<b>u<sub>n</sub></b>	Vetor de deslocamentos nodais no passo de tempo atual
<b>u<sub>n+1</sub><sup>*</sup></b>	Vetor de deslocamentos nodais previstos no passo de tempo n + 1
<b>u<sub>n+1</sub></b>	Vetor de deslocamentos nodais corrigidos no passo de tempo n + 1
<b>v</b>	Vetor de velocidades nodais
<b>v<sub>n</sub></b>	Vetor de velocidades nodais no passo de tempo atual
<b>v<sub>n+1</sub><sup>*</sup></b>	Vetor de velocidades nodais previstas no passo de tempo n + 1
<b>v<sub>n+1</sub></b>	Vetor de velocidades nodais corrigidas no passo de tempo n + 1
<b>a</b>	Vetor de acelerações nodais
<b>a<sub>n</sub></b>	Vetor de acelerações nodais no passo de tempo atual
<b>a<sub>n+1</sub><sup>*</sup></b>	Vetor de acelerações nodais previstas no passo de tempo n + 1

$\mathbf{a}_{n+1}$	Vetor de acelerações nodais corrigidas no passo de tempo $n + 1$
$t$	Tempo
$L_e$	Dimensão do menor elemento
$c$	Velocidade de propagação das ondas
$E$	Módulo de Young
$E_r$	Módulo resiliente
$E_{min}$	Módulo resiliente mínimo característico do material
$K_1, K_2, K_3, K_4$	Parâmetros do modelo $K - \theta$
$M$	Módulo edométrico
$B$	Módulo de compressibilidade
$G$	Módulo de distorção
$k_c$	Coefficiente de rigidez de contacto
$c_c$	Coefficiente de amortecimento de contacto
$h_i$	Altura do vazio entre nós em travessas suspensas
$u_t, u_s$	Deslocamentos verticais na via e no solo
$v_t, v_s$	Velocidades verticais na via e no solo
$h_0, h_m$	Parâmetros $h$ do modelo de Suiker
$d_0, d_m$	Parâmetros $d$ do modelo de Suiker
$p$	Tensão média
$q$	Tensão deviatória



# INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento e motivação

A ferrovia é amplamente considerada um pilar fundamental das redes de transportes, não só pelo seu papel imprescindível na ligação de pessoas e mercadorias em todo o mundo, mas também pelo seu impacto positivo no progresso social e económico que estas ligações trazem aos países onde são implementadas. É reconhecida como um modo de transporte ecológico (sobretudo quando a sua operação é alimentada por fontes de energia renováveis) e beneficia de uma utilização de energia e emissões por passageiro de eficiência inigualável. Esta característica única posiciona as ferrovias como um meio de transporte decisivo na procura de soluções de transporte mais sustentáveis e no combate às alterações climáticas. Consequentemente, o investimento na melhoria e expansão dos sistemas ferroviários promove a conectividade e o avanço económico, contribuindo simultaneamente de forma significativa para alcançar os objectivos de sustentabilidade ambiental.

Com a constante evolução tecnológica e a crescente demanda por eficiência e sustentabilidade, a alta velocidade emergiu como um tópico fulcral no panorama ferroviário mundial. Esta modalidade de transporte ferroviário não só encurta tempos de viagem, como também oferece uma alternativa viável e ecológica para o transporte de passageiros e mercadorias em longas distâncias. Ou seja, ao aproximar o tempo de viagem de comboio entre duas grandes cidades do tempo praticado de avião, a opção mais sustentável torna-se cada vez mais apelativa para os passageiros e empresas transportadoras. A inovação neste setor é, portanto, tomar passos na direção de um futuro mais verde para o transporte global.

No contexto internacional, a implementação e expansão de sistemas ferroviários de alta velocidade têm sido notáveis, com países como a China, Espanha, Japão, França, e Alemanha

a liderar o caminho com redes ferroviárias de última geração, demonstrando a aposta da Europa e da Ásia nesta modalidade de transporte. Esta tendência tem sido acompanhada por uma busca incessante por aprimoramentos técnicos e operacionais, que visam otimizar o desempenho e a segurança das linhas ferroviárias de alta velocidade. Em Portugal, atualmente, apesar de existir material circulante com capacidade de alcançar altas-velocidades, não existe um sistema ferroviário construído de raiz para serviços de alta-velocidade. Neste contexto, a construção de uma nova linha ferroviária de Alta Velocidade, ligando as duas áreas metropolitanas do Porto e de Lisboa, é um projeto previsto no Plano Nacional de Investimentos 2030 (PNI 2030), que tem como objetivos fulcrais o aumento da capacidade e competitividade do sistema ferroviário, o reforço da conectividade territorial alargada a todo o país e a descarbonização do setor dos transportes (Infraestruturas de Portugal, S.A., 2022). Associadas a este projeto estão também as ligações Porto-Vigo e Lisboa-Madrid. Estes projetos exemplificam o compromisso de Portugal em integrar-se na rede europeia de transporte ferroviário de alta velocidade, promovendo a mobilidade regional e internacional.

Contudo, à medida que os comboios alcançam velocidades cada vez maiores, a questão do desempenho e manutenção das vias-férreas torna-se iminente face às solicitações dinâmicas associadas à passagem de comboios a alta-velocidade. Em particular, as zonas de transição entre diferentes tipos de infraestrutura (pontes, passagem superiores, passagens hidráulicas, passagens agrícolas, entre outras) emergem como zonas críticas que influenciam diretamente o desempenho e eficiência operacional das ferrovias de alta velocidade.

Assim, a presente dissertação procura investigar o desempenho de um dos dispositivos estruturais mais utilizados para melhorar o desempenho em transições ferroviárias, os designados blocos técnicos de ferrovias, fazendo essa análise em função da velocidade dos comboios. A compreensão aprofundada deste tema não só contribui para o aprimoramento contínuo da infraestrutura ferroviária, mas também fornece *insights* valiosos para a otimização dos processos de manutenção e operação, visando garantir a eficiência e sustentabilidade do transporte ferroviário moderno.

## **1.2 Problema e objetivos**

Nas linhas ferroviárias, as transições entre diferentes tipos de suporte da via, como a transição de um aterro para uma ponte ou passagem superior, hidráulica ou agrícola, representam um desafio significativo em termos de desempenho e segurança. Estas transições abruptas na rigidez causam efeitos dinâmicos prejudiciais nas vias que suportam. Quando um comboio passa de um solo mais flexível para um solo mais rígido, ocorrem alterações bruscas nas forças e vibrações transmitidas ao veículo e à infraestrutura (amplificações), levando a potenciais danos e redução da vida útil dos componentes ferroviários, nomeadamente do balastro, a camada superior de agregados que suporta o armamento da via. Com o aumento das velocidades de circulação dos comboios, estes efeitos dinâmicos tornam-se ainda mais pronunciados, aumentando os riscos de falhas estruturais e comprometendo a segurança operacional das linhas ferroviárias.

Desta forma, o principal objetivo desta dissertação é, através de uma análise numérica detalhada dos cenários relacionados com as zonas de transição em ferrovias com foco específico no desempenho dos blocos técnicos utilizados nessas zonas críticas, a investigação de como diferentes configurações de blocos técnicos podem mitigar os efeitos dinâmicos provocados pela transição na rigidez, particularmente em resposta ao aumento das velocidades dos comboios.

## **1.3 Metodologia de análise**

Com o intuito de atingir o objetivo referido anteriormente, a análise a ser feita procura observar o papel de mitigação dos blocos técnicos em duas circunstâncias distintas: de que maneira podem estas estruturas contribuir para a atenuação das forças envolvidas no momento da passagem do comboio pela zona de transição (análise a curto-prazo), e qual o seu desempenho relativamente aos assentamentos progressivos resultantes de um elevado número de passagens (análise a longo-prazo).

## 1.4 Organização do documento

A presente dissertação é organizada em 7 capítulos, seguidos da bibliografia. Uma breve descrição de cada capítulo é apresentada de seguida.

- Capítulo 1 - Introdução: No capítulo introdutório, como em qualquer outro trabalho de âmbito académico ou científico, procura-se fazer o enquadramento desta dissertação estabelecendo a ligação entre os tópicos específicos estudados e o tópico geral, acompanhado da definição do problema que se pretende abordar e objetivos deste trabalho no âmbito do aprofundamento dos estudos associados a dito problema. Neste capítulo consta também a presente organização do documento;
- Capítulo 2 - Alta-Velocidade Ferroviária: Para melhor captar a motivação deste trabalho, é necessária a contextualização relativamente àquilo que se entende por alta-velocidade ferroviária, partindo da sua evolução e descrevendo alguns dos problemas associados a este setor da ferrovia;
- Capítulo 3 - Zonas de Transição Ferroviárias: A combinação dos problemas associados às zonas de transição com aqueles associados à alta-velocidade é aquilo que origina os problemas em que este trabalho se foca. Por isso, é crucial que seja definido aquilo que são este tipo de zonas e quais os aspetos que levam às consequências da sua existência;
- Capítulo 4 - Blocos Técnicos: Face aos problemas descritos nos capítulos precedentes, este capítulo visa introduzir a solução que se pretende avaliar: os blocos técnicos, no sentido de justificar a sua escolha para o âmbito deste estudo;
- Capítulo 5 - Programa de Cálculo: A análise numérica em que este trabalho de baseia é feita com o programa *Pegasus*, uma programa de elementos finitos ainda em desenvolvimento com a autoria do orientador desta dissertação, que permite análises lineares e não-lineares elásticas e análises plásticas. Não sendo uma ferramenta amplamente conhecida e comercializada, é útil para a compreensão do restante trabalho descrever neste capítulo o estado de arte atual deste programa;
- Capítulo 6 - Modelos Numéricos: Neste capítulo, são então definidos os modelos numéricos correspondentes a cada caso de estudo e é apresentado e discutido o conjunto de resultados obtidos para as análises de curto e longo-prazo.

- Capítulo 7 - Conclusões e Desafios Futuros: Finalmente, as conclusões mais relevantes do trabalho efetuado são expostas de forma agrupada, e são indicados potenciais desafios futuros associados ao tema desta dissertação.



## ALTA-VELOCIDADE FERROVIÁRIA

Neste capítulo procura-se descrever em maior detalhe e referir quais os aspetos mais relevantes da alta-velocidade no âmbito deste estudo, sendo este setor da infraestrutura ferroviária aquele associado às situações mais condicionantes em zonas de transição. Estando estas zonas particularmente sujeitas a fenómenos dinâmicos pela sua natureza, torna-se imperativo perceber qual o acréscimo de complexidade do problema acompanhado pela consideração de passagens de comboios em alta-velocidade.

### 2.1 Evolução da alta-velocidade

Desde o início do século XIX, a velocidade dos comboios tem sido determinante para a concorrência entre empresas ferroviárias e uma prova do progresso tecnológico nesta área. Começando com a locomotiva "Rocket" de George Stephenson, representada na Fig. 2.1, que atingiu 50 km/h em 1829, as velocidades aumentaram rapidamente: 100 km/h antes de 1850, 130 km/h em 1854 e 200 km/h no início do século XX. Estas tratavam-se de velocidades recorde, mas as velocidades operacionais, que eram inferiores, eram ainda assim significativas, com velocidades máximas e médias de 180 km/h e 135 km/h, respetivamente, ainda na década de 1930. A ascensão da aviação e dos automóveis particulares no século XX obrigou a ferrovia a inovar ainda mais para se manter um método de transporte competitivo. (UIC, 2015)

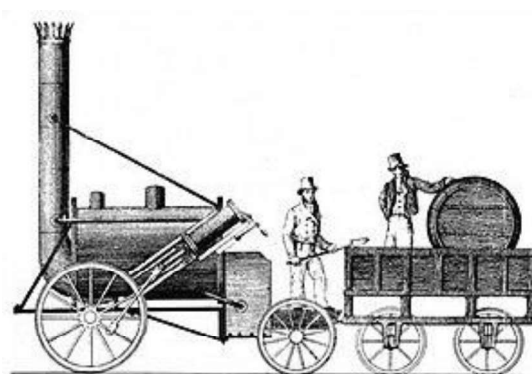


Figura 2.1 - Locomotiva "Rocket" de George Stephenson

Em 1964 nasce a *Tokaido Shinkansen*, no Japão. Esta nova linha de bitola normalizada (1435 mm), incomum face às anteriores linhas de bitola métrica, ligava o centro de Tóquio a Shin Osaka numa extensão de 515 km, como mostrado na Fig. 2.2, com o objetivo de acompanhar o rápido crescimento económico do Japão. A JNR (*Japan National Railways*) não só introduziu uma nova linha, como também todo um novo sistema de transportes, mais tarde alargado a todo o país, revolucionando o transporte de passageiros no Japão. Foi inicialmente concebido para velocidades de 210 km/h, e atualmente a maioria dos comboios *Shinkansen* circulam com uma velocidade máxima de 300 km/h, com alguns casos em que se atingem os 320 km/h. (UIC, 2015). Na Fig. 2.3 mostra-se o primeiro "comboio bala" japonês.



Figura 2.2 - Linha original (laranja) da rede de AV Tokaido Shinkansen



Figura 2.3 - Primeiro "comboio bala" japonês (*Shinkansen* série 0)

Após o sucesso dos *Shinkansen* do Japão, países europeus como a França, a Alemanha e a Itália desenvolveram sistemas ferroviários de alta-velocidade para combater o declínio do mercado da ferrovia. Em 1977, a Itália foi o primeiro país europeu a abrir uma linha ferroviária de alta velocidade, entre Florença e Roma, completada na sua totalidade em 1992. Em simultâneo, a França aderiu em 1981 à alta-velocidade com as suas linhas "*Trains à Grande Vitesse*" (TGV). A Alemanha introduziu os seus comboios de alta velocidade "*Intercity Express*" (ICE) no início da década de 1990 e a Espanha lançou o seu serviço "*Alta Velocidad Española*" (AVE) em 1992. Esta rápida expansão do caminho de ferro europeu de alta-velocidade foi, em parte, graças à sua interoperabilidade com as redes existentes, evitando a construção exclusiva de novas linhas. (UIC, 2015). Apresentam-se nas Figuras 2.4 a 2.6 alguns exemplos de material circulante de alta-velocidade na Europa.



Figura 2.4 - *Train à Grand Vitesse*  
(Modelo TGV 2N2/Euroduplex)



Figura 2.5 - *Intercity Express*  
(Modelo ICE T)



Figura 2.6 - *Alta Velocidad Española*  
(Modelo Série 102 Renfe)

Seguiram-se outras regiões do mundo, incluindo a China em 2003, a Coreia do Sul em 2004, Taiwan em 2007 e a Turquia em 2009. A rede ferroviária de alta velocidade da China expandiu-se exponencialmente após a abertura da linha Pequim-Tianjin em 2008, liderando atualmente no mundo com mais de 45 000 km de novas linhas. Seguindo o exemplo da China, países como Marrocos, Arábia Saudita e EUA estão a desenvolver ou a iniciar a construção de sistemas ferroviários de alta velocidade, mostrando que este método de transporte pode prosperar em todo o mundo, independentemente da geografia, demografia, clima ou condições políticas e económicas (UIC, 2015). Em Portugal, os planos para uma futura linha de alta-velocidade focam-se na construção faseada de uma nova linha entre Porto e Lisboa, com o objetivo de reduzir o tempo de viagem entre estas duas cidades para cerca de 1h15 sem paragens. O projeto será implementado em três fases, com conclusão prevista após 2030, utilizando uma linha de via dupla em bitola ibérica e adaptando várias estações existentes, como Coimbra e Aveiro. A iniciativa visa aumentar a capacidade ferroviária, descarbonizar o setor dos transportes, promover a competitividade económica e melhorar as ligações internacionais do país.

## 2.2 Definição atual de alta-velocidade

Antes de aprofundar acerca deste tema, é importante referir que aspetos definem aquilo que é a alta-velocidade. A UIC considera que não existe uma definição padronizada única para alta-velocidade, visto que esta é fruto de uma combinação de todos os elementos constituintes do sistema: infraestrutura, material circulante e condições de funcionamento, e não apenas um comboio que circula acima de uma determinada velocidade. No entanto, o mesmo órgão internacional categoriza as linhas de alta-velocidade em três patamares de acordo com o nível das velocidades de circulação permitidas:

Tabela 2.1 - Categorização de linhas de alta-velocidade (adaptado de UIC, 2016)

<b>Categoria I</b>	Linhas novas especificamente construídas para alta-velocidade, permitindo uma velocidade máxima de circulação de, pelo menos, 250 km/h
<b>Categoria II</b>	Linhas já existentes especificamente adaptadas para alta-velocidade, permitindo uma velocidade máxima de circulação de, pelo menos, 200 km/h
<b>Categoria III</b>	Igual à categoria anterior mas com alguns troços com uma velocidade admissível inferior

Da tabela anterior retiramos o critério da velocidade de circulação de pelo menos 200 km/h é algo relevante para a distinção de alta-velocidade, já que acima desta velocidade, os defeitos geométricos têm um impacto acrescido, a aderência roda-carril diminui, a resistência aerodinâmica aumenta significativamente, as flutuações de pressão nos túneis provocam desconforto nos passageiros e a identificação da sinalização na via torna-se um desafio para os maquinistas.

Ainda, ensaios laboratoriais demonstraram que a aplicação de sequências de carregamento com alta velocidade/frequência induz um maior assentamento (Baessler, Ruecker, 2003) e a experiência tem demonstrado que a degradação das vias balastradas é substancialmente mais acentuada em vias de alta-velocidade (Schmitt, SCNF, 2006).

## 2.3 Problema das velocidades críticas

A velocidade crítica corresponde à velocidade de circulação do comboio a que está associada maior amplificação dinâmica na resposta estrutural do sistema via-fundação. Esta velocidade depende grandemente do perfil geotécnico em que a via assenta, correspondendo aproximadamente à velocidade de propagação das ondas de Rayleigh (ondas superficiais) do meio atravessado. Ora, um comboio que atravesse uma determinada via a uma velocidade semelhante à velocidade de propagação do solo nessa via causa um espalhamento da energia de movimento do comboio, amplificando os deslocamentos na via/terreno devido a um fenómeno de ressonância de ondas. Este problema torna-se ainda mais significativo em solos menos rígidos, visto que a velocidade de propagação das ondas de Rayleigh é proporcional à rigidez do solo, o que foi observado entre 1997 e 1998 na aproximação de uma nova linha de alta-velocidade a Ledsgard, Suécia, onde velocidades de circulação de apenas 165-170 km/h foram suficientes para observar este efeito.

A velocidade crítica do sistema via-fundação depende não apenas das propriedades do terreno de suporte da via, mas também das propriedades da superestrutura da mesma e das suas camadas de apoio, podendo ser superior ou inferior à velocidade das ondas de Rayleigh consoante as propriedades do sistema. Em geral, a superestrutura e as camadas de apoio fazem aumentar o valor da velocidade crítica, excepto no caso de vias balastradas assentes em solos de elevada rigidez. Conservativamente, a velocidade de circulação deve manter-se abaixo de 75% do valor da velocidade crítica da via, sendo que este critério deve ser tido em conta na definição da velocidade máxima de circulação numa determinada via.

## 2.4 Problema das forças de interação roda-carril

O aumento da velocidade de circulação implica não só a aproximação da velocidade do comboio à velocidade crítica da via, mas também a amplificação das forças de contacto entre a roda do comboio e o carril que atravessa, em particular na presença de irregularidades ou transições, como visto em Varandas et al., 2023.

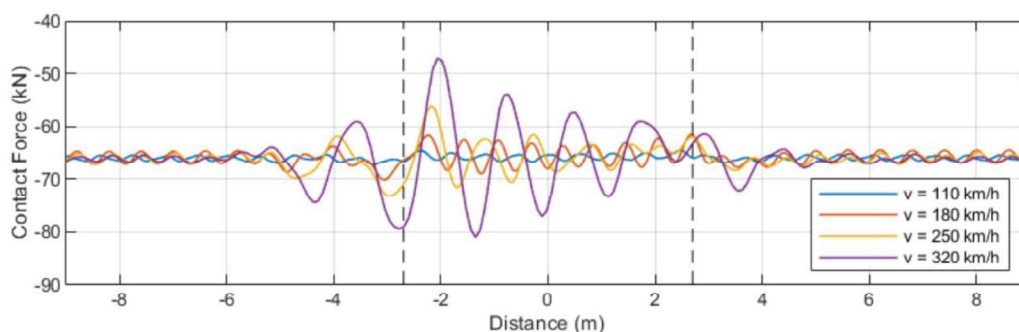


Figura 2.7 - Força de interação roda-carril para diferentes velocidades de circulação no atravessamento de uma ponte (Varandas et al., 2023)

Como podemos observar na figura 2.7, a força de contacto na interação roda-carril apresenta flutuações cada vez maiores à medida que a velocidade de circulação aumenta, com desvios consideráveis para altas-velocidades (250 e 320 km/h), causados pela componente dinâmica associada a esta interação. Tratando-se o caso ilustrado de uma via perfeitamente horizontal, este fenómeno torna-se ainda mais significativo com a deformação permanente da via ao longo das passagens de material circulante.

O problema evolui com um efeito de bola de neve, visto que maiores forças de interação roda-carril provocam maiores assentamentos, e a deformação gradual da via por sua vez provoca o aumento das forças de interação roda-carril, e assim sucessivamente.



## ZONAS DE TRANSIÇÃO FERROVIÁRIAS

Neste capítulo é pretendido definir aquilo que são zonas de transição ferroviárias e os problemas inerentes à sua existência, que tornam indispensável o seu estudo e procura por soluções que visem mitigar as consequências a que este tipo de zonas estão associadas.

### 3.1 Definição, problemas e consequências

Uma transição ferroviária é definida pela súbita mudança do nível de rigidez da estrutura via-solo onde transita o material circulante, sendo as interfaces aterro-ponte (como ilustrado na Fig. 3.1) ou aterro-passagem hidráulica ou simplesmente a passagem de uma via balastrada para uma via em laje alguns dos exemplos mais comuns destas zonas. Se não for devidamente acautelada, a passagem de um comboio por estas descontinuidades, de um meio moderadamente flexível para um meio altamente rígido (ou vice-versa à saída das zonas), provoca efeitos dinâmicos entre o veículo e a via que aceleram a degradação da geometria da mesma, aumentando assim o desgaste da via e, conseqüentemente, leva a restrições de velocidade e perda de qualidade da viagem em termos de conforto dos passageiros, diminuindo assim a eficiência e competitividade dos transportes ferroviários. Para mitigar estes efeitos, em muitas situações implementam-se dispositivos estruturais próprios nestes locais, formando as designadas zonas de transição (como por exemplo a colocação de carris adicionais, mostrada na Fig. 3.2). Em casos extremos de degradação, pode até estar em causa a segurança tendo em conta a possibilidade de ocorrência de descarrilamentos, o que atribui a estas zonas ainda mais atenção. Para remediar estas consequências é necessária a manutenção da via, que em zonas de transição acontece de forma mais frequente, aumentando custos e diminuindo a disponibilidade da via devido às ações de manutenção, afastando assim as ferrovias dos padrões sustentáveis pretendidos para o futuro deste meio de transporte.

(Hölscher & Meijers, 2007; Kerr & Bathurst, 2001; Kerr & Moroney, 1993; Li et al., 2005; López-Pita et al., 2007; Read & Li, 2006)



Figura 3.1 - Transição entre aterro e ponte

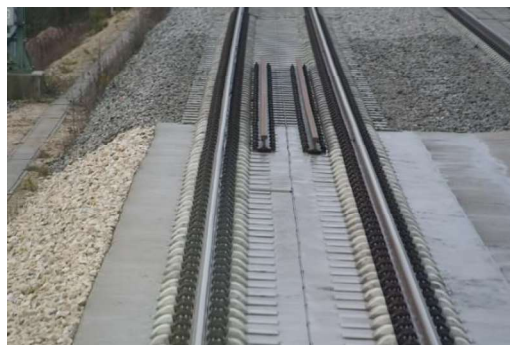


Figura 3.2 - Transição entre via balastrada e via em laje

Estudos mais recentes visam avaliar os efeitos dinâmicos neste tipo de zonas, contemplando não apenas o momento de passagem do comboio, mas também a resposta ao longo de um período que pode considerar até centenas de milhares de passagens, de forma a possibilitar a visualização das deformações da via a longo-prazo associadas a estes locais. O estudo a longo-prazo tem uma relevância particular nestas zonas devido à distinção do comportamento plástico entre o aterro e a estrutura rígida, o que leva inevitavelmente ao aparecimento de assentamentos diferenciais, outra das consequências destas zonas. Para além da amplificação da degradação da via causada pelas forças originadas pela presença de assentamentos diferenciais, estes também dão lugar à origem de travessas suspensas (também referidas como travessas dançantes), i.e. travessas penduradas pelos carris na ausência de carregamento, e, por conseguinte, com um espaço entre a base da travessa e o balastro subjacente que a deveria suportar, como ilustrado na Fig. 3.3. (Varandas et al., 2013) A passagem do comboio por travessas nestas condições gera fenómenos dinâmicos adicionais àqueles a que a via já estaria sujeita previamente devido à mudança de rigidez na zona de transição.

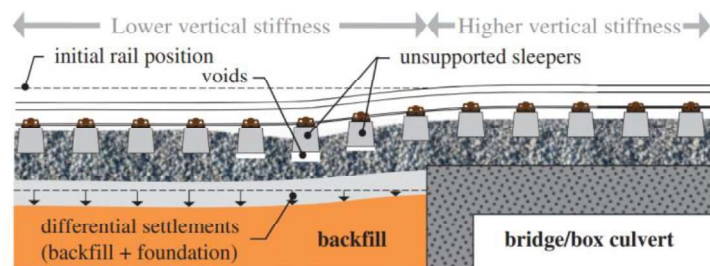


Figura 3.3 - Representação esquemática do aparecimento de assentamentos diferenciais e travessas suspensas em zonas de transição entre um aterro e uma ponte/passagem hidráulica (Paixão et al., 2015)

## 3.2 Tipos de soluções adoptadas

Embora existam diversas medidas mitigadoras para este problema, ou seja diferentes tipos de zonas de transição, podemos agrupá-las em dois tipos de soluções distintas quanto ao local de intervenção, sendo o objetivo comum de qualquer uma destas soluções fazer da passagem do lado flexível para o lado rígido o mais gradual possível. Assim, podemos 1) tornar mais flexível o lado rígido, através de palmilhas de carril, palmilhas de travessa, travessas plásticas ou mantas elastoméricas sob o balastro (referidas como *under-ballast mats*) (Kerr & Moroney, 1993; Kerr & Bathurst, 2001; Sasaoka & Davis, 2005; Read & Li, 2006; Li et al., 2010) ou 2) tornar mais rígido o lado flexível, através de travessas de grandes dimensões, travessas de espaçamento variável, camadas de betuminoso quente ou de geotêxteis ou de solo-cimento, carris adicionais, lajes de aproximação, entre outras soluções (Kerr & Moroney, 1993; Li & Davis, 2005; Read & Li, 2006).



Figura 3.4 - Palmilhas sob travessas (Riessberger, 2010)



Figura 3.5 - Carris adicionais (Ochoa de Olza Galé, 2007)

Neste trabalho, a solução em que serão baseados os modelos de cálculo para os estudos de curto e longo-prazo é aquela utilizada predominantemente no esquema atual da ferrovia em Portugal e que se encaixa no segundo tipo de solução: os **blocos técnicos**.



## BLOCOS TÉCNICOS

Este capítulo procura descrever as soluções atuais para blocos técnicos quanto à sua geometria e materiais utilizados, de forma a ilustrar o seu funcionamento no âmbito de mitigar a degradação da via em zonas de transição. Serão também apresentados resultados de estudos que comprovam a eficácia deste tipo de solução, justificando assim a continuação da investigação acerca do seu desempenho face a diferentes velocidades e carregamentos. Não obstante, ressalta-se que estas estruturas têm um custo muito significativo, com um peso relativo acentuado no valor total de novas obras ferroviárias, estando, no entanto, fora do âmbito deste trabalho realizar uma análise custo-benefício comparando diferentes soluções de mitigação.

### 4.1 Definição, geometria e materiais

Também conhecidos por cunhas de transição, os blocos técnicos consistem em camadas compactadas de matérias granulares selecionados, dispostas horizontalmente em cunhas progressivamente mais rígidas na aproximação do aterro à estrutura, com o objetivo de reduzir assentamentos diferenciais e suavizar a variação de rigidez. A Fig. 4.1 mostra um esquema simplificado de um bloco técnico, numa entrada em ponte.

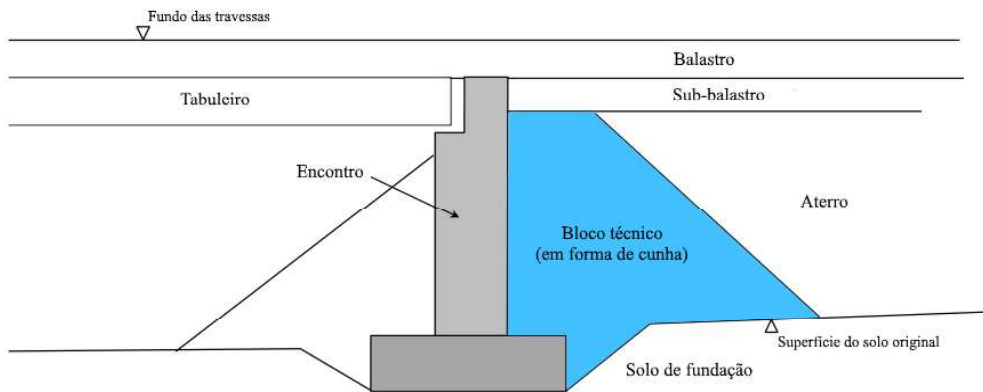


Figura 4.1 - Esquema simplificado de um bloco técnico no encontro com uma ponte (adaptado ERRI, 1999)

Neste sentido, os materiais utilizados nestas camadas apresentam módulos de Young, também designados por módulos de deformabilidade, maiores que os que compõem o aterro, sendo também menos susceptíveis a deformações plásticas. Uma dupla de materiais frequentemente utilizados consiste em misturas agregado-cimento (MAC), formando uma cunha junto ao encontro, seguida de uma cunha de agregados britados de granulometria extensa (ABGE), como mostrado na Fig. 4.2. Para além das cunhas, algumas soluções contemplam ainda o uso de camadas de reforço abaixo do balastro e sub-balastro (Paixão, 2014).

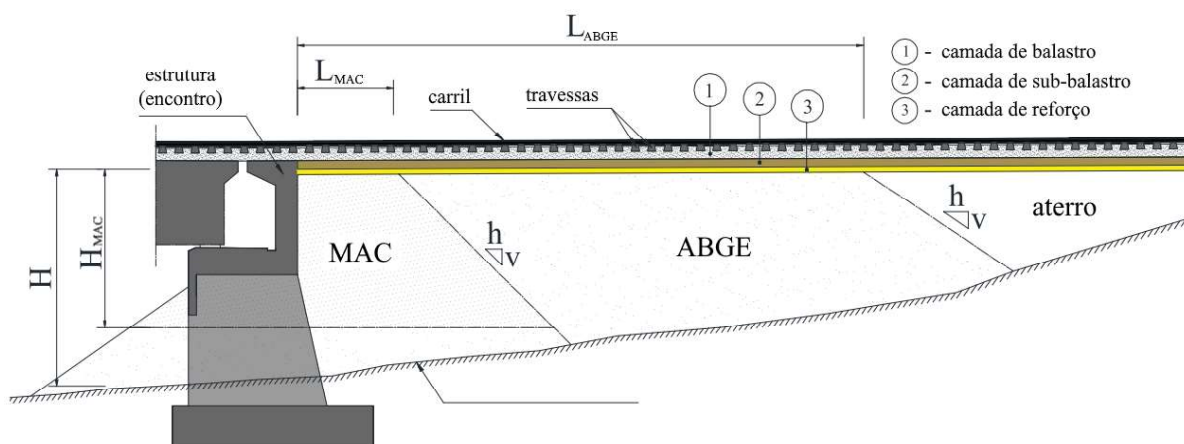


Figura 4.2 - Esquema de bloco técnico utilizado por diversos gestores de infraestrutura ferroviária (adaptado de Paixão, 2014)

Estudos focados na verificação da eficiência de blocos técnicos como medida de mitigação dos problemas associados às zonas de transição através de medições feitas na via tem demonstrado resultados que apontam para a eficiência deste tipo de solução. Ainda, um relatório publicado pela iniciativa de investigação e inovação na ferrovia europeia *Shift2Rail*, apresenta os blocos técnicos como a solução do "tipo A", ou seja de enrijecimento ou suavização da diferença de rigidez entre a via aberta, a zona de aproximação e a estrutural, que mais vantagens apresenta face às outras soluções do mesmo tipo. (Shift2Rail, 2021)

## 4.2 Vantagens dos blocos técnicos

**Redução de assentamentos diferenciais)** Os blocos técnicos ajudam na uniformização da distribuição de carga pela zona de transição, reduzindo a quantidade e evolução de assentamentos diferenciais entre as secções adjacentes da via. Na figura abaixo, que descreve a zona de transição entre aterro e ponte numa linha onde a velocidade máxima permitida é de 220 km/h, observamos que após 29 meses o nível longitudinal no carril na aproximação e início da ponte (entre os -20m e 20m) apresenta uma variação de deslocamentos pouco significativa, limitando assim o aparecimento de assentamentos diferenciais nesta zona.

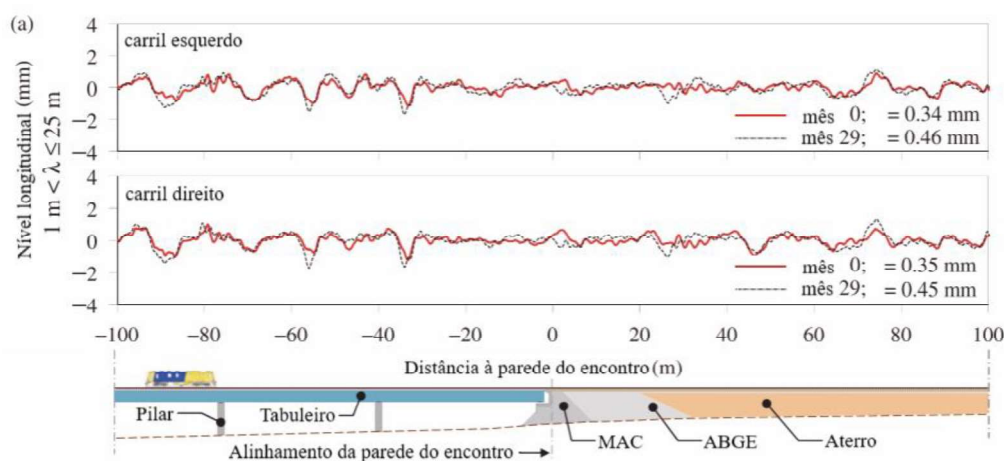


Figura 4.3 - Medições do nível longitudinal numa zona de transição com um bloco técnico implementado (adaptado de Paixão et al., 2015)

**Transição gradual da rigidez vertical)** A estrutura destes blocos cria uma variação suave na rigidez sentida ao nível da via, o que reduz as concentrações de tensões e impactos dinâmicos que, de outra forma, ocorreriam na interface entre diferentes estruturas da via. A Fig. 4.4 mostra o efeito que a colocação da mistura solo-cimento (MAC) tem na rigidez global da via, avaliada através do módulo de deformabilidade.

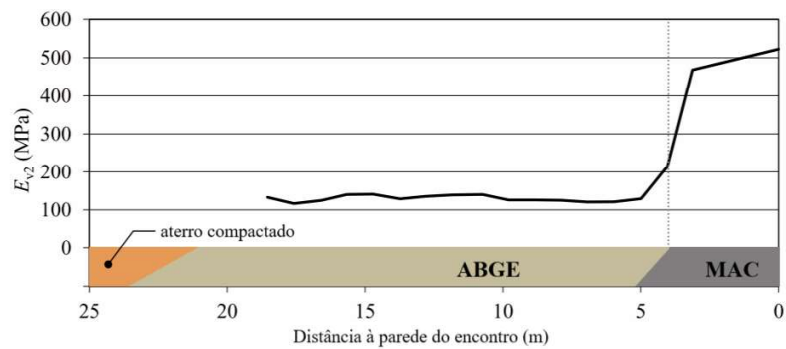


Figura 4.4 - Transição gradual de rigidez entre o material ABGE e o material MAC (adaptado de Paixão et al., 2015)

**Propriedades dos materiais utilizados nos blocos técnicos)** Os materiais empregues apresentam módulos de deformabilidade mais elevados e são menos sensíveis às deformações plásticas em comparação com os geomateriais tradicionalmente usados nos aterros convencionais. Isto torna os blocos técnicos uma solução mais duradoura e eficaz na preservação da sua forma e rigidez ao longo do tempo.

**Melhoria da resposta dinâmica do sistema)** Uma resposta dinâmica melhorada significa que a via absorve e atenua melhor forças dinâmicas, o que conduz a uma circulação mais suave e a um menor desgaste tanto da via como dos componentes do veículo. Os blocos técnicos contribuem para tal ao limitarem o desenvolvimento de assentamentos diferenciais, o que por sua vez permite igualmente limitar o desenvolvimento de efeitos dinâmicos na interação roda-carril (Paixão et al., 2016), traduzindo-se num melhor desempenho e longevidade da infraestruturas.

### 4.3 Desvantagens dos blocos técnicos

**Comportamento fortemente dependente do estado dos materiais)** Apesar de significativamente melhor do que nos geomateriais utilizados no resto da via, o comportamento mecânico dos materiais utilizados para as cunhas está sujeito às condições em que o material se encontra, nomeadamente ao seu estado de tensão, grau de compactação e teor de água, o que pode comprometer as propriedades para as quais a estrutura foi dimensionada.

**Exigência no método construtivo)** Dada a estrutura em cunha e requisitos de desempenho rigorosos, o processo de construção dos blocos técnicos tem uma certa complexidade face a outras soluções, sendo a composição, colocação e compactação de cada material essencial para o cumprimento da performance da estrutura projetada.

**Dificuldade de manutenção/reparação)** Em caso de mau funcionamento ou até mesmo falha, os custos de reparação e melhoramento são elevados devido à dimensão e heterogeneidade da estrutura, para além das perturbações de tráfego associadas.

**Custos de concepção e construção)** Tendo em conta os materiais empregues e a exigência no método construtivo referidos, também como a utilização de maquinaria especializada para compactação das camadas que compõem os blocos técnicos, o custo associado à sua concepção e construção é visto como uma desvantagem relativamente a outras soluções.



## PROGRAMA DE CÁLCULO

O presente capítulo descreve o funcionamento da ferramenta de cálculo utilizada neste trabalho – o programa *Pegasus* (Varandas, 2013), um programa de elementos finitos tridimensionais não-lineares desenvolvido para o cálculo de cargas dinâmicas no balastro causadas pela passagem de comboios e subsequentes tensões e deformações provocadas em regime de curto e longo-prazo, desenvolvido em MATLAB (MathWorks Inc., 2009).

### 5.1 Introdução

Na maior parte dos modelos numéricos que representam as vias-férreas, assumem-se as camadas de solo da via como sendo elásticas lineares, ou seja, a deformação das mesmas é proporcional à carga aplicada e voltam à sua forma original após a remoção da carga. No entanto, a capacidade de consideração da resposta não-linear das camadas, da qual este programa dispõe, é essencial para a determinação da carga transmitida da via ao solo, particularmente no balastro, onde o contacto inconsistente com as travessas e comportamento constitutivo dependente de fatores como a força aplicada e duração do carregamento tornam esta camada especialmente afetada por aspetos intrinsecamente não-lineares. Adicionalmente, a capacidade de conceber modelos tridimensionais não necessariamente homogéneos (ou seja, com geometria e propriedades variáveis na direção longitudinal da via) torna o *Pegasus* numa ferramenta talhada para o estudo computacional de blocos técnicos devido à sua heterogeneidade e complexidade geométrica. Ainda, a implementação no programa da possibilidade do cálculo da deformação plástica nas camadas que suportam a via, considerando os efeitos a longo prazo de um grande número de ciclos de carga, permite averiguar o desempenho e longevidade de soluções de mitigação de deformações permanentes.

## 5.2 Modelação numérica

### 5.2.1 Descrição geral

O *Pegasus* foi idealizado para a realização de análises dinâmicas que incorporam o comportamento não-linear do material das camadas granulares e o contacto não-linear entre as travessas e o balastro. O programa é capaz de lidar com modelos com mais de um milhão de graus de liberdade, respeitando as capacidades de memória e tempos de computação admissíveis.

Os modelos tridimensionais consideram a via-férrea, constituída por carris, travessas e palmilhas de carris, e o solo, com as camadas de balastro, sub-balastro e restantes camadas de solo estratificadas horizontalmente. Os taludes podem estar presentes num ou em ambos os lados da via-férrea e através da restrição de certos nós e definição de materiais e respetivas coordenadas, o modelo pode também incluir diversos tipos de zonas de transição como passagens hidráulicas ou secções parciais de pontes, e as estruturas que servem de solução como lajes de aproximação ou cunhas de transição.

Quanto à sistematização de cálculo no *Pegasus*, a via-férrea (aqui considerada como o armamento da via) e as camadas de balastro/solo são tratadas como dois sistemas estruturais distintos que interagem através de forças de interação, como se mostra na figura abaixo. Estas forças de interação entre as travessas e o balastro subjacente resultam do contacto na base da travessa e das forças de atrito ao longo dos lados da travessa.

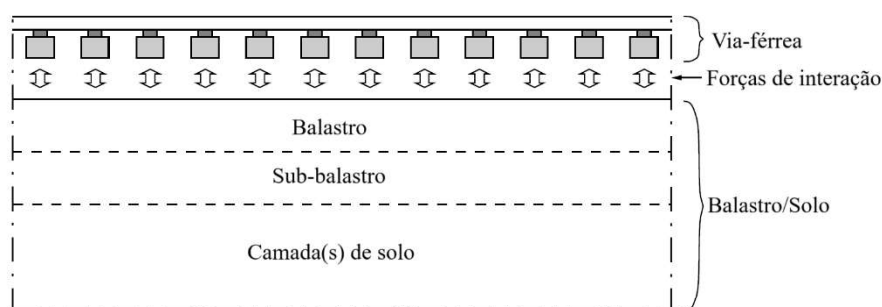


Figura 5.1 - Interação entre os sistemas de via-férrea e do balastro/solo (adaptado de Varandas, 2013)

A modelação do sistema de via-férrea é feita utilizando elementos de viga do tipo Euler-Bernoulli para os carris e travessas, com cinco graus de liberdade por nó (três translações e duas rotações, excluindo a rotação por torção). Os carris estão ligados às travessas através de elementos de mola-amortecedor tridimensionais que representam as palmilhas dos carris. Na Fig. 5.2 é possível observar a modelação dos elementos e da ligação carril-travessa, também como os graus de liberdade de um dos nós dos carris. Já o sistema balastro-solo é discretizado com elementos hexaédricos sólidos de oito nós. (Bathe, 1996; Hughes, 2003; Bhatti, 2005)

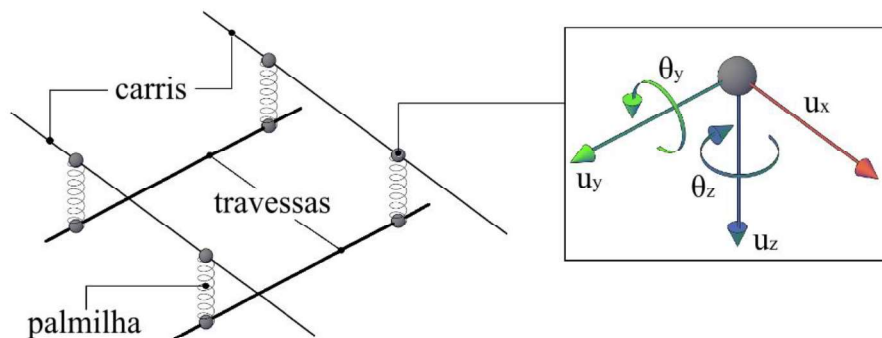


Figura 5.2 - Esquema simplificado da discretização dos elementos da via-férrea  
(Obs.: Não estão representados visualmente os amortecedores nas palmilhas, nem a verdadeira discretização de nós dos elementos barra)

Na versão atual do *Pegasus*, a carga do comboio pode ser representada de três formas distintas com complexidade variada, conforme representação esquemática na Fig. 5.3: (i) através de forças móveis, a representação mais simples, em que a passagem do comboio corresponde a um conjunto de vetores de força de intensidade constante que se movimentam ao longo da via; (ii) sistema de eixos móveis, que relativamente ao anterior tem ainda em conta a massa e inércia do sistema de eixos do veículo; e (iii) sistema da bogie, que para além dos eixos, acrescenta também a massa e inércias do sistema bogie, e a massa suspensa de meia caixa do veículo, com as correspondentes ligações elásticas entre estas (suspensão primária e secundária).

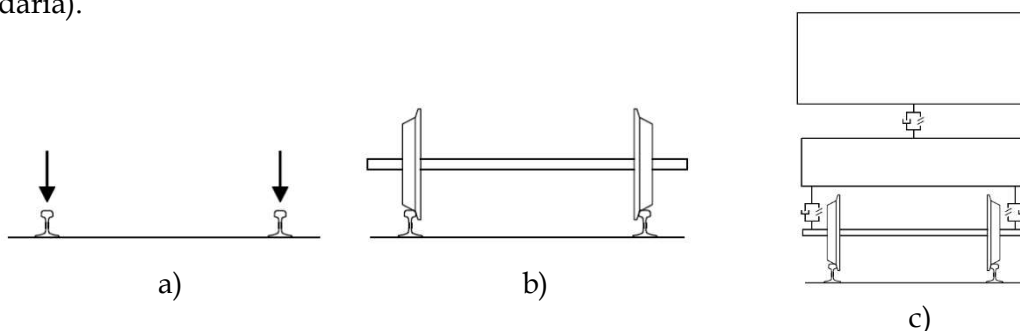


Figura 5.3 - Tipos de cargas do comboio possíveis de considerar no *Pegasus*,  
a) forças móveis, b) sistema de eixos móveis, c) sistema de bogie

As equações de movimento para os sistemas da via-férrea e balastro/solo ilustrados na página anterior são dadas por:

$$\begin{cases} \mathbf{K}_t \mathbf{u}_t + \mathbf{C}_t \mathbf{v}_t + \mathbf{M}_t \mathbf{a}_t = \mathbf{f}_{g,t} + \mathbf{f}_{\text{train}} + \mathbf{f}_a \\ \mathbf{K}_s \mathbf{u}_s + \mathbf{C}_s \mathbf{v}_s + \mathbf{M}_s \mathbf{a}_s = \mathbf{f}_{g,s} - \mathbf{f}_a \end{cases} \quad (5.1)$$

Onde  $\mathbf{K}$ ,  $\mathbf{C}$  e  $\mathbf{M}$  são as matrizes globais de rigidez, amortecimento e massa, respetivamente.  $\mathbf{u}$ ,  $\mathbf{v}$  e  $\mathbf{a}$  são os vectores de deslocamentos nodais, velocidades e acelerações.  $\mathbf{f}_g$  representa as cargas gravitacionais,  $\mathbf{f}_{\text{train}}$  as cargas das rodas nos carris e  $\mathbf{f}_a$  as forças de interação entre as travessas e o balastro. Todas as matrizes são construídas a partir de procedimentos tradicionais do MEF, com a massa concentrada nos nós, resultando em matrizes de massa diagonais. O sistema de carris tem sempre um comportamento linear, enquanto o sistema de balastro-solo pode apresentar um comportamento não-linear.

A integração em ordem ao tempo das equações discretizadas espacialmente é efectuada utilizando integração explícita do tipo *predictor-corrector* (Zhai, 1996) para resolver as equações de movimento acopladas dos sistemas de via-férrea e balastro-solo. Este método foi escolhido devido à sua eficiência computacional, tornando-o adequado para simulações dinâmicas em grande escala. Este método baseia-se na previsão dos deslocamentos, velocidades e acelerações em cada passo de tempo e, em seguida, a correção desses valores para garantir precisão e a estabilidade. As etapas gerais deste método são descritas a seguir:

### I. Passo *predictor*

Prever os deslocamentos e as velocidades no passo de tempo seguinte utilizando os valores actuais dos deslocamentos, velocidades e acelerações.

$$\mathbf{u}_{n+1}^* = \mathbf{u}_n + \Delta t \mathbf{v}_n + \frac{(\Delta t)^2}{2} \mathbf{a}_n \quad (5.2)$$

$$\mathbf{v}_{n+1}^* = \mathbf{v}_n + \Delta t \mathbf{a}_n \quad (5.3)$$

## II. Passo corrector

Calcular as acelerações no passo de tempo seguinte utilizando os deslocamentos e velocidades previstos.

$$\mathbf{a}_{n+1} = M^{-1}(\mathbf{f}_{n+1} - K\mathbf{u}_{n+1}^* - C\mathbf{v}_{n+1}^*) \quad (5.4)$$

E utilizar as acelerações recentemente calculadas para corrigir os deslocamentos e velocidades previstos.

$$\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{u}_{n+1}^* + \frac{(\Delta t)^2}{2} \mathbf{a}_{n+1} \quad (5.5)$$

$$\mathbf{v}_{n+1} = \mathbf{v}_{n+1}^* + \Delta t \mathbf{a}_{n+1} \quad (5.6)$$

Este método assegura que os deslocamentos e as velocidades sejam atualizados com precisão em cada passo de tempo, considerando o efeito das acelerações. Este método de integração é condicionalmente estável, ou seja, para manter estabilidade, o passo de tempo  $\Delta t$  deve ser menor que um valor crítico  $\Delta t_{\text{crit}}$ :

$$\Delta t_{\text{crit}} = \min\left(\frac{L_{e,i}}{c_i}\right) \quad (5.7)$$

Em que  $L_{e,i}$  é a menor dimensão do elemento  $i$  e  $c_i$  corresponde à velocidade de propagação das ondas, dada por:

$$\text{(para elementos de viga)} \quad c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (5.8)$$

$$\text{(para elementos sólidos)} \quad c = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (5.9)$$

Onde  $E$  é o módulo de Young,  $\rho$  a massa volúmica,  $\nu$  o coeficiente de Poisson e  $M$  o módulo edométrico dado por:

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (5.10)$$

Estas equações garantem que o passo de tempo escolhido é suficientemente pequeno para manter a estabilidade e a precisão nas simulações dinâmicas feitas no *Pegasus*.

Quanto ao amortecimento material, este é representado por amortecimento de Rayleigh:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (5.11)$$

Onde  $\alpha$  e  $\beta$  são coeficientes de amortecimento. Esta formulação considera o amortecimento proporcional tanto à massa como à rigidez, fornecendo uma representação realista da dissipação de energia no sistema.

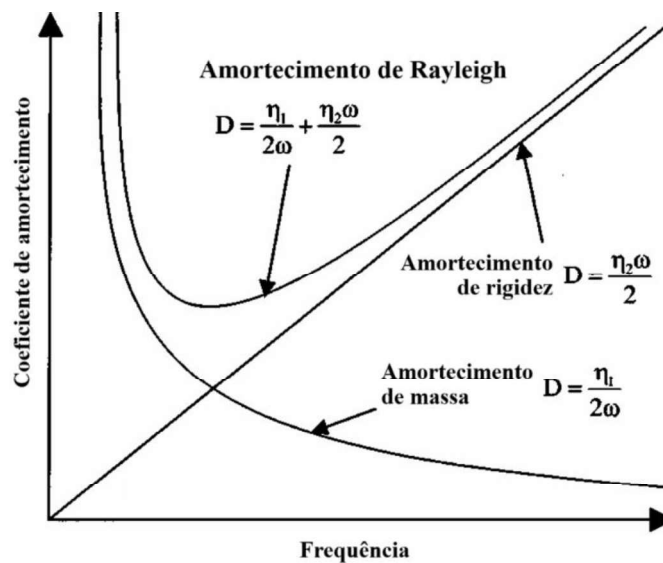


Figura 5.4 - Amortecimento de Rayleigh (adaptado de Zerwer et al., 2002) onde  $\eta_1$  e  $\eta_2$  correspondem a  $\alpha$  e  $\beta$ , respectivamente,  $\omega$  é a frequência natural e D o coeficiente de amortecimento.

Apesar de se tratar de um programa bastante avançado para a simulação do sistema ferroviário completo, há naturalmente limitações ou aspetos que não estão contemplados na versão atual do *Pegasus*. Refere-se a este respeito a não consideração da natureza particulada do balastro, a não consideração da degradação da rigidez dos solos finos quando sujeitos a grandes deformações (importante para estudos de velocidades críticas), a conveniência da limitação a modelos que não excedam algumas dezenas de metros de largura/comprimento/profundidade, a não consideração da interação tangencial roda-carril, a limitação ao estudo de segmentos retos, entre outros.

## 5.2.2 Tipos de análises elásticas

Nas análises elásticas, o *Pegasus* assume que os materiais de todos os elementos do modelo se comportam elasticamente, o que significa que regressam à sua forma original após a remoção de cargas. Estas análises podem ser lineares ou não-lineares, consoante os objetivos do modelo a analisar.

**Análise linear:** útil para cenários onde a relação tensão-deformação é linear e as deformações são pequenas. Este tipo de análise no programa ajuda a compreender a resposta inicial dos sistemas de via-férrea e de balastro-solo sob as cargas aplicadas, fornecendo informações sobre a resposta do modelo sem considerar as não-linearidades dos materiais, ou seja, sem exigir grande esforço computacional. As simulações feitas com este tipo de análise tornam-se então de grande interesse para simulações preliminares e calibração dos parâmetros iniciais eficientes ao nível do tempo de cálculo, ou quando apenas se pretendem estimar deslocamentos do sistema via-férrea, sem interesse pela distribuição de tensões no sistema balastro/solo.

**Análise não-linear:** toma partido das capacidades do *Pegasus* de incorporar não-linearidades no comportamento do material. Este tipo de análise é essencial para modelar com precisão a resposta de materiais que exibem um comportamento não-linear significativo sob carga, como é o exemplo do balastro e outros materiais granulares. Salienta-se que a não-linearidade considerada no programa corresponde à relação de proporcionalidade existente entre a rigidez destes materiais e o nível de tensão presente, que é típico do comportamento de materiais granulares sob carregamentos essencialmente compressivos. Esta análise permite uma representação mais realista da resposta do sistema, especialmente em condições de carregamento complexas como os casos em que há perda de contacto entre travessas e balastro devido a efeitos dinâmicos.

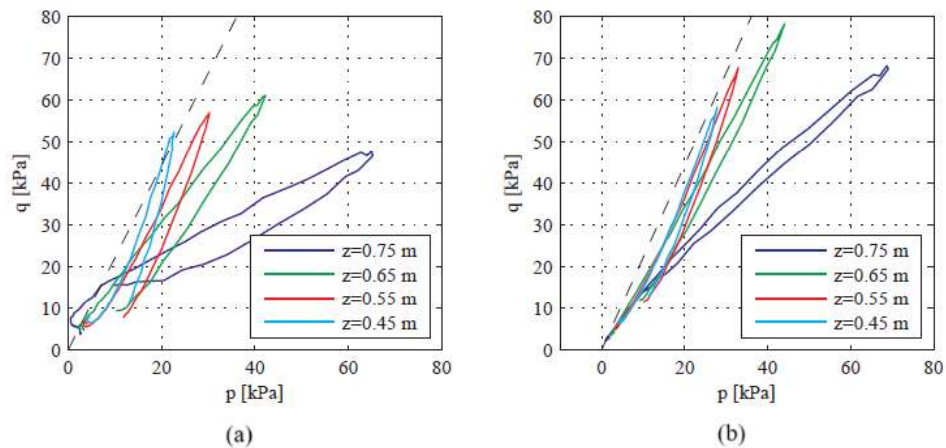


Figura 5.5 - Efeito do modelo constitutivo nas trajetórias de tensão no balastro com elementos lineares (a) e não-lineares (b) (adaptado de Varandas, 2013)

Como é possível observar na Fig. 5.5, a consideração de comportamento linear no balastro pode subestimar significativamente as tensões obtidas comparativamente aos resultados não-lineares, o que indica que existe uma diferença considerável entre atribuir ao balastro comportamento linear ou não-linear no que toca ao cálculo de tensões.

O mesmo não acontece para todos os materiais, logo, uma boa prática de modelação no *Pegasus* consiste em utilizar em simultâneo estes dois tipos de análise, visto que utilizando apenas uma para o modelo inteiro, ou os resultados se afastam muito da realidade (análise totalmente linear) ou exigem um esforço computacional e tempo de cálculo fora daquilo que é admissível (análise totalmente não-linear). É possível então através de estudos de otimização atribuir características lineares aqueles elementos cujo material tenha um comportamento semelhante para os dois tipos de análise e apenas atribuir características não-lineares aos elementos que mais são afetados pelos aspetos não-lineares, de modo a conseguir a melhor relação entre qualidade de resultados e tempo/esforço de computação.

### 5.2.3 Modelos constitutivos para as camadas granulares

A atribuição de características lineares ou não-lineares descrita anteriormente é feita de acordo com os dois modelos constitutivos principais que representam o comportamento resiliente dos materiais granulares que forma o sistema balastro/solo no *Pegasus*. Ao comportamento linear elástico corresponde a Lei de Hooke, e ao comportamento não-linear elástico corresponde o modelo  $K - \theta$  (Brown & Pell, 1967).

#### Lei de Hooke generalizada

A relação tensão-deformação para um material isotrópico tridimensional linear-elástico no sistema de coordenadas cartesianas é expressa na forma matricial através de:

$$\sigma = \mathbf{K}\varepsilon \quad (5.12)$$

onde  $\sigma$  e  $\varepsilon$  são as formas vetoriais dos tensores de tensão e deformação definidas por  $\sigma = [\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z \ \tau_{xy} \ \tau_{yz} \ \tau_{zx}]^T$  e  $\varepsilon = [\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \varepsilon_z \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx}]^T$ , e  $\mathbf{K}$  é a matriz constitutiva de rigidez dada pelo módulo de Young,  $E$ , e pelo coeficiente de Poisson,  $\nu$ :

$$\mathbf{K} = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1 - \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1 - \nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (5.13)$$

que pode também ser expressa pelo módulo de compressibilidade,  $B$ , e pelo módulo de distorção,  $G$ :

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} B + \frac{4G}{3} & B - \frac{2G}{3} & B - \frac{2G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ B - \frac{2G}{3} & B + \frac{4G}{3} & B - \frac{2G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ B - \frac{2G}{3} & B - \frac{2G}{3} & B + \frac{4G}{3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (5.14)$$

Com  $B = \frac{E}{3(1-2\nu)}$  e  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ .

### Modelo $K - \theta$

O modelo elástico não-linear  $K - \theta$  descreve o comportamento tensão-deformação de materiais granulares através do módulo resiliente,  $E_r$ , que substitui o módulo de Young na matriz  $\mathbf{K}$  e depende da soma das tensões normais ( $\theta$ ) deixando o coeficiente de Poisson constante, de acordo com o seguinte sistema:

$$E_r(\theta) = \begin{cases} E_{\min}, & \text{se } \theta < 0 \\ E_{\min} + K_3 \left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^{K_4}, & \text{se } 0 < \theta < \theta_t \\ K_1 \left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^{K_2}, & \text{se } \theta \geq \theta_t \end{cases} \quad (5.15)$$

Onde  $E_{\min}$  é um valor mínimo do módulo resiliente característico do material,  $K_1$  e  $K_2$  são parâmetros do modelo,  $K_3$  e  $K_4$  são parâmetros determinados para garantir que a curva é de classe  $C^1$  (ver equações abaixo),  $\theta_0$  é a tensão de referência (tipicamente 100kPa),  $\theta_t$  é a tensão de transição que deve ser um valor na ordem dos 10kPa que verifique a condição:  $K_1 \left(\frac{\theta_t}{\theta_0}\right)^{K_2} \geq E_{\min}$

$$K_3 = \frac{K_1 \left(\frac{\theta_t}{\theta_0}\right)^{K_2} - E_{\min}}{\left(\frac{\theta_t}{\theta_0}\right)^{K_4}} \quad (5.16)$$

$$K_4 = \frac{K_1 K_2 \left(\frac{\theta_t}{\theta_0}\right)^{K_2}}{K_1 \left(\frac{\theta_t}{\theta_0}\right)^{K_2} - E_{\min}} \quad (5.17)$$

A curva produzida pelo sistema em (5.15) que define a relação entre o módulo resiliente e o somatório das tensões normais tem o seguinte aspeto generalizado:

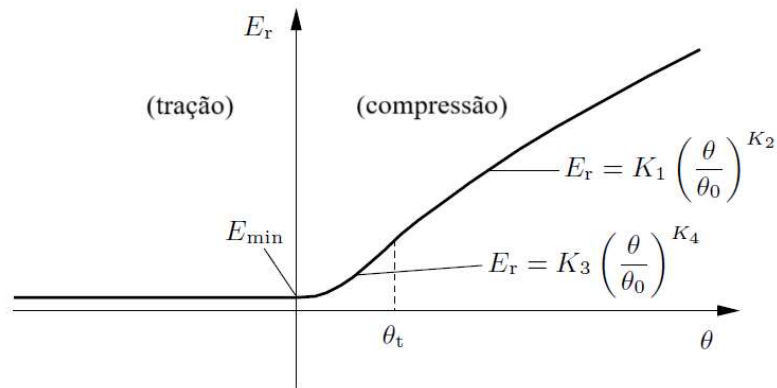


Figura 5.6 - Curva generalizada da relação  $E_r$ -  $\theta$  (adaptado de Varandas, 2013)

## 5.2.4 Interação roda-carril

As forças de interação na direção normal entre as rodas do veículo e o carril,  $F_a$ , seguem a teoria de contacto Hertziano não-linear para metais (Timoshenko & Goodier, 1970), quando existe contacto entre estes dois elementos:

$$F_{a,j} = k_c \delta_j^{1.5} \quad (5.18)$$

onde  $k_c$  é um coeficiente de rigidez e  $\delta$  a indentação para a roda  $j$ , dada pela subtração do deslocamento do carril na posição da roda  $j$  ( $u_{t,j}$ ) ao deslocamento da roda  $j$  ( $u_{v,j}$ ).

Não se consideram as forças de interação tangencial, que são particularmente importantes em problemas envolvendo curvas ou ações externas horizontais (vento ou sismos).

## 5.2.5 Interação travessa-balastro

A interação entre a travessa e o balastro envolve a pressão normal na base da travessa e o atrito entre as faces laterais da travessa e o balastro. Esta interação ocorre tanto na vertical como na horizontal, mas a análise feita no *Pegasus* centra-se apenas no acoplamento vertical.

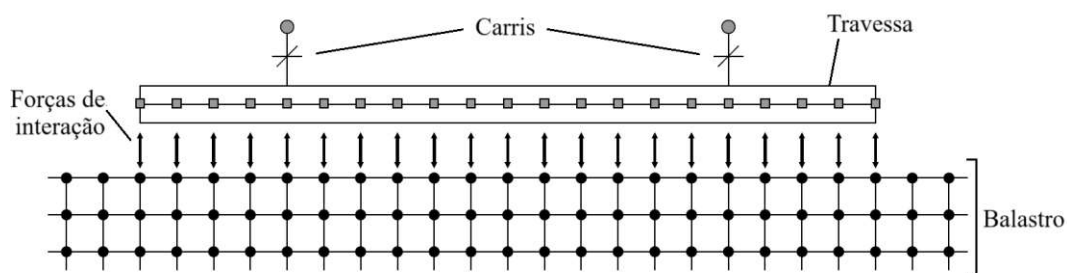


Figura 5.7 - Forças de interação travessa-balastro na direção longitudinal da travessa  
(adaptado de Varandas, 2013)

A interação vertical é determinada pela pressão normal, que é proporcional à diferença de deslocamento vertical entre a base da travessa e a superfície do balastro. Esta forma segue a formulação típica para problemas de contacto do tipo *penalty*, onde a força de contacto é definida como  $K_c d$ . Aqui,  $K_c$  é o parâmetro de contacto, e  $d$  é a inter-penetração ou a diferença de deslocamento vertical referida anteriormente. É também contemplado o atrito vertical, modelado como viscoso e dado pela expressão  $C_c \dot{d}$ , onde  $C_c$  é o parâmetro de atrito e  $\dot{d}$  é a velocidade relativa entre as superfícies.

Quanto às forças de interação, a força de interação vertical entre o sistema da via e o sistema balastro/solo em cada passo de tempo é calculada de acordo com a expressão:

$$F_{a,i} = \begin{cases} -k_{c,i}(u_{t,i} - u_{s,i} + h_i) - c_{c,i}(v_{t,i} - v_{s,i}), & \text{se } u_{t,i} - u_{s,i} + h_i < 0 \\ -c_{c,i}(v_{t,i} - v_{s,i}), & \text{se } u_{t,i} - u_{s,i} + h_i \geq 0 \end{cases} \quad (5.19)$$

onde:

- $F_{a,i}$  é a força de interação vertical entre os nós  $t.i$  (do inglês *track*) e  $s.i$  (do inglês *soil*).
- $k_{c,i}$  e  $c_{c,i}$  são os parâmetros de contacto e atrito.
- $u_{t,i}$  e  $u_{s,i}$  são os deslocamentos verticais na via e no solo.
- $v_{t,i}$  e  $v_{s,i}$  são as velocidades verticais na via e no solo.

- $h_i$  é a altura do vazio entre nós, no caso de travessas suspensas.

Na modelação deste tipo de interação o programa pressupõe que:

- As travessas são modeladas como elementos de viga sem representação de largura na malha de elementos finitos.
- Para cada nó de travessa ( $t.i$ ) são considerados três nós de balastro subjacentes ( $s.i_1, s.i_2, s.i_3$ ), assumindo uma rigidez infinita na direção transversal.
- Os valores do parâmetro de contacto  $K_c$  e do parâmetro de atrito  $C_c$  são determinados com base nos valores assumidos de interpenetração vertical e de amortecimento por atrito. Os valores adotados são  $K_c = 3,125 \text{ GN/m}^2$  e  $C_c = 2,5 \text{ kNs/m}^2$ .

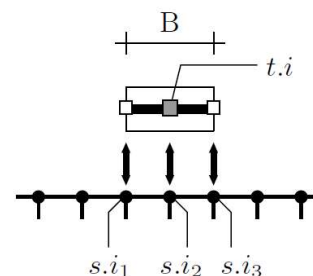


Figura 5.8 - Forças de interação travessa-balastro

## 5.2.6 Condições de fronteira

Em modelos de elementos finitos as condições de fronteira são fundamentais para uma representação numérica fiel à realidade, especialmente quando a dimensão do modelo não abrange todo o campo de deslocamentos gerado pelo carregamento durante o período de análise. Isto é particularmente relevante em análises de passagem de comboios, onde a aplicação das cargas dura vários segundos e as ondas geradas podem viajar a centenas de metros por segundo. Consequentemente, estas ondas acabam por atingir os limites do modelo, que tipicamente se estendem por menos de 20-50 metros vertical e transversalmente. Sem condições de fronteira adequadas, estas ondas refletir-se-iam continuamente, causando efeitos fisicamente irrealistas no modelo.

Vários métodos foram desenvolvidos para criar fronteiras que "absorvam" estas ondas, aqui indicados em ordem crescente de precisão:

- Fronteiras de Transmissão Local (Lysmer & Kuhlemeyer, 1969)
- Método dos elementos infinitos (Bettesst, 1980)
- Método dos elementos de fronteira (Banerjee & Butterfield, 1981)
- Método *Perfectly Matched Layer* (Bérenger, 1994)

O método dos elementos de fronteira, para além de ser o mais preciso, permite ainda que as fronteiras sejam posicionadas muito perto da região sujeita ao carregamento (a via). No

entanto, este método perturba a esparsidade da matriz de rigidez de elementos finitos, tornando-o computacionalmente dispendioso para grandes modelos 3D.

No *Pegasus* são utilizadas fronteiras de transmissão local, que consistem em amortecedores visco-elásticos (*dashpots*) e eventuais elementos de mola colocados nos nós da fronteira (Lysmer & Kuhlemeyer, 1969; Hall, 2003). Quando a camada rochosa se encontra a um grande nível de profundidade face à via-férrea, uma fundação elástica de Winkler pode substituir as camadas mais profundas de forma a reduzir o tamanho do modelo de elementos finitos e o tempo de computação. A Figura 6.8 ilustra este método, em que a quarta camada de solo é substituída por um conjunto de molas e amortecedores na base da terceira camada.

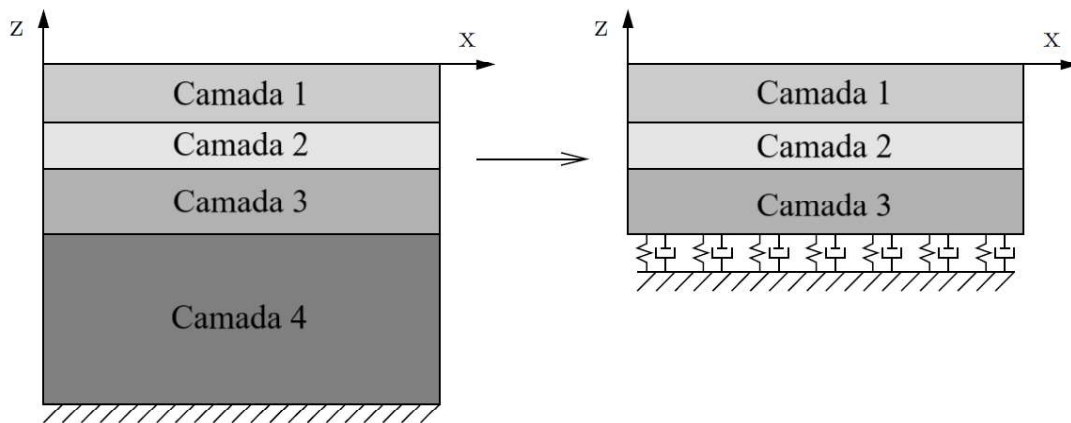


Figura 5.9 - Vista 2D da substituição da camada inferior por um sistema de amortecedores e molas (Varandas, 2013)

Esta abordagem não garante a absorção completa da energia, uma vez que os amortecedores são ajustados para velocidades e direções de onda específicas. Por este motivo, é essencial construir modelos de elementos finitos suficientemente grandes, assegurando que as fronteiras locais de transmissão estão longe da região sujeita ao carregamento. Para além disso, a substituição de camadas de solo mais profundas por uma rede de molas tridimensionais assume que as deformações relativas horizontais são negligenciáveis na camada removida devido ao carregamento dinâmico e, portanto, esta simplificação só é válida se a camada removida for suficientemente profunda.

## 5.2.7 Procedimento de cálculo de simulações de curto-prazo

Tendo em conta todos os aspetos do funcionamento do *Pegasus* anteriormente descritos, a execução de uma simulação de passagem de veículo segue um determinado procedimento dividido por passos de cálculo em sistemas separados e em sistemas acoplados. Inicialmente, os sistemas do balastro/solo e da via desenvolvem-se separadamente, até se acoplarem para obter o estado inicial do sistema via/solo, a partir do qual o cálculo prossegue. Os passos que constituem cada um destes sistemas serão então apresentados de forma a descrever o procedimento de cálculo feito pelo programa.

### I. Geometria e malha de elementos finitos

O primeiro passo de cálculo consiste na construção da geometria tanto do sistema balastro/solo como do sistema da via e a correspondente malha de elementos finitos tridimensionais para o solo e conjunto de elementos finitos de viga para a via. A geometria do solo é amplamente customizável através de diferentes parâmetros geométricos que podem ser definidos no *script* de geometria do modelo. Existe uma inter-dependência entre a geometria e a malha de elementos finitos, ou seja, uma camada de solo deve ser definida tendo em conta a dimensão pretendida e o tamanho dos elementos finitos a constituírem a sua malha de forma a que cada dimensão geométrica do solo esteja subdividida num número inteiro de segmentos correspondentes à dimensão dos elementos. Na figura abaixo, observam-se as dimensões geométricas que podem ser definidas para o solo no plano transversal (plano Y-Z), para um aterro generalizado. A legenda numérica representa cada elemento estrutural distinto da geometria.

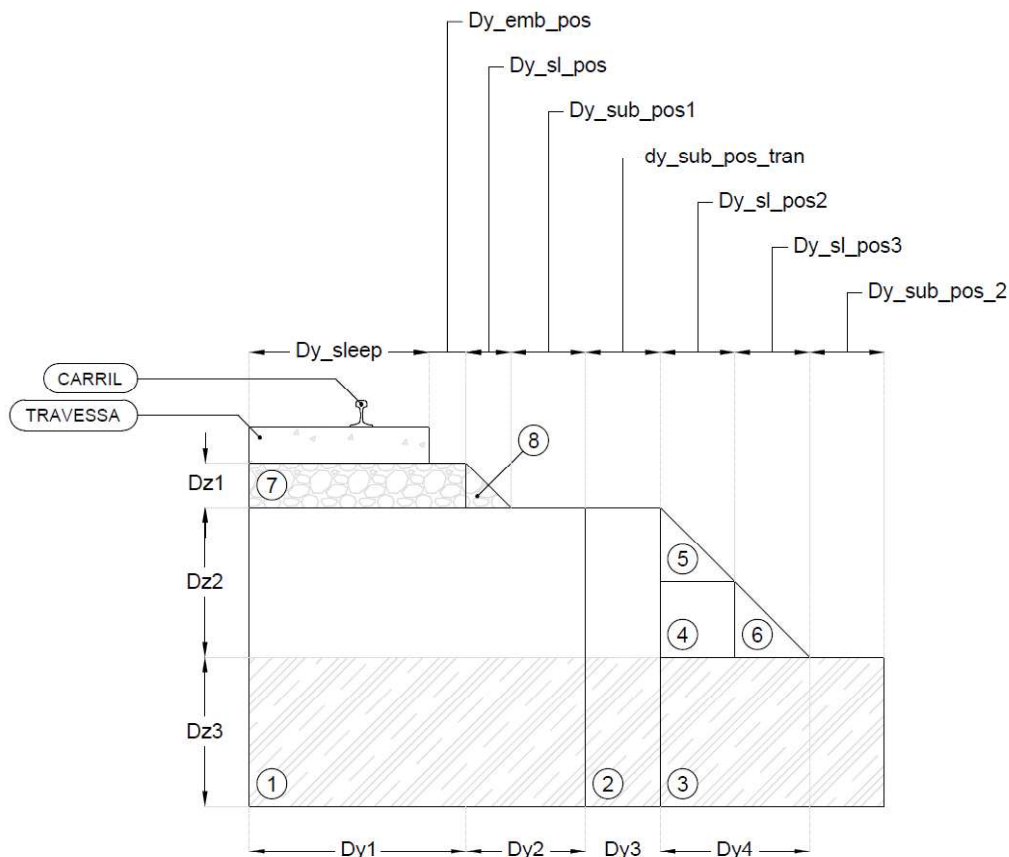


Figura 5.10 - Esquema representativo dos parâmetros dimensionais que definem a geometria e malha de elementos finitos do sistema balastro-solo no *Pegasus* na direção transversal

No caso do sistema da via, a sua geometria é constante no plano transversal, variando apenas no plano longitudinal (plano X-Z) consoante a largura das travessas e o espaço entre as mesmas. Para a malha de elementos finitos do sistema balastro/solo nesta direção importa definir refinamentos diferentes consoante a zona do modelo, concentrando um maior número de elementos na zona de estudo (zona do modelo em que o veículo já circula à velocidade pretendida, sendo que parte do repouso na zona inicial). Isto é feito a partir de parâmetros geométricos de dimensão igual, mas constituídos por um número diferente de elementos consoante a zona em que se encontram, de acordo com a Figura 5.11.

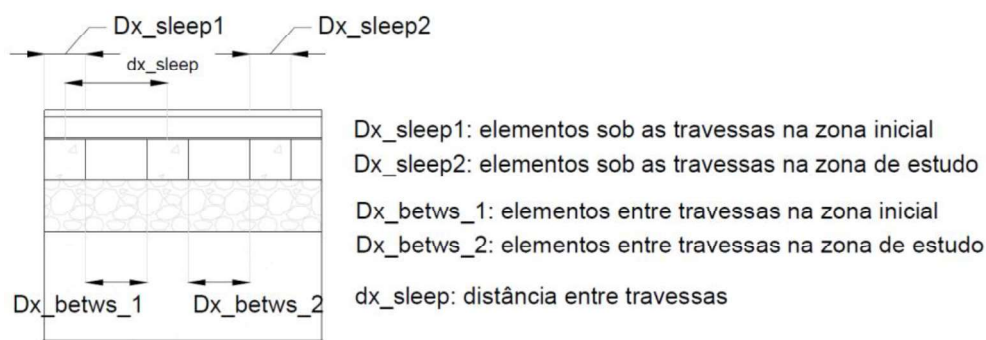


Figura 5.11 - Esquema representativo dos parâmetros dimensionais que definem a geometria e malha de elementos finitos do sistema balastro-solo no *Pegasus* na direção longitudinal

## II. Assemblagem das matrizes estruturais

Em ambos os sistemas, após a construção da geometria, são definidas as matrizes estruturais associadas ao modelo, consoante os diferentes materiais e as suas respectivas propriedades mecânicas. A atribuição destas propriedades é feita a partir da delimitação de intervalos geométricos nas três dimensões do modelo, formando zonas em que cada elemento passa a ter as propriedades correspondentes ao material que se queira associar a essa zona.

## III. Distribuição de tensões devido ao peso do solo

Nesta fase do cálculo associada apenas ao sistema balastro/solo, é calculado o equilíbrio tendo em conta o peso próprio deste sistema. Primeiramente, o peso do balastro entre travessas, que não está incluído explicitamente no sistema, deve ser introduzido na forma de cargas distribuídas verticais ao nível do balastro, entre cada travessa ( $p_{bal}$ ), sendo assim tido em conta juntamente com as tensões verticais iniciais no resto do sistema abaixo deste nível. Já as tensões horizontais iniciais, à partida, não são conhecidas já que dependem dos materiais e geometria envolventes do sistema, também como do seu historial geológico. Para ultrapassar esta limitação, no *Pegasus*, as tensões horizontais iniciais no sistema balastro/solo são estimadas a partir de cargas de pressão lateral aplicadas nas fronteiras do modelo ( $p_h$ ), com valor de acordo com a expressão  $p_h = K_0 \cdot \gamma \cdot z$  (Verruijt, 2006) onde  $K_0$  é o coeficiente de pressão lateral do solo,  $\gamma$  é o peso volúmico do material e  $z$  a profundidade a que se encontra.

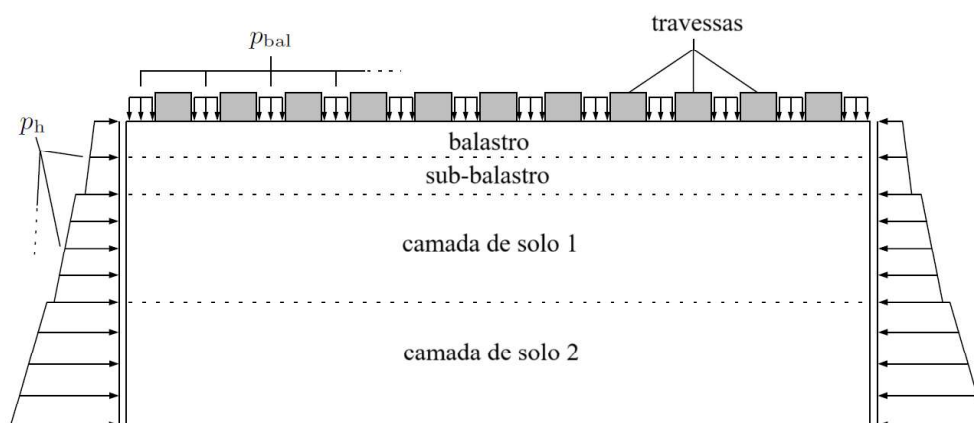


Figura 5.12 - Vista longitudinal do peso externo aplicado no Pegasus (adaptado de Varandas, 2013)

#### IV. Determinação do estado inicial com o peso da via

Para completar o estado inicial dos sistemas estruturais, após o equilíbrio com o peso do solo, resta introduzir o peso da via no modelo. O sistema da via pode ser ajustado a um nível específico, de forma a incluir eventuais vazios sob travessas, modificando o intervalo vertical,  $h_i$  na equação (5.20) entre os nós onde há interação travessas-balastro. Para análises de longo prazo, embora o peso da via se mantenha constante ao longo dos ciclos de passagens do veículo, a colocação da via é essencial em cada ciclo para ter em conta os efeitos da deformação permanente do nivelamento longitudinal da via.

#### V. Equilíbrio estático com a colocação da carga do veículo

A colocação do veículo no modelo causa novas forças e propagação de ondas no modelo que devem ser estabilizadas através de um período de tempo definido no fim do qual deve estar garantido o equilíbrio estático da carga do veículo com o modelo.

#### VI. Determinação resposta do sistema devido à passagem do veículo

Com todas as componentes do modelo introduzidas, resta apenas a execução da passagem do veículo pelo modelo, de forma a determinar as tensões e deslocamentos provocados pelo mesmo em cada elemento e assim permitir a análise da resposta dos resultados obtidos. Salienta-se que o início de marcha do veículo é feito com um valor de aceleração controlado, até este atingir a velocidade uniforme pretendida, de forma a diminuir a resposta transiente devida ao início de movimento do veículo.

Nos modelos de cálculo de deformação permanente, após a primeira passagem do veículo, este procedimento é repetido iterativamente a partir do passo IV). A forma como o procedimento de cálculo é integrado nos modelos de acumulação cíclica de deformação permanente é explicada de forma mais detalhada na secção seguinte.

### 5.2.8 Modelo de acumulação cíclica de deformação permanente

De acordo com (Varandas et al., 2020), no *Pegasus*, a implementação do modelo de acumulação cíclica de deformação permanente é feita a partir do modelo de (Suiker & de Borst, 2003) onde as deformações plásticas máximas produzidas durante o processo de carregamento cíclico são retidas pelo modelo. Dois mecanismos distintos - compactação volumétrica e deslizamento por atrito - são responsáveis pela acumulação de tensão, sendo cada um deles abordado de forma independente. Anteriormente à criação deste modelo, Suiker efetuou ensaios triaxiais em materiais de balastro e sub-balastro que permitiram parametrizar o modelo para esses materiais. Além disso, a descrição deste modelo em (Suiker & de Borst, 2003) inclui uma implementação com o MEF, considerando elementos de plano e uma análise estática. Todos estes aspetos fizeram deste modelo o adequado para ser integrado no programa, e a sua descrição resumida é feita de seguida. O modelo constitutivo é descrito de acordo com a definição mecânica de tensão (compressão é negativa). No entanto, o invariante de tensão normal média,  $p$ , segue a definição geotécnica tradicional. Isto significa que a tanto o invariante  $p$  como o invariante de tensão deviatória,  $q$ , sejam geralmente positivos, de acordo com as seguintes expressões:

$$p = -\frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \quad (5.20)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (5.21)$$

O modelo escolhido não fornece diretamente informações sobre a evolução da deformação permanente durante cada processo de carregamento cíclico; em vez disso, estima a deformação permanente total tridimensional,  $\varepsilon_p$ , provocada por cada ciclo de carregamento. O desenvolvimento do modelo baseia-se na teoria clássica da plasticidade, na qual o cone de Drucker-Prager com um limite de compressão representa a superfície de cedência (ou *shakedown*). O conceito baseia-se na ideia de que dois mecanismos (compactação volumétrica do material e deslizamento de atrito entre partículas) são responsáveis pela densificação provocada pela carga cíclica e podem surgir em simultâneo. Consequentemente, a fórmula

seguinte permite obter o incremento de deformação permanente,  $\Delta\varepsilon_p$ , produzido num determinado processo de carregamento cíclico:

$$\Delta\varepsilon_p = \Delta\varepsilon_q^p \mathbf{m}_f + \Delta\varepsilon_v^p \mathbf{m}_c \quad (5.22)$$

Onde  $\Delta\varepsilon_q^p$  é o acréscimo de deformação deviatórica permanente,  $\Delta\varepsilon_v^p$  o acréscimo de deformação volumétrica permanente e  $\mathbf{m}_f$  e  $\mathbf{m}_c$  os tensores que definem a direção do fluxo plástico deviatórico e volumétrico, respetivamente. Os valores destes acréscimos são obtidos de acordo com as seguintes expressões:

$$\Delta\varepsilon_q = \alpha_f \left\langle \left( \frac{\hat{q}}{p} \right)_{cyc} - h_f(\varepsilon_q) \right\rangle^{\gamma_f} \quad (5.23)$$

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_{v,c} + d_f(\varepsilon_q) \Delta\varepsilon_q \quad (5.24)$$

com  $\alpha_f$  e  $\gamma_f$  sendo parâmetros do modelo,  $\left( \frac{\hat{q}}{p} \right)_{cyc}$  o valor máximo da relação  $q/p$  causado exclusivamente pelo carregamento da passagem do veículo,  $h_f(\varepsilon_q)$  a função de evolução do *shakedown* do mecanismo de atrito de acordo com o valor total acumulado de deformação deviatórica,  $\varepsilon_q$ ,  $\Delta\varepsilon_{v,c}$  o acréscimo da deformação volumétrica causada exclusivamente pelo mecanismo de compactação e  $d_f(\varepsilon_q)$  a função que dita a quantidade de dilatação/contração mobilizada durante a deformação por deslizamento de atrito.

Obs.: A notação  $\langle \rangle$  corresponde aos parênteses de Macaulay,  $\langle x \rangle = \begin{cases} x, & \text{se } x > 0 \\ 0, & \text{se } x \leq 0 \end{cases}$

Por sua vez, o acréscimo  $\Delta\varepsilon_{v,c}$  é dado por:

$$\Delta\varepsilon_{v,c} = -\alpha_c \left\langle \left( \frac{\hat{p}}{p_0} \right)_{cyc} - h_c(\varepsilon_{v,c}) \right\rangle^{\gamma_c} \quad (5.25)$$

com  $\alpha_c$  e  $\gamma_c$  sendo parâmetros do modelo,  $\left( \frac{\hat{p}}{p_0} \right)_{cyc}$  o valor máximo da relação  $p/p_0$  causado exclusivamente pelo carregamento da passagem do veículo, sendo  $p_0$  um parâmetro fixo correspondente à pressão de consolidação inicial do material, e  $h_c(\varepsilon_{v,c})$  a função de evolução

do *shakedown* do mecanismo de compactação de acordo com o valor total acumulado de deformação volumétrica causada por compactação volumétrica,  $\varepsilon_{v,c}$ .

As funções de shakedown e a função de dilatação/contração são determinadas a partir das equações:

$$h_f(\varepsilon_q) = h_0 + (h_m - h_0)(1 - e^{1-\eta_f(\varepsilon_q - \varepsilon_{q,0})}) \quad (5.26)$$

$$h_c(\varepsilon_{v,c}) = 1 + \eta_c(\varepsilon_{v,c} - \varepsilon_{v,c,0}) \quad (5.27)$$

$$d_f(\varepsilon_q) = d_0 + (d_m - d_0)(1 - e^{1-\zeta_f(\varepsilon_q - \varepsilon_{q,0})}) \quad (5.28)$$

sendo  $h_0$ ,  $h_m$ ,  $\eta_f$ ,  $\eta_c$ ,  $d_0$ ,  $d_m$  e  $\zeta_f$  parâmetros do modelo e  $\varepsilon_{q,0}$ ,  $\varepsilon_{v,c,0}$  as deformações permanentes iniciais (antes da acumulação cíclica) devidas a fenômenos como a consolidação do solo. (Suiker & de Borst, 2003) estabelece três estados possíveis de comportamento para a deformação deviatória permanente, de acordo com a teoria do *shakedown*, são eles:

- Puramente elástico (sem acumulação de deformação permanente), se  $\left(\frac{\hat{q}}{p}\right)_{cyc} \leq h_0$
- Acumulação gradual com tendência para um valor estável/limite, se  $h_0 \leq \left(\frac{\hat{q}}{p}\right)_{cyc} \leq h_m$
- Acumulação contínua de deformação permanente sem estabilização (*ratcheting*), se  $\left(\frac{\hat{q}}{p}\right)_{cyc} \geq h_m$

As deformações volumétricas e deviatórias referidas até aqui são definidas por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (5.29)$$

$$\varepsilon_q = \sqrt{\frac{2}{9}(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2(\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2(\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + \frac{4}{3}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{xz}^2)} \quad (5.30)$$

Já os tensores de direção do fluxo plástico deviatórico,  $\mathbf{m}_f$ , e volumétrico,  $\mathbf{m}_c$ , são definidos no modelo como:

$$\mathbf{m}_f = \frac{3\mathbf{s}_{cyc}}{2q_{cyc}} \quad (5.31)$$

$$\mathbf{m}_c = \frac{\boldsymbol{\delta}}{3} \quad (5.32)$$

onde  $\mathbf{s}_{cyc}$  é o tensor de tensões deviatórias cíclicas ( $\mathbf{s} = \boldsymbol{\sigma} - (-p)\boldsymbol{\delta}$ ), e  $\boldsymbol{\delta}$  o delta de Kronecker.



## B. Passagem do comboio

O histórico temporal das tensões em cada elemento,  $\sigma_{tot}(t)$ , é obtido a partir da passagem do veículo, e a parcela de tensão devida apenas à passagem pode ser extrapolada através da expressão:  $\sigma_{cyc}(t) = \sigma_{tot}(t) - \sigma_{geo}$

## C. Valores de tensão

Nesta etapa, são calculados os valores de tensão cíclicos e relações necessárias para o modelo, especificamente  $\left(\frac{\hat{q}}{p}\right)_{cyc}$  para o mecanismo de atrito e  $\left(\frac{\hat{p}_{cyc}}{p_0}\right)$  para o mecanismo de compactação. Análises feitas em (Varandas et al., 2020) mostram que os valores máximos de  $p$  e  $q$  nem sempre coincidem devido às mudanças de direção da tensão causadas pela carga em movimento. O programa identifica automaticamente valores independentes de  $\left(\frac{\hat{q}}{p}\right)_{cyc}$  e  $\hat{p}_{cyc}$  para cada passagem de eixo, sendo a relação  $\left(\frac{\hat{q}}{p}\right)_{cyc}$  determinada com base no par  $q-p$  que ocorre simultaneamente quando  $q_{cyc}$  está no seu valor máximo local.

## D. Deformação permanente

Conhecidos os valores de tensão cíclicos por eixo, a deformação permanente é calculada utilizando o modelo de acumulação de deformação descrito na secção 5.2.8. A deformação acumula-se de forma não linear com cada passagem do veículo, assumindo valores de tensão cíclicos constantes. Esta acumulação continua até que o acréscimo de deformação vertical,  $\Delta\varepsilon_z^p$ , em qualquer elemento finito atinja um limite,  $\Delta\varepsilon_z^{\max}$ , ou o número total de ciclos,  $N_{tot}$ , seja alcançado. Cada iteração envolve, portanto, um número desconhecido *a priori* de passagens de eixo,  $\Delta N$ . Desta forma, este processo tem em conta a natureza não-linear do problema e a necessidade de intervalos de tempo/ciclo variáveis, e quanto ao valor limite,  $\Delta\varepsilon_z^{\max}$ , este deve ser suficientemente baixo para não afetar significativamente os resultados, mas em simultâneo suficientemente elevado para reduzir as análises dinâmicas necessárias, otimizando o tempo de cálculo. O principal resultado deste passo é o acréscimo de deformação permanente,  $\Delta\varepsilon^p$ , a ser aplicado ao modelo.

## E. Compactação inicial

Este procedimento estima a deformação permanente das camadas do solo durante o serviço, concentrando-se nos períodos entre as operações de ataque mecânico pesado do balastro. Por conseguinte, a compactação inicial destas camadas, que define o estado do material granular antes da entrada em serviço dos comboios, é crucial e envolve duas componentes: (i) camadas mais profundas compactadas durante a construção e

continuamente pela carga dos comboios após a abertura ao tráfego, e (ii) estabilização dinâmica da camada de balastro após o ataque mecânico para melhorar a interligação das partículas e reduzir o índice de vazios. A compactação inicial nas camadas mais profundas é representada por valores homogêneos de deformação permanente,  $\varepsilon^c$ , estimados através de pré-cálculos com cargas cíclicas uniformes. A compactação inicial devida à estabilização dinâmica do balastro é representada por um número inicial de passagens de eixo de atacadeira,  $N^c$ , que afeta todas as camadas, mas principalmente o balastro. A deformação permanente total de ambas as origens define então o estado inicial de cálculo e é considerada nos cálculos subsequentes, embora o campo de deslocamentos resultante não seja incluído na deformação permanente final.

#### F. Aplicação da deformação no modelo MEF

Nesta fase, a deformação permanente estimada,  $\Delta\varepsilon^p$ , é incorporada no modelo tridimensional de elementos finitos através do cálculo das forças nodais equivalentes recorrendo ao método de (Hughes, 1987):

$$\mathbf{f}_{\text{nodal}} = \iiint_V \mathbf{B}^T \mathbf{C} \Delta\varepsilon^p dV \quad (5.33)$$

onde  $\mathbf{f}_{\text{nodal}}$  é o vetor de forças nodais,  $\mathbf{B}$  é a matriz de deformação-deslocamento e  $\mathbf{C}$  é a matriz constitutiva. Estas forças são aplicadas ao sistema balastro/solo, e o campo de deslocamentos permanentes,  $\mathbf{u}^p$ , é determinado utilizando o método do gradiente conjugado, e geralmente aumenta em valor absoluto com o número de iterações feitas.

#### G. Colocação da via

Após determinar a posição deformada do sistema balastro/solo devido às forças gravitacionais e à carga cíclica, a deformação da via é recalculada de forma a incluir as deformações permanentes devido à compactação do solo. O equilíbrio do sistema é então alcançado através de um cálculo dinâmico, que resulta no perfil geométrico atualizado da via. O campo de tensões atualizado,  $\sigma_{geo}$ , combina a tensão geostática do sistema balastro/solo e a tensão do peso da via, que pode estar distribuída de forma irregular ao longo da via. Na análise não-linear, este nível de tensão define a rigidez inicial de cada elemento antes do carregamento do comboio.

## H. Atualização dos parâmetros

Uma vez que este modelo depende de parâmetros históricos, estes devem ser atualizados quando a deformação permanente é conhecida para cada elemento,  $\varepsilon_{FEM}^p$ . No modelo de Suiker e de Borst, estes parâmetros são a deformação volumétrica permanente,  $\varepsilon_v^p$ , para a compactação e a deformação deviatórica permanente,  $\varepsilon_q^p$ , para o atrito, calculadas em cada passo de integração utilizando as equações (5.24) e (5.25). Estes dados serão utilizados na etapa D da iteração seguinte, servindo também para a atualização das funções de evolução do *shakedown*,  $h_f$  e  $h_c$ , através das equações (5.27) e (5.28).

Após estes passos, se o número de ciclos atual for inferior ao número total de ciclos definido,  $N_{tot}$ , o processo regressa à etapa B para o cálculo dinâmico da passagem do comboio com a geometria atualizada da via. As alterações no perfil longitudinal da via, causadas pela acumulação de deformações ou irregularidades, alterarão a carga dinâmica no sistema balastro/solo. Este processo repete-se até se atingir um número de ciclos igual a  $N_{tot}$ .



## MODELOS NUMÉRICOS

### 6.1 Generalidades

Para averiguar a adequabilidade dos atuais blocos técnicos normativos da Infraestruturas de Portugal é necessário analisar não só um modelo que contempla a utilização de cunhas de transição, mas também uma série de outros modelos comparáveis. Portanto, a organização dos casos de estudo desenvolvidos para este trabalho é a seguinte:

- "Caso 0" sem estrutura de transição: Este modelo representa uma zona de transição sem qualquer intervenção estrutural destinada a mitigar as consequências típicas deste tipo de zona. Funciona como um ponto de controlo para comparações, fornecendo resultados que estabelecem a base para a análise dos restantes modelos;
- "Caso 1" com solução do lado rígido: Além da comparação com um caso sem estrutura de transição, é igualmente relevante confrontar os resultados dos modelos com blocos técnicos com os de um modelo representativo de outro tipo de solução. Neste estudo, optou-se por uma solução que intervém no lado rígido da zona de transição, também com o objetivo de no último caso de estudo se avaliar a resposta do sistema face a uma solução mista, com intervenções em ambos os lados;
- "Caso 2.1" com solução do lado flexível: Neste primeiro caso daqueles que consideram uma das soluções de bloco técnico recomendadas pela norma GR.IT.GEO.008 da Infraestruturas de Portugal, pretende-se avaliar a adequabilidade da solução para as velocidades de circulação estudadas, com especial foco nas velocidades superiores à contemplada pela norma (220 km/h). O objetivo é verificar se a estrutura atualmente adotada pela reguladora de

infraestruturas em Portugal está preparada para manter um bom desempenho para velocidades acima desse limite;

- "Caso 2.2" com solução do lado flexível: Este modelo é uma variante do anterior, considerando a mesma solução de bloco técnico, mas com o perfil de inclinação invertido, ou seja, com cunhas de transição que decrescem do topo para a base. Esta abordagem surge como uma tentativa inovadora de melhorar o desempenho dos blocos técnicos normativos atuais;

Para todos estes modelos, são feitas análises não-lineares elásticas para analisar a resposta direta à passagem de um comboio a duas velocidades diferentes (220 e 300 km/h), e análises não-lineares plásticas para avaliar o desempenho a longo-prazo de cada modelo, face ao carregamento cíclico de 16 000 passagens de um sistema de dois eixos, à velocidade máxima de circulação regulamentar.

## 6.2 Definição dos modelos

### 6.2.1 Modelo sem estrutura de transição (Caso 0)

Como já descrito, este modelo representa uma zona de transição sem qualquer intervenção estrutural e é constituído por duas partes: um aterro ferroviário típico, com geometria e materiais modelados com base nas camadas das vias balastradas em Portugal, e uma estrutura rígida representativa de uma ponte ferroviária, onde se passa para uma via em laje. A dimensão do modelo é definida pelo número de travessas, distribuídas em três zonas distintas: i) a zona inicial, que corresponde ao ponto de partida do comboio e tem uma dimensão suficiente para permitir a sua aceleração até à velocidade de estudo; ii) a zona de estudo, onde o comboio atravessa o aterro a velocidade constante e são produzidos os resultados para análise (em regime não-linear, apenas o balastro contido nesta zona apresenta propriedades não-lineares); e iii) a zona rígida do modelo, com a dimensão necessária para que a zona de estudo seja descarregada antes de o comboio atingir o fim do modelo. Estas três zonas são também fundamentais para a definição da malha de elementos finitos, com uma maior refinação na zona de estudo para otimizar a eficiência computacional, permitindo assim dedicar mais elementos a essa área específica e obter resultados de maior precisão, em comparação com uma malha uniforme ao longo de todo o modelo. Ainda no âmbito de aumentar a eficiência computacional, os modelos são reduzidos a metade ao longo do seu eixo de simetria transversal, e as condições de fronteira necessárias para a validade desta simplificação são aplicadas no modelo, de acordo com o descrito na secção 5.2.6.

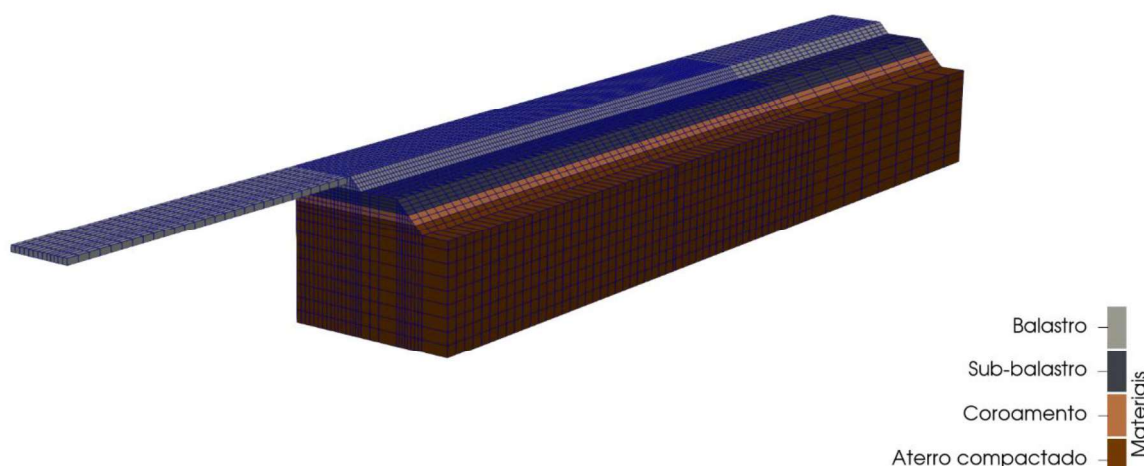


Figura 6.1 - Modelo de elementos finitos do Caso 0 (sem estrutura de transição)

Obs.: A superestrutura não é representada no modelo tridimensional (elementos de viga unidimensionais)

De forma a reduzir o número de elementos finitos na zona rígida do modelo, a ponte neste modelo é representada por uma camada de betão com 0,15m de altura, com apoios fixos em toda a sua extensão para bloquear os deslocamentos verticais, simulando aquilo que seria o comportamento da ponte modelada na sua real configuração. A interface aterro-ponte está também sujeita a condições de apoio que para além de representarem uma possível junta de dilatação entre as duas estruturas, ultrapassam a incompatibilidade de nós entre elementos finitos do aterro e da ponte.



Figura 6.2 - Esquema ilustrativo da interface aterro-ponte

Os materiais identificados no modelo pelas diferentes cores, têm as seguintes propriedades, baseadas em resultados empíricos e valores correntes na literatura:

Tabela 6.1 - Propriedades lineares elásticas dos materiais do aterro e da ponte

	$E$ (MPa)	$\nu$	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\alpha$	$\beta$
<b>Balastro</b>	150	0.20	1560	3.62	$3.67 \times 10^{-5}$
<b>Sub-balastro</b>	250	0.25	2200	3.62	$3.67 \times 10^{-5}$
<b>Coroamento</b>	145	0.25	2200	3.62	$3.67 \times 10^{-5}$
<b>Aterro compactado</b>	100	0.25	2040	3.62	$3.67 \times 10^{-5}$
<b>Betão (ponte)</b>	500	0.15	2400	3.62	$3.67 \times 10^{-5}$

Tabela 6.2 - Propriedades não-lineares elásticas do balastro

	$K_1$ (MPa)	$K_2$	$\nu$	$E_{min}$ (MPa)
<b>Balastro</b>	105	0.60	0.2	15

Tabela 6.3 - Propriedades não-lineares plásticas do balastro (parâmetros de Suiker)

Parâmetro	Balastro
$\alpha_f$	$3.3 \times 10^{-3}$
$\gamma_f$	2.50
$\eta_f$	165
$h_0$	1.00
$h_m$	1.89
$\alpha_c$	$1.2 \times 10^{-6}$
$\gamma_c$	4.86
$\eta_c$	259
$d_0$	0.30
$p_0$ (kPa)	48.1
$p_{num}$ (kPa)	-5.00

Obs.:  $p_{num}$  é um valor fictício baixo de tensão adotado para  $p_{cyc}$  quando este se aproxima de zero, de forma a evitar relações  $q/p$  infinitas ou negativas.

Como visto na secção 5.2.2, sendo o balastro a camada mais sujeita a comportamentos de natureza não-linear, são também apresentados na tabela 6.2 os parâmetros do modelo  $K-\theta$  para a definição da curva do modelo resiliente não-linear do balastro, baseados nos resultados de ensaios triaxiais feitos em (Aursudkij et al., 2009). Para os restantes modelos, o balastro mantém estas propriedades para as análises não-lineares. De igual forma, os parâmetros de Suiker utilizados para a camada de balastro para análise plástica encontram-se na tabela 6.3 acima. O valor de rigidez linear do balastro na tabela 6.1 é um valor equivalente obtido a partir de estudos prévios paramétricos, a ser atribuído ao balastro fora da zona de estudo.

Quanto à superestrutura considerada, esta é composta por carris UIC 54, travessas de betão e palmilhas de carril de rigidez 120 kN/mm e amortecimento de 50 kNs/m.

Tabela 6.4 - Propriedades da superestrutura

	$H$ (m)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E$ (MPa)	$K_z$ (kN/m)	$C_z$ (kNs/m)
Carril (UIC 54)	0.159	7860	$210 \times 10^3$	-	-
Travessas	0.200	2170	$35 \times 10^3$	-	-
Palmilhas sob carril	-	-	-	$120 \times 10^3$	50

Obs.:  $K_z$  e  $C_z$  são, respetivamente, a rigidez e amortecimento verticais.

Neste e nos restantes modelos, o tipo de carga do comboio escolhida é o sistema de dois eixos móveis, ilustrado na Figura 5.3b) da secção 5.2.1, por se considerar ser um bom compromisso entre precisão de resultados e eficiência computacional. As propriedades associadas ao modelo de carga baseiam-se na locomotiva de alta-velocidade espanhola AVE S-100 HST, cujas características estão presentes nos anexos de (Kouroussis et al., 2014).

Tabela 6.5 - Propriedades do veículo (AVE S-100 HST)

Parâmetro	Valor	Unidade
Massa da caixa, $M_c$	55.79	t
Massa da bogie, $M_b$	2.38	t
Massa do eixo, $M_w$	2.05	t
Momento de inércia do eixo, $I_{wx}$	0.90	tm <sup>2</sup>
Raio dos rodados, $R_w$	0.445	m

Na zona de estudo, existe uma escolha a ser feita quanto ao número de elementos finitos sob e entre as travessas, de acordo com o nível de precisão de resultados desejado. Neste sentido, foi feita uma **análise preliminar** comparativa entre três hipóteses: i) 2 elementos entre as travessas e 2 elementos sob travessas; ii) 3 elementos entre as travessas e 2 elementos sob travessas; iii) 3 elementos entre as travessas e 3 elementos sob travessas.

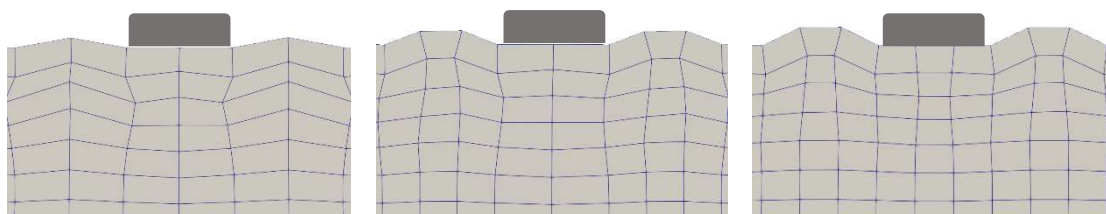


Figura 6.3 - Modelos 2+2EF, 3+2EF, 3+3EF (respetivamente, da esquerda para a direita)

O objetivo é saber se as diferenças entre os resultados para cada uma das hipóteses justificam a diferença do esforço computacional, ou seja, se vale a pena considerar mais elementos para obter uma resposta mais precisa ou se é possível reduzir o número de elementos finitos no modelo e obter uma resposta suficientemente precisa. A análise feita consiste na comparação dos resultados de deformação permanente do balastro para uma análise plástica de um número reduzido de passagens do veículo (100 passagens de eixo).

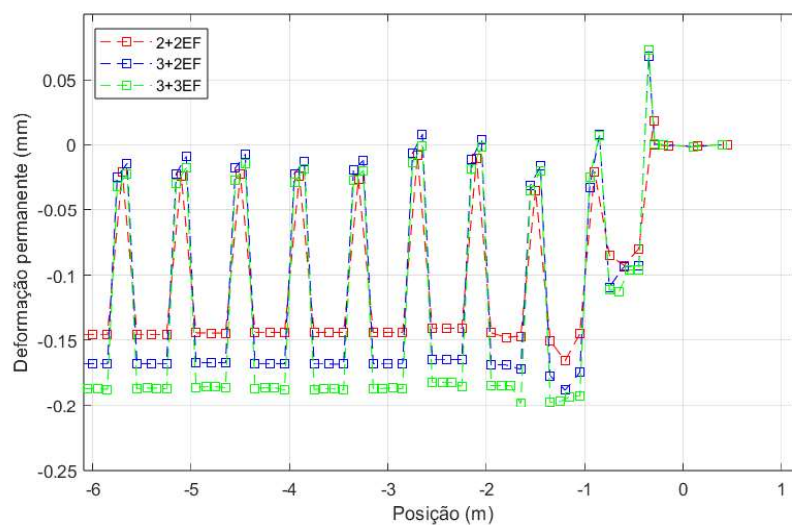


Figura 6.4 - Comparação de resultados de deslocamento do balastro entre as malhas

Dos resultados obtidos na Figura 6.4, foi possível determinar diferenças suficientemente grandes (+15% da malha 2+2EF para a malha 3+2EF e +11% da malha 3+2EF para a malha 3+3EF, para o ponto  $x = -6.0m$ ) no deslocamento do balastro para que se justifique a utilização da malha mais refinada, ou seja a malha de 3 elementos entre e sob travessas.

O modelo sem solução construtiva é constituído por 52 travessas espaçadas 0.6m, 13 na zona inicial, 25 na zona de estudo e 14 na zona rígida. O número total de elementos finitos é de 79 956 e o número total de graus de liberdade 271 866.

Obs.: Para a malha intermédia (3+2EF), foi escolhida a opção de 3 elementos entre travessas e 2 sob travessas, face a ter 2 elementos entre e 3 elementos sob devido aos elementos entre travessas serem aqueles sujeitos a maior distorção no primeiro caso (2+2EF).

## 6.2.2 Modelo com solução do lado rígido (Caso 1)

Com a mesma geometria e malha de elementos finitos, este modelo introduz uma solução típica que intervém no lado rígido da zona de transição: a aplicação de USPs nas travessas da ponte, com o objetivo de tornar a resposta do sistema mais flexível nessa parte do modelo, reduzindo assim a amplitude da diferença de rigidez vertical entre o lado flexível e o lado rígido. Na prática, esta implementação consiste na modificação dos parâmetros do contacto entre as travessas e a laje para as 14 travessas da zona rígida do modelo ajustando especificamente a rigidez vertical entre estes elementos para esta zona. Neste caso, a rigidez foi otimizada de modo a igualar o deslocamento vertical do carril nos dois lados da zona de transição durante a passagem de um veículo. O resultado deste processo é evidenciado na apresentação de resultados na secção 6.3.

Tabela 6.6 - Propriedades da superestrutura c/USPs

	$H(m)$	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E$ (MPa)	$K_z$ (kN/m)	$C_z$ (kNs/m)
<b>Carril (UIC 54)</b>	0.159	7860	$210 \times 10^3$	-	-
<b>Travessas</b>	0.200	2170	$35 \times 10^3$	-	-
<b>Palmilhas sob carril</b>	-	-	-	$120 \times 10^3$	50
<b>Palmilhas sob travessas (USP)</b>	-	-	-	600	125

Tal como o modelo anterior, o modelo com solução do lado rígido é constituído por 52 travessas espaçadas 0.6m, 13 na zona inicial, 25 na zona de estudo e 14 na zona rígida. O número de elementos finitos é de 79 956 e o número total de graus de liberdade 271 866. O aspeto deste modelo corresponde ao mesmo presente na Figura 6.1, sendo a diferença entre estes modelos apenas estrutural, e não geométrica.

### 6.2.3 Modelo com solução do lado flexível e cunha normal (Caso 2.1)

Neste modelo, a geometria incorpora uma solução do lado flexível, descartando a intervenção no lado rígido presente no modelo anterior. A solução implementada consiste num bloco técnico, com geometria e materiais conformes à norma GR.IT.GEO.008 "Blocos Técnicos - Enquadramento, características técnicas e execução", da Infraestruturas de Portugal. No Anexo A dessa norma, encontram-se desenhos detalhados de blocos técnicos para transições entre aterros e obras de arte em novas linhas ferroviárias, sendo que o bloco técnico mais adequado para este trabalho seria o "bloco técnico para pontes/viadutos de encontro fechado".

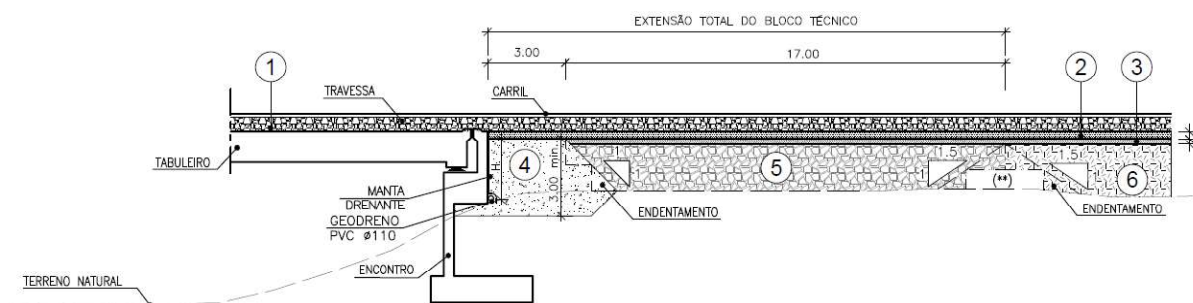


Figura 6.5 - Bloco técnico para pontes/viadutos de encontro (Infraestruturas de Portugal, 2022)

No entanto, dada a extensão significativa deste bloco técnico em particular (20m), a sua reprodução num modelo do *Pegasus*, não sendo impossível, torna-se menos prática em termos de análise computacional. Isto deve-se ao facto de que, para obter resultados precisos ao longo de toda a extensão do bloco, seria necessário incluir a sua totalidade na zona de estudo, o que, além dos 20 metros, requer ainda alguns metros adicionais antes do início da primeira cunha de transição, de modo a garantir uma transição gradual entre a zona inicial e a zona de estudo. Para superar esta limitação, optou-se por utilizar a geometria do "bloco técnico para passagens inferiores de média ou grande dimensão", que, sendo igualmente um bloco técnico normativo para a transição entre um aterro e uma estrutura rígida, continua a ser aplicável ao contexto deste trabalho. A área delimitada a vermelho na Figura 6.6 corresponde à geometria reproduzida no modelo computacional deste caso de estudo.

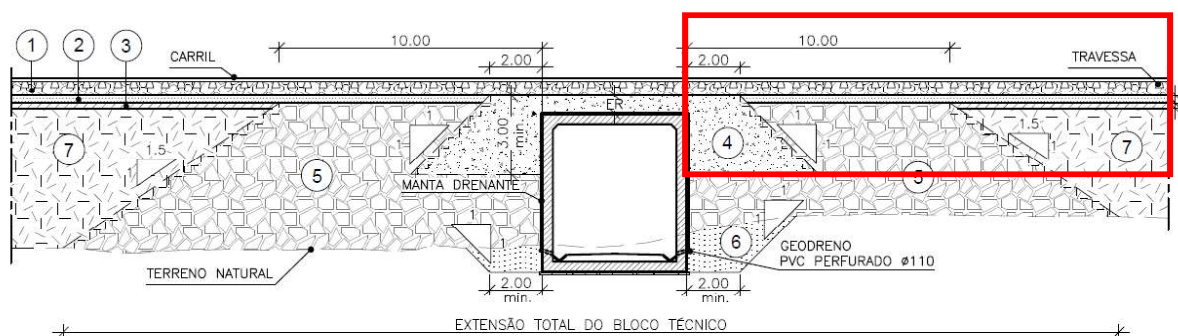


Figura 6.6 - Bloco técnico para passagens inferiores de média ou grande dimensão (adaptado de Infraestruturas de Portugal, 2022)

Os materiais utilizados neste modelo, de acordo com a figura acima, são o balastro (1), sub-balastro (2), coroamento (3), MAC ou mistura agregado-cimento (4), ABGE ou agregado britado de granulometria extensa (5) e aterro compactado (7). As propriedades consideradas para os mesmos no presente trabalho estão listadas na seguinte tabela:

Tabela 6.7 - Propriedades lineares elásticas dos materiais do aterro e ponte c/cunhas de transição

	$E$ (MPa)	$\nu$	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\alpha$	$\beta$
<b>Balastro</b>	150	0.20	1560	3.62	$3.67 \times 10^{-5}$
<b>Sub-balastro</b>	250	0.25	2200	3.62	$3.67 \times 10^{-5}$
<b>Coroamento</b>	145	0.25	2200	3.62	$3.67 \times 10^{-5}$
<b>ABGE</b>	145	0.25	2200	3.62	$3.67 \times 10^{-5}$
<b>MAC</b>	500	0.25	2200	3.62	$3.67 \times 10^{-5}$
<b>Aterro compactado</b>	100	0.25	2040	3.62	$3.67 \times 10^{-5}$
<b>Betão (ponte)</b>	500	0.15	2400	3.62	$3.67 \times 10^{-5}$

Obs.: As propriedades não-lineares do balastro permanecem iguais às da tabela 6.2.

Para o material MAC, foram tomadas as propriedades presentes na cunha do modelo numérico feito em (Paixão et al., 2021), e para o ABGE as mesmas propriedades do material usado no coroamento, devido à sua semelhança em termos de granulometria e propriedades mecânicas. No entanto, refere-se que o valor de rigidez usado para o ABGE corresponde a um minorante do leque de valores possíveis para este material, dado que estando a uma maior profundidade que o coroamento estará sujeito a maiores pressões de confinamento e como tal deverá apresentar uma maior rigidez relativa. O valor escolhido é assim um valor conservativo, dado que uma maior rigidez iria contribuir para uma transição mais suave do aterro para a ponte. É ainda importante referir que, face aos blocos técnicos normativos, no

modelo a ser estudado a via passa de balastrada para via em laje, o que representa uma situação mais gravosa em termos de variação de rigidez do que aquela presente nos desenhos de pormenor, tornando o caso de estudo mais conservador do que o caso real nesse aspeto. Devido à implementação das cunhas de transição, a zona de estudo para este modelo foi aumentada em 10 travessas. Após todas estas considerações, o aspeto final do modelo de elementos finitos para este caso tem o seguinte aspeto:

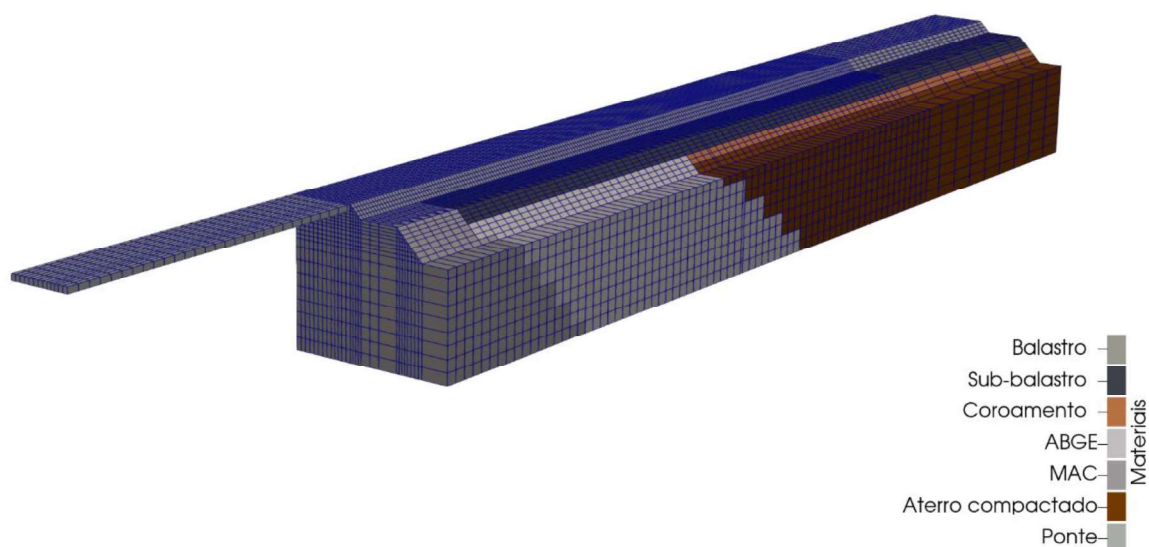


Figura 6.7 - Modelo de elementos finitos do Caso 2.1 (com estrutura de transição: cunhas normais)

Os degraus da inclinação das cunhas foram dimensionados de acordo com a regulamentação, que diz que "Por regra, os degraus não poderão ter uma largura inferior a 0,5m e a altura superior a 1,0m". Para a cunha MAC, a inclinação no desenho da norma é 1/1 (por cada metro na direção vertical, um metro na horizontal), logo optou-se por degraus de 0.6m de largura e 0.6m de altura, respeitando os limites mencionados e sendo compatível com as dimensões dos elementos finitos, e para a cunha ABGE a inclinação passa para 1/1.5 (por cada metro na direção vertical, um metro e meio na horizontal), e, portanto, os seus degraus têm 0.9m de largura e 0.6m de altura.

O modelo com solução do lado flexível de cunha normal é constituído por 62 travessas espaçadas 0.6m, 13 na zona inicial, 35 na zona de estudo e 14 na zona rígida. O número total de elementos finitos é de 106 756 e o número total de graus de liberdade 361 986.

## 6.2.4 Modelo com solução do lado flexível e cunha invertida (Caso 2.2)

Para este modelo, o mesmo tipo de solução do lado flexível é implementado, mas seguindo uma abordagem diferente no que toca ao sentido de inclinação das cunhas. Esta abordagem surge da hipótese de que esta geometria inversa das cunhas leva a um melhor desempenho do bloco técnico, e é estudada em (Jain et al., 2023), onde através do conceito de "energia de deformação" (combinação dos campos de tensão e deformação ao longo de um volume) são comparados dois modelos com cunhas de transição: uma normal e uma invertida. O que se observa nos modelos numéricos feitos é que o efeito da propagação desta energia é distinto entre os dois tipos de cunha. A energia acumula-se ao longo da interface entre o balastro e a cunha, induzindo tensões no solo que são direcionadas para onde a energia é guiada. No caso da geometria atual dos blocos técnicos em Portugal, essa energia é conduzida de baixo para cima, acumulando tensões na superfície. No entanto, com uma cunha invertida, a energia é guiada para camadas mais profundas do solo, distribuindo essas tensões por uma área maior e mais distante da via, o que, em teoria, resulta num melhor desempenho da estrutura de transição. A evolução qualitativa desta energia para cada um dos modelos pode ser evidenciada na figura abaixo.

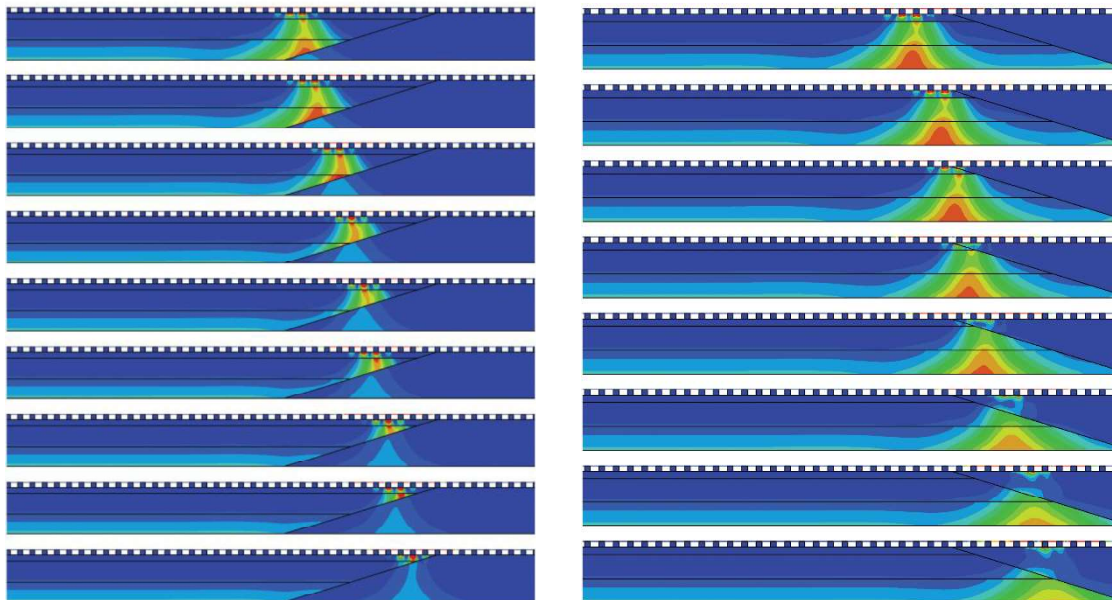


Figura 6.8 - Comparação da evolução da energia de deformação acumulada para um modelo de cunha de transição normal (esquerda) e um modelo de cunha de transição invertida (direita)

Sendo que não há alteração nos materiais da cunha relativamente ao modelo anterior, a cunha invertida é conseguida modificando a matriz no *Pegasus* que delimita entre que coordenadas se situa cada material, resultando no seguinte modelo:

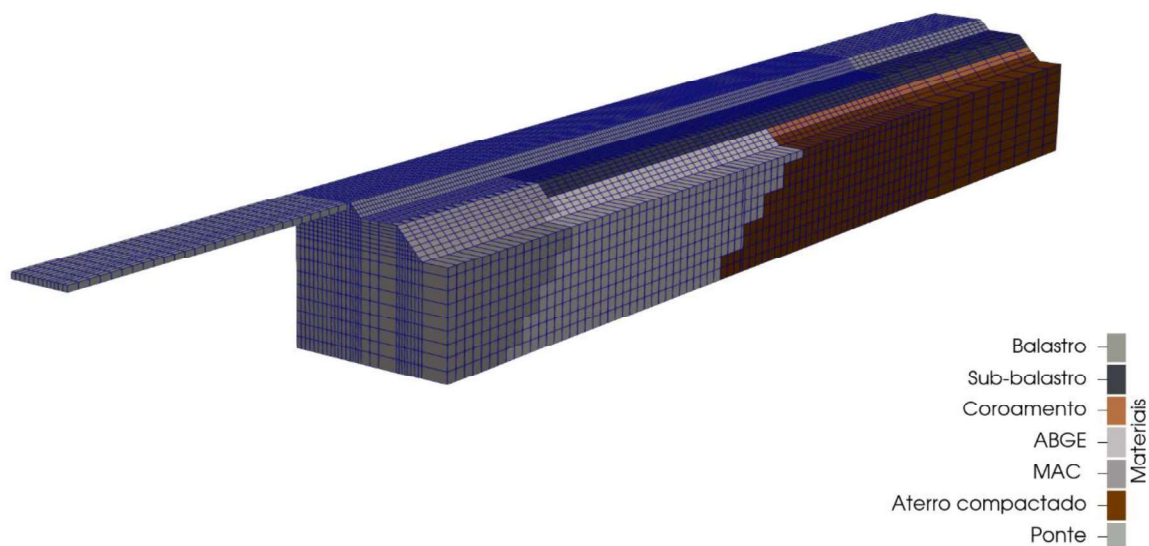


Figura 6.9 - Modelo de elementos finitos do Caso 2.2 (com estrutura de transição: cunhas invertidas)

Tal como o anterior, este modelo com solução do lado flexível de cunha invertida é constituído por 62 travessas espaçadas 0.6m, 13 na zona inicial, 35 na zona de estudo e 14 na zona rígida. O número total de elementos finitos é de 106 756 e o número total de graus de liberdade 361 986.

## 6.3 Apresentação e análise de resultados

Para cada um dos modelos, foi feita uma análise elástica não-linear para analisar o comportamento do sistema a curto-prazo, comparando diversos tipos de resultados (forças de interação roda-carril, deslocamentos ao nível do carril, tensões verticais no balastro, etc.) em função de duas velocidades, 220 km/h, a velocidade para a qual os blocos técnicos normativos são aplicáveis em termos regulamentares, e 300 km/h, uma velocidade de circulação máxima típica dos comboios de alta-velocidade europeus. Adicionalmente, foi feita uma análise plástica não-linear para avaliar a evolução dos assentamentos diferenciais a longo-prazo à velocidade máxima regulamentar atual. Em ambas as análises, elástica e plástica, apenas a camada de balastro foi considerada com propriedades não-lineares, tal como indicado na Tabela 6.2 da secção anterior, e apenas esta camada foi sujeita a deformação permanente nas análises plásticas, seguindo os parâmetros de Suiker definidos na Tabela 6.3. Como já referido, limitar as propriedades não-lineares e a deformação permanente à camada de balastro não compromete significativamente a pertinência deste estudo, considerando o papel preponderante do balastro tanto no comportamento não-linear do sistema como na evolução dos assentamentos na ferrovia.

### 6.3.1 Resultados das análises elásticas (curto-prazo)

#### 6.3.1.1 Forças de interação roda-carril

Os resultados da força de interação roda-carril em função da posição do eixo dianteiro são um bom indicador da ampliação de forças devido aos efeitos dinâmicos associados à transição.

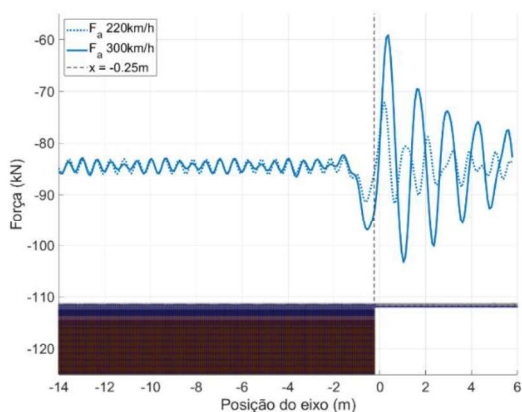


Figura 6.10 - Força de interação roda-carril, Caso 0

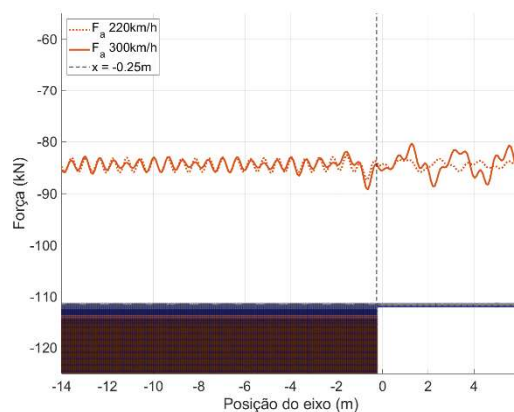


Figura 6.11 - Força de interação roda-carril, Caso 1

Fig. 6.10 a 6.13 mostram a variação da força de interação roda-carril do eixo dianteiro à medida que atravessa o modelo da esquerda para a direita, em função da velocidade de circulação, e dependendo do caso de estudo considerado. Apresentam-se os resultados em função da posição do eixo dianteiro (nas abcissas), definida relativamente à coordenada zero do modelo (meio da primeira travessa da ponte), em vez de em função do tempo, para permitir a comparação de resultados nos mesmos locais para velocidades diferentes. Na zona inferior mostra-se uma vista esquemática do modelo para facilitar a interpretação. A linha a tracejado vertical sinaliza a passagem do aterro para a ponte. Consta-se nestas imagens que em todos os casos a componente dinâmica da força de interação na zona de aproximação à ponte é relativamente reduzida, e devida à passagem pelas travessas espaçadas 0,60 m. No entanto, observam-se efeitos dinâmicos muito significativos quando o veículo se encontra na iminência de entrar na ponte e sobre a ponte.

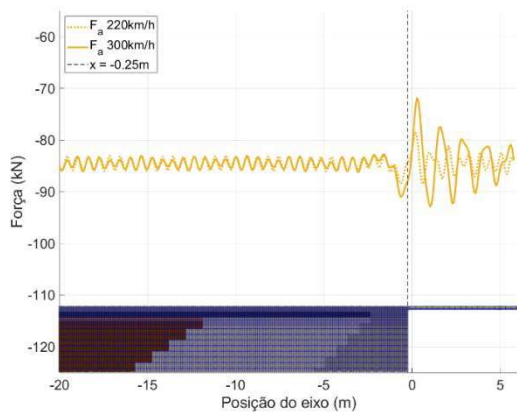


Figura 6.13 - Força de interação roda-carril, Caso 2.1

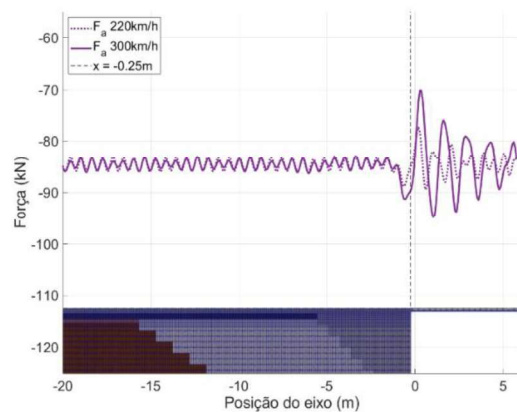


Figura 6.14 - Força de interação roda-carril, Caso 2.2

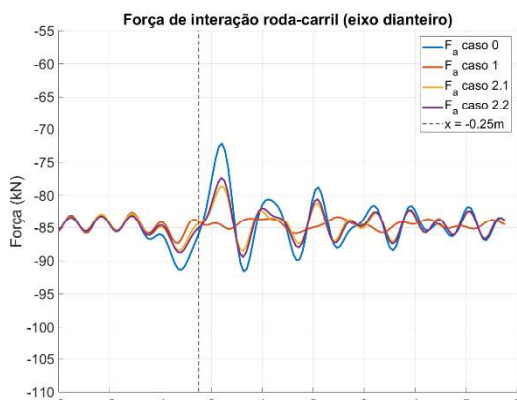


Figura 6.12 - Comparação de forças de interação roda-carril para  $V=220\text{km/h}$

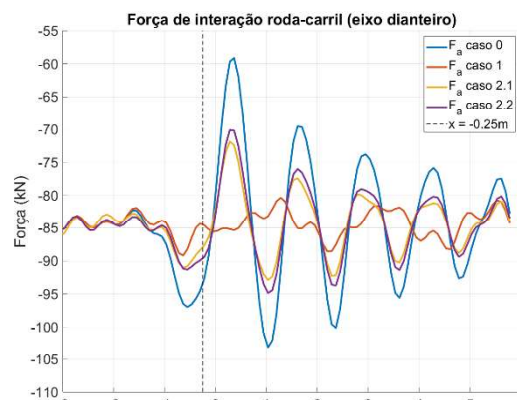


Figura 6.15 - Comparação de forças de interação roda-carril para  $V=300\text{km/h}$

As Fig. 6.14 e 6.15 condensam a mesma informação, mas agrupada por caso de estudo. Nestas figuras, é possível observar que a solução que melhor mitiga os efeitos dinâmicos, resultando assim em menores forças de interação roda-carril, é aquela onde são contempladas palmilhas sob travessas. Este efeito é esperado e resultante da flexibilidade e amortecimento associados aos elementos adicionais sob travessas através dos quais as forças entre o veículo e a via são transmitidas. Verifica-se ainda a presença de um pico de forças em cada lado imediato da interface em todos os casos (com exceção do Caso 1, devido às características mencionadas anteriormente). O primeiro pico, no sentido de acréscimo de carga, é transmitido do veículo para o carril, induzindo uma força dinâmica de impacto, o que pode provocar assentamentos naquela área, sendo que todas as soluções analisadas conseguem reduzir este efeito relativamente ao Caso 0. O segundo pico, no sentido de alívio de carga, é transmitido do carril para o veículo como reflexo da ação anterior, causando eventual desconforto aos passageiros do comboio (assim como as oscilações subsequentes). A solução do lado rígido destaca-se na mitigação deste efeito em comparação com as outras. Analisando apenas as soluções do lado flexível (Casos 2.1 e 2.2), estas apresentam um comportamento muito semelhante neste parâmetro, embora a solução com cunha normal revele uma ligeira vantagem, o que poderá ser relevante em condições cíclicas. Dos resultados com velocidade de passagem de 220 km/h para aqueles de 300km/h, os valores das forças aumentam (em semelhança aos estudos anteriores como o da Figura 2.7 do sub-capítulo 2.4) mas mantendo o mesmo comportamento global relativo entre modelos.

#### **6.3.1.2 Deslocamentos ao nível do carril**

As Fig. 6.16 a 6.19 mostram agora os deslocamentos ao nível do carril na posição do eixo dianteiro, tendo como referência a posição inicial antes da passagem do veículo. Estas Figuras permitem visualizar a rigidez sentida pelo eixo ao longo do modelo, evidenciando a existência de transições bruscas ou graduais da rigidez vertical. Os eixos das abcissas são truncados para cada caso de forma a incluir apenas os resultados relativos à zona de estudo do modelo.

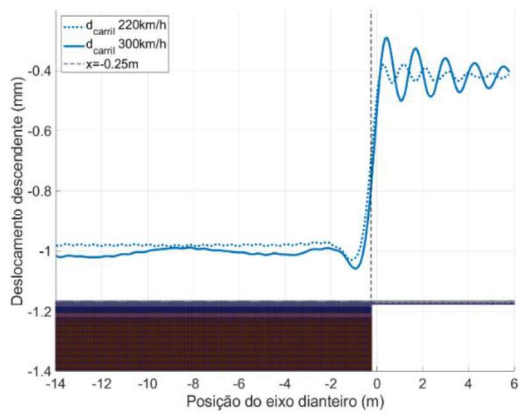


Figura 6.16 - Deslocamentos ao nível do carril, Caso 0

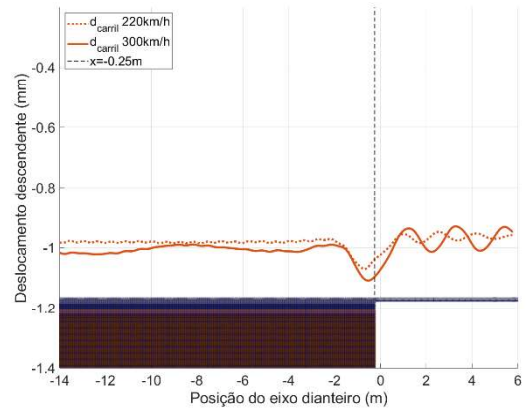


Figura 6.17 - Deslocamentos ao nível do carril, Caso 1

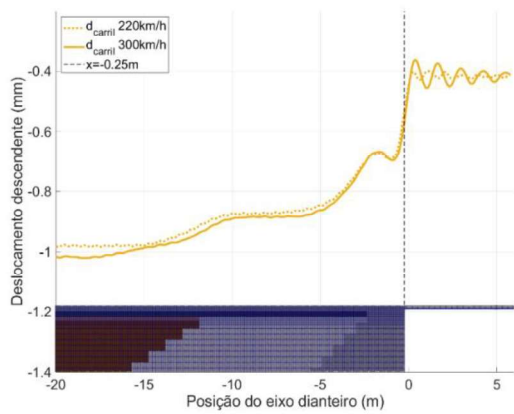


Figura 6.18 - Deslocamentos ao nível do carril, Caso 2.1

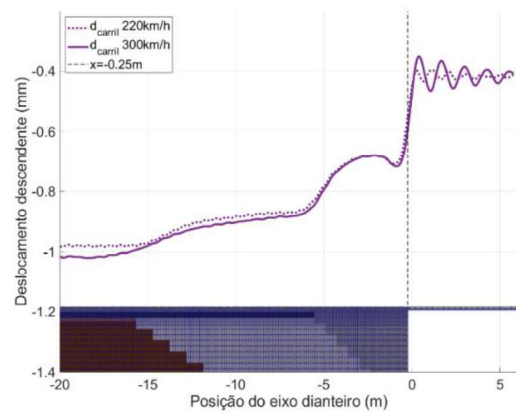


Figura 6.19 - Deslocamentos ao nível do carril para o Caso 2.2

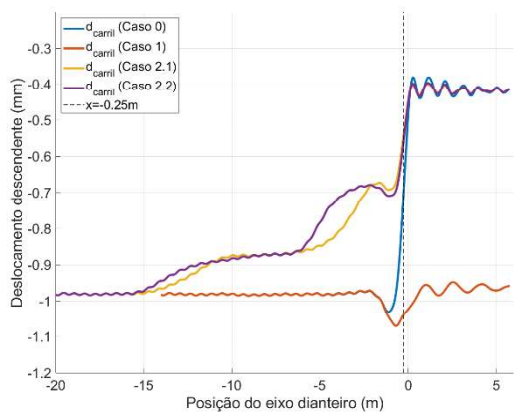


Figura 6.21 - Comparação de deslocamentos ao nível do carril para  $V=220\text{km/h}$

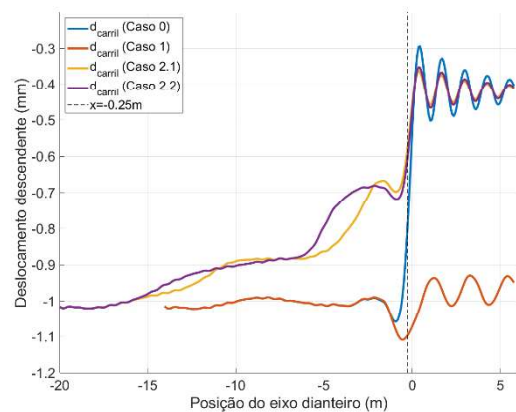


Figura 6.20 - Comparação de deslocamentos ao nível do carril para  $V=300\text{km/h}$

Nas Fig. 6.16 e 6.17 é possível verificar a boa parametrização definida para a rigidez das USPs, dado que para o Caso 1 (com USPs) os deslocamentos médios descendentes do carril se mantêm aproximadamente constantes ao longo da transição, embora sejam ainda notórios alguns efeitos dinâmicos. Constata-se ainda que a oscilação dinâmica verificada sobre a ponte é atenuada em termos de amplitudes, havendo ainda uma diminuição da frequência de vibração que é consequência da colocação dos elementos flexíveis sobre as travessas.

Analisando agora os casos com blocos técnicos, verifica-se a eficiência da solução na perspectiva de incorporar uma transição suavizada de rigidez. No entanto, constata-se que o efeito mitigador da componente dinâmica que surge com a entrada na ponte é desprezável para a velocidade de 220 km/h, sendo apenas notória para a velocidade de 300 km/h. Comparando as respostas dadas pelo Caso 2.1 e 2.2, verifica-se uma maior eficiência da solução com cunha normal (Caso 2.1) na ótica da suavização da transição de rigidez.

### 6.3.1.3 Rácio $q/p$ no balastro

Tendo em conta a não-linearidade exclusiva à camada de balastro, é de particular interesse estudar o nível de tensões verticais e de confinamento no mesmo, devido à sua influência direta no módulo resiliente,  $E_r$ , relacionado com o estado de tensão através do modelo  $K-\theta$ . Este parâmetro foi avaliado para dois elementos no balastro, um no topo da camada e um na base (sendo que a camada conta com quatro elementos de altura), localizados diretamente abaixo da última travessa antes da interface com a ponte.

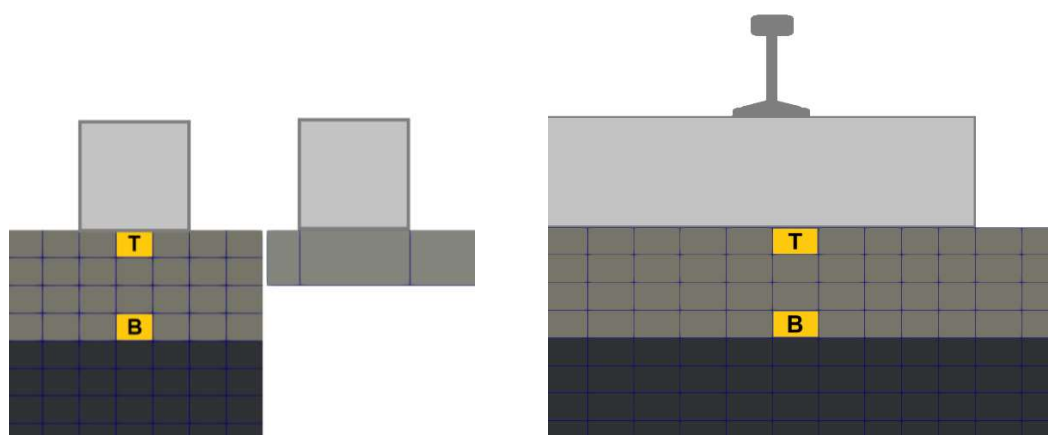


Figura 6.22 - Elementos alvo de análise de tensões no topo (T) e base (B) da camada de balastro

Para ser feita uma análise das tensões no balastro na perspetiva do comportamento esperado das simulações de longo-prazo, esta deve ser feita em função dos invariantes  $p, q$  (mencionados na secção 5.2.8). Isto porque aquilo que se observa nos solos é que maiores tensões numa dada direção não são necessariamente sinónimo de maiores deformações, pois interessa saber também qual o nível de tensões de confinamento associadas. É então neste âmbito que deve ser feita a comparação dos rácios  $q/p$  entre o caso base (Caso 0) e os restantes casos.

Obs.: Como referido na secção 5.2.8, tanto a invariante de tensão média  $p$  como a invariante de tensão deviatória,  $q$ , são geralmente positivas de acordo com a definição geotécnica tradicional.

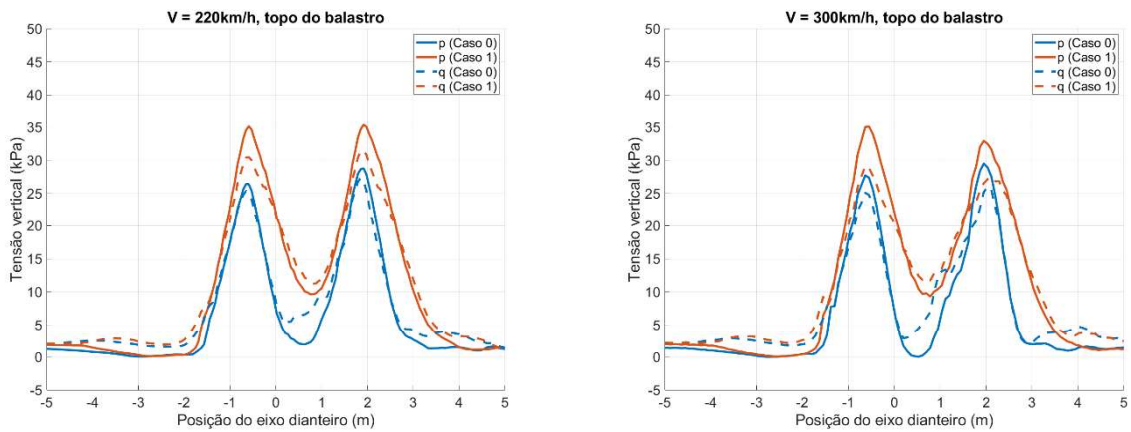


Figura 6.24 - Valores de  $p$  e  $q$  no topo do balastro, Caso 0 vs Caso 1

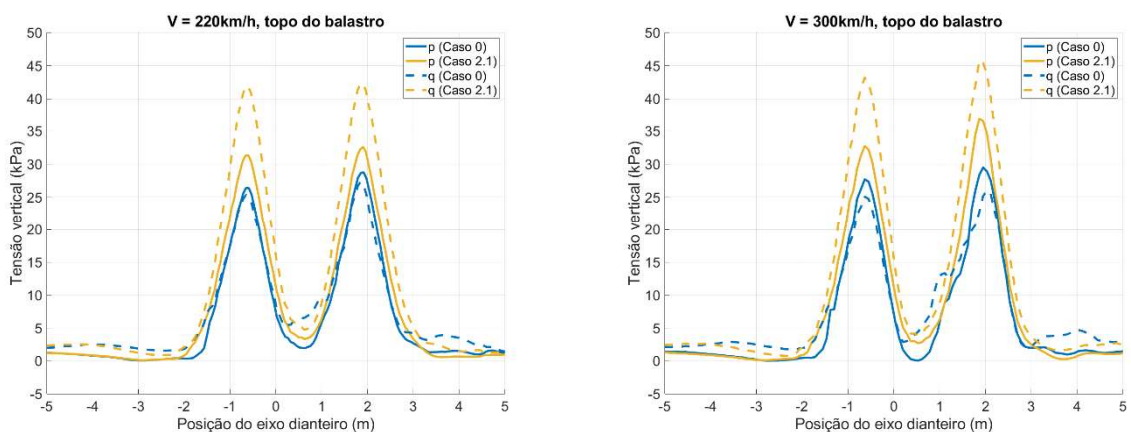


Figura 6.23 - Valores de  $p$  e  $q$  no topo do balastro, Caso 0 vs Caso 2.1

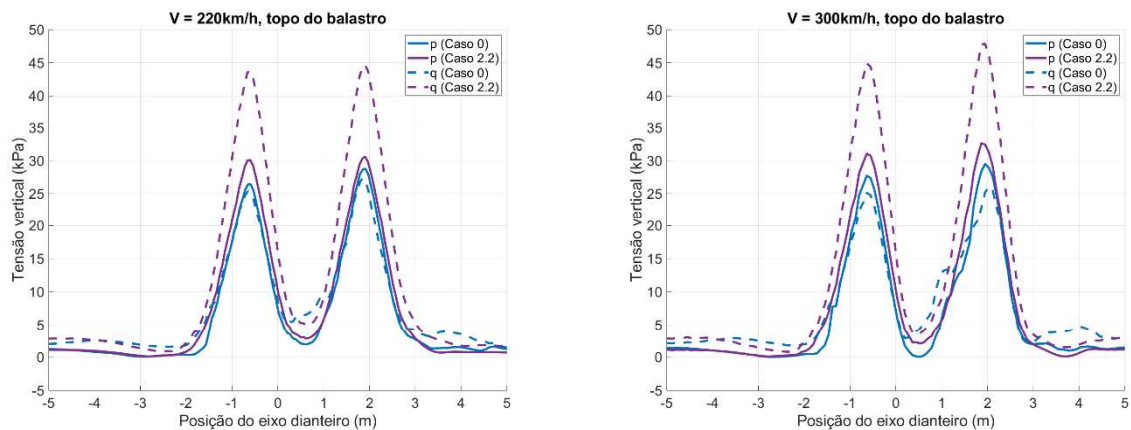


Figura 6.25 - Valores de  $p$  e  $q$  no topo do balastro, Caso 0 vs Caso 2.2

Nas Fig. 6.23 a 6.25 mostra-se ser evidente que para o caso base, o rácio  $q/p$  se mantém muito próximo de 1 (as curvas  $p$  e  $q$  mantêm-se muito próximas ao longo da passagem do veículo), enquanto que nos outros casos, e sobretudo nos Casos 2.1 e 2.2, o valor deste rácio é muito superior: cerca de 1.3 para o Caso 2.1 e 1.5 para o caso 2.2, ou seja, aumentos de 30% e 50%, respetivamente. Portanto, o aumento da tensão vertical não é acompanhado por um aumento proporcional das tensões de confinamento (horizontais), o que permite deduzir que para a análise a longo-prazo, estes casos irão apresentar maiores deformações permanentes devido ao deslizamento de partículas promovido por efeito de corte.

### 6.3.2 Resultados das análises plásticas (longo-prazo)

Tal como referido na introdução deste capítulo, as simulações feitas em regime plástico consideram o carregamento cíclico de 16 000 sistemas de dois eixos da locomotiva utilizada neste estudo, à velocidade constante de 220 km/h, visando avaliar o desempenho dos blocos técnicos normativos a longo-prazo para a velocidade de circulação máxima para a qual estão regulamentados. Refere-se que relativamente ao veículo simulado, o AVE S-100 HST, que apresenta 32 eixos por composição, estas 16000 passagens simulam, portanto, 1000 passagens do veículo completo.

#### 6.3.2.1 Evolução do nivelamento longitudinal

O primeiro e possivelmente mais relevante parâmetro de avaliação dos resultados das análises plásticas é a deformação permanente estática da via, observada ao nível do carril. Corresponde à posição do carril quando em repouso, em que o sistema se encontra atuado somente pelo seu

peso próprio. Pode também ser referido como o nivelamento longitudinal real da via. Nas Fig. 6.26 a 6.29, é destacada a deformação permanente final, correspondente à última iteração, face às restantes iterações que se exibem a cor cinza.

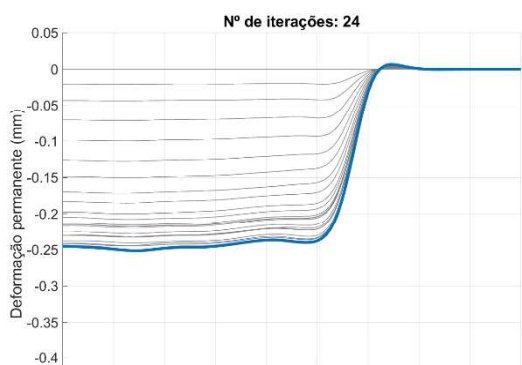


Figura 6.27 - Deformação permanente, Caso 0

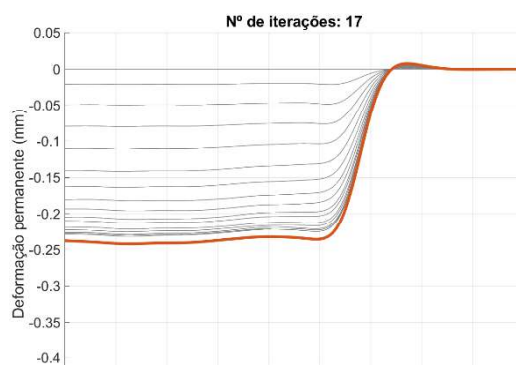


Figura 6.26 - Deformação permanente, Caso 1

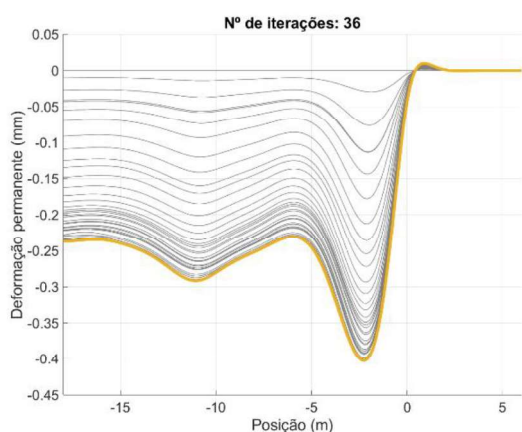


Figura 6.29 - Deformação permanente, Caso 2.1

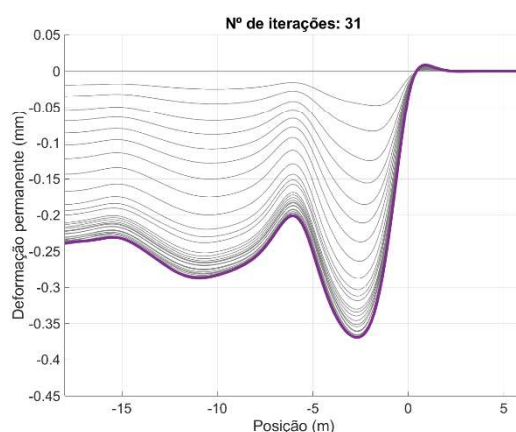


Figura 6.28 - Deformação permanente, Caso 2.2

Os gráficos mostram que o nivelamento longitudinal do carril final para os dois casos sem blocos técnicos é muito semelhante, com uma ligeira melhoria para o Caso 1, e o nivelamento longitudinal do carril para os Casos com blocos técnicos aparentam maiores assentamentos diferenciais, e uma maior flutuação na zona de aproximação à ponte.

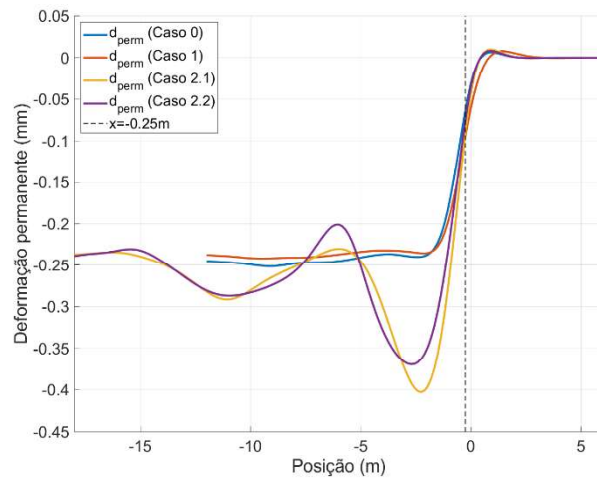


Figura 6.30 - Comparação de resultados de deformação permanente entre cada caso

Face a estes resultados, confirma-se a dedução feita na secção anterior: na camada de balastro, a deformação permanente para os modelos com cunhas de transição evidencia valores mais acentuados, devido ao aumento do rácio  $q/p$  resultante do menor confinamento do balastro nestes modelos face aos casos sem solução do lado flexível. Ainda assim, é apreciável a diferença entre o Caso 2.1 e 2.2 na proximidade à interface da ponte, com o modelo da cunha invertida (Caso 2.2) a apresentar uma deformação permanente ligeiramente menor. Pode ser aferido que, para um maior número de ciclos, esta diferença se tornaria ainda mais expressiva, o que favorece a solução de cunha invertida como possível inovação face à solução atual.

Tendo em conta a limitação da deformação permanente à camada de balastro nestes modelos, apesar das cunhas não promovem um benefício claro do ponto de vista dos assentamentos ao nível da camada de balastro, é certo que têm a capacidade de melhorar muito os assentamentos ao nível das camadas inferiores. Isto é, em detrimento dos assentamentos diferenciais no balastro, os blocos técnicos poderão beneficiar os assentamentos diferenciais no restante aterro e solo de fundação, o que pode ser visto como um desempenho positivo dada a facilidade de substituição/reabilitação da camada de balastro face às restantes camadas.

### 6.3.2.2 Evolução dos assentamentos no balastro

O assentamento em aterros ferroviários é um fenómeno inicialmente acentuado devido à compactação do solo, redistribuição de tensões, entre outros fatores. À medida que os comboios passam, o solo compacta-se progressivamente, tornando-se mais denso e estável, o que reduz as deformações até um ponto de máxima compactação, onde as deformações adicionais são mínimas, alcançando um patamar estável. Por isto, é relevante fazer o estudo da evolução de assentamentos como mais um critério de avaliação do desempenho das soluções empregues neste trabalho. Para tal, a evolução é analisada para dois pontos: um ponto perto da interface com a ponte e um ponto afastado da mesma, de acordo com a dimensão do modelo em questão.

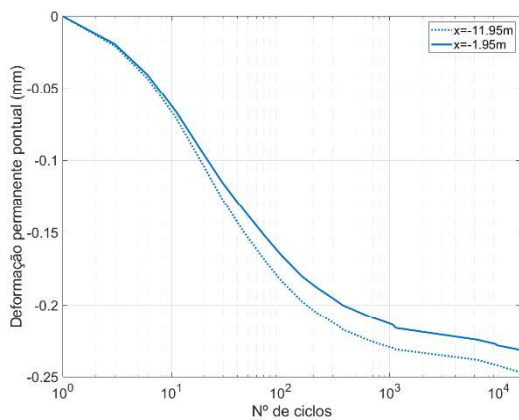


Figura 6.31 - Evolução de assentamentos, Caso 0

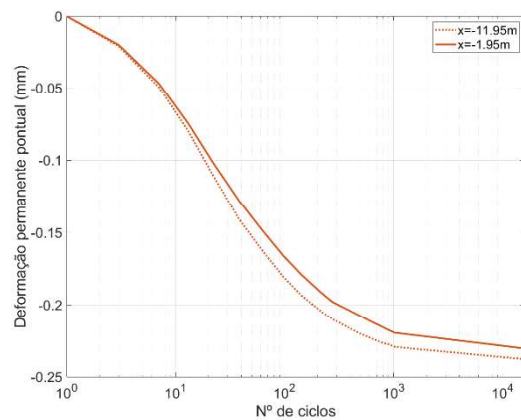


Figura 6.32 - Evolução de assentamentos, Caso 1

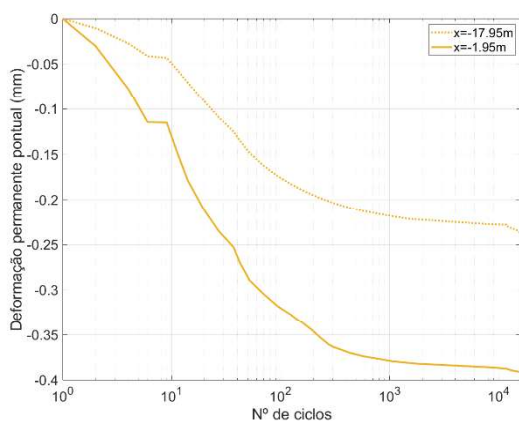


Figura 6.33 - Evolução de assentamentos, Caso 2.1

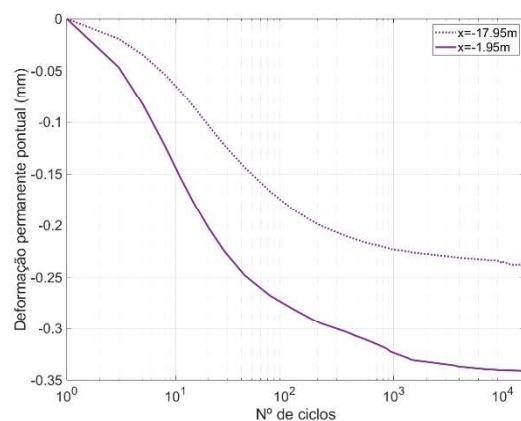


Figura 6.34 - Evolução de assentamentos, Caso 2.2

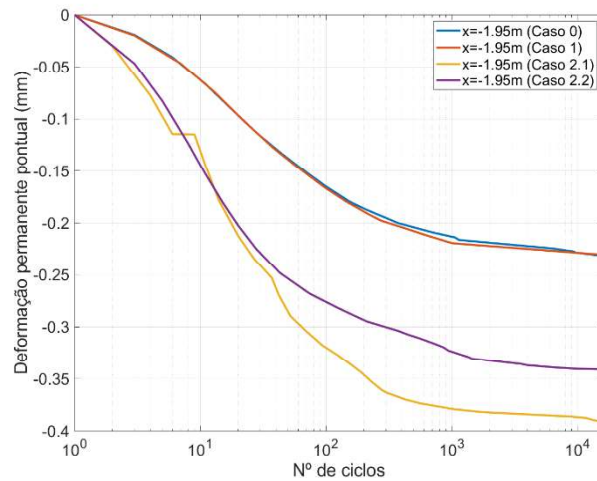


Figura 6.35 - Comparação de resultados de evolução de assentamentos entre casos no ponto perto da interface

Aquilo que se observa é que os modelos com cunhas de transição apresentam, entre os dois pontos, assentamentos diferenciais de amplitude significativamente mais elevada que os casos restantes, derivados do fenómeno de maior confinamento do balastro verificado anteriormente. Ainda assim, é possível constatar que a curva de evolução de assentamentos do Caso 2.2 termina com um declive quase nulo, ou seja, com os assentamentos praticamente estabilizados. Isto significa que, para um determinado número de ciclos maior que aquele estudado neste trabalho, a comparação de deformação permanente final mostraria resultados para o Caso 2.2 mais próximos dos Casos 0 e 1, validando ainda mais a solução de bloco técnico com cunhas invertidas.

É ainda de particular interesse analisar, para a última iteração da simulação de longo-prazo, o nível de assentamentos no balastro face à posição vertical das travessas na zona próxima da interface com a ponte, com o intuito de identificar possíveis travessas suspensas. Para o efeito, as Figuras 6.41 a 6.44 mostram os resultados desta análise.

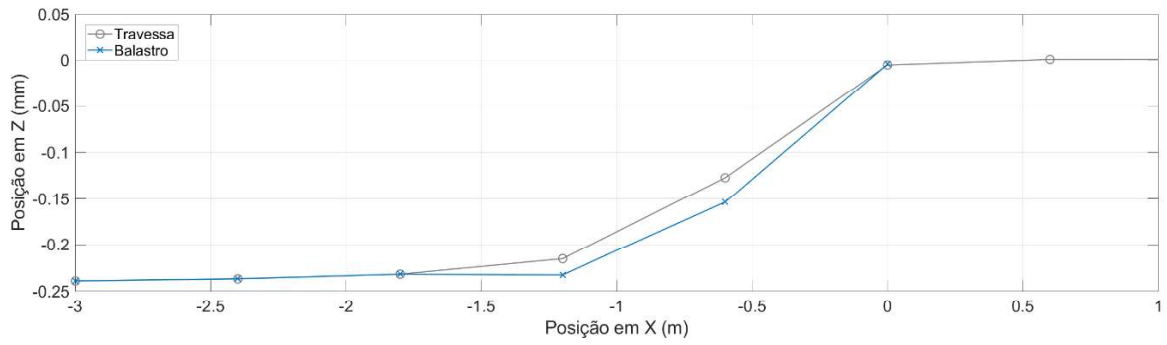


Figura 6.36 - Posição vertical das travessas e do balastro na última iteração do Caso 0

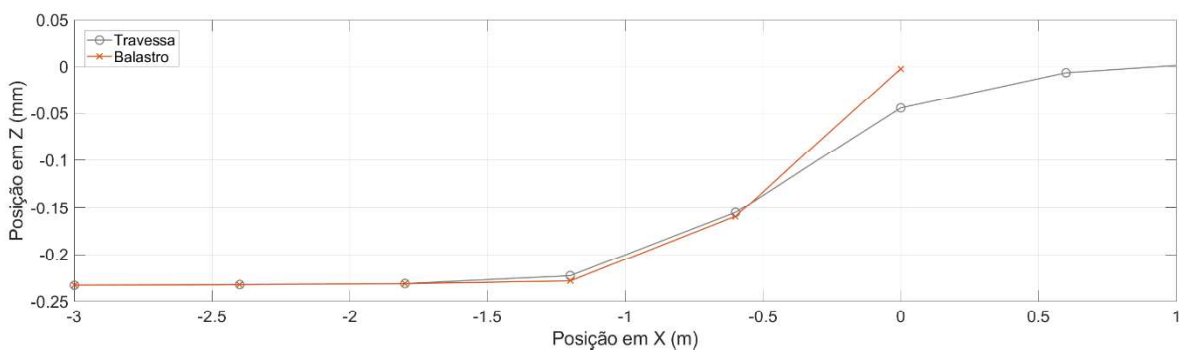


Figura 6.37 - Posição vertical das travessas e do balastro na última iteração do Caso 1

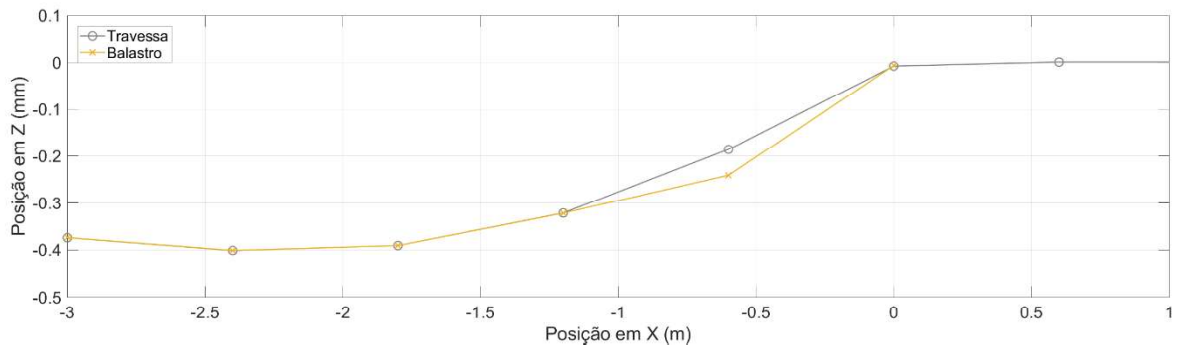


Figura 6.38 - Posição vertical das travessas e do balastro na última iteração do Caso 2.1

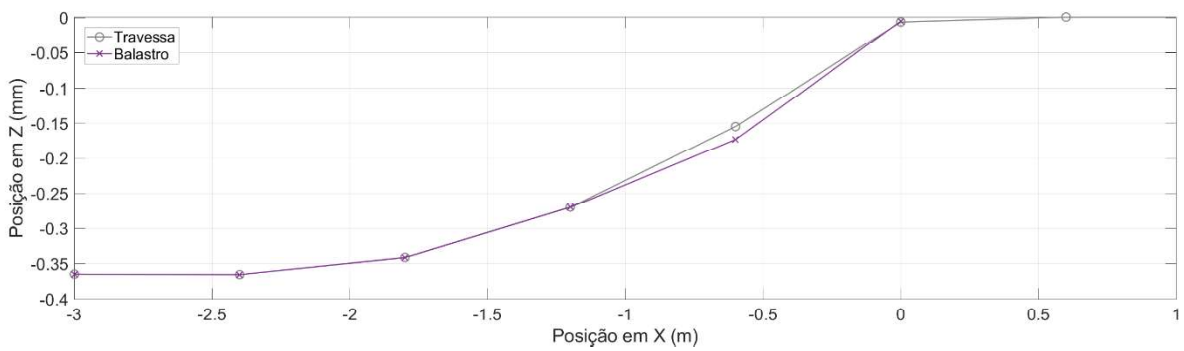


Figura 6.39 - Posição vertical das travessas e do balastro na última iteração do Caso 2.2

Para além da identificação dos pontos onde existem travessas suspensas, é de igual relevância avaliar a sua amplitude, comparando entre casos para melhor aferir sobre o desempenho de cada solução quanto a este fenómeno. Como tal, a Figura 6.45 apresenta as diferenças numéricas positivas entre a posição vertical das travessas e a posição vertical do balastro para cada caso.

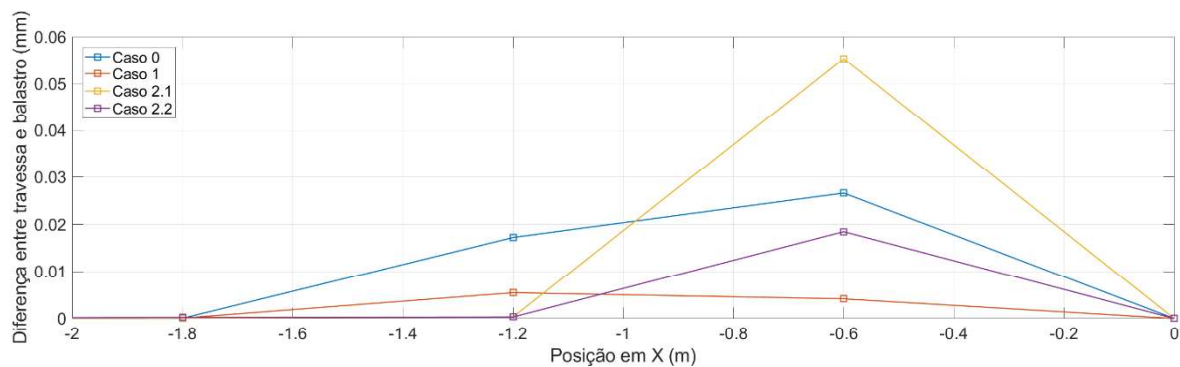


Figura 6.40 - Altura das travessas suspensas ao longo da posição longitudinal no modelo

Estes resultados mostram que, para além do benefício a longo-prazo das palmilhas sob travessas observado, entre as duas soluções com blocos técnicos, a solução invertida apresenta melhores resultados a longo-prazo, quando considerado apenas o comportamento plástico irreversível do balastro. Ainda assim, são necessários estudos adicionais para robustecer a análise comparativa entre as soluções relativamente a este fenómeno.

### 6.3.2.3 Forças de interação roda-carril iniciais vs. finais

Como último critério de desempenho dos diferentes modelos para as simulações de longo-prazo, é feita uma análise comparativa entre as forças de interação roda-carril que se observam na primeira passagem (correspondentes aos resultados não-lineares elásticos), e aquelas associadas à última passagem, sendo que para a primeira o nivelamento longitudinal da via se encontra em condições perfeitas, e para a última já conta com os efeitos da deformação permanente produzidos pelas 16 000 passagens de sistemas de dois eixos. A análise deste parâmetro permite a identificação de eventuais amplificações dinâmicas causadas pela deformação permanente acumulada.

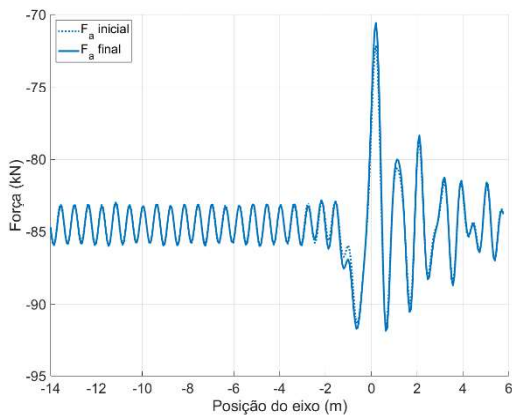


Figura 6.42 - Forças de interação roda-carril no início e fim da simulação de longo-prazo, Caso 0

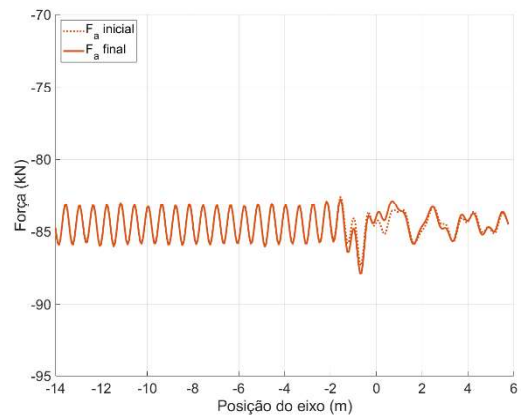


Figura 6.41 - Forças de interação roda-carril no início e fim da simulação de longo-prazo, Caso 1

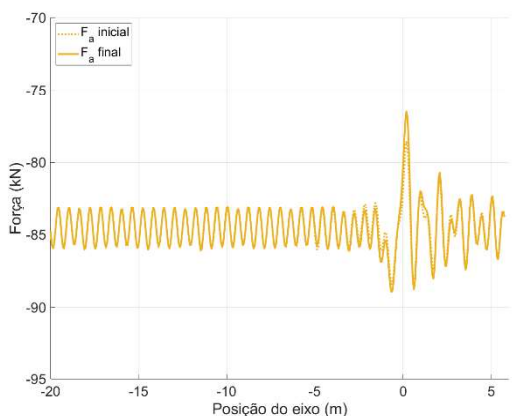


Figura 6.44 - Forças de interação roda-carril no início e fim da simulação de longo-prazo, Caso 2.1

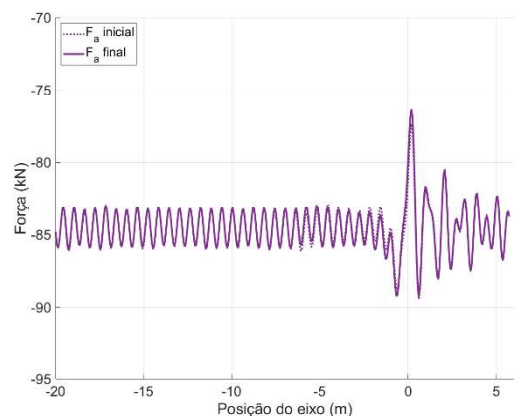


Figura 6.43 - Forças de interação roda-carril no início e fim da simulação de longo-prazo, Caso 2.2

Para todos os casos, não se verificaram desconcordâncias significativas entre as forças de interação roda-carril iniciais e as finais, o que poderá estar relacionado com a velocidade de passagem do veículo face à dimensão e extensão das irregularidades causadas pela deformação permanente. A partir dos resultados da secção 6.3.2.1, é possível observar que a maior irregularidade acontece num espaço de 5 metros, com uma amplitude de 0.4mm. Ora, a uma velocidade de 220 km/h ( $\sim 61\text{m/s}$ ) esta distância é percorrida em menos de um décimo de segundo, e portanto a duração de contacto nesta zona é muito curta, o que limita a influência de pequenas variações, resultando assim em amplitudes de força de contacto roda-carril semelhantes no início e fim da simulação.

## CONCLUSÕES E DESAFIOS FUTUROS

### 7.1 Conclusões

Os resultados obtidos no presente estudo permitiram aprofundar o conhecimento sobre o desempenho de blocos técnicos em zonas de transição entre aterros e obras de arte, focando especialmente em linhas de alta-velocidade ferroviária. Através de uma análise numérica detalhada, foi possível avaliar o comportamento de diversos modelos, incluindo duas configurações de blocos técnicos: uma atual e uma inovadora, sob condições dinâmicas impostas por velocidades de circulação iguais e superiores às especificadas pela norma atual (GR.IT.GEO.008).

Através das análises não-lineares elásticas, de curto prazo, verificou-se que apesar dos blocos técnicos contribuem significativamente para o gradiente de rigidez sentido ao nível da via, constata-se uma amplificação apreciável dos efeitos dinâmicos relativamente ao aumento de velocidade de 220 km/h para 300 km/h, quer para as cunhas atuais ou para as cunhas invertidas, o que pode sugerir o eventual redimensionamento dos blocos técnicos normativos quanto à sua estrutura e composição de materiais. Neste contexto, os resultados obtidos fornecem um suporte valioso para futuras revisões normativas e o desenvolvimento de diretrizes específicas para estas condições de operação. Adicionalmente, foi possível avaliar que devido ao aumento das tensões de confinamento no balastro, os blocos técnicos acabam por apresentar maiores deformações no balastro na proximidade da interface com a obra-de-arte, o que foi confirmado pelas análises não-lineares plásticas. Ainda assim, o desempenho dos blocos técnicos a longo prazo é promissor no que toca à eficiência e sustentabilidade da manutenção da via.

## 7.2 Desafios futuros

Ainda que o objetivo inicialmente proposto nesta dissertação tenha sido alcançado ao longo deste trabalho, são apresentadas algumas sugestões para desafios futuros, com o intuito de aprofundar a compreensão do desempenho dos blocos técnicos:

- Avaliar a viabilidade da consideração de propriedades não-lineares elásticas e plásticas para as restantes camadas da via, tendo em conta o esforço computacional adicional associado;
- Afinar os parâmetros dos modelos constitutivos para materiais granulares através de ensaios experimentais com materiais de balastro e sub-balastro correntes;
- Estudar em maior profundidade o fenómeno de aumento de tensões de confinamento na presença de blocos técnicos;
- Realizar ensaios experimentais a uma zona de transição ferroviária com uma solução de bloco técnico de geometria invertida das cunhas de transição.

## BIBLIOGRAFIA

- Aursudkij, B., McDowell, G. R., & Collop, A. C. (2009). Cyclic loading of railway ballast under triaxial conditions and in a railway test facility. *Granular Matter*, 11(6), 391–401. <https://doi.org/10.1007/s10035-009-0144-4>
- Banerjee, P. K., & Butterfield, R. (1981). *Boundary element methods in engineering science*.
- Bérenger, J. (1994). A perfectly matched layer for the absorption of electromagnetic waves. *Journal of Computational Physics*, 114(2), 185–200. <https://doi.org/10.1006/jcph.1994.1159>
- Bathe, K.-J. (1996). *Finite Element Procedures*. Prentice Hall.
- Bettesst, P. (1980). MORE ON INFINITE ELEMENTS. In *INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL METHODS IN ENGINEERING* (Vol. 15).
- Bhatti, M. Asghar. (2005). *Fundamental Finite Element Analysis and Applications: with Mathematica and Matlab Computations* (1st ed.). John Wiley & Sons, Inc.
- Brown, S. F., & Pell, P. S. (1967). An experimental investigation of the stresses, strains and deflections in a layered pavement structure subjected to dynamic loads. *International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, 384–403.
- ERRI. (1999). *Bridge Ends - Embankment Structure Transition, State of Art Report*.
- Hall, L. (2003). Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(5), 403–413. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(02\)00209-9](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00209-9)
- Hölscher, P., & Meijers, P. (2007). *Literature study of knowledge and experience of transition zones*.
- Hughes, T. J. R. (1987). *The Finite Element Method*. Prentice-Hall, Inc.
- Hughes, T. J. R. (2003). *The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis*. Courier Corporation.
- Infraestruturas de Portugal. (2022). *GR.IT.GEO.008 Blocos Técnicos - Enquadramento, características técnicas e execução*.
- Jain, A., Metrikine, A. V., Steenbergen, M. J. M. M., & van Dalen, K. N. (2023). Railway transition zones: evaluation of existing transition structures and a newly proposed transition structure. *International Journal of Rail Transportation*. <https://doi.org/10.1080/23248378.2023.2272668>
- Kerr, A. D., & Bathurst, L. A. (2001). *A Method for Upgrading the Performance at Track Transitions for High-Speed Service*.
- Kerr, A. D., & Moroney, B. E. (1993). Track transition problems and remedies. *Bulletin - American Railway Engineering Association.*, 267–298.

- Li, D., Asce, M., & Davis, D. (2005). Transition of Railroad Bridge Approaches. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(11), 131(11), 1392–1398. <https://doi.org/10.1061/ASCE1090-02412005131:111392>
- Li, D., Otter, D., & Carr, G. (2010). Railway bridge approaches under heavy axle load traffic: Problems, causes, and remedies. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 224(5), 383–390. <https://doi.org/10.1243/09544097JRRT345>
- López-Pita, A., Teixeira, P. F., Casas, C., Ubalde, L., & Robusté, F. (2007). Evolution of track geometric quality in high-speed lines: Ten years experience of the Madrid-Seville line. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 221(2), 147–155. <https://doi.org/10.1243/0954409JRRT62>
- Lysmer, J., & Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division* 95.4, 859–877.
- Nuno Varandas, J., Gonçalves, V., Paixão, A., & Fortunato, E. (2023). A 3-D NUMERICAL STUDY ON THE LONG-TERM EVOLUTION OF TRACK GEOMETRY UNDER VARYING TRAIN SPEEDS.
- Ochoa de Olza Galé, A. (2007). Nuevas Tendencias en el Diseño de Vía. *Jornadas Técnicas: Ingeniería Para Alta Velocidad, Veinte Años de Experiencia En España*.
- Paixão, A. (2014). *TRANSITION ZONES IN RAILWAY TRACKS*.
- Paixão, A., Fortunato, E., & Calçada, R. (2015). Design and construction of backfills for railway track transition zones. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, 229(1), 58–70. <https://doi.org/10.1177/0954409713499016>
- Paixão, A., Fortunato, E., & Calçada, R. (2016). Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers*, 230(3), 866–878. <https://doi.org/10.1177/09544097155732896>
- Paixão, A., Varandas, J. N., & Fortunato, E. (2021). Dynamic Behavior in Transition Zones and Long-Term Railway Track Performance. *Frontiers in Built Environment*, 7. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2021.658909>
- Read, D., & Li, D. (2006). *Design of Track Transitions (2006)*. <https://doi.org/10.17226/23228>
- Riessberger, K. (2010, July 16). Remarks on Track Design. *IV Jornadas Internacionales: "Ingeniería Para Alta Velocidad."*
- Sasaoka, D., & Davis, D. (2005). Implementing Track Transition Solutions for Heavy Axle Load Service. *Proceedings of AREMA 2005 Annual Conference*.

- Shift2Rail. (2021). *D 2.1 Report on the current state-of-art and identification of innovative concepts for transition zones.*
- Suiker, A. S. J., & de Borst, R. (2003). A numerical model for the cyclic deterioration of railway tracks. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 57(4), 441–470. <https://doi.org/10.1002/nme.683>
- The MathWorks, Inc. (2009). *MATLAB (R2009b).*
- Timoshenko, S. P., & Goodier, J. N. (1970). *Theory of Elasticity* (3rd edition). McGraw-Hill Higher Education.
- UIC. (2015, July 24). *HIGH-SPEED RAIL HISTORY.* <https://Uic.Org/Passenger/High-speed/Article/High-Speed-Rail-History>.
- Varandas, J. N. (2013). *LONG-TERM BEHAVIOUR OF RAILWAY TRANSITIONS UNDER DYNAMIC LOADING APPLICATION TO SOFT SOIL SITES.*
- Varandas, J. N., Paixão, A., Fortunato, E., Hölscher, P., & Calçada, R. (2014). *Numerical Modelling of Railway Bridge Approaches.*
- Varandas, J. N., Paixão, A., Fortunato, E., Zuada Coelho, B., & Hölscher, P. (2020). Long-term deformation of railway tracks considering train-track interaction and non-linear resilient behaviour of aggregates – a 3D FEM implementation. *Computers and Geotechnics*, 126. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103712>
- Zerwer, A., Cascante, ; G, & Hutchinson, J. (2002). *Parameter Estimation in Finite Element Simulations of Rayleigh Waves.* <https://doi.org/10.1061/ASCE1090-02412002128:3250>
- Zhai, W.-M. (1996). TWO SIMPLE FAST INTEGRATION METHODS FOR LARGE-SCALE DYNAMIC PROBLEMS IN ENGINEERING. In *METHODS IN ENGINEERING* (Vol. 39).





