

EFEITO DA DEFORMABILIDADE DO SOLO NO PROJECTO DE VIADUTOS FERROVIÁRIOS EM LINHAS DE ALTA VELOCIDADE

ALEXANDRE ROCHA SEARA DE MORAIS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Co-Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

FEVEREIRO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha família

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento do trabalho realizado só foi possível pelo extraordinário contributo e apoio de todas as pessoas que me acompanharam, nomeadamente:

- De um modo muito especial, ao Professor Rui Bártolo Calçada pelo acompanhamento constante do presente trabalho, pautado por um profissionalismo e disponibilidade raros, e também por todas as manifestações da amizade e incentivo demonstradas ao longo do desenvolvimento da tese. Foi um autêntico privilégio trabalhar sob a orientação de tão ilustre Professor, de quem retirei valiosos ensinamentos, tanto académicos como pessoais.
- Ao Professor Raimundo Moreno Delgado pelo contributo transmitido pela sua vasta experiência e conhecimento.
- Aos colegas de Mestrado, com aprendi e partilhei angústias durante a realização dos nossos trabalhos.
- À amiga e Engenheira Joana Delgado pela imprescindível ajuda e disponibilidade presente ao longo do desenvolvimento da tese.
- Finalmente, à minha Família e amigos, e em particular aos meus Pais e ao meu Irmão, por todo o apoio e afecto transmitidos em todas as ocasiões.

Resumo

O estudo da interacção via-estrutura num viaduto ferroviário de alta velocidade é essencial na verificação da estabilidade da via-férrea, nomeadamente no caso de carris compostos por barras longas soldadas (BLS), e sem a introdução de aparelhos de dilatação no carril. O objectivo da análise via-estrutura é o de verificar se as acções térmicas e as cargas associadas à passagem do comboio introduzem no viaduto fenómenos de instabilidade como a ocorrência de rotura ou encurvadura no carril ou mesmo a desagregação do balastro, que poderão ser responsáveis pelo descarrilamento do comboio. Deste modo, a limitação das tensões normais instaladas nos carris, bem como os deslocamentos gerados no sistema (deslocamentos do tabuleiro, do carril e relativos entre o carril e o tabuleiro), são cruciais na prevenção da ocorrência de tais fenómenos. As juntas de dilatação da via são aparelhos úteis na limitação de tensões normais excessivas geradas nos carris. No entanto, a sua utilização deve ser evitada sempre que possível, particularmente no caso de viadutos de alta velocidade, por razões de manutenção da via e conforto de circulação. A consideração da deformabilidade do solo pode ser importante no estudo da interacção via-estrutura, uma vez que a maior ou menor rigidez dos solos de fundação pode influenciar os deslocamentos e esforços gerados na estrutura.

Os aspectos relacionados com a análise da interacção via-estrutura, como a definição de metodologias de análise e de critérios a seguir, encontram-se regulamentados em documentos normativos.

No presente trabalho, é apresentada a teoria referente ao tema interacção via-estrutura, definindo a sua metodologia de análise, para posteriormente aplicá-la a um viaduto inserido na rede ferroviária de alta velocidade espanhola. O viaduto é composto por uma via-férrea assente sobre balastro e não possui juntas de dilatação nos carris. Os resultados do viaduto foram obtidos através da simulação de um modelo numérico num programa informático de elementos finitos.

PALAVRAS-CHAVE: Interacção, Instabilidade, Ponte Ferroviária; Alta Velocidade, Fundação

Abstract

The study of track-viaduct deck interaction is necessary to check the instability of a high speed railway track, particularly if continuous welded rails (CWR) aren't installed. One has to verify if thermal and train loads are responsible in generating track problems such as fracture or buckling effects on rails or even a decompaction of ballast, which may lead to the derailment of the train. To prevent this occurrence, rails normal stresses and track-deck system displacements have to be limited within agreeable values. Even though expansion joints devices reduce normal stresses on rails, their use should be avoided whenever possible in order to ease the infrastructure maintenance and passenger comfort. The analysis of the foundation stiffness is also important to verify the stability of the rail track. If a weak foundation soil transmits considerable displacements to the viaduct, when subjected with service loads, then the train safety may be jeopardized.

The theory related to the track-bridge or viaduct deck interaction, such as the procedures to be employed and the criteria to be met, is described on proper regulation.

The present work analyses the theory related to the track-structure interaction, and applies it to a high speed railway viaduct located on Spain. This viaduct has a ballasted track with no expansion joints installed on it. The viaduct results were obtained from a developed numerical model based on a finite element programme.

Keywords: Interaction; Track; Railway Bridge; High Speed; Foundation

Índice de texto

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
1. Introdução	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Investigações anteriores	2
1.3. Objectivos da tese.....	9
1.4. Conteúdo da Tese.....	9
2. Aspectos regulamentares relativos à interacção via-estrutura	11
2.1. Acções.....	11
2.1.1. Verticais	12
2.1.2. Horizontais (Frenagem e arranque).....	13
2.1.3. Temperatura	13
2.2. Parâmetros influentes no sistema via-estrutura	14
2.3. Efeito combinado das várias acções.....	19
2.4. Verificações de Segurança	20
3. Modelação do conjunto via-estrutura-solo	23
3.1. Modelação da estrutura em interacção com o Solo.....	23
3.2. Modelação da interface via-estrutura	27
3.3. Modelação do problema no programa ansys®	28
3.3.1. Modelação do sistema via-estrutura	28
3.3.2. Modelação do sistema estrutura-solo de fundação.....	31
3.4. Validação da modelação da interacção via-estrutura no programa ansys®	34
4. Aplicação ao estudo de uma ponte ferroviária de alta velocidade	43
4.1. Descrição da Ponte.....	43
4.2. Acções.....	45
4.3. Análise das fundações	48
4.4. Modelação da ponte no Ansys®	54

4.5. Análise de sensibilidade	57
4.5.1. Cenário 1.	58
4.5.2. Cenário 2.	76
4.5.3. Comparação.	80
5. Conclusões	83
5.1. Conclusões gerais.	83
5.2. Desenvolvimentos futuros.	85

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Previsão da rede Europeia de Alta Velocidade para o ano de 2020. (fonte: http://www.uic.asso.fr/).....	2
Figura 1.2 – Fenómeno de encurvadura na via-férrea (http://www.dot.gov/).....	3
Figura 1.3 – Resultados relativos á obtenção da carga crítica de uma via-férrea (Ruge et tal., 2004)....	3
Figura 1.4 – Modelo do viaduto de Maartensdijk, Holanda (ERRI D 202).	5
Figura 1.5 – Deslocamentos e forças instaladas nos carris do viaduto de Maartensdijk (Holanda), obtidos a partir do programa CWRERRI.	6
Figura 1.6 – Vista do ensaio realizado sobre a via-férrea assente numa camada de balastro (ERRI D 202).	7
Figura 1.7 – Modelos usados na análise sísmica sísmica (Place et al, 2003).....	8
Figura 2.1. Modelo de carga LM 71 (EN1991-2, 2005).	12
Figura 2.2. Comprimento de expansão livre (L_0).	15
Figura 2.3. Efeito da flexão nas extremidades do tabuleiro (UIC 774-3R, 2001).....	16
Figura 2.4. Exemplos de deformações de uma fundação (EN 1991-2, 2005).....	17
Figura 2.5. Rigidez/resistência longitudinal (k) do sistema via-estrutura (EN 1991-2, 2005).....	18
Figura 2.6. Pormenor de uma junta de dilatação (Ramondenc, et al, 2008)	22
Figura 2.7. Pormenor de uma junta de separação de balastro (Ramondenc, et al, 2008).....	22
Figura 3.1 – Modelo de Winkler (Fonte: Santos, 1999).....	24
Figura 3.2 – Modelação da interacção via/estrutura (Fonte: Eurocódigo EN 1991-2:2003).	27
Figura 3.3 – Disposição 2D dos elementos presentes na interacção via/estrutura (Fonte: UIC 774-3). 29	
Figura 3.4 – Modelação da ponte.	30
Figura 3.5 – Vista geral da modelação do sistema via/estrutura.	31
Figura 3.6 – Corte transversal da fundação estudada.	31
Figura 3.7 – Modelação do sistema estrutura/solo.	32
Figura 3.8 – Pormenor da modelação do sistema estrutura-solo.....	33
Figura 3.9 – Pormenor da deformada da fundação para elementos verticais rígidos.	34
Figura 3.10 – Corte transversal do tabuleiro G1-3.	35
Figura 3.11 – Perfil longitudinal da ponte.....	35
Figura 3.12 - Diagrama de tensões no carril devidas à variação de temperatura no carril.....	38
Figura 3.13 – Diagrama de tensões no carril devidas à variação de temperatura no tabuleiro.	39
Figura 3.14 – Diagrama de tensões no carril devidas à acção de frenagem.	40
Figura 3.15– Diagrama de tensões no carril devidas à acção de cargas verticais.	41

Figura 4.1 – Perfil longitudinal da ponte.....	43
Figura 4.2 – Pormenor dos apoios tipo POT.....	44
Figura 4.3 – Secção transversal da ponte.....	44
Figura 4.4 – Posições adoptadas pelo comboio no estudo da aplicação das cargas verticais ao sistema via-estrutura.....	46
Figura 4.5 - Posições adoptadas pelo comboio no estudo da aplicação das forças de frenagem e arranque ao sistema via-estrutura.....	46
Figura 4.6 – Curva de decréscimo de temperatura equivalente à deformação por retracção e fluência.....	47
Figura 4.7 – Pormenor da ligação entre o tabuleiro e o encontro.....	49
Figura 4.8 – Associação em série de duas molas.....	50
Figura 4.9 – Modelação 2D da ponte.....	55
Figura 4.10 – Pormenor da zona de apoio horizontal do modelo executado no Ansys®.....	56
Figura 4.11 – Pormenor da modelação de parte da ponte e aterro com os respectivos apoios.....	57
Figura 4.12 – Variação das tensões normais instaladas nos carris aplicando uma temperatura de -78°C no tabuleiro.....	58
Figura 4.13 – Deslocamento horizontal do tabuleiro, carril e relativo (Variação de temperatura/Fluência/Retracção no tabuleiro).....	60
Figura 4.14 – Tensões normais instaladas nos carris devidas à acção da frenagem, variando a rigidez do apoio horizontal (Ponte encontra-se totalmente carregada).....	61
Figura 4.15 - Deslocamento horizontal do tabuleiro, carril e relativo para acção da frenagem: a) Solo de fundação 1; b) Solo de fundação 9.....	63
Figura 4.16 – Variação das tensões instaladas nos carris alterando a rigidez do apoio horizontal e a posição do comboio ao longo da ponte (Arranque): a) Posição 1H; b) Posição 2H; c) Posição 3H.....	65
Figura 4.17 - Deslocamento horizontal do tabuleiro, carril e relativo para a acção de arranque, com a ponte inteiramente carregada: a) solo de fundação 1; b) solo de fundação 9.....	68
Figura 4.18 – Envolvente máxima das tensões normais instaladas nos carris variando a posição do comboio (Cargas verticais).....	69
Figura 4.19 - Variação das tensões instaladas nos carris alterando a rigidez do apoio horizontal com o comboio situado na posição 3H ou 4V (Soma linear).....	73
Figura 4.20 - Deslocamento horizontal do tabuleiro, carril e relativo (Soma linear): a) Solo de fundação 1; b) Solo de fundação 9.....	75
Figura 4.21 - Tensões normais instaladas nos carris simulando conjuntamente todas as cargas associadas á passagem do comboio, em função da rigidez do apoio horizontal (Ponte totalmente carregada).....	76
Figura 4.22 – Deslocamentos horizontais do tabuleiro, do carril e relativo entre carril e tabuleiro para o caso da simulação conjunta das acções relativas ao comboio: a) Fundação 1; b) Fundação 9.....	78

Figura 4.23 - Variação das tensões instaladas nos carris alterando a rigidez do apoio horizontal, considerando a ponte inteira carregada (Soma dos efeitos da simulação das cargas provenientes do comboio com os efeitos da temperatura/fluência/retracção do tabuleiro).....	79
Figura 5.1 – Variação percentual da reacção horizontal alterando a deformabilidade do solo de fundação, para o caso de ponte inteiramente carregada pelo comboio.	84
Figura 5.2 – Variação percentual dos deslocamentos horizontais da extremidade livre do tabuleiro (δ_b para a frenagem e arranque e δ_h para as cargas verticais e simulação conjunta de todas as cargas associadas ao comboio) alterando a deformabilidade do solo de fundação Ponte inteiramente carregada).....	85
Figura 5.3 – Recorde de velocidade ferroviária atingida em 3 de Abril de 2007 (Fonte:www.transportesemrevista.com)	86

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1. Factores de correcção (α) das cargas verticais	13
Quadro 2.2. Valores característicos das forças de arranque e frenagem	13
Quadro 2.3. Valores característicos da variação de temperatura.....	14
Quadro 2.4. Critérios de segurança para vias de carris contínuos, segundo o Eurocódigo 1991-2.....	21
Quadro 3.1 – Dados referentes ao tabuleiro do exemplo prático G 1-3 do documento UIC 774-3.	36
Quadro 3.2 - Dados referentes a quatro carris UIC 60 (duas vias).....	36
Quadro 3.3 – Resultados referentes à aplicação de uma temperatura de +50 °C no carril.....	37
Quadro 3.4 – Resultados referentes à aplicação de uma temperatura de +35 °C no tabuleiro.....	38
Quadro 3.5 – Resultados referentes à aplicação das forças de frenagem no tabuleiro.....	39
Quadro 3.6 – Resultados referentes à aplicação das cargas verticais no tabuleiro.....	40
Quadro 3.7 – Soma linear dos efeitos de todas as acções.	41
Quadro 4.1 – Dados referentes ao tabuleiro.....	44
Quadro 4.2 – Rigidez do apoio de neopreno para cargas rápidas e cargas lentas.	49
Quadro 4.3 – Dados referentes aos elementos do sistema estrutura-solo.....	51
Quadro 4.4 – Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos vários solos de fundação.	52
Quadro 4.5 – Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos vários solos de fundação.	53
Quadro 4.6 – Rigidez da estrutura da fundação e do apoio horizontal do tabuleiro, e deslocamento horizontal do encontro.....	54
Quadro 4.7 – Valores referentes aos elementos verticais rígidos.....	56
Quadro 4.8 – Valores máximos da compressão e tracção instalada no carril.	59
Quadro 4.9 – Deslocamentos máximos do tabuleiro, carril e relativo variando a rigidez do apoio horizontal.....	60
Quadro 4.10 – Reacção do apoio horizontal variando o valor da sua rigidez (Variação de temperatura/flúencia/retracção no tabuleiro).....	61
Quadro 4.11 – Valores máximos da compressão e tracção instalada no carril para acção de frenagem.	62
Quadro 4.12 – Deslocamento entre as extremidades do tabuleiro e os aterros adjacentes variando a rigidez do apoio horizontal (Frenagem).....	62
Quadro 4.13 – Reacção do apoio horizontal variando o valor da sua rigidez (Frenagem).	64
Quadro 4.14 – Tensões normais máximas instaladas nos carris variando a rigidez do apoio horizontal, com o apoio situado na posição 3H (Arranque).....	66
Quadro 4.15 - Deslocamento entre as extremidades do tabuleiro e os aterros adjacentes (δ_b) variando a rigidez do solo de fundação (Arranque).....	67

Quadro 4.16 - Reacção do apoio horizontal variando o valor da sua rigidez bem como a posição do comboio (Frenagem).	69
Quadro 4.17 - Valores máximos da compressão e tracção instalada no carril sujeito a cargas verticais (Posição 2V), e variando a rigidez do apoio longitudinal.	70
Quadro 4.18 – Deslocamento relativo entre as extremidades da superfície superior do tabuleiro e os aterros adjacentes (δ_b) variando a rigidez do apoio horizontal (Cargas verticais).....	71
Quadro 4.19 - Reacção no apoio horizontal em função da rigidez do solo, com o comboio na posição 1V e 4V. (Cargas verticais)	72
Quadro 4.20 - Valores máximos da compressão e tracção instaladas no carril variando a rigidez do apoio longitudinal (Soma linear).	73
Quadro 4.21 – Somatório dos deslocamentos δ_b (provenientes da frenagem e arranque) e δ_h (proveniente das cargas verticais).....	74
Quadro 4.22 – Reacção do apoio horizontal variando o valor da sua rigidez (Soma linear).....	76
Quadro 4.23 – Tensões normais instaladas no carril variando a rigidez do apoio horizontal (Simulação conjunta das cargas associadas ao comboio).....	77
Quadro 4.24 – Deslocamentos horizontais relativos entre a superfície superior do tabuleiro, nas duas extremidades da ponte, e os taludes adjacentes, variando a rigidez do apoio horizontal.	78
Quadro 4.25 - Reacção do apoio horizontal variando o valor da sua rigidez (Simulação conjunta de todas as acções relativas ao comboio).	79
Quadro 4.26 – Reacção horizontal variando a rigidez do solo de fundação (Soma dos efeitos da simulação conjunta com os efeitos da temperatura/fluência/retracção do tabuleiro).	80
Quadro 4.27 – Comparação entre as tensões normais máximas, correspondentes ao efeito combinado das acções, calculadas através do cenário 1 e cenário 2.	80
Quadro 4.28 – Comparação entre os deslocamentos relativos δ_t (cenário 1) e δ_h (cenário 2).	81
Quadro 4.29 – Comparação entre as reacções horizontais do cenário 1 e 2, considerando o efeito combinado de todas as acções, e variando a rigidez do apoio longitudinal.....	81
Quadro 5.1 – Recordes de velocidade ferroviários (Fonte: www.transportesemrevista.com).	86

Introdução

1.1. ENQUADRAMENTO

O estudo dos temas relacionados com os comboios de alta velocidade tem adquirido uma importância crescente, nomeadamente no espaço europeu onde se insere Portugal.

Os comboios de alta velocidade, vulgarmente conhecidos como “TGV”, têm absorvido a nossa atenção devido às suas vantagens de ordem económica e ambiental.

De facto, a utilização deste meio de transporte é energeticamente muito mais eficiente quando comparado com o transporte rodoviário ou a aéreo, uma vez que não requer a energia (combustível) nas quantidades utilizadas por estes últimos.

A rapidez, segurança e baixo custo de exploração deste meio de transporte são também uma grande vantagem, uma vez que permitem uma eficaz movimentação de pessoas e bens, contribuindo assim para o desenvolvimento económico e social das regiões abrangidas pela rede ferroviária de alta velocidade. De salientar, que o número de acidentes associados às linhas de velocidade existentes tem sido muito baixa.

O espaço europeu é um bom exemplo para a introdução do comboio de alta velocidade devido à sua elevada densidade populacional dispersa pelo o seu território, encurtando deste modo a distância entre os principais aglomerados populacionais e aumentando a coesão económica e social entre os estados europeus.

A França foi o primeiro país europeu a desenvolver esta tecnologia, tendo iniciado a sua exploração em 1981 com a construção de uma linha de alta velocidade entre Paris e Lyon (distância de 410 km), ligadas à velocidade de 270 km/h.

Desde então, a rede não tem parado de crescer, estendendo-se a vários países europeus como Alemanha, Itália, Bélgica, Holanda, Espanha e Reino Unido.

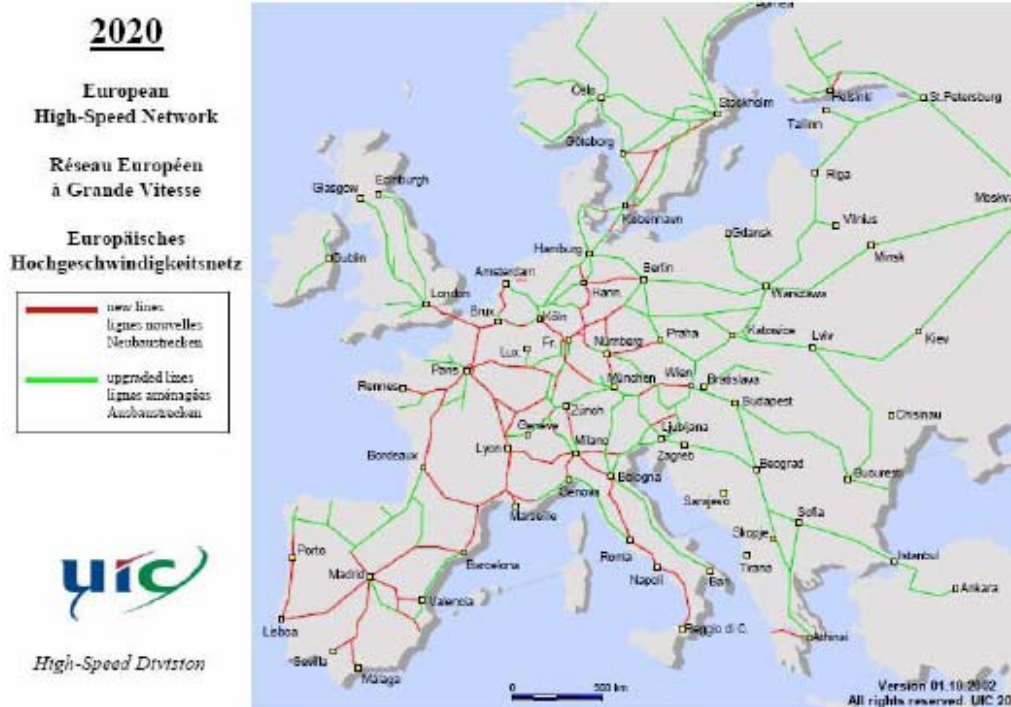


Figura 1.1. Previsão da rede Europeia de Alta Velocidade para o ano de 2020. (fonte: <http://www.uic.asso.fr/>)

Não se querendo atrasar na aproximação aos outros países europeus, Portugal pretende também instalar uma rede de alta velocidade.

Esta rede irá servir directamente toda a zona costeira portuguesa, densamente povoada, entre Braga e Lisboa, estando prevista a finalização das ligações entre Lisboa e Madrid para 2013 e entre Porto e Vigo para 2015.

A utilização deste tipo de comboios exige que os critérios de segurança e conforto da via sejam diferentes (mais exigentes) dos comboios convencionais. De facto, a União Europeia resolveu esse facto criando normas europeias que estabelecem esses critérios, nomeadamente para estruturas complexas como pontes ou viadutos.

1.2. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

As vantagens inerentes ao transporte ferroviário de alta velocidade (como a rapidez, baixo custo de exploração ou eficiência ambiental) têm levado a uma forte expansão da rede ferroviária de alta velocidade e, conseqüentemente, à construção de pontes ou viadutos ferroviários. E é precisamente nestas estruturas que se têm desenvolvido variados estudos, nos quais se insere o trabalho desenvolvido nesta tese, sobre a instabilidade da via-férrea. De facto, quando sujeitas a várias acções, este tipo de estruturas podem sofrer deslocamentos consideráveis que, uma vez transmitidos aos carris, podem originar fenómenos de instabilidade na via-férrea, nomeadamente nas zonas descontínuas das pontes (apoios livres). Este efeito é muito importante se considerarmos que a via-férrea é composta por carris de barras longas soldadas.

A Figura 1.2 apresenta um exemplo do fenómeno de encurvadura na via-férrea.



Figura 1.2 – Fenómeno de encurvadura na via-férrea (<http://www.dot.gov/>)

O problema levantado pela instabilidade da linha-férrea, através da ocorrência de encurvadura, é solucionado estabelecendo um limite máximo para a compressão instalada no carril (72 MPa), que se encontra definida presentemente na ficha UIC 774-3R e EN 1991-2. De facto, com o intuito de determinar este valor crítico, a Universidade Técnica de Munique levou a cabo, em 1987, um conjunto de ensaios sobre a via-férrea, constituída por carris UIC60, travessas de betão armado B70 espaçadas de 65 cm e via com raio superior a 1100 m. Nestes ensaios foram aplicadas temperaturas nos carris correspondentes a várias situações como a temperatura máxima ambiente e a temperatura responsável pela ocorrência de encurvadura. Os resultados obtidos encontram-se presentes na figura abaixo representada.

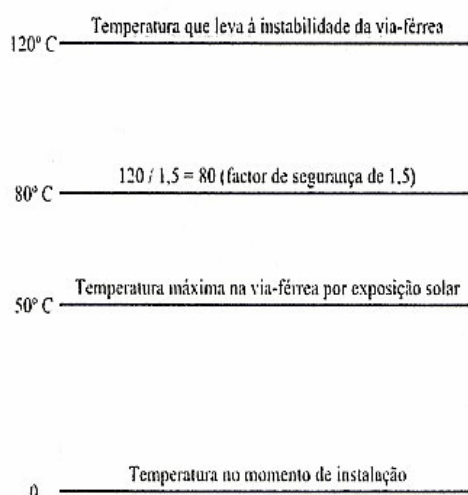


Figura 1.3 – Resultados relativos á obtenção da carga crítica de uma via-férrea (Ruge et tal., 2004).

Dos ensaios realizados é então possível tirar várias conclusões. Considerando a temperatura máxima ambiente instalada no carril (50°C) e a temperatura responsável pela ocorrência de encurvadura ,

afectada de um coeficiente de segurança de 1,5, igual a 80 °C (120°C/1,5), conclui-se que a diferença de temperatura (80-50 = 30°C) entre estas duas fases, corresponde ao carregamento máximo que o carril pode absorver. A partir desta diferença, calculou-se a tensão normal máxima segundo a seguinte equação:

$$\Delta\sigma_{adm,compressão} = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (1.1)$$

- E – Módulo de elasticidade (210 GPa);
- α – Coeficiente de dilatação térmica ($1,15 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$);
- ΔT – Diferença de temperatura (30°C).
- $\Delta\sigma_{adm,compressão}$ – Acréscimo de tensão máxima admissível que pode ser suportado pelo carril sem que ocorra encurvadura (72 MPa).

Do mesmo modo, a Universidade Técnica de Munique determinou a tracção máxima possível que se pode instalar nos carris (até a rotura) tendo em conta a tensão de cedência do material. Os ensaios determinaram que a tensão normal de tracção máxima que se pode instalar numa via-férrea assente sobre o balastro é de 112 MPa (Ruge et al, 2004). Segundo o mesmo autor, a deformação vertical do tabuleiro também contribui para a instalação de tensões normais nos carris, considerando-se esse valor como sendo igual a 20 MPa. Por segurança, foi então definido que a variação da tracção máxima admissível nos carris é de:

- $\Delta\sigma_{adm,tracção} = 112 - 20 = 92 \text{ MPa}$ – Considerando os efeitos das cargas verticais do comboio;
- $\Delta\sigma_{adm,tracção} = 112 \text{ MPa}$ – Desprezando os efeitos das cargas verticais do comboio.

Em 1992, foi organizada uma comissão destinada a estudar a transmissão de forças em vias com barras soldadas contínuas (BLS), que contribuiu largamente para o desenvolvimento do tema abordado nesta tese. Esta comissão, cujo trabalho foi realizado pelo European Rail Research Institute (ERRI) e apoiado pelo UIC (Union Internationale des Chemins des Fer), foi denominada por ERRI D 202 (“Improved knowledge of forces in CWR – Continuous Welded Rail – track), e reuniu um conjunto de especialistas de várias instituições. Nesse estudo foi então abordado, entre vários temas, a questão da introdução de vias com carris soldados contínuos em pontes ou viadutos.

O trabalho desenvolvido pela comissão ERRI D 202 centrou-se em seis pontos:

- WP1 – Consistiu no desenvolvimento de modelos computacionais capazes de simular a via BLS, incluindo o cenário de aplicação em pontes ou viadutos;
- WP2 – Realização de questionários a várias empresas ligados ao sector ferroviário com o objectivo de partilhar informação e experiências em assuntos ligados à manutenção das vias-férreas e exploração da tecnologia BLS. Foram então abordadas situações específicas como as zonas de transição entre vias novas e velhas, curvas apertadas, pontes/viadutos ou presença de irregularidades na via, e que posteriormente foram tratadas nos modelos computacionais anteriormente referidos;

- WP3 – Realização de testes destinados a obter as capacidades resistentes da via (longitudinais e transversais), bem como os efeitos de longo prazo (fluência) nos carris;
- WP4 – Verificar a possibilidade de realizar medições não destrutivas de esforços em BLS;
- WP5 – Estudar os problemas inerentes á interacção via-estrutura, que levou á revisão da ficha UIC 774-3. Este ponto também foi abordado nos modelos computacionais referidos em WP1;
- WP6 – Revisão e alteração das fichas UIC existentes.

Dos vários programas executados pela comissão UIC, há um que aborda a questão da interacção via-estrutura (CWRERRI). De facto, o programa CWRERRI, desenvolvido pela TU Delft, teve como objectivo principal analisar a estabilidade dos carris soldados contínuos em vias normais e em pontes ou viadutos ferroviários. Deste modo, as suas potencialidades resumem-se aos seguintes pontos:

- Deslocamentos e forças longitudinais, laterais e verticais nos carris;
- Encurvadura;
- Vias-férreas com curvatura;
- Interacção via-estrutura;
- Acções térmicas e mecânicas;
- Análise estática e dinâmica.

Uma das análises abordadas pelo comité D 202 foi o estudo das descontinuidades da via-férrea que ocorrem em pontes ou viadutos. De facto, estas descontinuidades (por exemplo as extremidades livres das pontes) podem introduzir forças longitudinais e deslocamentos nos carris. Foi então simulado no CWRERRI um viaduto situado em Maartensdijk (Holanda), e composto por três vãos de 60 m, 150 m e 60 m respectivamente, e carris UIC 54.

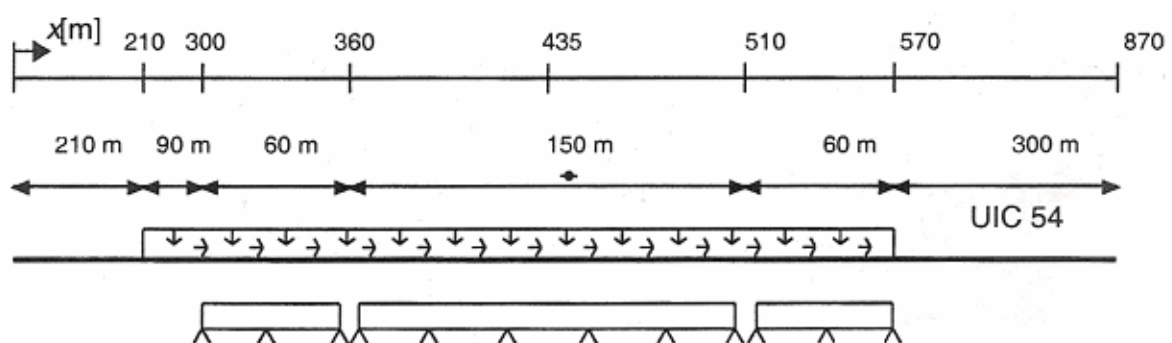


Figura 1.4 – Modelo do viaduto de Maartensdijk, Holanda (ERRI D 202).

Neste modelo, realizado a três dimensões, o viaduto foi sujeito a uma variação de temperatura (no tabuleiro e no carril), e às cargas verticais e longitudinais (frenagem). Alguns dos resultados encontram-se visíveis na Figura 1.5

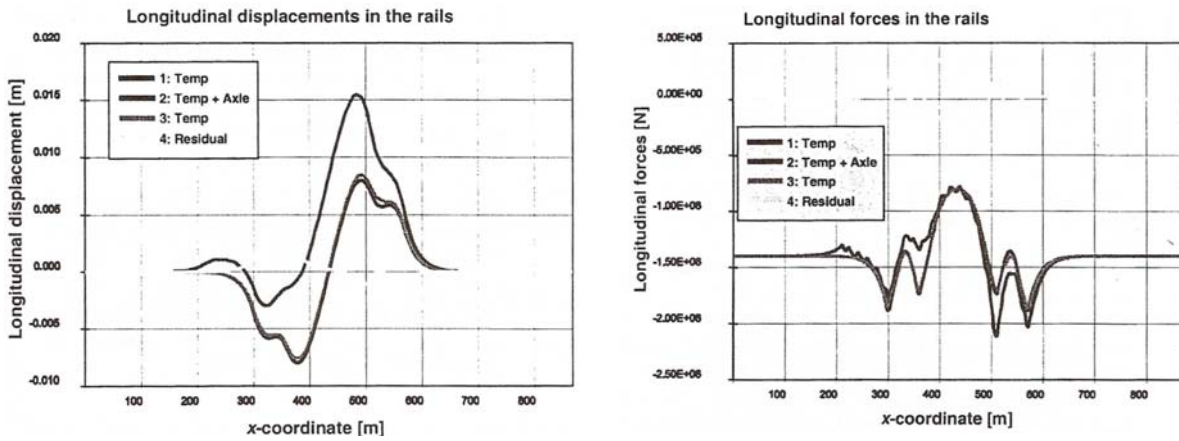


Figura 1.5 – Deslocamentos e forças instaladas nos carris do viaduto de Maartensdijk (Holanda), obtidos a partir do programa CWRERRI.

A comissão D 202 conclui que, entre várias causas, a variação de temperatura contribui largamente para a ocorrência de encurvadura dos carris. No entanto, a contribuição dos esforços provenientes do comboio (frenagem e cargas verticais), também são significativos. Verificou-se também que as cargas verticais alteram as propriedades da camada do balastro aumentando a sua resistência lateral e longitudinal. As cargas verticais, ao provocarem deslocamentos verticais do viaduto devido aos efeitos de flexão, também podem ser responsáveis por fenómenos de desagregação e/ou esmagamento do balastro, principalmente nas zonas descontínuas, como as extremidades dos tabuleiros. Por estas razões, é referido no documento ERRI D 202 a importância de prever o mais correctamente possível o comportamento da via bem como em executar acções de manutenção/reparação.

No âmbito deste assunto, a comissão ERRI D 202 executou uma série de experiências no sentido de encontrar as propriedades mecânicas da via balastrada, nomeadamente a sua capacidade resistente lateral, longitudinal e vertical, que posteriormente foram transferidas para os modelos computacionais. A figura seguinte mostra o esquema do ensaio realizado à via-férrea.

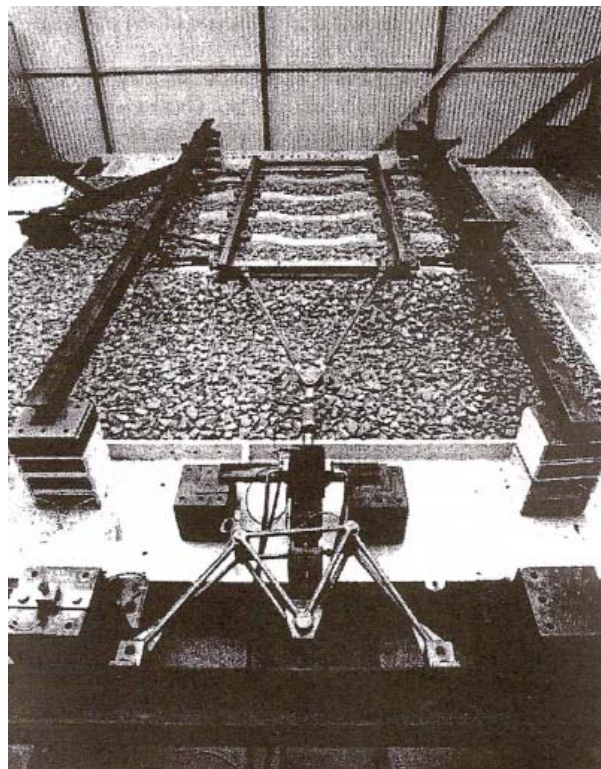


Figura 1.6 – Vista do ensaio realizado sobre a via-férrea assente numa camada de balastro (ERRI D 202).

No seguimento dos estudos anteriores, foram sendo desenvolvidas novas considerações relativas ao tratamento da interacção via-estrutura.

Relativamente ao problema levantado pela utilização de juntas de dilatação em pontes com vãos consideráveis, Esveld (1995) considera que estas deverão ser evitadas sempre que possível. De facto, os deslocamentos excessivos entre as travessas e o balastro podem afectar a posição inicial da via, resultando numa perda de contacto entre a roda e o carril. Normalmente este problema é resolvido instalando juntas de dilatação na via capazes de absorver deslocamentos excessivos (e consequentemente esforços). No entanto, em linhas de alta velocidade, estes dispositivos podem introduzir variações na rigidez vertical e geometria da via, obrigando à execução mais frequente de operações de manutenção.

Em 1996, Fryba no seu livro “Dynamics of Rail Bridges” (Fryba, 1996) aborda, entre vários temas, a influência da variação de temperatura em pontes ferroviárias com vias de barras soldadas contínuas. É então afirmado que as zonas descontínuas das pontes (apoios móveis) são pontos críticos no que respeita à instalação de tensões e deslocamentos consideráveis no carril, especialmente se considerarmos a acção da variação de temperatura na ponte. Tal deve-se ao facto do maior ou menor comprimento de expansão livre (L_f) da ponte ser determinante nos deslocamentos que a ponte pode sofrer, quando lhe é aplicada uma variação de temperatura (entende-se por comprimento de expansão livre como sendo a distância entre o ponto fixo da ponte e ponto ou extremidade livre da mesma). De facto, o documento UIC 774-3R também confere grande relevância a este assunto, apresentando a variação de alguns valores, como tensões nos carris ou reacções horizontais do apoio fixo, alterando o

comprimento L_t da ponte. De salientar que estes estudos não foram realizados apenas para a acção da variação de temperatura, mas também para outras acções como a frenagem e cargas verticais do comboio.

A acção de um sismo de serviço sobre uma ponte ferroviária de alta velocidade é um fenómeno importante no estudo da interacção via-estrutura. Deste modo, é actualmente aceite que, durante a ocorrência de um sismo moderado, um comboio deve conseguir operar uma travagem sem risco de descarrilamento.

Em 2003, é realizado um congresso internacional em Antuérpia, organizado por IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineering), onde é apresentado um estudo relativo a este assunto (Place et al, 2003.). O trabalho desenvolvido teve como base de estudo os viadutos presentes na rede ferroviária de alta velocidade da ilha Formosa, que se insere numa região de elevada actividade sísmica. Os viadutos são compostos por múltiplos vãos simplesmente apoiados de modo a evitar-se a instalação de juntas de dilatação na via. A figura seguinte apresenta os modelos usados na análise sísmica.

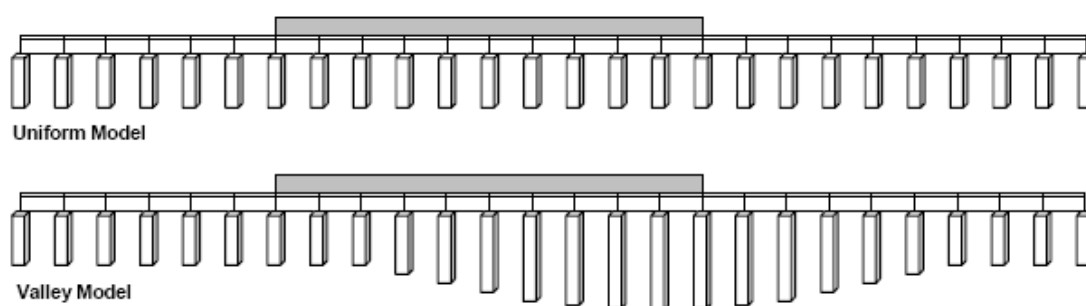


Figura 1.7 – Modelos usados na análise sísmica (Place et al, 2003)

O objectivo principal da modelação consistiu em assegurar que o comboio conseguisse travar em segurança (da velocidade normal de circulação até ficar imobilizado) durante a ocorrência de um sismo de serviço, mantendo os deslocamentos da via e tensões normais instaladas nos carris dentro de limites aceitáveis. O efeito provocado no sistema via-estrutura pelas cargas provenientes do peso próprio da estrutura, da variação de temperatura no tabuleiro, da frenagem e das cargas verticais foi calculado realizando análises estáticas não lineares, enquanto que para a análise de acção sísmica foram realizadas análises dinâmicas não lineares.

Os resultados calculados pelas várias simulações indicam que tantos os deslocamentos longitudinais relativos entre vãos consecutivos como as tensões normais instaladas nos carris encontram-se dentro dos limites aceitáveis, não existindo deste modo risco de fractura ou encurvadura dos carris.

1.3. OBJECTIVOS DA TESE

O presente trabalho pretende estudar a interacção entre a via-férrea, a estrutura e o solo de fundação em pontes e viadutos de forma a garantir a segurança da via e de circulação.

O estudo prende-se unicamente em pontes e viadutos por serem estruturas complexas que introduzem modificações no estado de tensão no carril (compressão e tracção), devido à sua mobilidade longitudinal, quando sujeita a variações de temperatura ou acções de frenagem e arranque. Os efeitos de flexão da ponte, e consequentemente do carril, são também consideráveis, bem como a possibilidade de ocorrência de encurvadura (efeitos de 2ª ordem). A interacção da estrutura com o solo de fundação foi também analisada, uma vez que a maior ou menor rigidez conferida pela fundação pode influenciar os deslocamentos do tabuleiro (nomeadamente longitudinais), e consequentemente a deformação e o estado de tensão no carril, bem como a integridade da camada de balastro.

Esta temática específica tem vindo a ser desenvolvida por técnicos de vários países, que elaboraram o documento normativo UIC 774-3R que explicita o tipo de análise a ser desenvolvida bem como os critérios a cumprir, tanto a nível de tensões instaladas no carril como deslocamentos do mesmo e do tabuleiro. Devido à generalização do uso desta tecnologia por vários países Europeus, foi posteriormente criada uma norma europeia, o eurocódigo EN 1991-2, que também aborda esta temática. O estudo realizado neste trabalho teve como base estes documentos normativos.

De uma forma mais específica, pretendeu-se com este trabalho, avaliar a hipótese de construir um viaduto ferroviário de alta velocidade com barras longas soldadas (BLS), sem introduzir juntas de dilatação, e considerando diferentes deformabilidades para o solo de fundação.

As juntas de dilatação são absolutamente necessárias em pontes onde as deformações longitudinais da estrutura são elevadas, levando a que os deslocamentos e tensões geradas no carril sejam incomportáveis para este. No entanto, e sempre que possível, é preferível não introduzir juntas de dilatação devido à descontinuidade introduzida na linha por este. A instalação de juntas provoca variações na rigidez vertical da via, aumentando assim os efeitos dinâmicos provocados pela passagem dos comboios, e consequentemente a vibração e ruído dos mesmos, resultando numa perda de conforto dos passageiros. Do mesmo modo, a presença de juntas exige também que as operações de manutenção sejam mais regulares, aumentando o custo de exploração da ponte.

Normalmente, é dispensado o uso de juntas para tabuleiros com vãos contínuos inferiores a 90 m, para pontes compósitas ou de betão armado e 60 m, no caso de pontes metálicas.

Deste modo, torna-se então necessário analisar:

- As sobretensões instaladas nos carris, verificando a necessidade de se introduzir ou não juntas de dilatação de modo a limitar essas tensões excessivas;
- As deformações absolutas do carril bem como as deformações relativas entre o carril, tabuleiro e encontro de modo a limita-las de acordo com os documentos normativos referidos.

1.4. CONTEÚDO DA TESE

Na presente secção pretende-se descrever de forma sumária, quais os assuntos abordados, bem como as metodologias utilizadas de forma a fornecer ao leitor uma ideia geral do desenvolvimento da tese.

Desta forma, no Capítulo 2 definem-se as normas que regem o dimensionamento da interacção via-estrutura-solo. De um modo geral, são estabelecidas quais as acções relevantes e a sua natureza (verticais, temperatura, arranque, frenagem, fluência e retracção), a disposição das acções e os

coeficientes parciais de segurança a utilizar. As metodologias de análise são também abordadas referindo as componentes que deverão ser modeladas (via, estrutura, fundação) tendo em conta as características e as configurações desses mesmos componentes. Por último, são apresentadas as verificações de segurança, onde se estabelecem os critérios a cumprir pelo sistema via-estrutura a nível de tensões normais instaladas nos carris e deslocamentos.

No Capítulo 3 é realizada a modelação do sistema via-estrutura e estrutura-solo de fundação. Para cada um destes sistemas foram definidos os elementos principais (como tabuleiro, carril, balastro, pilar, etc.) de modo a poderem ser aplicados no programa de cálculo numérico Ansys[®]. No caso da interação estrutura-solo de fundação, foi aplicado o modelo de Winkler de modo a determinar a rigidez oferecida pelo solo aos elementos de fundação por estacas, que posteriormente será transmitida ao sistema via-estrutura. A modelação do sistema via-estrutura foi executada de acordo com exemplos presentes no documento UIC 774-3R, podendo deste modo validar a modelação feita comparando os valores do modelo aplicado com os resultados do exemplo usado.

O Capítulo 4 consiste na aplicação dos conceitos referidos nos capítulos anteriores a um caso real. Foi então estudada um viaduto ferroviário de alta velocidade espanhol da linha que liga Madrid a Badajoz no tramo Mérida-Badajoz. De salientar que esta ponte se situa na linha que ligará Lisboa a Madrid.

Por último, no Capítulo 5 são tiradas as conclusões principais trabalho, bem como os estudos que poderão ser realizados futuramente no desenvolvimento do presente tema.

2

Aspectos regulamentares relativos à interacção via-estrutura.

A definição dos parâmetros regulamentares no estudo da interacção via-estrutura é essencial na verificação da estabilidade da via durante a passagem de um comboio de alta velocidade.

De salientar que este tipo de análise, inserido no estudo global da estrutura, corresponde a uma análise de um estado limite de serviço da ponte, mas que na prática, corresponde a um estado limite último da via. De facto, situações como a rotura do carril causadas pela instalação de tracções elevadas, ocorrência de encurvadura devido a compressões também elevadas no carril, desagregação da camada de balastro ou mesmo o esmagamento desta devido a deslocamentos excessivos no sistema via-estrutura, podem ocasionar situações indesejáveis como o descarrilamento do comboio. Deste modo, os critérios a serem respeitados são extremamente exigentes.

A análise da interacção via-estrutura da linha ferroviária de alta velocidade, tendo em conta as disposições regulamentares (acções e metodologias de análise) bem como os critérios a cumprir (verificações de segurança), é apresentada segundo a norma EN 1991-2:2003 (Eurocódigo 1, Parte 2 – Acções na ponte, devidas ao tráfego) e o documento UIC 774-3R da Union Internacional des Chemins de Fer.

2.1. ACÇÕES

As acções a aplicar ao viaduto num estudo da interacção via-estrutura são as seguintes:

- Verticais (Sobrecarga transmitida pelo comboio);
- Horizontais (Composta pelas forças de arranque e frenagem do comboio);
- Temperatura;
- Retracção e fluência.

De salientar que as acções de retracção e fluência do betão podem não ser muito relevantes devido às operações de manutenção da via que contribuem para libertar as tensões nos carris. Como este tipo de acções é mais influente a longo prazo, a manutenção frequente da ponte pode anular os seus efeitos (Schmitt, 2008).

2.1.1. VERTICAIS

As acções verticais do comboio podem provocar deslocamentos do tabuleiro, principalmente nas extremidades ou entre tramos do tabuleiro. Esta situação encontra-se abordada no ponto 2.4, relativo às verificações de segurança a serem cumpridas pelo sistema via-estrutura.

O documento normativo EN 1991-2 refere a existência de cinco modelos de cargas verticais associadas a vários tipos de comboio:

- Load model 71 – Corresponde às cargas aplicadas por um comboio convencional ($V < 200$ km/h);
- Load model SW/0 e SW/2 – Corresponde à cargas aplicadas para comboios convencionais e pontes contínuas;
- Load model SW/2 – Corresponde à passagem de comboios pesados;
- Load model HSLM – Corresponde à passagem de comboios de passageiros de alta velocidade ($V > 200$ km/h);
- Load model “unloaded train” – Corresponde à passagem de comboios sem carga.

A análise do comportamento do sistema via-estrutura às cargas verticais foi realizada segundo o modelo LM 71. No entanto, o modelo HSLM é indicado como sendo representativo das cargas correspondentes ao comboio de alta velocidade. Esta aparente contradição justifica-se pelo facto de o modelo HSLM ser considerado apenas em análises dinâmicas, o que não é o presente caso. Aliás, o eurocódigo 1991-2 e o documento UIC 774-3R referem que o modelo a ser usado é precisamente o LM 71.

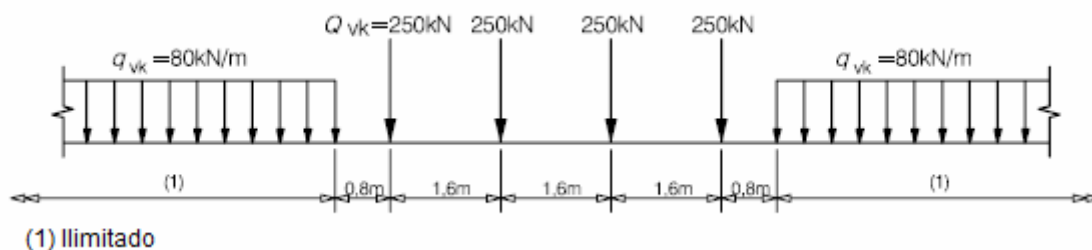


Figura 2.1. Modelo de carga LM 71 (EN1991-2, 2005).

O eurocódigo indica também que os valores característicos indicados na Figura 2.1 deverão ser afectados por factores (α) representados no Quadro 2.1. Como os comboios adoptados pelos vários países não são iguais, e conseqüentemente as cargas associadas a estes, foram então criados estes factores que permitem corrigir as possíveis diferenças.

Quadro 2.1. Factores de correcção (α) das cargas verticais

0,75	0,83	0,91	1,00	1,10	1,21	1,33	1,46
------	------	------	------	------	------	------	------

Note-se que o eurocódigo também indica que estes factores podem ser aplicados a outro tipo de acções como, por exemplo, as forças horizontais de arranque e frenagem.

2.1.2. HORIZONTAIS (FRENAGEM E ARRANQUE)

As acções de frenagem e arranque são aplicadas longitudinalmente na linha de comboio, sendo uniformemente distribuídas ao longo de um comprimento de influência $L_{a,b}$. Os valores característicos das forças de arranque e frenagem, bem como os comprimentos de influência e modelos de carga a adoptar encontram-se presentes no eurocódigo EN 1991-2:2003.

Quadro 2.2. Valores característicos das forças de arranque e frenagem

Força de arranque	$Q_{lak}=33$ [kN/m] $L_{a,b}$ [m] ≤ 1000 [kN]
	Para os seguintes modelos de carga:
	LM71, SW/0, SW/2 e HSLM.
Força de frenagem	$Q_{lbk}=20$ [kN/m] $L_{a,b}$ [m] ≤ 6000 [kN]
	Para os seguintes modelos de carga:
	LM71, SW/0 e HSLM.
	$Q_{lbk}=20$ [kN/m] $L_{a,b}$ [m]
	Para o modelo de carga SW/2.

2.1.3. TEMPERATURA

A acção da temperatura é importante devido aos efeitos em termos de deslocamentos e tensões do carril e do tabuleiro. Por exemplo, pontes ou viadutos com vãos contínuos de comprimento consideráveis sofrem inevitavelmente grandes deformações ou então grandes incrementos de tensão caso os movimentos estejam impedidos.

Os valores das variações de temperatura que devem ser atribuídos a uma dada obra dependem obviamente da região onde se inserem. No entanto, o eurocódigo 1991-2 indica quais os valores limite a ser usados, e que foram adoptados nesta tese.

Quadro 2.3. Valores característicos da variação de temperatura

Ações devidas à temperatura	
Variação da temperatura no tabuleiro (ΔT_D)	$\Delta T_D \leq 35^\circ\text{C}$
Variação da temperatura no carril (ΔT_R)	$\Delta T_R \leq 50^\circ\text{C}$
Máxima diferença de temperatura entre o carril e o tabuleiro	$ \Delta T_D - \Delta T_R \leq 20^\circ\text{C}$

A aplicação da variação da temperatura no carril pode ser desprezável caso a ponte não possua juntas de dilatação, uma vez que não são gerados movimentos relativos entre o carril e o tabuleiro (González, 2005). Também segundo o autor referido anteriormente, numa análise deste tipo (sem juntas de dilatação) as tensões normais geradas nos carris por efeito da variação de temperatura no tabuleiro têm um carácter de sobretensões que são adicionadas às tensões normais instaladas nos carris devido à variação de temperatura nestes. A equação 2.1 calcula as tensões normais nos carris sujeitos à acção da temperatura.

$$\sigma_c = \alpha_c \cdot \Delta T_c \cdot E_c \quad (2.1)$$

Onde,

- σ_c – Tensão normal instalada no carril;
- α_c – Coeficiente de dilatação térmica do carril;
- ΔT_c – Variação de temperatura aplicada no carril;
- E_c – Módulo de elasticidade do carril.

Por outro lado, considerando a existência de juntas de dilatação, deve ser analisada a variação de temperatura nos carris, uma vez que são gerados movimentos relativos entre o carril e o tabuleiro.

2.2. PARÂMETROS INFLUENTES NO SISTEMA VIA-ESTRUTURA

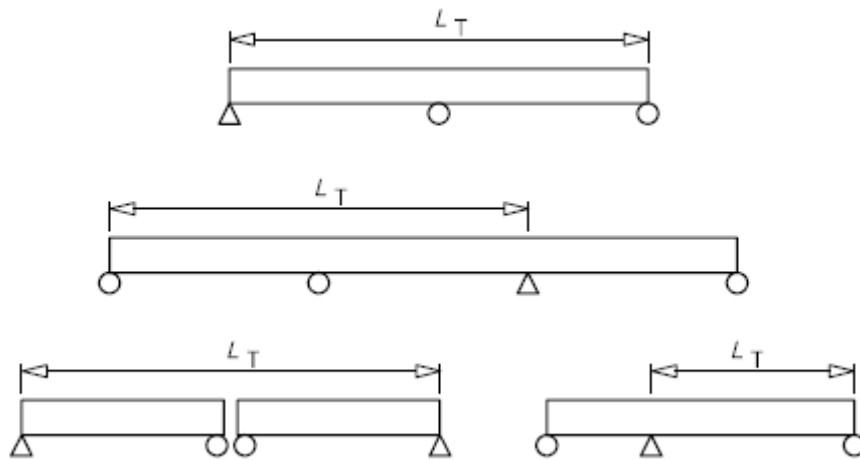
As diversas acções aplicadas sobre a estrutura, tal como as anteriormente referidas, afectam o comportamento desta em termos de deformações e tensões instaladas no sistema via-estrutura.

De facto, são as características do sistema via-estrutura que influenciam o tipo de resposta ao efeito combinado de acções. É necessário então ter conta diversos factores como a distribuição das cargas longitudinais pelos carris e pelos apoios do viaduto, a rigidez das fundações e dos pilares do viaduto, a existência ou não de juntas de dilatação, as condições de manutenção do balastro, etc.

O eurocódigo EN 1992-1 estabelece os parâmetros que afectam a resposta do sistema via-estrutura à acção combinada de acções, segundo a configuração e propriedades da estrutura e também segundo a configuração e propriedades da via.

a) Configuração da estrutura:

- Viga simplesmente apoiada, vigas contínuas ou série de vigas;
- Número de tabuleiros independentes e o comprimento de cada tabuleiro;
- Número e comprimento dos vãos;
- Posição dos apoios fixos;
- Posição de apoios fixos a ações térmicas;
- Comprimento de dilatação L_t entre os apoios fixos e a extremidade do tabuleiro.

Figura 2.2. Comprimento de expansão livre (L_t).

b) Configuração da via:

- Via balastrada ou sem balastro;
- Distância entre o eixo neutro dos carris e a superfície superior do tabuleiro;
- Localizações das juntas de dilatação dos carris, caso existam.

As juntas de dilatação são elementos que, sempre que possível, deverão ser evitados numa estrutura deste tipo, pois a sua colocação introduziria uma descontinuidade na via (facto nada positivo numa via férrea de alta velocidade). De uma forma geral, considera-se que o vão máximo permitido para cada elemento contínuo (viga) é de 60 metros, no caso de pontes metálicas, e 90 metros, no caso de pontes de betão armado.

c) Propriedades da estrutura:

- Rigidez vertical do tabuleiro;
- Distância vertical entre o eixo neutro do tabuleiro e a superfície superior deste;
- Distância vertical entre o eixo neutro do tabuleiro e o ponto de rotação do apoio;
- Configuração estrutural ao nível dos aparelhos de apoios, criando um deslocamento longitudinal da extremidade do tabuleiro resultante de uma sua rotação angular;
- rigidez longitudinal da estrutura definida como a rigidez total que pode ser mobilizada pela oposição dos elementos de suporte às acções que se exercem na direcção longitudinal das vias, tendo em conta a rigidez dos aparelhos de apoio, os elementos de suporte e as fundações.

A rigidez vertical da estrutura, ou seja, do tabuleiro, é uma propriedade importante a ser analisada uma vez que pode ser responsável pela instalação de tensões consideráveis no carril. De facto, o efeito de flexão sofrido pelo tabuleiro, quando sujeito a acções verticais, provoca a rotação dos apoios (não encastrados) do tabuleiro, originando deslocamentos horizontais na superfície superior do tabuleiro. Esses deslocamentos podem então adoptar valores elevados nos encontros do tabuleiro com o talude, ou, caso existam, entre dois vãos sucessivos, transmitindo-se posteriormente para o carril, dando origem a tensões elevadas.

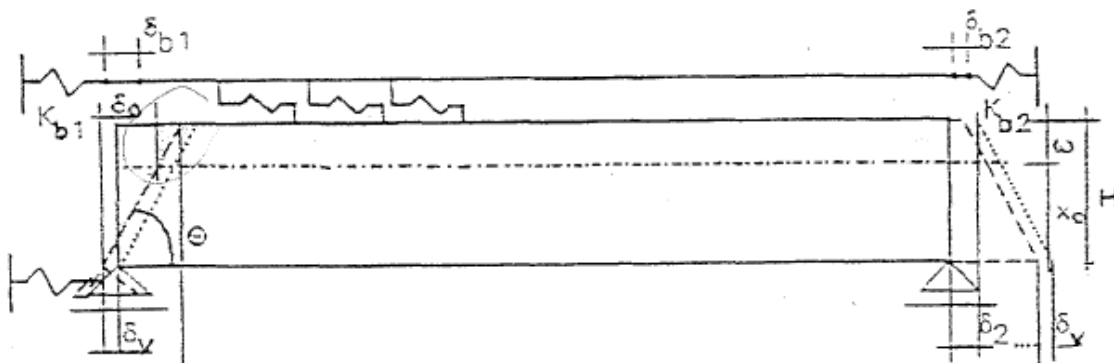


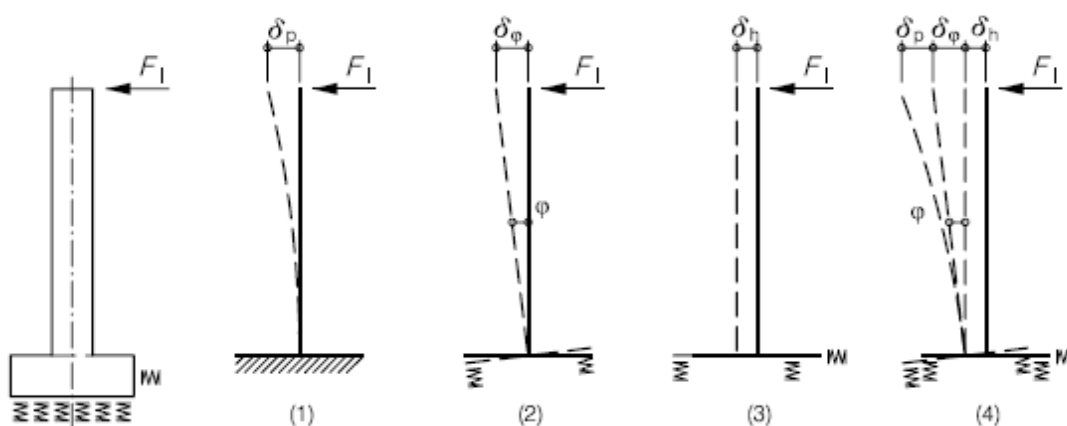
Figura 2.3. Efeito da flexão nas extremidades do tabuleiro (UIC 774-3R, 2001).

O eurocódigo define também a composição da rigidez K do sistema solo-fundação-pilar até ao apoio no tabuleiro:

$$K = \frac{F_l}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h)} \quad (2.2)$$

Onde,

- F_l – Força aplicada no pilar;
- $\delta_p, \delta_\varphi, \delta_h$ – Deformação do topo da estaca.



- 1) Deformação do pilar;
- 2) Rotação da fundação;
- 3) Deslocamento horizontal da fundação;
- 4) Somatório das deformações anteriores.

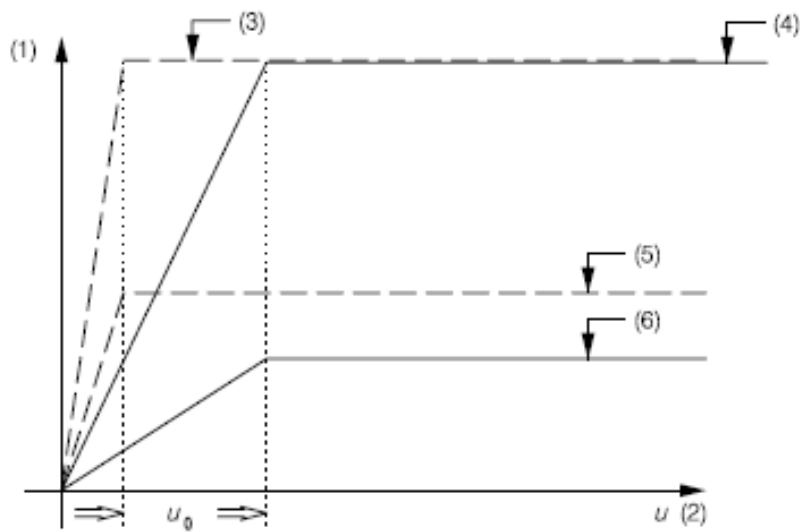
Figura 2.4. Exemplos de deformações de uma fundação (EN 1991-2, 2005).

d) Propriedades da via:

- Rigidez axial do carril;
- Resistência ao deslocamento longitudinal da via (mais concretamente da ligação do carril ao tabuleiro):
 - seja a resistência ao deslocamento da via (carris e travessas) no balastro em relação à face inferior deste,
 - seja a resistência ao deslocamento dos carris resultante dos sistemas de fixação e de apoio dos carris, por exemplo, no caso de balastro congelado ou de carris com fixação directa ao tabuleiro, em que a resistência ao deslocamento é a força por unidade de comprimento da via que se opõe ao deslocamento, função do deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro ou o aterro.

A resistência longitudinal da via tem um interesse particular na temática da interacção via-estrutura, principalmente se for considerado a zona do balastro que constitui a ligação entre o carril e o tabuleiro. De facto, a resistência oferecida pelo balastro tem uma influência fundamental na transmissão de deformações e tensões entre o carril e a estrutura e vice-versa.

O documento UIC 774-3R e a norma EN 1991-2 explicitam esta questão fornecendo valores característicos da resistência longitudinal da ligação via-estrutura (com e sem balastro) sob diversas condições.



- 1) Eixo correspondente à resistência longitudinal do balastro;
- 2) Eixo correspondente aos deslocamentos do carril relativamente à parte superior do tabuleiro (m);
- 3) Resistência longitudinal do conjunto carril-travessas (via carregada)
(com balastro congelado ou via sem balastro com fixações convencionais);
- 4) Resistência longitudinal da travessa no balastro (via carregada);
- 5) Resistência longitudinal do carril na travessa (via descarregada)
(com balastro congelado ou via sem balastro com fixações convencionais);
- 6) Resistência longitudinal da travessa no balastro (via descarregada).

Figura 2.5. Rigidez/resistência longitudinal (k) do sistema via-estrutura (EN 1991-2, 2005).

Como é possível ver na Figura 2.5, considera-se que a rigidez da ligação via-estrutura tem um comportamento bilinear, ou seja, apresenta um comportamento linear até uma certa deformação, a partir da qual atinge um patamar de plastificação.

De salientar que quando se refere o conjunto carril-travessa significa que se considera o deslocamento do carril em relação às travessas (pode não existir balastro ou então este encontrar-se rígido, ou seja congelado); por outro lado, quando se indica o conjunto travessa-balastro, significa que as travessas (onde assentam os carris) deslocam-se em relação ao balastro, ou seja, considera-se o balastro deformável.

Os valores de u_0 , correspondente ao início de plastificação, e k (resistência longitudinal última da via), explicitados pelo eurocódigo EN 1991-2 e UIC 774-3R para vias-férreas são:

- $u_0 = 0,5 \text{ mm}$ para o conjunto carril-travessas;
- $u_0 = 2,0 \text{ mm}$ para o conjunto travessas-balastro;
- $k = 12 \text{ kN/m}$ Via descarregada (com condições de manutenção razoáveis);
- $k = 20 \text{ kN/m}$ Via descarregada (com boas condições de manutenção);
- $k = 60 \text{ kN/m}$ Via carregada.

O documento UIC também refere valores de u_0 e k para outras situações como vias-férreas sem balastro ou embebidas noutros materiais como resina. No entanto apenas será considerado o caso de via balastrada, uma vez que é o único a ser explorado neste trabalho.

2.3. EFEITO COMBINADO DAS VÁRIAS ACÇÕES

A análise do efeito combinado de acções é um dos pontos-chave da análise da interacção via-estrutura que encontra sérias dificuldades em ser resolvido correctamente.

O documento UIC e a norma EN 1991-2 afirmam que numa análise deste tipo cada acção (temperatura, frenagem, arranque, etc.) deve ser simulada individualmente. Apenas após esta fase é que se deve combinar todas as acções presentes somando linearmente os efeitos de cada simulação.

Como posteriormente se verificará, a construção do modelo numérico da interacção via-estrutura é diferente para cada acção, sendo, deste modo impossível calculá-lo conjuntamente.

A equação 2.3 abaixo representada, calcula o valor da reacção total dos apoios do tabuleiro (reacção horizontal) através do somatório das reacções de cada uma das acções individuais:

$$\sum R = \alpha \cdot R(\Delta T) + \beta \cdot R(\text{Frenagem} / \text{Arranque}) + \gamma \cdot R(\text{Flexão}) \quad (2.3)$$

- α, β, γ são coeficientes de combinação.

O documento UIC indica que, para tabuleiros de vãos contínuos, os coeficientes α, β, γ apresentam valor unitário.

No entanto, é absolutamente necessário ter em conta que os valores obtidos pela soma linear de todas as acções não são totalmente correctos, devendo-se adoptar uma postura crítica e atenta sobre estes. De facto, é desajustado realizar uma soma linear de resultados provenientes de modelos com comportamento bilinear. Como é possível verificar na Figura 2.5, a resistência longitudinal da via apresenta um comportamento elástico-plástico.

Para minimizar esta falha, deverão ser tomadas certas precauções no somatório linear das acções. Por exemplo, na combinação dos casos de arranque, frenagem e cargas verticais (situação importante numa ponte com duas ou mais vias, onde possam circular simultaneamente dois ou mais comboios), convém que os comboios se encontrem na mesma posição, devido às dificuldades levantadas pela consideração da via ser carregada ou descarregada; ou seja, somar resultados de modelos cujas propriedades são diferentes (resistência longitudinal da via diferentes) pode conduzir a resultados errados. Por outro lado, se adicionarmos os efeitos da temperatura e da fluência, os resultados obtidos poderão ser extremamente conservativos, afastando-se da realidade.

O somatório dos efeitos combinados da frenagem, arranque e cargas verticais com o efeito da temperatura e de fluência será analisada mais concretamente no cálculo do modelo aplicado no Capítulo 4 e no problema de validação do Capítulo 3.

2.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

O documento UIC 774-3R e a norma EN 1991-2 definem os critérios de segurança para o sistema via-estrutura segundo três cenários:

- Via com barras longas soldadas;
- Via com barras longas soldadas e uma junta de dilatação numa das extremidades do tabuleiro;
- Tabuleiro com juntas de dilatação nas duas extremidades ou carril com juntas.

Como já foi referido anteriormente, um dos objectivos principais do trabalho é o de verificar o comportamento da estrutura sem a introdução de juntas de dilatação. Deste modo, foram considerados no estudo do caso prático, os critérios de segurança associados a uma via com barras contínuas soldadas. No entanto, com o objectivo de transmitir uma ideia geral sobre a temática interacção via-estrutura, serão apresentadas as condições de serviço referentes aos três cenários possíveis.

A limitação de tensões normais é apresentada de forma muito simples e é aplicado a todos os cenários. Assim, os regulamentos determinam que as tensões normais limite instaladas no carril para qualquer carregamento ou acção são:

- 72 MPa em compressão (Risco de encurvadura do carril);
- 92 MPa em tracção (Risco de rotura do carril).

De salientar que estas tensões não consideram a contribuição das tensões normais originadas pela variação de temperatura no carril. Deste modo, considerando o efeito da temperatura no carril, as tensões normais limite seriam 198 MPa e 218 MPa à compressão e à tracção respectivamente. O acréscimo provém da equação 2.1, com uma variação de temperatura de 50°C.

O eurocódigo indica que os valores destas tensões são aplicáveis quando:

- O carril usado é o UIC 60 com uma tensão resistente de, pelo menos, 900 MPa;
- A linha-férrea é recta ou apresenta um raio de curvatura mínimo de 1500 m;
- Para vias balastradas onde as travessas de betão apresentem um espaçamento máximo de 65 cm;
- Para linhas com uma camada mínima de balastro consolidado de 30 cm, abaixo da superfície inferior das travessas.

A limitação de deformações é definida pelo eurocódigo para cada tipo de carregamento.

Deste modo, durante a acção de frenagem e/ou arranque do comboio, o deslocamento δ_B , correspondente ao deslocamento relativo entre o fim do tabuleiro e o encontro adjacente, ou entre dois vãos consecutivos (que apresentem uma descontinuidade entre eles), deverá cumprir os seguintes limites:

- 5 mm, para estruturas com carril contínuo ou com uma junta de dilatação numa das extremidades;

- 30 mm, para estruturas com juntas de dilatação nas duas extremidades, mas com balastro contínuo (por baixo das juntas).

Caso as deformações sejam superiores a 30 mm, o carril deverá ter não só as juntas de dilatação (visível na Figura 2.6) nas extremidades da estrutura, como uma junta no balastro (visível na Figura 2.7).

Aquando de um carregamento vertical, o valor do deslocamento δ_H , correspondente ao deslocamento horizontal relativo entre a superfície superior da extremidade do tabuleiro e o encontro adjacente (devido à flexão provocada pelas cargas verticais), não deverá ultrapassar os seguintes valores:

- 8 mm, quando a interacção entre a via e o tabuleiro é tida em conta, ou seja, não se considera a existência de juntas de dilatação nesse ponto;
- 10 mm quando a interacção entre a via e o tabuleiro é desprezável, ou seja, quando existe uma junta de dilatação no ponto em causa.

Por último, o deslocamento δ_v , correspondente ao deslocamento vertical relativo entre a superfície superior do tabuleiro e o encontro ou tramos (descontínuo) adjacentes, tem como limites máximos os seguintes valores:

- 3 mm para uma velocidade máxima de deslocamento, no ponto em causa, até 160 km/h;
- 2 mm para uma velocidade máxima de deslocamento, no ponto em causa, superior a 160 km/h.

Todos os valores dos critérios de segurança adoptados no desenvolvimento do presente trabalho foram agregados no quadro 2.4 abaixo representado:

Quadro 2.4. Critérios de segurança para vias de carris contínuos, segundo o Eurocódigo 1991-2.

Tracção	92 MPa
Compressão	72 MPa
$\bar{\delta}_B$	5 mm
$\bar{\delta}_H$	8 mm
$\bar{\delta}_v$	2 mm

O documento UIC 774-3R também refere alguns critérios respeitantes às tensões normais máximas instaladas no carril bem como os deslocamentos relativos e absolutos do sistema via-estrutura.

Em relação às tensões máximas do carril, os limites máximos são iguais aos referidos no Eurocódigo: compressão máxima de 72 MPa e tracção máxima de 92 MPa.

O documento UIC 774-3R refere que, sob a acção de frenagem ou arranque, o deslocamento relativo máximo entre o carril e o tabuleiro é de 4 mm. Também sob a acção destas cargas, é indicado que o deslocamento máximo absoluto (δ_{abs}) do tabuleiro é 5 mm. Estas duas últimas condições estão limitadas a pontes com barras soldadas contínuas.



Figura 2.6. Pormenor de uma junta de dilatação (Ramondenc, et al, 2008)



Figura 2.7. Pormenor de uma junta de separação de balastro (Ramondenc, et al, 2008).

3

Modelação do conjunto via-estrutura-solo.

A modelação do conjunto via-estrutura-solo é fundamental para verificar o comportamento deste quando sujeito às acções apresentadas no Capítulo 2.

O objectivo principal da modelação consiste em representar da forma mais fidedigna possível as principais componentes estruturais do sistema via-estrutura e estrutura-solo, as suas propriedades físicas/mecânicas, bem como a interacção entre essas componentes.

De uma forma geral, estes sistemas têm em conta o efeito:

- Da rigidez do solo de fundação e os elementos estruturais de fundação;
- Características mecânicas/físicas do carril, tabuleiro e do conjunto travessa/balastro.

A modelação e cálculo destes sistemas foram realizados recorrendo ao programa de cálculo numérico Ansys[®], baseado no método dos elementos finitos.

3.1. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA EM INTERACÇÃO COM O SOLO.

A modelação da interacção do viaduto com o solo foi executada tendo como base uma fundação por estacas ligadas no topo por um maciço.

Ao executar esta modelação, pretende-se obter a rigidez transmitida pelos elementos de fundação ao tabuleiro do viaduto. Essa rigidez (K) é determinada calculando os deslocamentos sofridos por esses elementos de fundação quando sujeitos a acções provenientes da estrutura. A equação 3.1 determina a rigidez K .

$$K = \frac{\sum F}{\sum \delta} \quad (3.1)$$

Onde,

- K – Rigidez proveniente dos elementos de fundação;
- F – Forças aplicadas aos elementos de fundação;
- δ – Deslocamento dos elementos de fundação.

A reacção oferecida pelas estacas verticais às acções transversais foi determinada aplicando o modelo de Winkler à modelação estrutura-solo.

O modelo desenvolvido por Winkler em 1867 pretendeu estudar o problema de uma viga assente em meio elástico e sujeita a acções perpendiculares ao seu eixo longitudinal. Neste modelo é considerado que a reacção de cada ponto da viga depende apenas do deslocamento desse mesmo ponto, sendo independente dos pontos adjacentes. O modelo de Winkler considera também que existe uma constante de proporcionalidade entre a reacção de cada ponto e o seu deslocamento, podendo-se por isso estudar o problema como uma viga assente em várias molas com um comportamento elástico linear.

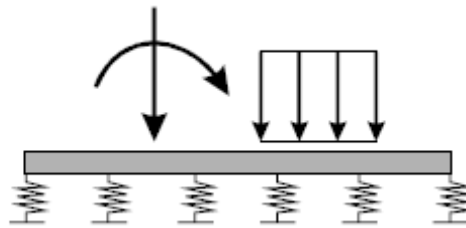


Figura 3.1 – Modelo de Winkler (Fonte: Santos, 1999)

Dada a sua semelhança, o modelo de Winkler foi posteriormente adaptado para o cálculo de fundações por estacas solicitadas transversalmente. Deste modo, este modelo considera que, durante o carregamento transversal, a estaca e o solo envolvente apresentam um comportamento elástico associando o solo a um meio semi-infinito homogéneo. O solo é então substituído por uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear. A rigidez dessas molas é caracterizada por uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada e o deslocamento do solo.

Considerando então a estaca como um elemento linear, o modelo de Winkler considera a equação diferencial 3.2 por determinar o deslocamento transversal de uma estaca carregada por uma força generalizada, no seu topo, e de uma carga distribuída ao longo do seu eixo:

$$E.I \frac{d^4 u}{dz^4} + N \frac{d^2 u}{dz^2} = p \quad (3.2)$$

Onde,

- E – Módulo de elasticidade da estaca;
- I – Momento de inércia de secção transversal da estaca;
- u – Deslocamento transversal da estaca;
- z – Coordenada ao longo do eixo da estaca;
- N – Força vertical resultante do sistema de forças aplicadas no topo da estaca;
- p – Força distribuída ao longo do eixo da estaca.

Com o propósito de simplificar o modelo teórico, considera-se que os valores de E e I são constantes ao longo da estaca, assim como se despreza o peso próprio da mesma.

A reacção oferecida pelo solo ao deslocamento da estaca foi obtida considerando equação de equilíbrio 3.3. Note-se que a variável p presente na equação 3.3, e que é apresentada na fórmula 3.2 como sendo uma força transversal distribuída ao longo da estaca, simboliza a reacção do terreno também aplicada transversalmente ao longo da estaca.

$$p = -K \cdot u = -k \cdot d \cdot u \quad (3.3)$$

Onde,

- p – Pressão do terreno na direcção transversal da estaca;
- K – Módulo de reacção do terreno (depende não só do módulo de elasticidade do solo, como também da largura e rigidez da estaca);
- k – Coeficiente de reacção horizontal do solo;
- u – Deslocamentos horizontais ao longo da estaca;
- d – Diâmetro da estaca;

Deste modo, a compatibilidade entre os deslocamentos do terreno e da estaca, realizada igualando as equações 3.2 e 3.3, traduzida equação 3.4.

$$EI \cdot \frac{d^4 u}{dz^4} + N \frac{d^2 u}{dz^2} + Ku = 0 \quad (3.4)$$

Admitindo que para as estacas de dimensões usuais o problema de encurvadura não se coloca, o efeito da carga vertical (N) no comportamento à flexão é desprezável, simplificando-se assim a expressão 3.4 na expressão 3.5.

$$EI \cdot \frac{d^4 u}{dz^4} + Ku = 0 \quad (3.5)$$

A determinação do coeficiente K (módulo de reacção do solo) foi baseada no estudo de Vésic através de uma análise estática, segundo a equação 3.6.

$$K = \frac{0,65}{d} \times \sqrt[12]{\frac{Es \cdot d^4}{Ep \cdot Ip}} \times \frac{Es}{1 - \nu^2} \quad (3.6)$$

Onde:

- E_s – Módulo de deformabilidade do solo;
- E_p – Módulo de deformabilidade da estaca;
- d – Diâmetro da estaca;
- ν - Coeficiente de Poisson;
- I_p – Momento de inércia da estaca.

Note-se que para o caso de estacas, o valor do módulo de reacção do solo deve ser tomado igual ao dobro de K. Tal deve-se ao facto de a reacção do solo à deformação da estaca ser mobilizada nos dois lados da estaca, e não apenas num.

Admitindo-se então preliminarmente o valor de K constante:

$$\frac{d^4 u}{dz^4} + \lambda^4 \cdot u = 0 \quad (3.7)$$

Com:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k \cdot d}{E \cdot I}} = \sqrt[4]{\frac{K}{E \cdot I}} \quad (3.8)$$

O parâmetro λ é considerado como sendo o inverso do comprimento l_e :

$$\lambda = \frac{1}{l_e} \quad (3.9)$$

, designando-se l_e como “comprimento elástico”.

Através de λ é possível prever, ao longo do comprimento da estaca, onde ocorrem esforços e deslocamentos significativos.

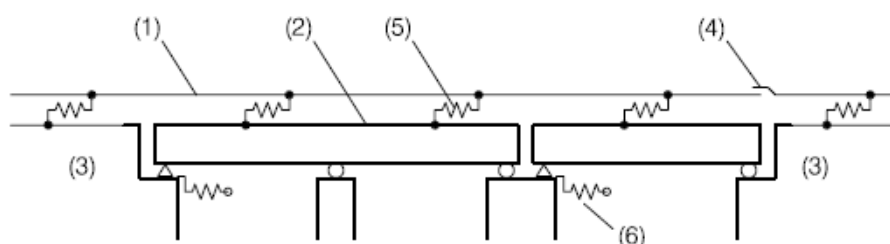
Este parâmetro permite também definir a condição de homogeneização do maciço, que especifica que a espessura do estrato em análise pode ser considerado homogêneo ao longo de uma profundidade 3 vezes superior ou igual a l_e .

3.2. MODELAÇÃO DA INTERFACE VIA-ESTRUTURA.

A modelação do sistema via-estrutura é uma fase importante do trabalho, uma vez que é neste ponto que se definem os elementos presentes nesta interacção. O modo como esses elementos são estabelecidos influencia largamente os resultados obtidos.

Os elementos considerados na modulação do sistema via-estrutura são o carril, tabuleiro, os apoios verticais e horizontais, o balastro, as travessas, aterro e as juntas de dilatação.

A figura 3.2, retirada do eurocódigo EN 1991-2, apresenta o esquema 2D da modelação da interacção via-estrutura.



- 1) Linha-férrea;
- 2) Tabuleiro;
- 3) Encontro;
- 4) Junta de dilatação (caso exista);
- 5) Molas longitudinais não lineares que simulam a resistência/rigidez da via;
- 6) Mola longitudinal que representa a rigidez K oferecida por um apoio fixo (tendo em conta a rigidez do pilar, estaca, solo de fundação, ...).

Figura 3.2 – Modelação da interacção via/estrutura (Fonte: Eurocódigo EN 1991-2:2003).

Nesta análise, o aterro é considerado como um elemento rígido, embora na realidade não seja, sendo a região de transição aterro-tabuleiro uma zona delicada em termos de variação de rigidez da via.

O elemento correspondente ao tabuleiro deve ser definido de acordo com as suas propriedades básicas como a área, módulo de elasticidade, momento de inércia, altura da secção transversal e coeficiente de dilatação térmica de modo a simular correctamente o seu comportamento às cargas actuantes.

Os apoios verticais são considerados como sendo imóveis uma vez que se desprezam os assentamentos verticais sofridos pelas fundações, devidos ao carregamento rápido proveniente do comboio (assentamentos imediatos nulos). No entanto a reacção horizontal é modelada através de uma mola

com comportamento elástico linear, cuja constante de elasticidade é igual à rigidez proveniente das fundações, calculada pela equação 3.1. Nos pilares admite-se que absorvem apenas cargas verticais (apoios simples), ou seja, estabelece-se que o atrito entre o tabuleiro e os pilares é nulo.

O comportamento do balastro em relação às acções horizontais é representado através de molas elásticas não lineares (de acordo com a figura 2.5). Por outro lado, o comportamento vertical do balastro é admitido como rígido.

As juntas de dilatação não foram consideradas neste trabalho. No entanto, elas poderiam ser representadas simplesmente por uma descontinuidade no carril.

3.3. MODELAÇÃO DO PROBLEMA NO PROGRAMA ANSYS®.

O programa de cálculo numérico Ansys® foi usado para modelar o problema da interacção dos dois sistemas (via-estrutura e estrutura-solo). No entanto, o presente capítulo pretende demonstrar quais os critérios necessários para se poder criar um modelo deste tipo em qualquer programa de computador capaz de representar e resolver este tipo de problemas.

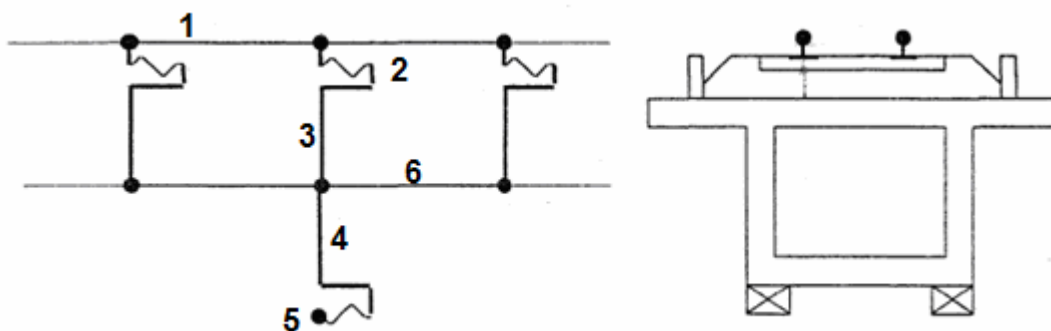
No caso da interacção via-estrutura, esses critérios encontram-se disponíveis no documento UIC 774-3R e no EN 1991-2. A modelação da via-estrutura foi executada aplicando um dos casos de referência presentes no documento UIC 774-3R (no entanto esta análise será realizada no ponto 3.4). Por outro lado, a interacção estrutura-solo foi modelada de acordo com a geometria de uma fundação composta por estacas.

3.3.1. MODELAÇÃO DO SISTEMA VIA-ESTRUTURA.

A modelação da interacção via-estrutura tem em conta uma série de factores, sendo que um dos mais importantes é a definição da geometria dos elementos, ou seja, as suas dimensões e posições relativas (coordenadas) no espaço 2D.

De facto, a disposição espacial dos vários elementos já referidos no ponto 3.2 (tabuleiro, carril, balastro, travessas, apoios) deverá ser realizada de modo a que todos os elementos estejam posicionados nas coordenadas exactas dos respectivos eixos neutros.

A Figura 3.3 apresenta bem a forma como devem ser representados espacialmente os diferentes elementos.



- 1) Carril;
- 2) Balastro;
- 3) Elemento de ligação entre o balastro e o eixo neutro do tabuleiro;
- 4) Elemento de ligação entre o apoio e o eixo neutro do tabuleiro;
- 5) Apoio do tabuleiro;
- 6) Tabuleiro.

Figura 3.3 – Disposição 2D dos elementos presentes na interacção via/estrutura (Fonte: UIC 774-3).

Como é possível verificar, cada um dos elementos encontra-se posicionado no eixo neutro em cada parte da secção da ponte.

Tal como foi referido no ponto 3.2, todos os elementos devem também representar correctamente as propriedades dos materiais e elementos que os constituem:

- Comprimento;
- Altura da secção;
- Momento de inércia;
- Módulo de elasticidade;
- Área da secção;
- Coeficiente de dilatação térmica;
- Coeficiente de Poisson.

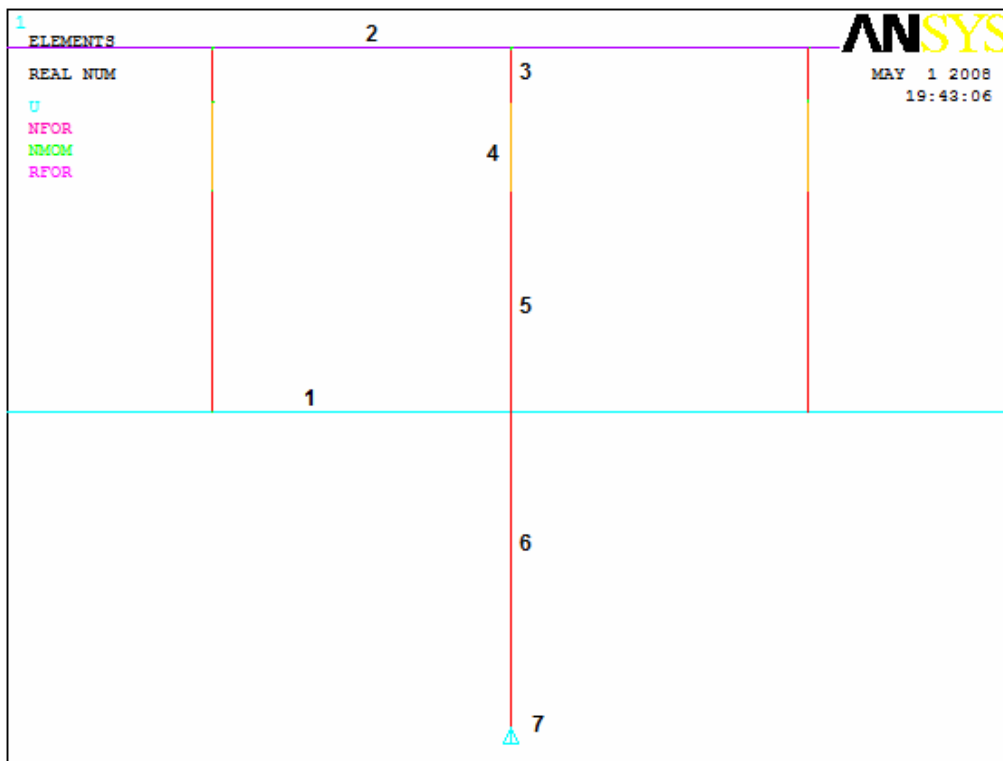
Na Figura 3.3 são também indicados dois elementos com características especiais: os elementos verticais 3 e 4. O ponto superior do elemento 3 corresponde à superfície superior do tabuleiro, e o ponto inferior do elemento 4 corresponde ao ponto de contacto entre o tabuleiro e o apoio (a soma do comprimento destes elementos corresponde à altura da secção do tabuleiro). Em relação às suas propriedades mecânicas, os elementos 3 e 4 deverão ser rígidos de modo a não sofrer qualquer tipo de deformações relevantes, nomeadamente por flexão. Pretende-se assim que as acções sejam integralmente transmitidas do balastro para o tabuleiro e de seguida para o apoio, sem que estes elementos verticais absorvam esforços. Deste modo, esta modelação consegue reproduzir mais realisticamente a interacção de forças existentes entre os vários elementos.

Tal como já foi referido, a reacção horizontal dos pilares (onde esta exista) deve ser representada por intermédio de molas com comportamento elástico linear, cuja constante de rigidez é idêntica à rigidez oferecida pelo conjunto apoio-pilar-fundação. Os apoios verticais não possuem qualquer tipo de atrito/fricção sendo representados por apoios simples.

Por último, o balastro foi modelado com elementos mola representativos da resistência longitudinal e vertical da via. As molas com comportamento elástico não linear, que representam a resistência longitudinal da via, foram executadas de acordo com a rigidez presente no gráfico na figura 2.5. Por outro lado, o comportamento vertical do balastro foi modelado com molas, sobrepostas às anteriores,

de elevada rigidez. A ligação destas molas ao carril foi realizada através de um elemento rígido correspondente às travessas.

A modelação usada neste trabalho surge representada na Figura 3.4.



- 1) Tabuleiro;
- 2) Carril;
- 3) Travessas;
- 4) Balastro;
- 5) Elemento de ligação entre o balastro e o eixo neutro do tabuleiro;
- 6) Elemento de ligação entre o apoio e o eixo neutro do tabuleiro;
- 7) Apoio do tabuleiro

Figura 3.4 – Modelação da ponte.

A modelação do sistema via-estrutura não se deve cingir especificamente á zona da ponte. Tal deve-se ao facto de as forças que actuam no carril ou no tabuleiro (no caso da temperatura) não serem recebidas unicamente pelo tabuleiro e pelos apoios. O carril e o balastro também são responsáveis na dissipação de forças. Por essa razão é que a modelação do carril e do balastro deve ser estendida até 300 metros para cada um dos lados da ponte de modo a que as forças se dissipem completamente, tornando o modelo mais adequado. Esta distância é referida nos exemplos de validação presentes no documento UIC 774-3R, embora diversos autores usem distâncias diferentes. Em todo o caso, a distância pode ser indiferente desde que se garanta que as fronteiras não afectem os resultados.

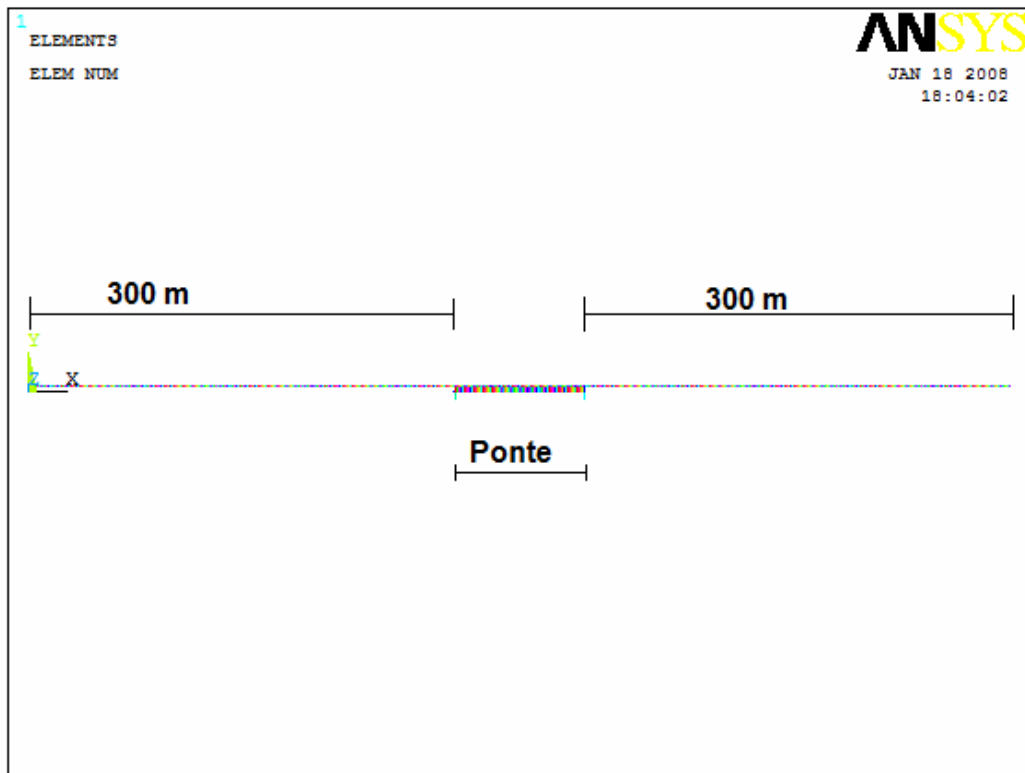


Figura 3.5 – Vista geral da modelação do sistema via/estrutura.

3.3.2. MODELAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURA-SOLO DE FUNDAÇÃO.

A construção do modelo estrutura-solo foi então realizada para um conjunto de estacas ligadas por um maciço de encabeçamento. Como é possível verificar na Figura 3.6 abaixo representada, o encontro é ligado ao conjunto de estacas através de um maciço de encabeçamento. A fundação é composta por 15 estacas: 3 conjuntos paralelos de 5 estacas distribuídos longitudinalmente.

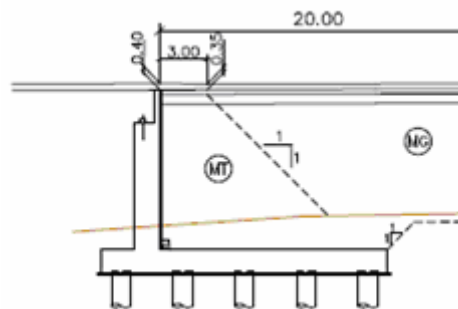
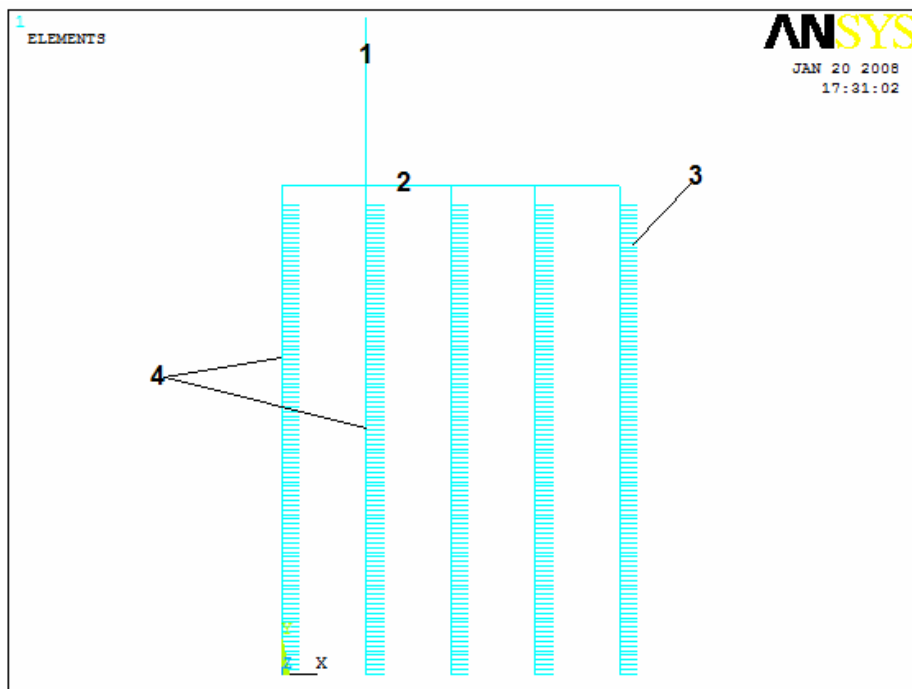


Figura 3.6 – Corte transversal da fundação estudada.

Quando comparado com o modelo via-estrutura, o sistema estrutura-solo é menos complexo e mais fácil de idealizar e prever o seu funcionamento correcto. Os elementos principais que constituem o

actual modelo, e que se encontram representados na figura 3.7 são: o pilar, o maciço de encabeçamento, as molas de Vésic e as estacas.



- 1) Pilar;
- 2) Maciço de encabeçamento;
- 3) Molas de Vésic;
- 4) Estacas.

Figura 3.7 – Modelação do sistema estrutura/solo.

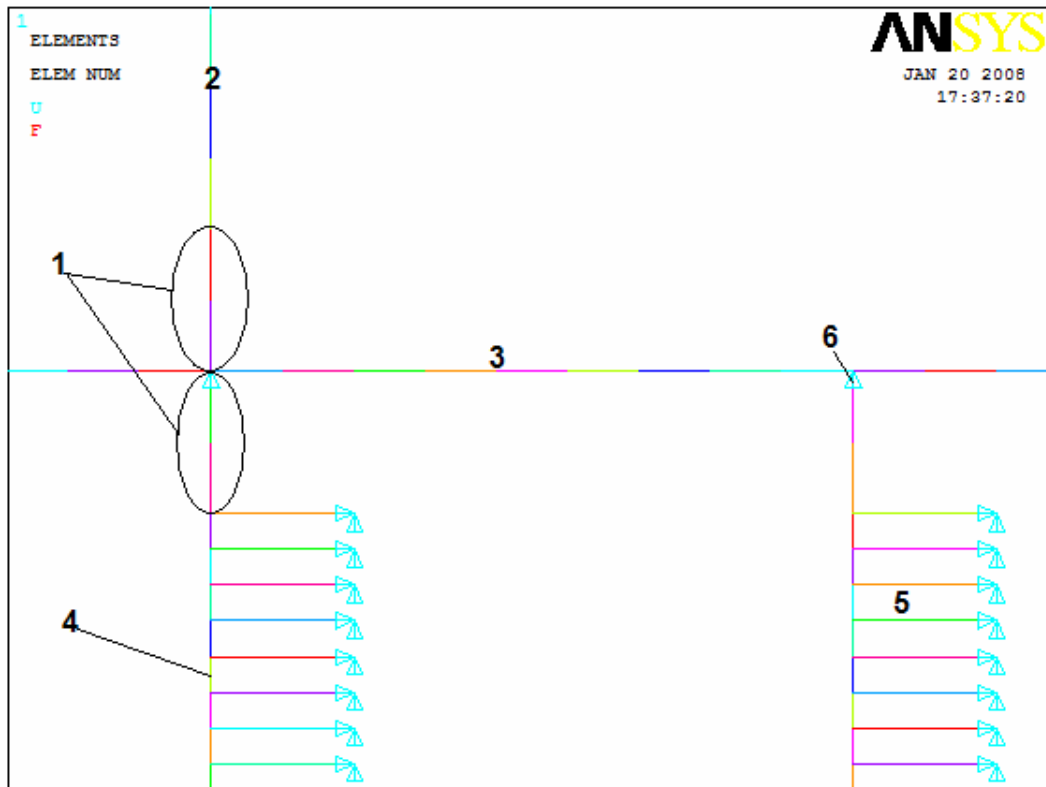
O elemento pilar é representado de acordo com as propriedades reais do mesmo, ou seja, com a inércia, altura da secção, comprimento e área reais. As propriedades dos materiais como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson foram atribuídas como sendo correspondentes ao betão armado.

O elemento maciço de encabeçamento foi construído com as dimensões reais. É, de facto, necessário que este funcione como um elemento rígido de modo a que as cargas horizontais sejam correctamente distribuídas do topo do pilar até ao solo (molas).

As molas foram introduzidas com um pequeno espaçamento entre elas de modo a reproduzir melhor o efeito contínuo da reacção do solo ao longo da estaca. As molas possuem um comportamento elástico linear com o coeficiente de elasticidade obtido por intermédio da fórmula de Vésic (equação 3.6).

Como a modelação foi executada a duas dimensões, a representação das 15 estacas teve que ser feita de modo diferente. Deste modo, foram atribuídos a cada uma das cinco estacas no plano 2D, valores correspondentes a três estacas, ou seja: a área e a inércia de cada uma das estacas foram multiplicadas por três, no entanto, o diâmetro foi mantida igual. Do mesmo modo, também as molas tiveram que sofrer alterações, ou seja, o coeficiente de elasticidade de cada uma delas teve que ser multiplicado por três para se poder reproduzir o efeito de reacção do solo nas três estacas.

Um ponto comum a todos os elementos referidos na Figura 3.7 é que estes deverão ser representados nas suas coordenadas exactas. Deste modo, os elementos foram definidos no espaço 2D através do seu eixo neutro. Este facto levou a que fossem criados mais elementos que se encontram visáveis numa representação mais pormenorizada do modelo (figura 3.8). Os elementos novos são os elementos verticais rígidos que ligam o maciço de encabeçamento à base do pilar e ao topo das estacas, e que juntos possuem um comprimento igual à altura do maciço de encabeçamento. A elevada rigidez destes elementos pretende simular a forte rigidez do maciço de encabeçamento.



- 1) Elementos rígidos pertencentes ao maciço de encabeçamento;
- 2) Pilar;
- 3) Maciço de encabeçamento;
- 4) Estaca;
- 5) Molas de Vésic;
- 6) Apoio vertical.

Figura 3.8 – Pormenor da modelação do sistema estrutura-solo.

A figura 3.8 apresenta em pormenor a localização de todos os elementos presentes bem como as condições de apoio do sistema. Os apoios foram então colocados ao longo das molas e no topo das estacas. Os apoios foram introduzidos no topo das estacas com o objectivo de impedir que os esforços verticais fossem transmitidos para as estacas. Deste modo, foi possível estudar o comportamento das estacas sujeitas apenas a cargas horizontais.

A construção do sistema estrutura-solo necessita de atender a alguns detalhes para verificar a sua fiabilidade. Um dos pontos a ter em conta é precisamente a rigidez que deve ser conferida aos elementos verticais rígidos da figura 3.8. É aceite que estes deverão ter uma rigidez elevada de modo a simular todo o maciço de encabeçamento. No entanto, se a rigidez for muito alta, a simulação pode dar origem a valores errados, devido a problemas numéricos.

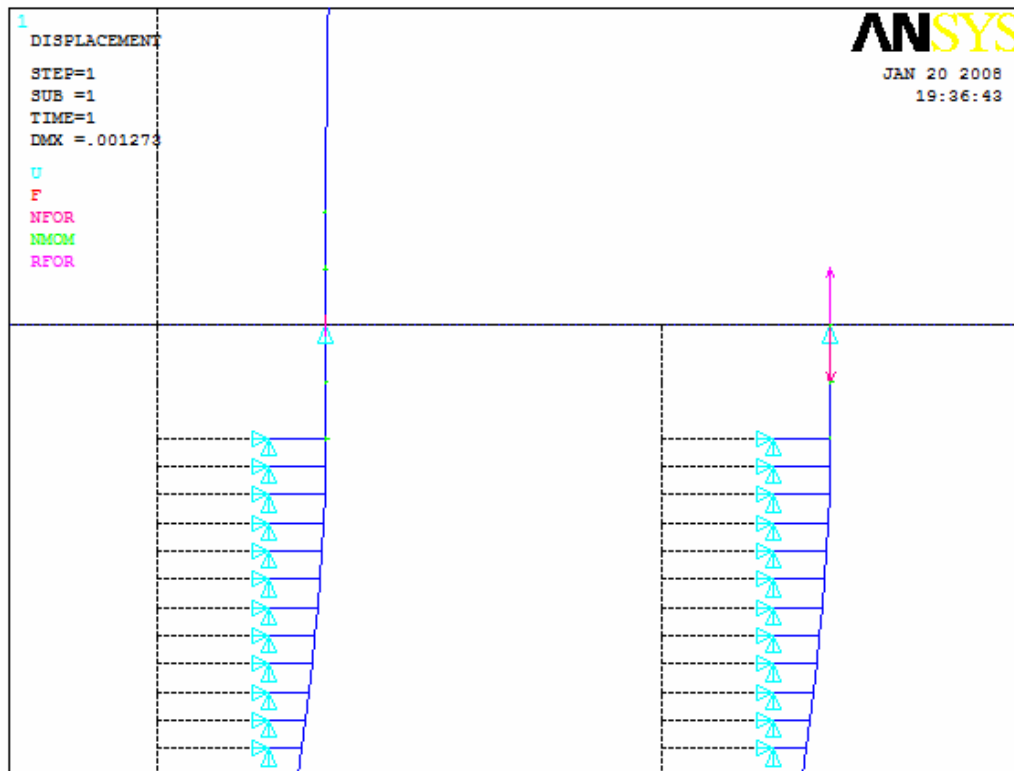


Figura 3.9 – Pormenor da deformada da fundação para elementos verticais rígidos.

3.4. VALIDAÇÃO DA MODELAÇÃO DA INTERACÇÃO VIA-ESTRUTURA NO PROGRAMA ANSYS®.

O documento normativo UIC 774-3R apresenta um apêndice destinado à validação da modelação via-estrutura em programas de computador. De facto, o documento possui uma série de resultados correspondentes a simulações executadas para vários tipos de tabuleiro (com materiais e vãos com comprimentos diferentes) e apoios longitudinais (com rigidez diferentes). Deste modo, é possível validar o modelo realizado neste trabalho simulando um dos exemplos presentes no documento, para posteriormente comparar resultados.

Dos vários exemplos presentes, foi analisado o caso G1-3 cuja secção transversal é demonstrada na Figura 3.10.

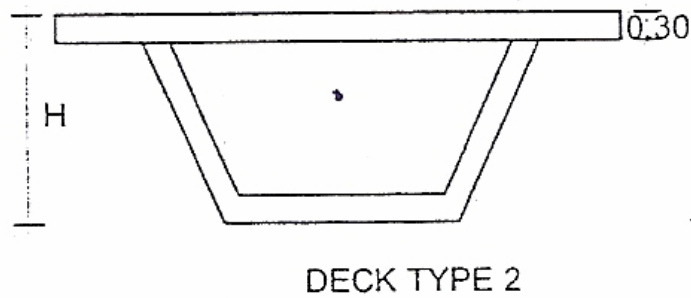


Figura 3.10 – Corte transversal do tabuleiro G1-3.

O caso G1-3 consiste basicamente numa ponte que funciona como uma viga simplesmente apoiada. A Figura 3.11 apresenta o perfil longitudinal da ponte.

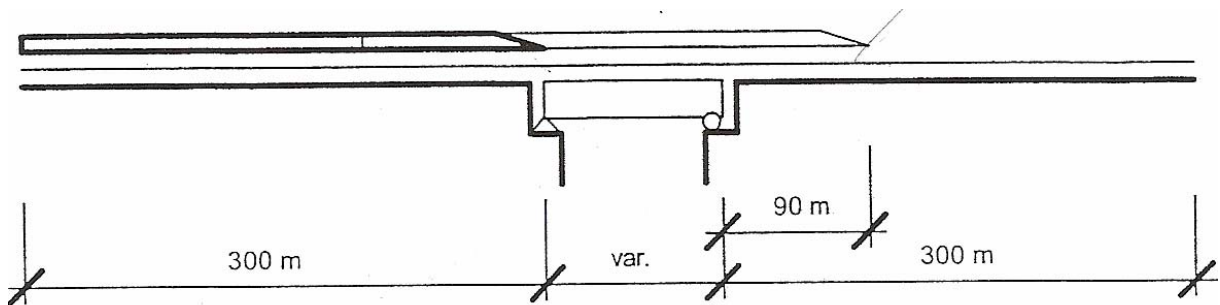


Figura 3.11 – Perfil longitudinal da ponte.

De salientar que embora o documento indique os princípios básicos presentes na modulação geral do sistema, os problemas de validação não indicam como foi executada pormenorizadamente essa mesma modelação. Tal facto pode conduzir a resultados diferentes entre os dois modelos concebidos (UIC e o proposto neste trabalho).

A validação do modelo executado neste trabalho foi também auxiliada por uma modulação executada no âmbito de um trabalho de doutoramento em curso na FEUP, cujo desenvolvimento envolve o tema abordado na presente tese. Deste modo, o modelo auxiliar, construído usando o programa informático Robot[®], serviu também para comparação de resultados. Note-se que os casos simulados correspondem todos ao problema G1-3 e que as cargas actuantes são aplicadas nos mesmos pontos em todos os modelos.

Os quadros 3.1 e 3.2 apresentam as propriedades do tabuleiro e do carril presentes na modelação via-estrutura, para o caso G1-3.

Quadro 3.1 – Dados referentes ao tabuleiro do exemplo prático G 1-3 do documento UIC 774-3.

E_p (GPa)	34,20
I (m ⁴)	80,06
H (m)	9,00
S (m ²)	7,20
v_i (m)	5,07
K_{long} (kN/m)	1080000
L (m)	90,00
α (°C ⁻¹)	1.0×10^{-5}
ν	0,20

Onde,

- E_p – Módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte;
- I – Momento de inércia do tabuleiro da ponte;
- H – Altura do tabuleiro;
- S – Área da secção transversal do tabuleiro;
- v_i – Distância do eixo neutro do tabuleiro à superfície inferior do mesmo;
- K_{long} – Coeficiente de elasticidade da mola correspondente à rigidez do apoio horizontal;
- L – Comprimento do tabuleiro;
- α – Coeficiente de dilatação térmica do tabuleiro;
- ν – Coeficiente de Poisson do tabuleiro.

Quadro 3.2 - Dados referentes a quatro carris UIC 60 (duas vias).

E_c (GPa)	210,00
S (m ²)	$1,54 \times 10^{-2}$
I (m ⁴)	$6,11 \times 10^{-5}$
α (°C ⁻¹)	$1,2 \times 10^{-5}$
ν	0,30

Onde,

- E_c – Módulo de elasticidade do carril;
- S – Área do carril;
- I – Momento de inércia do carril;
- α – Coeficiente de dilatação térmica do carril;
- ν – Coeficiente de Poisson do carril.

A partir dos valores disponíveis nos quadros 3.1 e 3.2, foi então possível determinar os valores das tensões e dos deslocamentos máximos dos vários modelos quando sujeitos às diversas acções: variação de temperatura no carril, variação de temperatura no tabuleiro, frenagem e cargas verticais.

Os deslocamentos máximos medidos foram os deslocamentos absolutos máximos do tabuleiro gerados no apoio horizontal.

A variação da temperatura no carril foi executada aplicando uma temperatura de +50°C ao carril. Como já era esperado, numa ponte sem juntas de dilatação nos carris, a variação da temperatura no carril não provoca qualquer efeito relevante na interacção uma vez que os deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro são nulos. A tensão instalada no carril corresponde a uma tensão de confinamento, ou seja, encontra-se apenas confinada ao carril, não havendo transmissão de esforços para os restantes elementos. Este valor pode ser determinado pela equação 2.1.

O cálculo desta tensão é simples e o seu resultado é exactamente igual aos valores obtidos pelos programas informático e pelo UIC, como demonstra o quadro seguinte.

Quadro 3.3 – Resultados referentes à aplicação de uma temperatura de +50 °C no carril.

Caso	Variáveis	T°Carril		
		UIC	ROBOT	ANSYS
G 1-3	Tensão normal no carril (MPa)	-126,00	-126,00	-126,00
	Desl. Absoluto (m)	0	0	0
	Reacção horizontal (kN)	0	0	0

O diagrama das tensões normais instaladas no carril, relativo a esta acção, encontra-se visível na Figura 3.12.

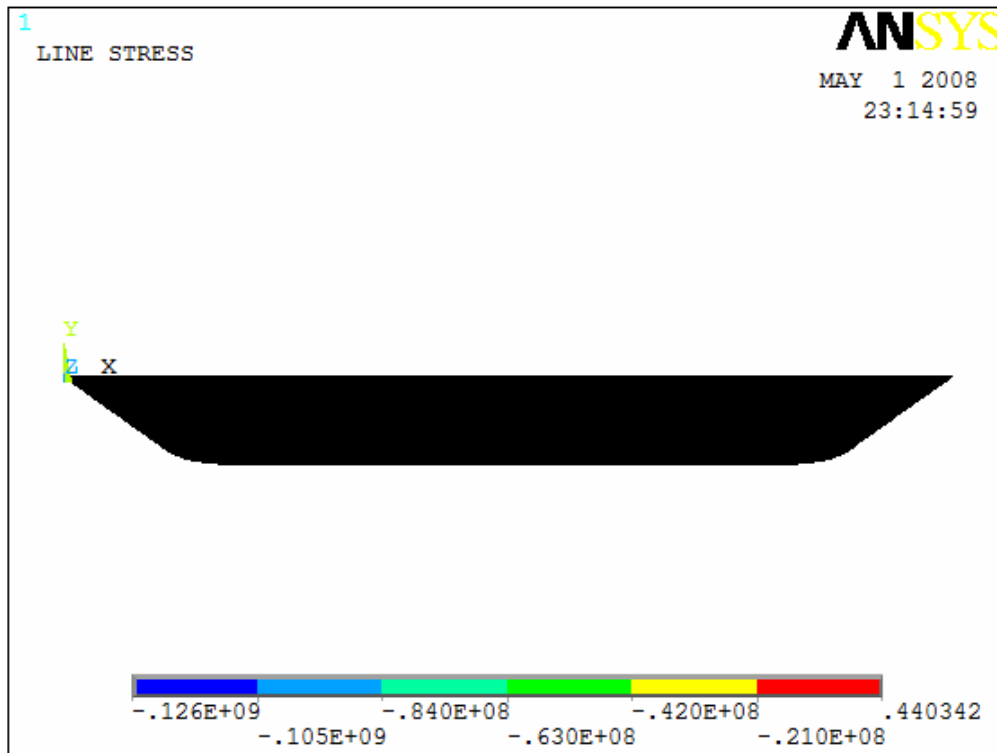


Figura 3.12 - Diagrama de tensões no carril devidas à variação de temperatura no carril.

A variação da temperatura do tabuleiro, considerada na análise foi de +35°C.

Quadro 3.4 – Resultados referentes à aplicação de uma temperatura de +35 °C no tabuleiro.

Caso	Variáveis	T°Tabuleiro		
		UIC	ROBOT	ANSYS
G 1-3	Tensão normal no carril (MPa)	-47,33	-46,88 (0,96%)	-46,60 (1,57%)
	Desl. Absoluto (m)	-1,22E-03	-1,19E-03 (2,69%)	-1,20E-03 (1,59%)
	Reacção horizontal (kN)	1094,70	1075,76 (1,76%)	1080,50 (1,31%)

O quadro 3.4 apresenta os valores de tensão e deslocamentos máximos para todos os modelos estudados. Uma análise rápida permite concluir que a modulação realizada neste trabalho no, Ansys®, é bastante satisfatória uma vez que os valores entre os vários modelos são semelhantes (as percentagens dos erros entre os modelos e o valores de referência do UIC são muito baixas).

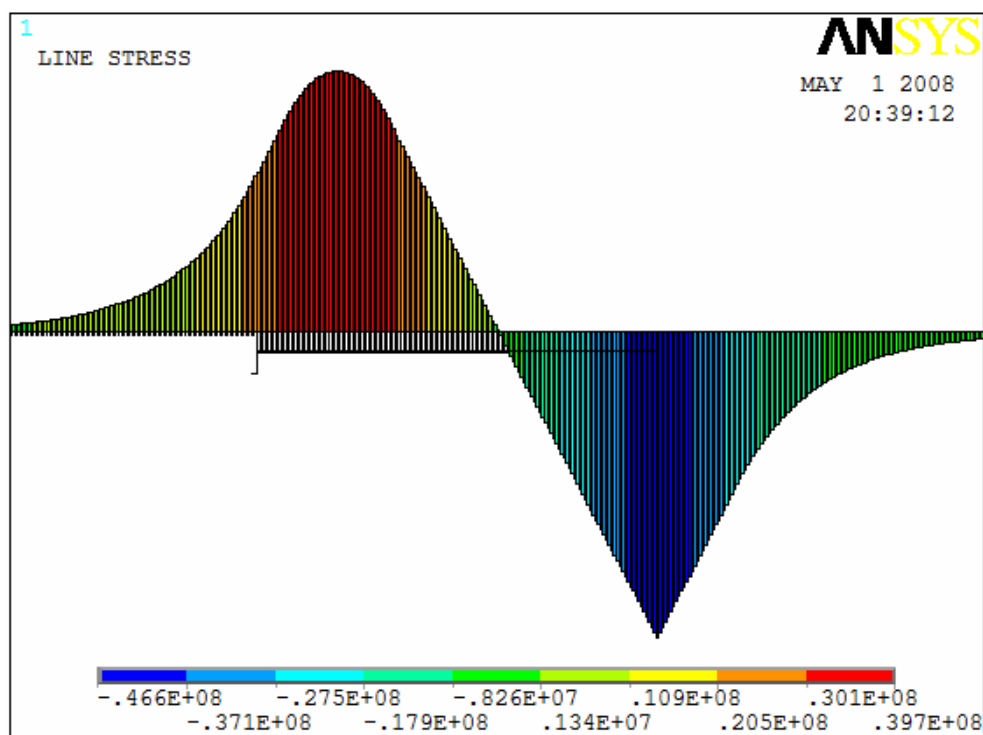


Figura 3.13 – Diagrama de tensões no carril devidas à variação de temperatura no tabuleiro.

A frenagem consistiu na aplicação de uma força de 20 kN/m ao longo de 300 metros (para totalizar a força máxima de 6000 kN) no sentido da esquerda para a direita, com a frente do comboio situada no fim da ponte (apoio simples).

O eurocódigo e o UIC 774-3R determinam que nesta análise o tabuleiro deverá ser rígido de modo a estudar unicamente o efeito das cargas horizontais. Caso contrário o tabuleiro sofreria flexão devido a efeitos de 2ª ordem. Para tal aumentou-se significativamente o valor do módulo de elasticidade do tabuleiro.

Na zona que se encontra carregada pelo comboio, as molas longitudinais correspondentes ao balastro foram assumidas como tendo uma rigidez de 60 kN/m, enquanto que às restantes foram atribuídas uma rigidez de 20 kN/m (descarregadas).

Quadro 3.5 – Resultados referentes à aplicação das forças de frenagem no tabuleiro.

Caso	Variáveis	Frenagem		
		UIC	ROBOT	ANSYS
G 1-3	Tensão normal no carril (MPa)	-17,13	-14,30 (19,79%)	-14,40 (18,96%)
	Desl. Absoluto (m)	1,31E-03	1,29E-03 (1,55%)	1,29E-03 (1,51%)
	Reacção horizontal (kN)	-1410,80	-1392,03 (1,35%)	-1393,80 (1,22%)

Analisando o quadro 3.5, podemos verificar que os valores de algumas variáveis (particularmente as tensões normais instaladas nos carris) afastam-se dos de referência do UIC. No entanto, comparando os valores do modelo simulado no Ansys® com o do Robot®, verifica-se que estes encontram-se muito próximos.

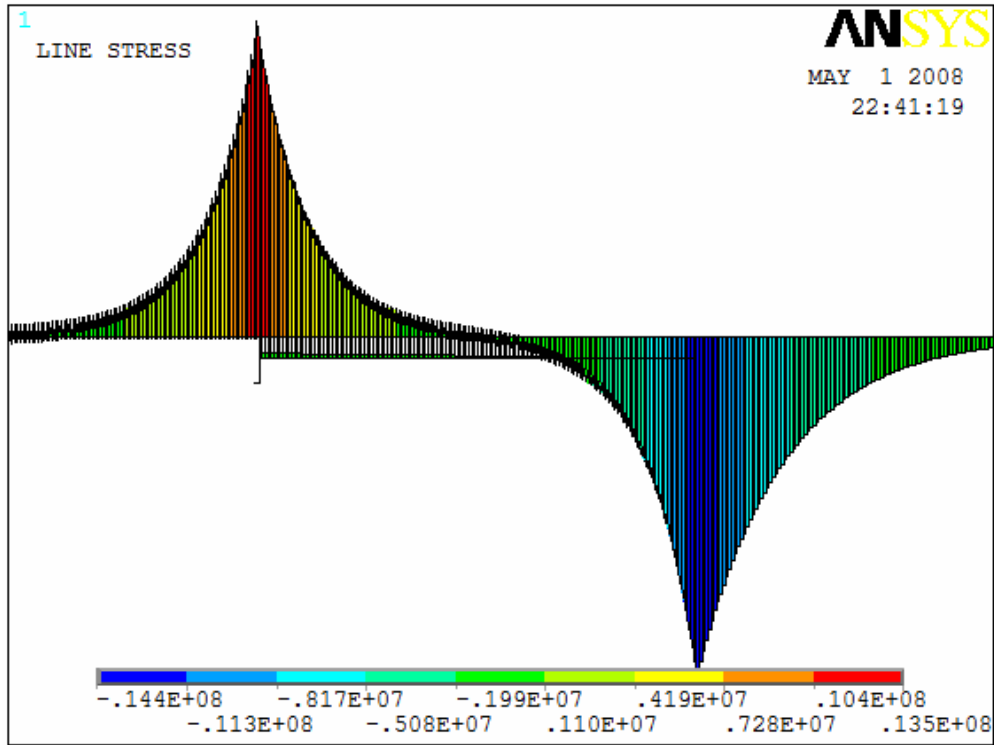


Figura 3.14 – Diagrama de tensões no carril devidas à acção de frenagem.

Por último, na análise da resposta do sistema face às cargas verticais aplicou-se uma carga uniformemente distribuída de 80 kN/m (carga LM 71) ao longo dos 300 metros do comboio. A posição do comboio no sistema é exactamente igual ao do caso da aplicação de frenagem, tal como o valor da rigidez das molas longitudinais correspondentes ao balastro.

Quadro 3.6 – Resultados referentes à aplicação das cargas verticais no tabuleiro.

Caso	Variáveis	Cargas verticais		
		UIC	ROBOT	ANSYS
G 1-3	Tensão normal no carril (MPa)	-18,03	-19,67 (-8,34%)	-17,50 (3,03%)
	Desl. Absoluto (m)	3,20E-03	3,23E-03 (-0,90%)	2,85E-03 (12,39%)
	Reacção horizontal (kN)	923,59	895,96 (3,08%)	824,96 (11,96%)

Analisando o quadro 3.6, os valores dos vários modelos não diferem muito dos de referência (UIC). A maior diferença reside principalmente nos deslocamentos absolutos e no valor da reacção horizontal. De facto, os deslocamentos absolutos e a reacção horizontal do modelo obtidos neste trabalho afastam-

se ligeiramente dos obtidos pelo Robot[®]. No entanto, analisando os valores em si e não a variação percentual, verifica-se que as diferenças não são muito relevantes uma vez que a ordem de grandeza destes é muito baixa.

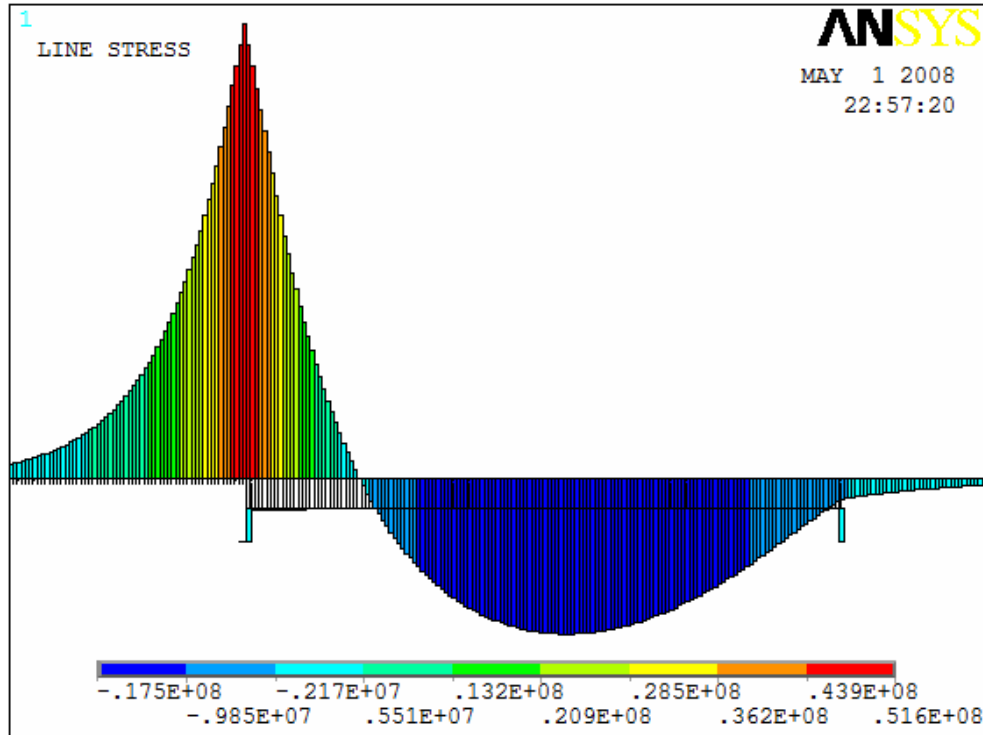


Figura 3.15– Diagrama de tensões no carril devidas à acção de cargas verticais.

Após a análise individual a cada uma das acções, procedeu-se à soma linear dos resultados de todas as acções.

O quadro 3.7 apresenta os valores referentes à soma linear dos resultados de todas as acções.

Quadro 3.7 – Soma linear dos efeitos de todas as acções.

Caso	Variáveis	Soma linear		
		UIC	ROBOT	ANSYS
G 1-3	Tensão no carril (MPa)	-82,49	-80,85 (2,03%)	-78,50 (5,08%)
	Desl. Absoluto (m)	3,29E-03	3,33E-03 (-1,23%)	2,94E-03 (12,03%)
	Reacção horizontal (kN)	607,49	579,69 (4,80%)	511,66 (18,73%)

Analisando o quadro 3.7, pode-se verificar que os resultados são globalmente positivos. O modelo proposto neste trabalho apresenta apenas algumas diferenças no deslocamento absoluto e na reacção horizontal.

Os resultados obtidos para as três análises (variação de temperatura no tabuleiro, frenagem e cargas verticais) podem ser considerados como globalmente positivos, contando que as diferenças existentes tenham origem no desconhecimento sobre a forma como foram aplicadas as cargas no documento UIC 774-3R.

Note-se que os modelos divergem dos valores de referência do UIC de forma visível quando é analisada a resposta da via-estrutura às cargas provenientes do comboio (frenagem e cargas verticais). Por outro lado, quando é simulada a variação da temperatura no tabuleiro, os valores obtidos nos modelos são praticamente iguais aos de referência.

Podemos então concluir que a diferença de resultados pode ter origem na modelação do caso estudado pelo documento UIC, como por exemplo na definição da posição do comboio no sistema via-estrutura que implicaria uma alteração dos valores de rigidez das molas longitudinais (que são elementos determinantes no cálculo do sistema).

Deste modo, é possível afirmar com relativa segurança que o modelo proposto nesta tese pode ser usado no cálculo da interacção via-estrutura de um viaduto estudado no Capítulo 4.

4

Aplicação ao estudo de uma ponte ferroviária de alta velocidade.

4.1. DESCRIÇÃO DA PONTE.

O presente capítulo pretende estudar a resposta do sistema via-estrutura quando sujeito a diversas acções, alterando simultaneamente a deformabilidade do solo de fundação, de um caso real.

O projecto real em que baseou esta tese trata-se de uma ponte ferroviária situada numa linha de alta velocidade espanhola.

Em traços gerais, a ponte é composta por quatro vãos, dois vãos intermédios de 30 m e dois vãos extremos de 20 m de comprimento, totalizando um comprimento de 100 metros. O viaduto possui cinco apoios situados nas extremidades de cada um dos vãos.

A Figura 4.1 apresenta o perfil longitudinal da ponte estudada.

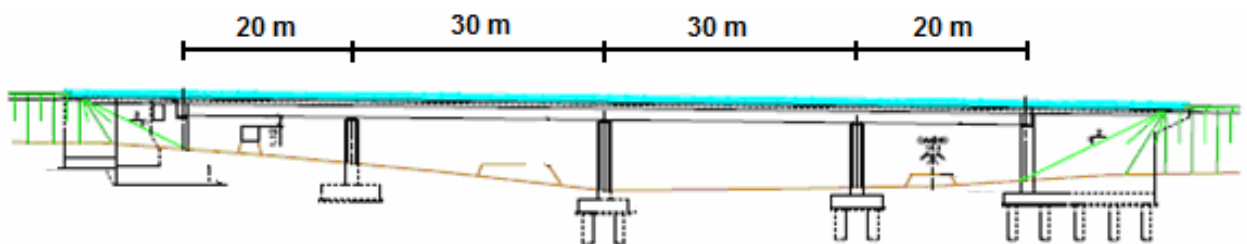


Figura 4.1 – Perfil longitudinal da ponte.

Os apoios da ponte são do tipo POT, livres ou deslizantes segundo a direcção longitudinal, à excepção do apoio correspondente ao encontro situado na extremidade direita da ponte (segundo a figura 4.1), impedindo que o tabuleiro se desloque livremente nessa direcção. Note-se que nos apoios POT desprezou-se o atrito.

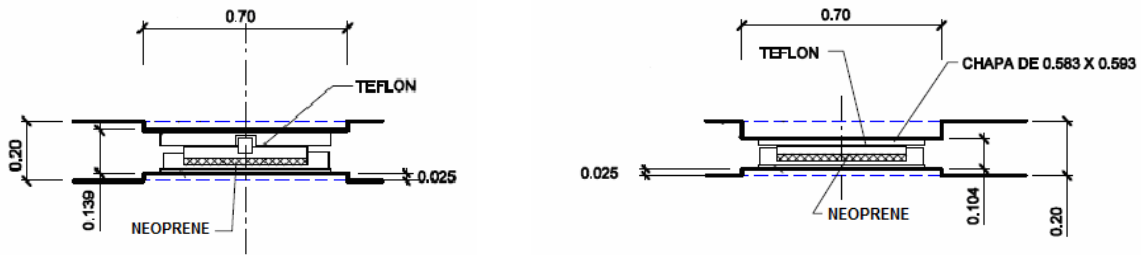


Figura 4.2 – Pormenor dos apoios tipo POT.

O tabuleiro serve de suporte a duas vias-férreas. A Figura 4.3 e o Quadro 4.1 mostram respectivamente o perfil transversal e as características mecânicas e geométricas da secção transversal do tabuleiro, introduzidas na modelação computacional.

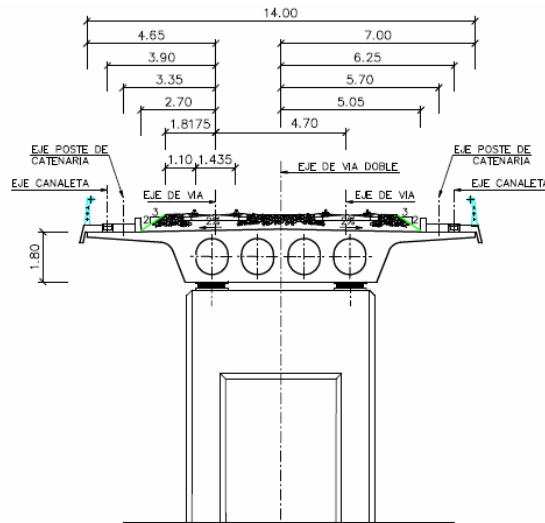


Figura 4.3 – Secção transversal da ponte.

Quadro 4.1 – Dados referentes ao tabuleiro.

E_p (GPa)	35,00
I (m ⁴)	3,89
H (m)	1,80
S (m ²)	10,59
v_i (m)	1,058
K_{long} (kN/m)	Variável
L (m)	100,00
α (°C ⁻¹)	$1,0 \times 10^{-5}$
ν	0,20

Onde,

- E_p – Módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte;
- I – Momento de inércia do tabuleiro da ponte;
- H – Altura do tabuleiro;
- S – Área da secção transversal do tabuleiro;
- v_i – Distância do eixo neutro do tabuleiro à superfície inferior do mesmo;
- K_{long} – Coeficiente de elasticidade da mola correspondente à rigidez do apoio horizontal;
- L – Comprimento do tabuleiro;
- α – Coeficiente de dilatação térmica do tabuleiro;
- ν – Coeficiente de Poisson do tabuleiro.

Os carris são do tipo UIC 60, cujas características mecânicas e geométricas encontram-se disponíveis no Quadro 3.2.

4.2. ACÇÕES

As acções presentes na interacção da via/estrutura são definidas de acordo com o eurocódigo e com as cargas presentes no projecto:

- Verticais;
- Frenagem;
- Arranque;
- Variação de temperatura no tabuleiro;
- Fluência e retracção.

As acções verticais (80 kN/m correspondente ao carregamento tipo LM 71) não foram afectadas pelo coeficiente de correcção α (quadro 2.1).

As acções verticais foram posicionadas na ponte segundo demonstra a Figura 4.4. A situação equivalente ao primeiro tramo carregado corresponde à posição **1V**; o cenário equivalente a meia ponte carregada denominou-se **2V**; considerando três tramos da ponte carregados, adoptou-se a posição **3V**; e por último, a hipótese **4V** corresponde ao carregamento total da ponte. Deste modo, foi possível determinar a envolvente máxima dos resultados obtidos nestas simulações.

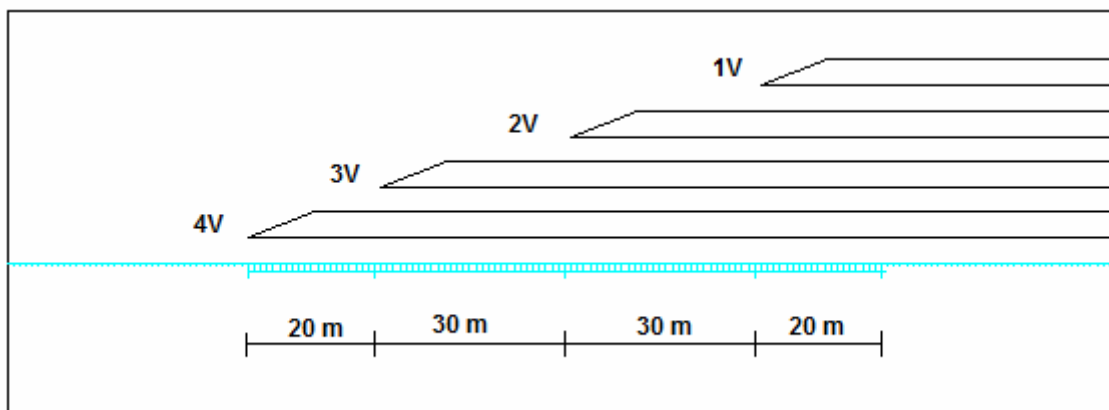


Figura 4.4 – Posições adoptadas pelo comboio no estudo da aplicação das cargas verticais ao sistema via-estrutura.

A frenagem e arranque foram também assumidos com os valores limites indicados no eurocódigo EN 1991-2: (20 kN/m ao longo de 300 metros e 33 kN/m ao longo de 30 metros respectivamente). Tal como nas cargas verticais, estas forças horizontais não foram afectadas por qualquer tipo de coeficiente.

A posição do comboio na ponte foi executado, para a actuação das cargas de frenagem e arranque, segundo o esquema apresentado na Figura 4.5. Deste modo, a posição **1H** corresponde a $1/3$ do comprimento L da ponte carregada; a posição **2H** corresponde a $2/3$ do comprimento L da ponte carregada; e por último, definiu-se o cenário correspondente à ponte inteira carregada pelo comboio (**3H**).

De salientar que no caso do estudo do arranque, as forças foram aplicadas apenas no tabuleiro da ponte, uma vez que esta carga só é aplicável num comprimento máximo de 30 m. Tendo a ponte um comprimento de 100 m, então cada terço terá cerca de 33 m, o que se aproxima do carregamento correspondente ao arranque. Por outro lado, o balastro foi carregado ao longo de 300 m e não apenas em 30 m, o que por outras palavras significa que apenas a extremidade do comboio (30 m) é que aplicou a acção de arranque na via-férrea.

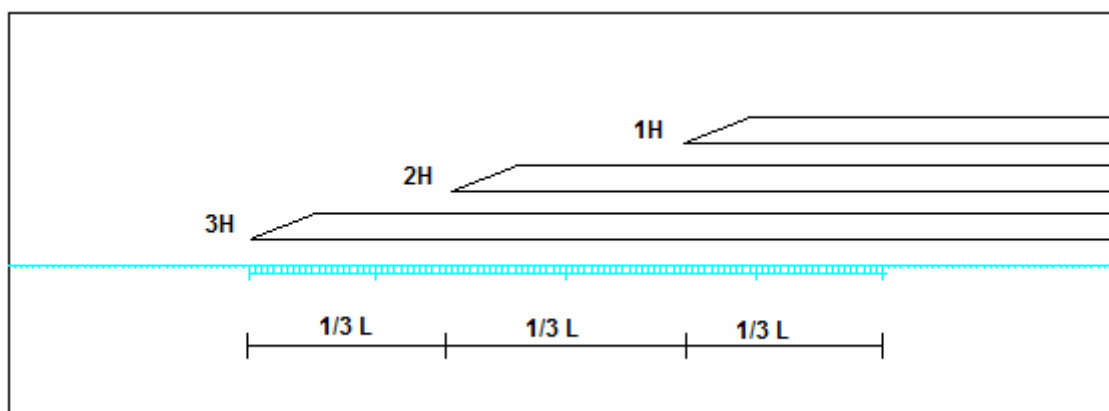


Figura 4.5 - Posições adoptadas pelo comboio no estudo da aplicação das forças de frenagem e arranque ao sistema via-estrutura.

Note-se que as figuras 4.4 e 4.5 apresentam apenas a troço do comboio situado em cima da ponte. Na realidade, este foi simulado (tendo em conta as cargas associadas à sua passagem bem como o carregamento do balastro) com um comprimento de 300 m, saindo assim fora dos limites da ponte.

A variação da temperatura atribuída ao tabuleiro foi de +35 °C. Tal como referido anteriormente, sendo a ponte uma via com barras longas soldadas e sem juntas de dilatação no carril, a variação de temperatura no carril não foi estudada. Como referido anteriormente, neste cenário, os deslocamentos relativos entre a via e o tabuleiro são nulos.

A análise da actuação da fluência e retracção foi realizada de acordo a regulamentação espanhola. É então referido nesse projecto que os deslocamentos originados pelos fenómenos de fluência e retracção do tabuleiro podem ser determinantes. Em alguns casos, estes fenómenos podem criar no tabuleiro deformações da ordem de $\varepsilon \approx 10^{-3}$, o que corresponde a um decréscimo de temperatura de cerca de 100°C no tabuleiro (de 100 metros de comprimento). A norma espanhola (EHE) define as deformações originadas no tabuleiro pelos efeitos de retracção e fluência através de uma curva que correlaciona a diferença entre o tempo de betonagem do tabuleiro e a soldadura do carril, com um decréscimo de temperatura correspondente. Essa curva encontra-se presente na figura 4.6.

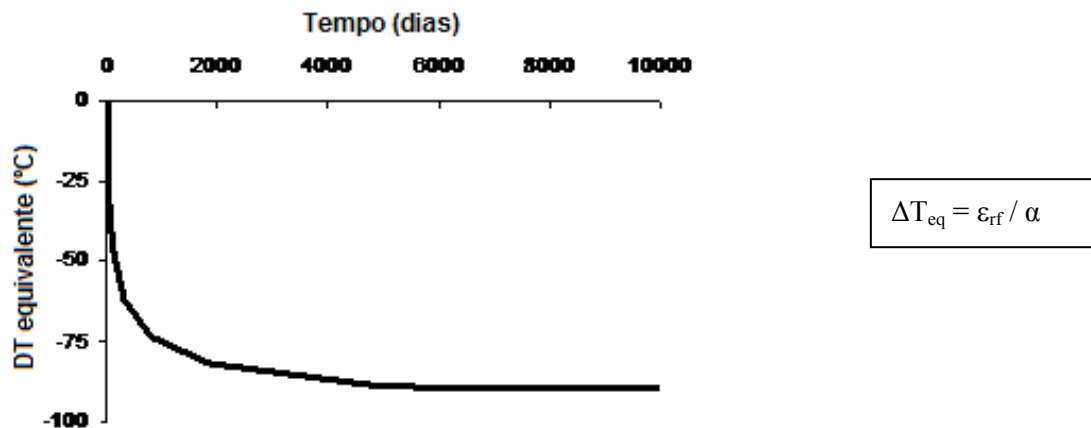


Figura 4.6 – Curva de decréscimo de temperatura equivalente à deformação por retracção e fluência.

A partir dos valores desta curva, é possível determinar o decréscimo de temperatura equivalente à deformação do tabuleiro por retracção e fluência. No projecto definiu-se, para efeitos de cálculo, uma diferença de tempo entre a betonagem do tabuleiro e a soldadura do carril de 90 dias. Através do gráfico da figura 4.6, obtém-se que o decréscimo de temperatura entre a soldadura do carril e tempo infinito ($\Delta T_{t, \text{ret-flu}}$) é de -43°C.

Como as acções correspondentes aos fenómenos de retracção e fluência no tabuleiro são aplicadas no modelo numérico sob a forma de acções térmicas, procedeu-se à soma dos valores destas acções (-43 °C) ao valor da variação de temperatura aplicada no tabuleiro (-35 °C), simulando-se deste modo o efeito conjunto das três acções. Esta simplificação pôde ser executada uma vez que as condições de carregamento são semelhantes para os dois tipos de acções: são ambas de longa duração; e o balastro apresenta-se descarregado ao longo da ponte.

Assim, o valor da acção do conjunto variação de temperatura/ fluência/retracção no tabuleiro foi considerado segundo a seguinte relação:

- $\Delta T_{\text{tabuleiro}} = -35^{\circ}\text{C}$ e $\Delta T_{\text{t, ret, flu}} = -43^{\circ}\text{C} \rightarrow \Delta T_{\text{total}} = -78^{\circ}\text{C}$.

A combinação de todas acções, no sistema via-estrutura, foi realizada segundo dois métodos a seguir indicados:

- 1º De acordo com a norma EN 1991-2 e o documento UIC 774-3R que determinam que as acções devem ser calculadas separadamente, para de seguida se proceder à soma linear dos seus efeitos;
- 2º Simulando simultaneamente no Ansys® as cargas associadas ao comboio (cargas verticais e as forças longitudinais de frenagem e de arranque), para seguidamente somar, de forma linear, os efeitos desta simulação com os provenientes do cálculo da variação da temperatura, retracção e fluência no tabuleiro.

Apesar de indicado na norma EN 1991-2 e no documento UIC 774-3R, a soma linear dos efeitos de cada acção não é um método exacto pois o sistema via-estrutura não é um modelo elástico linear, devido lei que rege o comportamento da união entre o carril e o tabuleiro (resistência longitudinal da via, segundo a figura 2.5). Por outro lado, mesmo não sendo um modelo exacto, é necessário ter em atenção que a soma dos efeitos resultantes das acções de frenagem, arranque e cargas, devem ser realizados com o comboio situado na mesma posição, devido à condição levantada pela via carregada e descarregada.

4.3. ANÁLISE DAS FUNDAÇÕES.

A análise da interacção da estrutura com o solo é fundamental uma vez que determina a rigidez transmitida pela fundação ao sistema via-estrutura.

Na realidade, a rigidez oferecida pela fundação de estacas encabeçadas não é composta apenas pelos vários elementos definidos na modelação estrutura/solo: solo de fundação (definido por molas com comportamento elástico linear), pilar, maciço de encabeçamento, estacas, elementos verticais rígidos. É também necessário ter em conta a contribuição proveniente do apoio de neoprene e dos cabos de aço, na rigidez total do apoio horizontal.

No presente capítulo será então estudado e simulado o modelo proposto, para vários tipos de solo, de modo a determinar a rigidez total do apoio horizontal.

A Figura 4.7 mostra o pormenor de um encontro tipo entre o tabuleiro e o pilar, considerado no desenvolvimento do presente trabalho. Note-se que a reacção horizontal está localizada ao nível do eixo neutro do tabuleiro.

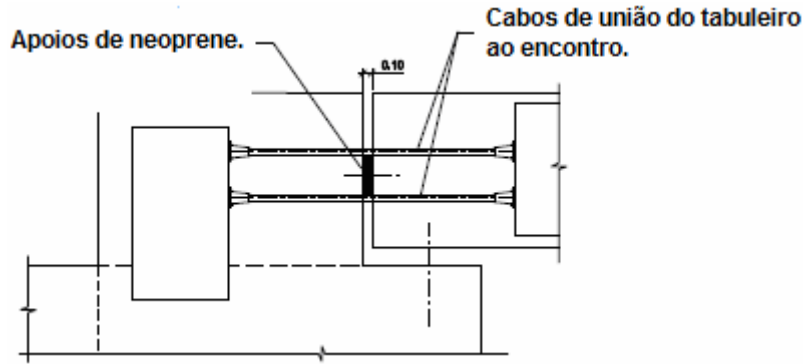


Figura 4.7 – Pormenor da ligação entre o tabuleiro e o encontro.

A rigidez (k_n) do apoio horizontal tipo representado na figura 4.7 (neoprene e cabos de aço) é dada pela seguinte fórmula:

$$k_n = E \times \frac{A}{t} + E_a \times \frac{A_a}{L_a} \quad (4.1)$$

Onde,

- E – Módulo de elasticidade do neoprene (600 MPa para cargas lentas e 1200 MPa para cargas rápidas);
- A – Áreas dos apoios de neoprene (2 x 0.490 m²);
- Espessura de neoprene (50 mm);
- E_a – Módulo de elasticidade dos cabos de aço (190 GPa);
- A_a – Área dos cabos de aço (4 x 9 x 140 mm²);
- L_a – Comprimento livre dos cabos de aço (3,30 m).

Os resultados obtidos através da Equação 4.1, encontram-se representados no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Rigidez do apoio de neoprene para cargas rápidas e cargas lentas.

	Cargas lentas	Cargas rápidas
K_{neoprene} (x10³kN/m)	12050	23810

A distinção entre cargas lentas e cargas rápidas é um ponto importante na análise da resposta da interacção via/estrutura às diversas acções. Enquanto que as acções da temperatura, fluência e retracção são aplicadas durante um longo período de tempo, as cargas aplicadas pelo comboio (cargas verticais, frenagem e arranque) são aplicadas de forma rápida. Tal facto leva a que o neoprene, devido às suas propriedades mecânicas, responda de forma diferente às diversas acções. O mesmo se passa ao

nível do solo, onde o módulo de elasticidade deste varia de forma diferente consoante a duração do carregamento (o módulo de elasticidade do solo poderá ser maior para cargas instantâneas). No entanto, por uma questão de simplificação de cálculos, decidiu-se que todas as simulações seriam executadas com o módulo de elasticidade do neoprene correspondente às cargas lentas. Tal não afecta as conclusões do trabalho uma vez que um dos objectivos do cálculo é precisamente de analisar a interacção via-estrutura variando a rigidez do apoio horizontal e não calcular a ponte para uma rigidez específica.

A rigidez conjunta do apoio horizontal é então composta por duas componentes (apoios de neoprene/cabos de aço e solo de fundação) que correspondem por sua vez à associação em série de duas molas elásticas lineares com um coeficiente de elasticidade correspondente à rigidez de cada uma das componentes.

Seguindo a posição dos elementos do apoio horizontal da Figura 4.8, verifica-se que as duas componentes anteriormente definidas correspondem a uma associação em série de duas molas. A Equação 4.2 mostra como é calculado o efeito combinado de duas molas em série.

$$K_t = \frac{1}{\frac{1}{k_n} + \frac{1}{k_f}} \quad (4.2)$$

onde,

- K_t – Rigidez total do apoio horizontal;
- K_n – Rigidez do apoio de neoprene;
- K_f – Rigidez da fundação.

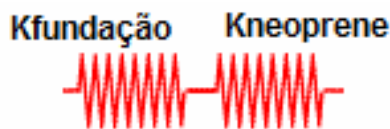


Figura 4.8 – Associação em série de duas molas.

A rigidez da fundação foi então determinada modelando a interacção estrutura-solo com todos os elementos anteriormente definidos. Desta modelação pretende-se então simular o comportamento da fundação quando sujeito a cargas externas, de modo a retirar a rigidez do sistema de acordo com a fórmula 3.1 (rigidez igual a força aplicada a dividir pela deformação resultante).

As propriedades dos elementos presentes no modelo estrutura-solo estão apresentados Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Dados referentes aos elementos do sistema estrutura-solo.

Estacas		Encontro	
Diâmetro (m)	1,25	Comprimento (m)	25,00
Área (m ²)	1,23	Área (m ²)	1,23
Inércia (m ⁴)	0,12	Inércia (m ⁴)	0,12
E (GPa)	31,00	E (GPa)	31,00
v (Coef. Poisson)	0,20	v (Coef. Poisson)	0,20

Maciço de encabeçamento		Elementos verticais rígidos	
Altura (m)	2,00	Área (m ²)	100,00
Área (m ²)	30,00	Inércia (m ⁴)	100,00
Inércia (m ⁴)	20,00	E (Pa)	∞
E (Pa)	∞	v (Coef. Poisson)	0,20
v (Coef. Poisson)	0,20		

Note-se que nos quadros acima representados não se encontram indicados todos os elementos presentes na modulação estrutura-solo. A reacção da estaca com o solo simulada através das molas de Vésic é descrita mais á frente.

As propriedades do maciço de encabeçamento e dos elementos verticais rígidos apresentam alguns valores que podem ser considerados como pouco comuns. De facto, os valores dos módulos de elasticidade destes elementos são elevados, tal como a área e o momento de inércia dos elementos verticais rígidos. A razão pela qual se adoptaram valores com esta ordem de grandeza prende-se na necessidade em modelar o maciço de encabeçamento como um elemento rígido, impedindo que apresente qualquer tipo de deformação.

A caracterização do solo bem como a discretização das camadas onde assenta a ponte é fundamental na determinação da rigidez proveniente do solo de fundação.

Deste modo, o solo é admitido como homogéneo sendo caracterizado pelos seus módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

O Quadro 4.4 mostra os vários tipos de terrenos adoptados com o fim de determinar a rigidez proveniente da fundação. Para cada um destes terrenos, foi posteriormente determinada a rigidez total do apoio horizontal do sistema via-estrutura.

Quadro 4.4 – Módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson dos vários terrenos de fundação.

	E_s (MPa)	ν
Fundação 1	10	
Fundação 2	20	
Fundação 3	50	
Fundação 4	100	
Fundação 5	200	0,3
Fundação 6	500	
Fundação 7	1000	
Fundação 8	10000	
Fundação 9	20000	

Os vários módulos de deformabilidade variam gradualmente de 10 MPa até 20 GPa. O objectivo desta variação é de recriar um grupo de baixa rigidez (módulo de elasticidade baixo) até solos muito rígidos (módulo de elasticidade de 20 GPa). Deste modo, é possível verificar o comportamento do sistema via-estrutura numa ponte assente em fundações com módulos de deformabilidade diferentes. No solo de fundação 9, espera-se que a sua deformabilidade seja desprezável, sendo a maior fatia da deformação da estrutura do encontro.

Por uma questão de simplificação, o coeficiente de Poisson foi tomado com um valor igual para todos os solos (0,3). De facto, não foi dada muita relevância a esta variável, tendo apenas sido usada no cálculo do módulo de reacção do solo (K) de Vésic (equação 3.6).

Inicialmente, e seguindo a Equação 3.6 correspondente ao cálculo do módulo de reacção do solo, calculou-se a constante de elasticidade a atribuir a cada uma das molas do modelo estrutura-solo espaçadas de 0,25 metros.

De seguida obteve-se o comprimento elástico (l_e), através das fórmulas 3.8 e 3.9, que corresponde ao cálculo do comprimento da camada que apresenta um comportamento elástico. Note-se que é neste comprimento que os esforços e as deformações do solo, e consequentemente da estaca, são consideráveis

Por último, de forma a garantir a condição de homogeneização do maciço onde se aplica teoria do modelo de Winkler, estabeleceu-se que a profundidade da camada em estudo deverá ser superior a cerca de três vezes o comprimento elástico (l_e). Desta forma foi possível definir o comprimento a ser atribuído a cada estaca na modelação estrutura-solo.

Quadro 4.5 – Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos vários solos de fundação.

Tipo de solo	$K_{\text{Vésic}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$K_{\text{Vésic}} \text{ (kN/mola)}$	λ	l_e	$3l_e$
Fundação 1	7442.84	2325.89	0.15	6.52	19.55
Fundação 2	15770.83	4928.39	0.19	5.40	16.20
Fundação 3	42555.56	13298.61	0.24	4.21	12.64
Fundação 4	90172.09	28178.78	0.29	3.49	10.48
Fundação 5	191068.00	59708.75	0.35	2.90	8.69
Fundação 6	515572.36	161116.36	0.44	2.26	6.78
Fundação 7	1092459.77	341393.68	0.53	1.87	5.62
Fundação 8	13235452.23	4136078.82	1.00	1.00	3.01
Fundação 9	28044946.36	8764045.74	1.20	0.83	2.50

A tabela 4.5 mostra os valores do módulo de elasticidade das molas de Vésic para cada um dos nove tipos de solos, bem como os respectivos comprimentos mínimos a dar às estacas.

Como seria de esperar, a rigidez das molas é muito maior no solo de fundação 9 uma vez que este possui um módulo de elasticidade alto (20 GPa), e muito menor no solo 1. Do mesmo modo, o comprimento da camada elástica (l_e) é maior no solo devido à sua elevada deformabilidade.

A condição de camada homogénea ($L_{\text{camada}} > 3l_e$) permitiu então determinar qual o comprimento a ser dado à estaca. Como os valores de $3l_e$, são diferentes para os vários solos, estabeleceu-se que o comprimento final seria único para todos os solos e corresponderia ao maior valor de l_e . Como o valor máximo do comprimento da camada homogénea é 19,55 metros (correspondente ao solo 1), definiu-se que o comprimento das estacas seria finalmente de 25 metros.

Tendo então todos os dados referentes aos elementos presentes na modelação do sistema estrutura-solo foi possível simular a fundação no programa de cálculo Ansys[®], determinando assim a sua deformação no topo do pilar quando sujeita a uma força horizontal de 1000 kN.

Através das deformações no topo do pilar, foi possível obter a rigidez da fundação, dividindo a força horizontal aplicada pela respectivo deslocamento horizontal para cada um dos solos (fórmula 3.1).

Por último, determinou-se então a rigidez total de acordo com a Equação 4.2 e os valores do Quadro 4.2.

Quadro 4.6 – Rigidez da estrutura da fundação e do apoio horizontal do tabuleiro, e deslocamento horizontal do encontro.

Tipo de solo	δ (m)	$K_{\text{fund.}}$ (kN/m)	$K_{\text{apoio horizontal}}$ (kN/m)	
			Cargas lentas	Cargas rápidas
Fundação 1	1.27E-03	785792.87	737688.19	760688.33
Fundação 2	7.99E-04	1252144.30	1134280.30	1189585.65
Fundação 3	4.72E-04	2118688.96	1801878.75	1945567.54
Fundação 4	3.43E-04	2917918.94	2349092.54	2599368.40
Fundação 5	2.70E-04	3706861.40	2834818.27	3207504.65
Fundação 6	2.19E-04	4557885.14	3307028.15	3825571.70
Fundação 7	2.00E-04	5002000.80	3534739.26	4133617.72
Fundação 8	1.79E-04	5591590.25	3819326.04	4528188.99
Fundação 9	1.77E-04	5655788.70	3849169.55	4570199.29

4.4. MODELAÇÃO DA PONTE NO ANSYS®.

O presente ponto pretende definir os parâmetros determinantes na modelação do sistema via-estrutura.

A Figura 4.9 apresenta o perfil longitudinal da modelação da ponte onde é possível verificar os quatro vãos da mesma bem como a posição do apoio horizontal elástico.

Apesar não ser visível na Figura 4.9, a modelação da via-férrea e do balastro não se resumiu à zona compreendida nos limites da ponte, sendo acrescida dos aterros adjacentes à mesma. Deste modo, e com o objectivo de simular a dissipação das forças actuantes ao longo da via assente no aterro, modelou-se a via-férrea 300 metros para cada um dos lados da ponte. Tal pode ser verificado correctamente na Figura 3.5 que corresponde à modelação 2D de um sistema via-estrutura semelhante ao aplicado neste Capítulo.

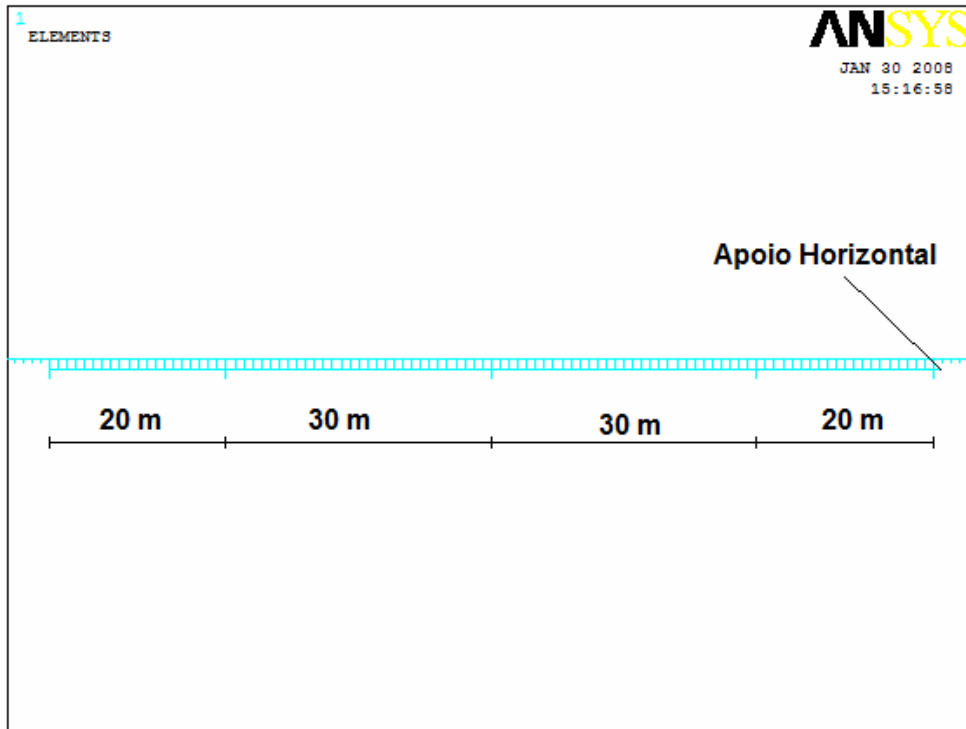


Figura 4.9 – Modelação 2D da ponte.

Os elementos presentes na modelação via-estrutura são:

- Tabuleiro;
- Molas horizontais e verticais (Balastro);
- Carril;
- Elementos verticais rígidos.

As propriedades do tabuleiro e do carril UIC 60 introduzidas no modelo encontram-se presentes nos quadros 4.1 e 3.2, respectivamente.

As propriedades molas horizontais, que traduzem o comportamento da interacção entre o carril e o tabuleiro, foram introduzidas segundo o gráfico da figura 2.5, que define as resistências longitudinais da via carregada e descarregada. Deste modo, foi considerado para a situação correspondente à via carregada, um patamar de plastificação de 60 kN/m, e para a situação de via não carregada um patamar de plastificação de 20 kN/m. De salientar que estes valores são válidos caso a via possua boas condições de manutenção.

As molas verticais foram definidas como tendo uma rigidez muito elevada, da ordem dos 10^8 kN/m. Deste modo, a deformação vertical do balastro é praticamente nula.

Os elementos verticais foram também introduzidos com uma rigidez muito elevada de modo a torná-los indeformáveis (nomeadamente à flexão). O quadro 4.7 apresenta os valores atribuídos aos elementos verticais.

Quadro 4.7 – Valores referentes aos elementos verticais rígidos.

E_p (GPa)	∞
I (m ⁴)	50
S (m ²)	50
ν	0.2

A Figura 4.10 apresenta um pormenor da modelação 2D da ponte junto do apoio longitudinal. De salientar que todos os elementos foram introduzidos ao longo do seu eixo neutro.

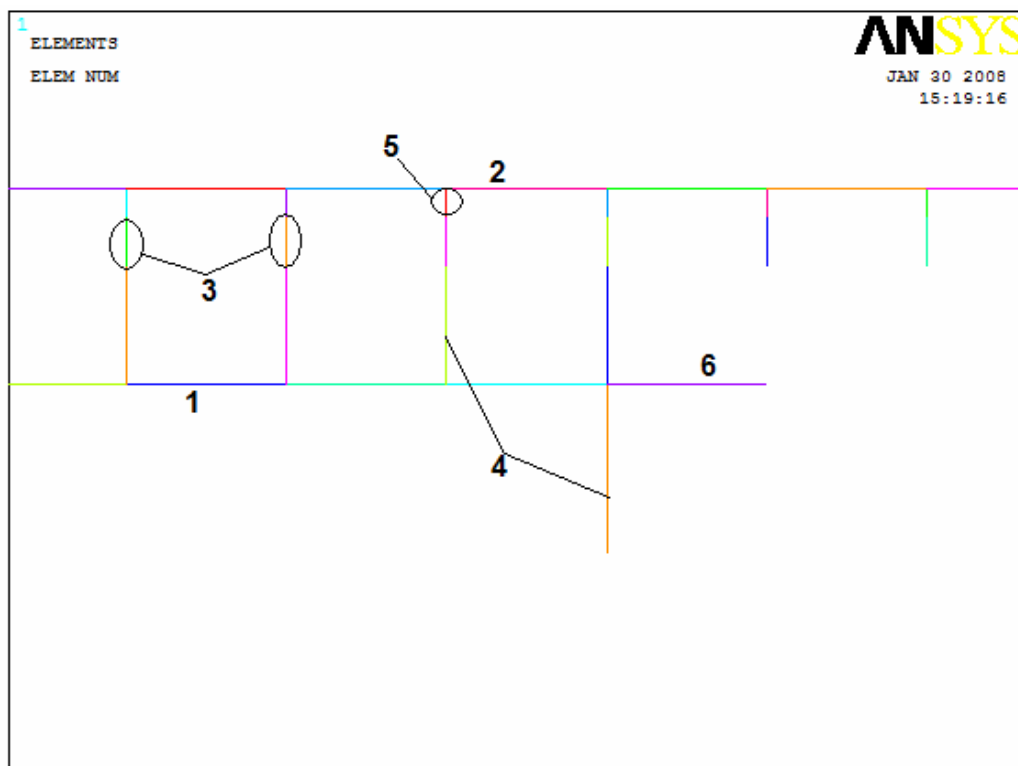


Figura 4.10 – Pormenor da zona de apoio horizontal do modelo executado no Ansys®.

Onde,

- 1) Tabuleiro;
- 2) Carril;
- 3) Molas horizontais e verticais Correspondentes ao balastro;
- 4) Elementos verticais rígidos;
- 5) Travessas (elementos rígidos)
- 6) Mola elástica linear (Reacção Horizontal).

As travessas representadas na Figura 4.10 com o número 5, apesar de surgirem como elementos destacados, foram definidas exactamente como os elementos verticais rígidos (4). Deste modo, as suas propriedades foram atribuídas de acordo com os valores presentes do Quadro 4.7.

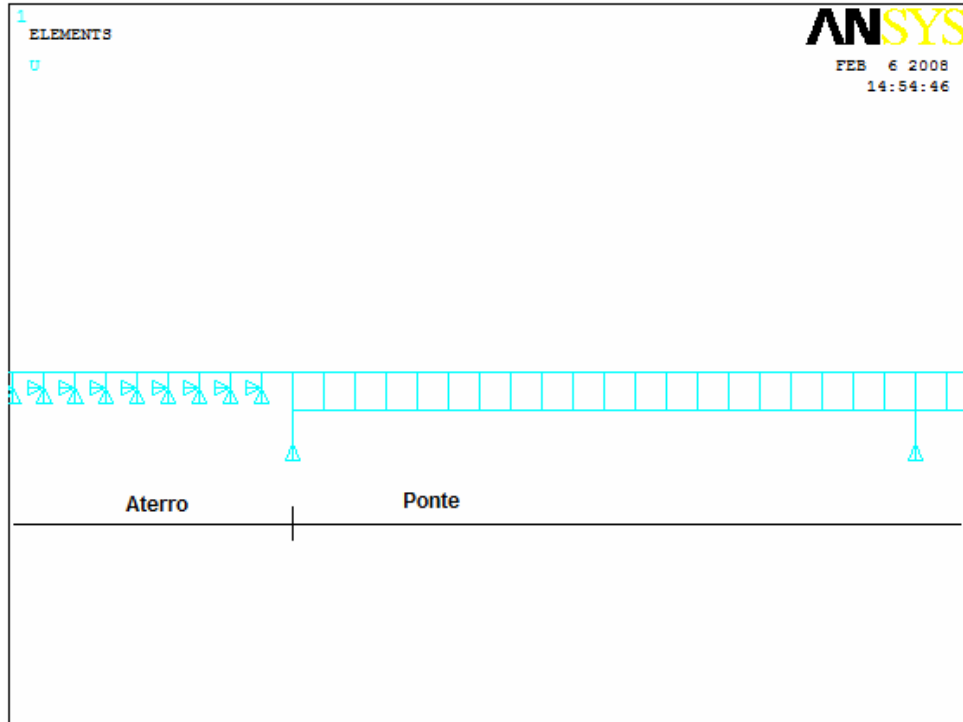


Figura 4.11 – Pormenor da modelação de parte da ponte e aterro com os respectivos apoios.

A Figura 4.11 mostra os apoios introduzidos na modelação via-estrutura. Como é possível verificar, a ponte encontra-se suportada por apoios simples, estando o deslocamento horizontal completamente livre. O apoio longitudinal não se encontra visível na Figura 4.11, uma vez que se situa na extremidade direita da ponte.

O aterro foi definido com apoios duplos desprezando-se deste modo qualquer tipo de deformação ou assentamento. A única deformação sofrida pela via nesta zona, tem origem na lei bilinear (presente na Figura 2.5) que define a resistência longitudinal da via (interacção entre o carril/travessa e o balastro).

4.5. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

A análise de sensibilidade consiste em verificar o comportamento do sistema via-estrutura face a vários tipos de cenários, comparando-os posteriormente. De uma forma específica, pretende-se verificar como variam resultados (como por exemplo a reacção horizontal, deformações e tensões normais nos carris) e se estes cumprem os critérios estipulados pelos documentos normativos.

Os cenários abordados neste foram:

- Cenário 1 – Soma linear dos efeitos de cada acção simulada individualmente;
- Cenário 2 – Simulação conjunta das acções associadas ao comboio (Cargas verticais, Frenagem e Arranque) para posterior soma com os efeitos da variação de temperatura/fluência/retracção no tabuleiro.

4.5.1. CENÁRIO 1.

Como referido anteriormente, neste cenário analisou-se cada acção (cargas verticais, frenagem, arranque, variação de temperatura no tabuleiro/retracção/fluência no tabuleiro) separadamente para posteriormente somarem-se os seus efeitos de forma linear.

Note-se que cada uma destas acções foi simulada para cada tipo de solo de fundação (fundação 1 a fundação 9), tendo em vista a análise à contribuição do efeito da deformabilidade do solo no sistema via-estrutura.

4.5.1.1. Variação de temperatura no tabuleiro/retracção/fluência.

Na conjugação destas acções, foi aplicada uma variação térmica no tabuleiro de -78°C .

Analisando a Figura 4.12, verifica-se que as tensões normais instaladas nos carris não variam significativamente com a mudança da rigidez da fundação (fundação 1 a fundação 9). As tracções máximas concentram-se na extremidade livre da ponte, enquanto que as compressões localizam-se na zona do apoio horizontal.

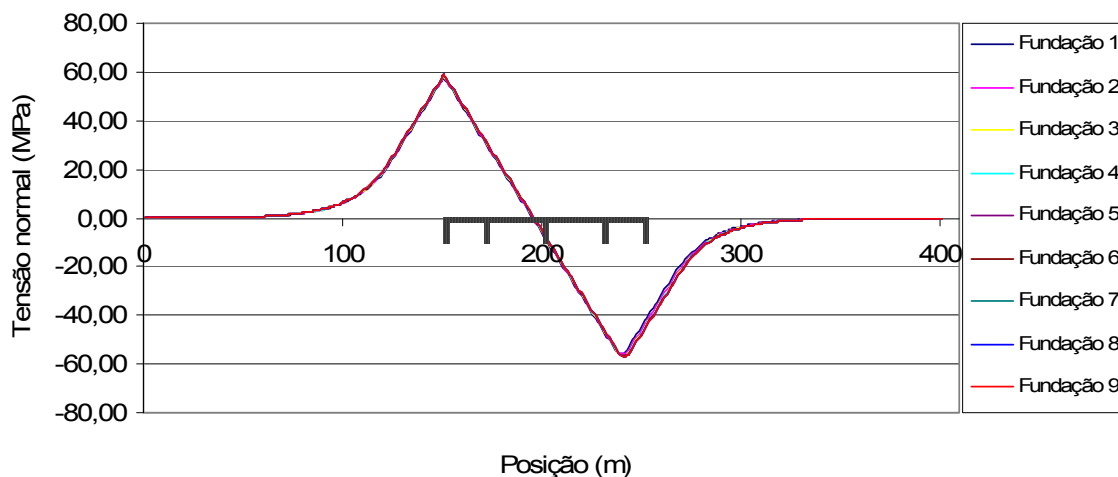


Figura 4.12 – Variação das tensões normais instaladas nos carris aplicando uma temperatura de -78°C no tabuleiro.

Quadro 4.8 – Valores máximos da compressão e tracção instalada no carril.

	Carril	
	Tracção máx. (MPa)	Compressão máx. (MPa)
Fundação 1	57,86	-55,64
Fundação 2	58,32	-55,94
Fundação 3	58,70	-56,55
Fundação 4	58,81	-56,40
Fundação 5	58,89	-56,47
Fundação 6	58,91	-56,77
Fundação 7	58,93	-56,80
Fundação 8	58,96	-56,84
Fundação 9	58,96	-56,85

Como a ponte é composta por um tabuleiro de vão contínuo com um comprimento igual a 100 metros, é natural que os deslocamentos gerados no sistema via-estrutura sejam elevados quando consideramos a acção conjunta da variação de temperatura/retracção/fluência no tabuleiro.

A Equação 4.3 determina o deslocamento Δl gerado numa barra de comprimento (l), cujo material possui um coeficiente de dilatação térmica α , e sujeito a uma variação térmica ΔT . Aplicando esta equação ao tabuleiro analisado no trabalho, obtém-se um deslocamento na extremidade do tabuleiro de 7,8 cm.

$$\Delta l = l \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (4.3)$$

O deslocamento máximo relativo, entre o carril e o tabuleiro, obtido na simulação do modelo no Ansys[®] foi 7,2 cm.

A Figura 4.13 mostra a variação dos deslocamentos horizontais do tabuleiro, carril e relativo. Como se pode verificar, os deslocamentos do tabuleiro são maiores na sua extremidade livre e praticamente nulos no apoio horizontal (que no caso da fundação 9 é muito rígido.)

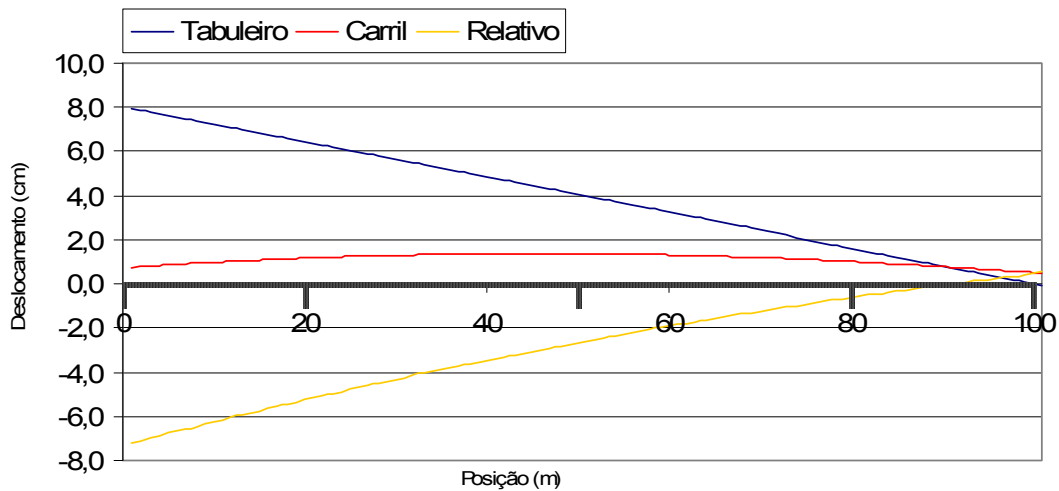


Figura 4.13 – Deslocamento horizontal do tabuleiro, carril e relativo (Variação de temperatura/Fluência/Retração no tabuleiro – Fundação 9).

Embora a Figura 4.13 apenas se refira aos deslocamentos gerados no sistema via-tabuleiro, cujo apoio horizontal possui uma rigidez correspondente ao solo de fundação 9, os valores referentes às restantes fundações não variam muito entre eles, como é possível verificar no quadro 4.9.

O Quadro 4.9 apresenta também a variação percentual dos deslocamentos máximos obtidos entre cada tipo de solo de fundação considerado (da fundação 1 para a 2, da fundação 2 para a 3, e assim consecutivamente até ao solo de fundação 9).

Quadro 4.9 – Deslocamentos máximos do tabuleiro, carril e relativo variando a rigidez do apoio horizontal.

	Deslocamentos máximos (mm)					
	Tabuleiro		Carril		Relativo	
Fundação 1	77,8	-	13,3	-	-70,5	-
Fundação 2	78,5	0,90%	13,4	1,47%	-71,2	0,86%
Fundação 3	79,0	0,63%	13,6	1,23%	-71,6	0,58%
Fundação 4	79,2	0,26%	13,7	0,35%	-71,7	0,25%
Fundação 5	79,3	0,14%	13,7	0,24%	-71,8	0,14%
Fundação 6	79,4	0,10%	13,7	0,06%	-71,9	0,11%
Fundação 7	79,4	0,04%	13,7	0,07%	-71,9	0,04%
Fundação 8	79,5	0,04%	13,7	0,07%	-72,0	0,04%
Fundação 9	79,5	0,00%	13,7	0,01%	-72,0	0,00%

O quadro 4.10 apresenta os valores das reacções horizontais obtidos para cada tipo de solo de fundação considerado, bem a variação percentual dos mesmos (segundo a lógica presente no Quadro 4.9). Como se verifica, também aqui os valores permanecem constantes.

Quadro 4.10 – Reacção do apoio horizontal variando o valor da sua rigidez (Variação de temperatura/fluência/retracção no tabuleiro).

	Reacção apoio horizontal (kN)	Varição (%)
Fundação 1	1539.4	
Fundação 2	1567.4	1.82%
Fundação 3	1591	1.51%
Fundação 4	1597.9	0.43%
Fundação 5	1602.6	0.29%
Fundação 6	1604.4	0.11%
Fundação 7	1605.7	0.08%
Fundação 8	1607	0.08%
Fundação 9	1607.1	0.01%

4.5.1.2. Frenagem

A frenagem consistiu, como já referido, na aplicação de uma carga uniformemente distribuída de 20 kN/m ao longo do comboio, tendo em conta o valor da resistência da via carregada.

A Figura 4.14 apresenta a distribuição de tensões normais ao longo do carril variando a rigidez do apoio horizontal. Ao contrário do que se sucede com a acção da temperatura/retracção/fluência no tabuleiro, a mudança da rigidez do solo de fundação altera significativamente a distribuição de esforços pelo carril e pelo apoio horizontal. De facto, um apoio horizontal mais rígido (fundação 9) é capaz de receber mais esforços, aliviando deste modo os carris. A compressão e tracção máximas sofrida pelo carril com apoio longitudinal correspondente à fundação 1 são -20,2 e 20,2 MPa respectivamente. Mudando o apoio horizontal para uma rigidez maior (fundação 9), a compressão e tracção máximas passam a ser de -5,8 e 10,0 MPa respectivamente. Ou seja, assiste-se a uma redução de 71% e 50% da compressão e tracção instaladas no carril.

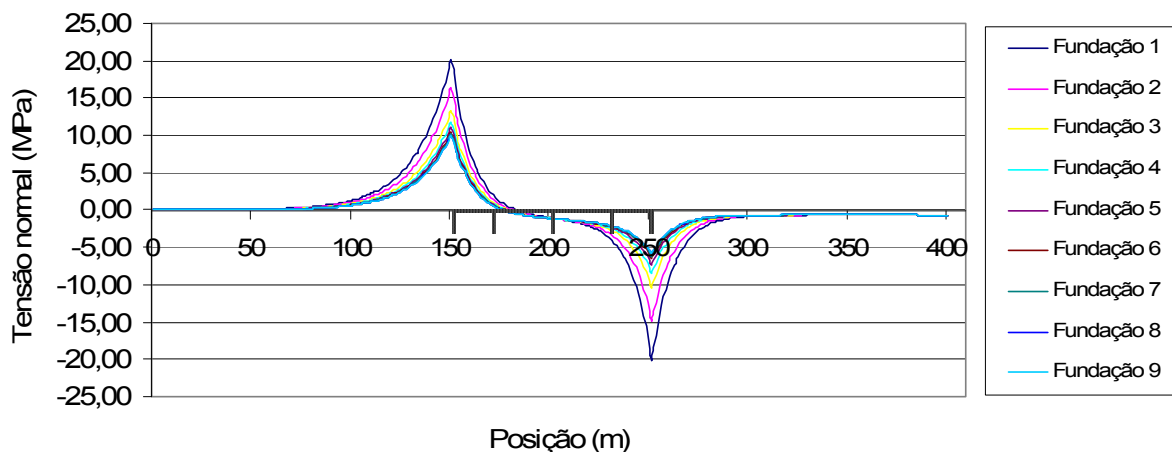


Figura 4.14 – Tensões normais instaladas nos carris devidas à acção da frenagem, variando a rigidez do apoio horizontal (Ponte encontra-se totalmente carregada).

O Quadro 4.11 apresenta os valores máximos da tracção e compressão instalados nos carris quando sujeitos à frenagem. Nele é possível verificar a variação das tensões máximas alterando a rigidez do apoio longitudinal.

O Quadro 4.11 apresenta também a variação percentual das tensões normais máximas, instaladas nos carris, obtidas entre cada tipo de solo de fundação considerado (da fundação 1 para a 2, da fundação 2 para a 3, e assim consecutivamente até ao solo de fundação 9). Como é possível verificar, a variação percentual tende para zero à medida que a rigidez do solo de fundação aumenta, o que significa que as tensões normais máximas tendem para um determinado limite quando a rigidez do solo de fundação aumenta até um valor elevado (praticamente infinito).

Quadro 4.11 – Valores máximos da compressão e tracção instalada no carril para acção de frenagem.

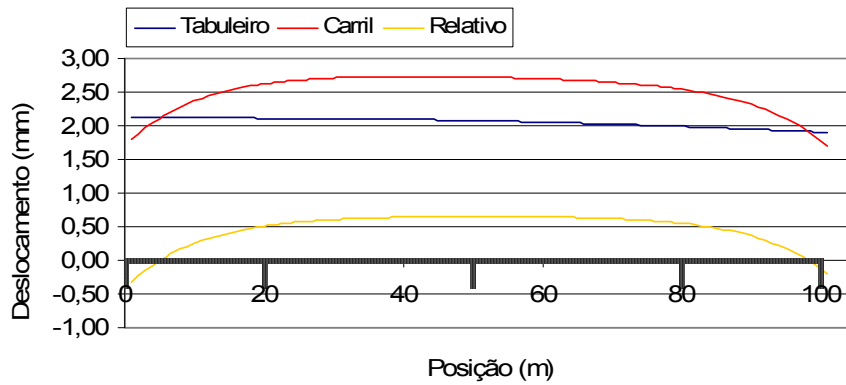
	Carril			
	Tracção máx. (MPa)	Varição (%)	Compressão máx. (MPa)	Varição (%)
Fundação 1	20,23	-	-20,20	-
Fundação 2	16,39	-19,00%	-14,79	-26,78%
Fundação 3	13,25	-19,12%	-10,38	-29,82%
Fundação 4	11,88	-10,37%	-8,45	-18,64%
Fundação 5	11,07	-6,84%	-7,30	-13,54%
Fundação 6	10,49	-5,22%	-6,49	-11,13%
Fundação 7	10,26	-2,16%	-6,17	-4,93%
Fundação 8	10,02	-2,42%	-5,82	-5,67%
Fundação 9	9,99	-0,24%	-5,79	-0,58%

O Quadro 4.12 apresenta o deslocamento máximo das extremidades do tabuleiro em relação aos aterros adjacentes (δ_b). Como é óbvio, os deslocamentos são maiores para o caso do apoio horizontal de menor rigidez (correspondente ao solo de fundação 1) diminuindo gradualmente até ao mais rígido. No entanto, todos eles cumprem o limite máximo associado a esta grandeza, especificado pela norma EN 1991-2, que é de 5mm.

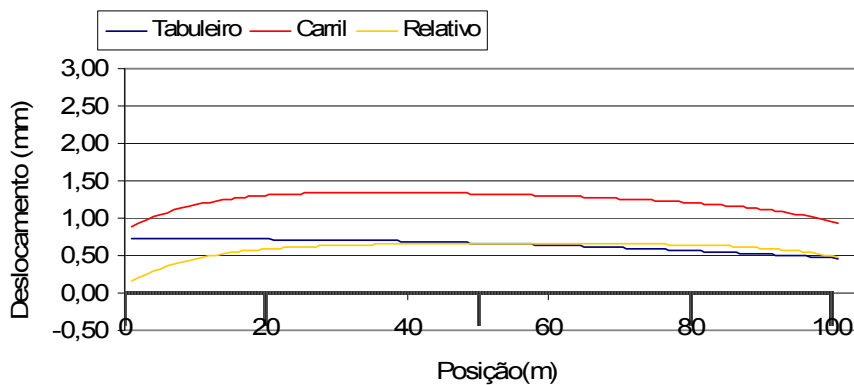
Tal como na análise das tensões normais máximas segundo Quadro 4.11, também no Quadro 4.12 a variação percentual dos deslocamentos δ_b tende para zero. Deste modo, o aumento gradual da rigidez do solo de fundação vai restringindo os deslocamentos gerados no sistema via-estrutura.

Quadro 4.12 – Deslocamento entre as extremidades do tabuleiro e os aterros adjacentes variando a rigidez do apoio horizontal (Frenagem).

	δ_b (mm)			
	Apoio livre	Varição (%)	Apoio fixo	Varição (%)
Fundação 1	2,11	-	1,90	-
Fundação 2	1,59	-24,70%	1,36	-28,41%
Fundação 3	1,17	-26,75%	0,92	-32,35%
Fundação 4	9,79	-16,01%	0,73	-20,96%
Fundação 5	8,69	-11,27%	0,61	-15,68%
Fundação 6	0,79	-9,03%	0,53	-13,23%
Fundação 7	0,76	-3,91%	0,50	-6,00%
Fundação 8	0,73	-4,44%	0,47	-6,97%
Fundação 9	0,72	-0,45%	0,46	-0,73%



a)



b)

Figura 4.15 - Deslocamento horizontal do tabuleiro, carril e relativo para acção da frenagem: a) Solo de fundação 1; b) Solo de fundação 9.

A Figura 4.15 demonstra os gráficos correspondentes aos deslocamentos do tabuleiro, carril e relativos entre eles, para a situação de apoio longitudinal com rigidez correspondente à fundação 1 e 9. É então possível verificar que há uma redução em bloco dos deslocamentos do tabuleiro e do carril da rigidez da fundação 1 para a fundação 9. No entanto, os valores dos deslocamentos relativos permanecem praticamente constantes variando a rigidez do apoio horizontal.

Por último, o Quadro 4.13 apresenta o valor das várias reacções horizontais obtidas para cada tipo de solo, bem como a sua variação percentual. Como já tinha sido referido, o apoio longitudinal com maior rigidez (fundação 9) possui uma reacção maior (-1780 kN) enquanto que o apoio menos rígido (fundação 1) possui a reacção com menor valor.

Quadro 4.13 – Reacção do apoio horizontal variando o valor da sua rigidez (Frenagem).

	Reacção apoio horizontal (kN)	Varição (%)
Fundação 1	-1403.7	-
Fundação 2	-1545.2	10.08%
Fundação 3	-1660.7	7.47%
Fundação 4	-1711.1	3.03%
Fundação 5	-1741.1	1.75%
Fundação 6	-1762.4	1.22%
Fundação 7	-1770.8	0.48%
Fundação 8	-1779.9	0.51%
Fundação 9	-1780.80	0.05%

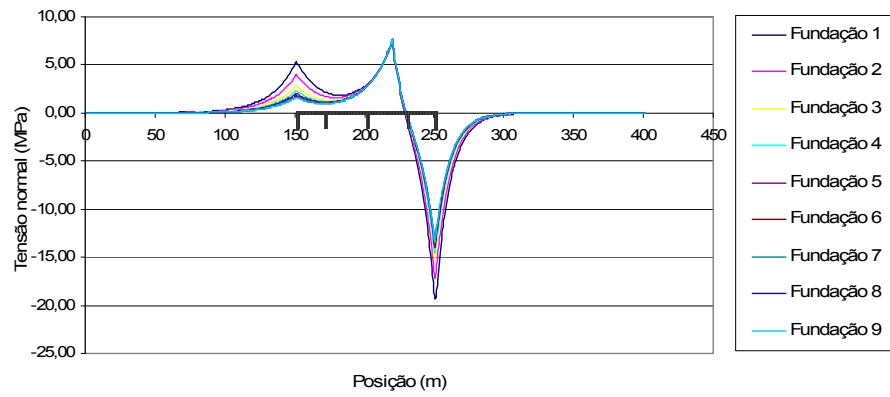
4.5.1.3. Arranque

O arranque consiste na aplicação de uma carga uniformemente distribuída de 33 kN/m ao longo de 30 metros. No entanto, a via foi considerada como estando carregada nos 300 metros correspondentes ao comprimento do comboio e não ao longo dos 30 metros onde é aplicada a acção.

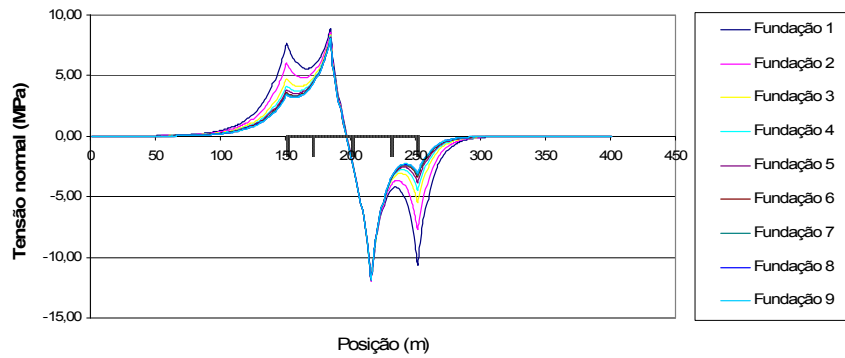
No estudo associado à acção de arranque variou-se a posição do comboio ao longo da ponte, com o propósito de se obter a envolvente máxima dos esforços e deslocamentos provenientes do sistema via-estrutura. O estudo centrou-se então em três posições do comboio na ponte, conforme demonstra a Figura 4.5. Note-se que a carga de 33kN/m foi aplicada na extremidade do comboio.

A Figura 4.14 apresenta então a variação das tensões normais instaladas nos carris alterando a deformabilidade do solo de fundação (fundação 1 a 9) e a posição do comboio, 1H, 2H e 3H, indicados na Figura 4.5.

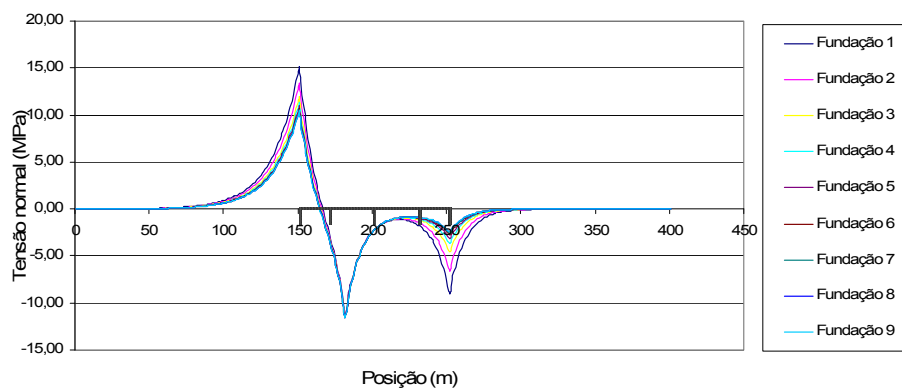
Tal como no caso da aplicação da frenagem, também aqui a variação da rigidez da fundação é determinante na distribuição dos esforços pelos carris. De facto, a tracção e compressão máximas encontram-se ambas no caso correspondente à fundação 1 (mas com o comboio em posições diferentes) com 15,2 e -19,4 MPa respectivamente. Aumentando a rigidez da reacção horizontal para a fundação 9, assiste-se a uma redução da tracção e compressão máximas para 10,5 e -13,4 MPa, ou seja, cerca de 30% para ambos os casos.



a)



b)



c)

Figura 4.16 – Variação das tensões instaladas nos carris alterando a rigidez do apoio horizontal e a posição do comboio ao longo da ponte (Arranque): a) Posição 1H; b) Posição 2H; c) Posição 3H.

O Quadro 4.14 apresenta a variação das tensões máximas instaladas nos carris nas extremidades da ponte (onde ocorre variação significativa das tensões) alterando a deformabilidade do solo de fundação e com o comboio situado na posição 3H, ou seja, com a ponte inteiramente carregada. Deste modo, verifica-se, tal como indica a Figura 4.16, que o decréscimo de tensões é gradual, sendo a variação no caso das compressões semelhante ao caso da aplicação da frenagem.

O Quadro 4.14 também apresenta a variação percentual das tensões normais máximas instaladas nos carris. Tal como na acção de frenagem, a variação percentual tende para zero ao aumentarmos a rigidez do solo de fundação para valores elevados, significando isto que as tensões normais tendem para um valor limite.

Quadro 4.14 – Tensões normais máximas instaladas nos carris variando a rigidez do apoio horizontal, com o apoio situado na posição 3H (Arranque).

	Carril			
	Tracção máx. (MPa)	Varição (%)	Compressão máx. (MPa)	Varição (%)
Fundação 1	15,18	-	-9,03	-
Fundação 2	13,41	-11,65%	-6,56	-26,78%
Fundação 3	11,97	-10,77%	-4,53	-29,82%
Fundação 4	11,34	-5,30%	-3,64	-18,64%
Fundação 5	10,96	-3,32%	-3,12	-13,54%
Fundação 6	10,69	-2,44%	-2,74	-11,13%
Fundação 7	10,59	-0,98%	-2,59	-4,93%
Fundação 8	10,47	-1,09%	-2,43	-5,67%
Fundação 9	10,46	-0,11%	-2,42	-0,58%

O Quadro 4.15, a seguir representado, possui os deslocamentos relativo entre as extremidades do talude e o encontro (δ_b). Analisando então a tabela é possível verificar que estes são maiores para o caso da fundação 1 (baixa rigidez), diminuindo gradualmente até ao apoio horizontal correspondente à rigidez da fundação 9. Note-se que essa variação percentual obtida neste caso é globalmente semelhante à obtida no estudo das cargas de frenagem.

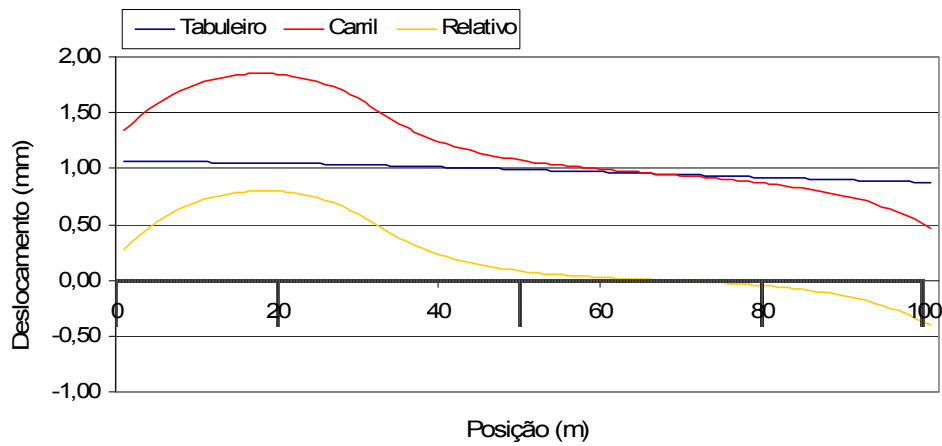
A variável δ_b é limitada pelo eurocódigo EN 1991-2 a 5 mm. Analisando a tabela 4.15, verifica-se que este limite é não é ultrapassado para todas as fundações (1 a 9).

Quadro 4.15 - Deslocamento entre as extremidades do tabuleiro e os aterros adjacentes (δ_b) variando a rigidez do solo de fundação (Arranque).

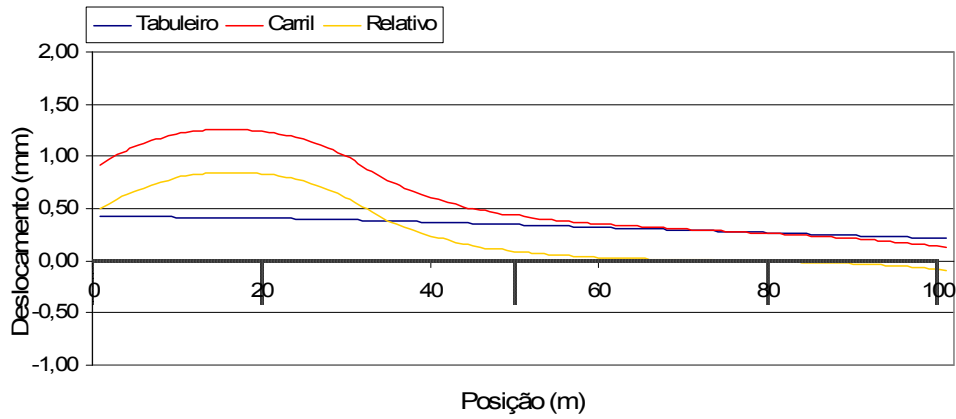
	Posição do Comboio	δ_b (mm)		Variação (%)	
		Apoio livre	Apoio fixo		
Fundação 1	1H	0,90	0,87	-	-
	2H	1,12	1,00	-	-
	3H	1,06	0,88	-	-
Fundação 2	1H	0,66	0,62	-27,14%	-28,78%
	2H	0,84	0,71	-24,99%	-28,76%
	3H	0,82	0,63	-22,57%	-28,30%
Fundação 3	1H	0,46	0,42	-30,10%	-32,65%
	2H	0,61	0,48	-26,90%	-32,61%
	3H	0,62	0,43	-23,83%	-32,26%
Fundação 4	1H	0,37	0,33	-18,75%	-21,11%
	2H	0,52	0,38	-16,04%	-21,09%
	3H	0,54	0,34	-13,74%	-20,91%
Fundação 5	1H	0,32	0,28	-13,61%	-15,78%
	2H	0,46	0,32	-11,28%	-15,78%
	3H	0,49	0,28	-9,43%	-15,66%
Fundação 6	1H	0,29	0,24	-11,18%	-13,30%
	2H	0,42	0,28	-9,02%	-13,30%
	3H	0,45	0,25	-7,41%	-13,21%
Fundação 7	1H	0,27	0,23	-4,95%	-6,03%
	2H	0,40	0,26	-3,90%	-6,02%
	3H	0,44	0,23	-3,15%	-5,99%
Fundação 8	1H	0,26	0,21	-5,69%	-7,01%
	2H	0,38	0,24	-4,43%	-7,01%
	3H	0,42	0,22	-3,56%	-6,96%
Fundação 9	1H	0,25	0,21	-0,59%	-0,73%
	2H	0,38	0,24	-0,45%	-0,73%
	3H	0,42	0,21	-0,36%	-0,72%

A Figura 4.17 apresenta os deslocamentos do tabuleiro, dos carris e os relativos entre os dois elementos, para os casos correspondentes à fundação 1 e 9. Nos dois gráficos da Figura 4.15, o comboio situa-se na posição 3H, correspondente à ponte inteira carregada.

Analisando, então, a Figura 4.17 verifica-se que, tal como no caso da actuação da frenagem, também os deslocamentos do tabuleiro e do carril sofrem uma redução em bloco com o aumento da rigidez do apoio horizontal (fundação 1 para fundação 9). Deste modo, os deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro permanecem praticamente inalteráveis com a mudança da rigidez do apoio longitudinal.



a)



b)

Figura 4.17 - Deslocamento horizontal do tabuleiro, carril e relativo para a acção de arranque, com a ponte inteiramente carregada: a) solo de fundação 1; b) solo de fundação 9.

Finalmente, o Quadro 4.16 possui as reacções do apoio horizontal variando a sua rigidez bem como a posição do comboio. Como era de esperar, o valor da reacção é maior com o aumento da rigidez do apoio. Tal justifica-se com a transferência de esforços do carril para o apoio. Note-se que o Quadro 4.16 também apresenta a variação percentual dos valores da reacção e que estes são muito semelhantes aos correspondentes ao caso da actuação da frenagem, nomeadamente na situação da ponte totalmente carregada (caso estudado na frenagem).

Quadro 4.16 - Reacção do apoio horizontal variando o valor da sua rigidez bem como a posição do comboio (Frenagem).

	Reacção do apoio horizontal (kN)			Variação (%)		
	1H	2H	3H			
Fundação 1	-642,42	-736,1	-645,68	-	-	-
Fundação 2	-703,48	-806,3	-711,85	9,50%	9,54%	10,25%
Fundação 3	-752,63	-863,11	-765,98	6,99%	7,05%	7,60%
Fundação 4	-774,03	-887,92	-789,76	2,84%	2,87%	3,10%
Fundação 5	-786,67	-902,46	-803,8	1,63%	1,64%	1,78%
Fundação 6	-795,65	-912,81	-813,8	1,14%	1,15%	1,24%
Fundação 7	-799,18	-916,86	-817,74	0,44%	0,44%	0,48%
Fundação 8	-803	-921,26	-820,02	0,48%	0,48%	0,28%
Fundação 9	-803,37	-921,69	-822,44	0,05%	0,05%	0,30%

4.5.1.4. Cargas Verticais

A análise às cargas verticais consistiu em aplicar uma carga uniformemente distribuída de 80 kN/m, variando a posição do comboio ao longo da ponte, bem como a rigidez do apoio longitudinal (fundação 1 a 9). A posição do comboio na ponte encontra-se visível na Figura 4.4.

A Figura 4.18 mostra precisamente a envolvente máxima das tensões normais instaladas nos carris para cada posição do comboio considerada. Note-se que na mesma figura, não são apresentados os valores referentes à variação da rigidez do solo de fundação pois estes são praticamente coincidentes.

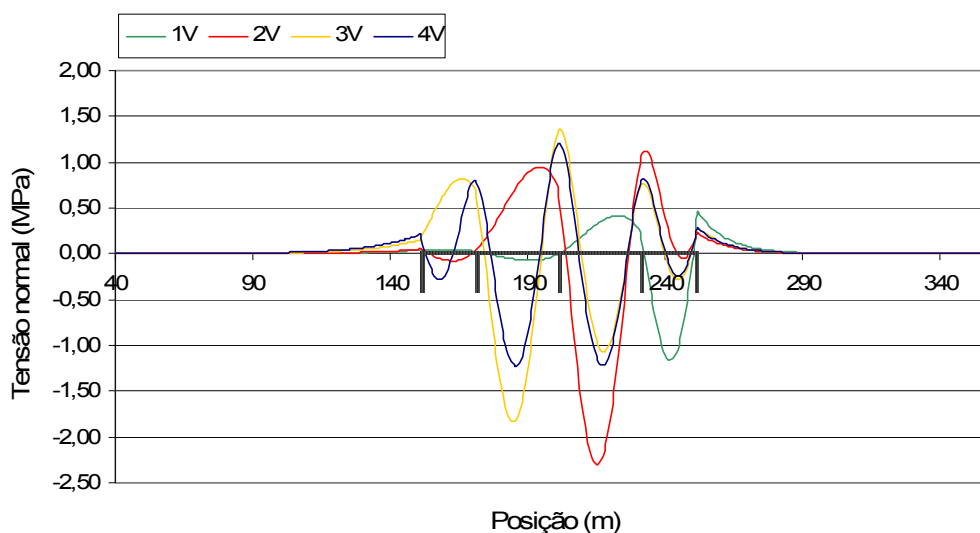


Figura 4.18 – Envolvente máxima das tensões normais instaladas nos carris variando a posição do comboio (Cargas verticais).

Os valores das tensões instaladas nos carris são muito pequenos quando comparados com os obtidos para as restantes acções.

O Quadro 4.17 mostra precisamente a variação das tensões normais máximas instaladas nos carris alterando a deformabilidade do solo de fundação, com metade da ponte carregada pelo comboio (posição 2V). Como é possível verificar, as tensões normais permanecem praticamente inalteráveis uma vez que a influência da deformabilidade do solo é mais importante quando solicitado horizontalmente, ou seja, a variação da rigidez do apoio horizontal é menos influente na análise das cargas verticais.

Quadro 4.17 - Valores máximos da compressão e tracção instalada no carril sujeito a cargas verticais (Posição 2V), e variando a rigidez do apoio longitudinal.

	Carril			
	Tracção máx. (MPa)	Variação (%)	Compressão máx. (MPa)	Variação (%)
Fundação 1	1,12	-	-2,30	-
Fundação 2	1,12	0,13%	-2,30	0,00%
Fundação 3	1,12	0,10%	-2,30	0,00%
Fundação 4	1,12	0,04%	-2,30	0,00%
Fundação 5	1,12	0,04%	-2,30	0,00%
Fundação 6	1,12	0,02%	-2,30	0,00%
Fundação 7	1,12	0,00%	-2,30	0,00%
Fundação 8	1,12	0,01%	-2,30	0,00%
Fundação 9	1,12	0,00%	-2,30	0,00%

O Quadro 4.18 apresenta o deslocamento horizontal relativo (δ_h) entre o topo da superfície do tabuleiro, na sua extremidade, e o encontro adjacente. Os valores foram obtidos para todas as situações de carregamento consideradas, e como podemos verificar, nenhum deles ultrapassa o limite de 8 mm imposto pelo EN 1991-2.

Analisando cuidadosamente a variação dos deslocamentos δ_h , verifica-se que estes praticamente não variam alterando a rigidez do solo de fundação, excepto no caso em que o comboio se situa na posição 1V (tramo de 20 m carregado pelo frente do comboio), onde se assiste a um decréscimo gradual do deslocamento. De facto, variando o comboio nas quatro posições definidas, aquela que provoca maiores reacções horizontais é precisamente o carregamento 1V.

Quadro 4.18 – Deslocamento relativo entre as extremidades da superfície superior do tabuleiro e os aterros adjacentes (δ_b) variando a rigidez do apoio horizontal (Cargas verticais).

	Posição do comboio	δ_h (mm)		Variação (%)	
		Apoio livre	Apoio fixo		
Fundação 1	1V	0,004	-0,120	-	-
	2V	0,023	-0,037	-	-
	3V	-0,066	-0,061	-	-
	4V	0,060	-0,059	-	-
Fundação 2	1V	0,002	-0,122	-50,07%	1,79%
	2V	0,022	-0,038	-4,00%	2,47%
	3V	-0,067	-0,061	0,99%	1,10%
	4V	0,060	-0,059	-0,53%	0,56%
Fundação 3	1V	0,000	-0,124	-80,91%	1,42%
	2V	0,021	-0,039	-3,34%	1,94%
	3V	-0,067	-0,062	0,79%	0,88%
	4V	0,060	-0,060	-0,44%	0,45%
Fundação 4	1V	0,000	-0,124	-184,57%	0,61%
	2V	0,021	-0,039	-1,52%	0,83%
	3V	-0,067	-0,062	0,34%	0,38%
	4V	0,059	-0,060	-0,19%	0,20%
Fundação 5	1V	-0,001	-0,125	128,71%	0,35%
	2V	0,020	-0,040	-0,92%	0,49%
	3V	-0,068	-0,062	0,20%	0,23%
	4V	0,059	-0,060	-0,11%	0,12%
Fundação 6	1V	-0,001	-0,125	39,86%	0,26%
	2V	0,020	-0,040	-0,66%	0,35%
	3V	-0,068	-0,062	0,14%	0,16%
	4V	0,059	-0,060	-0,08%	0,08%
Fundação 7	1V	-0,001	-0,125	11,20%	0,10%
	2V	0,020	-0,040	-0,26%	0,13%
	3V	-0,068	-0,062	0,06%	0,06%
	4V	0,059	-0,060	-0,03%	0,03%
Fundação 8	1V	-0,001	-0,125	11,00%	0,10%
	2V	0,020	-0,040	-0,29%	0,15%
	3V	-0,068	-0,062	0,06%	0,07%
	4V	0,059	-0,060	-0,04%	0,04%
Fundação 9	1V	-0,001	-0,125	0,96%	0,02%
	2V	0,020	-0,040	-0,02%	0,01%
	3V	-0,068	-0,062	0,01%	0,01%
	4V	0,059	-0,060	0,00%	0,00%

O Quadro 4.19 mostra então a variação da reacção no apoio horizontal, alterando a rigidez do solo de fundação, para dois cenários de carregamento: 1V e 4V. Como podemos verificar, os valores são desprezáveis quando comparados com os valores obtidos nas análises para as restantes acções associadas ao comboio (frenagem e arranque). No entanto a sua variação é muito semelhante a essas mesmas análises.

Quadro 4.19 - Reacção no apoio horizontal em função da rigidez do solo, com o comboio na posição 1V e 4V.
(Cargas verticais)

	Reacção apoio horizontal (kN)		Reacção apoio horizontal (kN)	
	1V	Variação (%)	4V	Variação (%)
Fundação 1	-5,493	-	-0,836	-
Fundação 2	-6,012	9,45%	-0,951	13,76%
Fundação 3	-6,431	6,97%	-1,026	7,89%
Fundação 4	-6,613	2,83%	-1,057	3,02%
Fundação 5	-6,72	1,62%	-1,075	1,70%
Fundação 6	-6,798	1,16%	-1,089	1,30%
Fundação 7	-6,828	0,44%	-1,094	0,46%
Fundação 8	-6,862	0,50%	-1,099	0,46%
Fundação 9	-6,865	0,04%	-1,1	0,09%

4.5.1.5. Soma linear

Como anteriormente referido, os efeitos totais podem ser obtidos somando linearmente os resultados relevantes obtidos para cada acção individual. Foram então somados as tensões normais no carril, as reacções horizontais e os deslocamentos na extremidade do tabuleiro. Esta soma foi realizada com a ponte inteira solicitada pelo comboio, ou seja, segundo as posições 4V e 3H.

A Figura 4.19 mostra a variação das tensões normais instaladas nos carris somando linearmente os efeitos de todas as acções. É possível verificar que a variação das tensões normais instaladas nos carris, variando a rigidez do apoio horizontal, não é significativa quando comparada com as variações nas análises para as cargas provenientes do comboio (cargas verticais, frenagem e arranque). Tal ocorre devido à elevada contribuição das tensões normais originadas pela acção conjunta da variação de temperatura/fluência/retracção no somatório das tensões normais.

A tracção e compressão máximas obtidas nos carris foram de 93,49 MPa e -71,25 MPa respectivamente, para a hipótese correspondente ao solo de fundação 1 (baixa rigidez). Estes valores encontram-se praticamente coincidentes com o limite imposto pelo eurocódigo (92 MPa à compressão e 72 MPa à tracção), tendo a compressão ultrapassado ligeiramente o limite. Se aumentarmos a rigidez do apoio longitudinal, por exemplo para a hipótese correspondente à fundação 9, estes valores diminuem para 79,61 e -61,53 MPa, encontrando-se deste modo dentro dos limites.

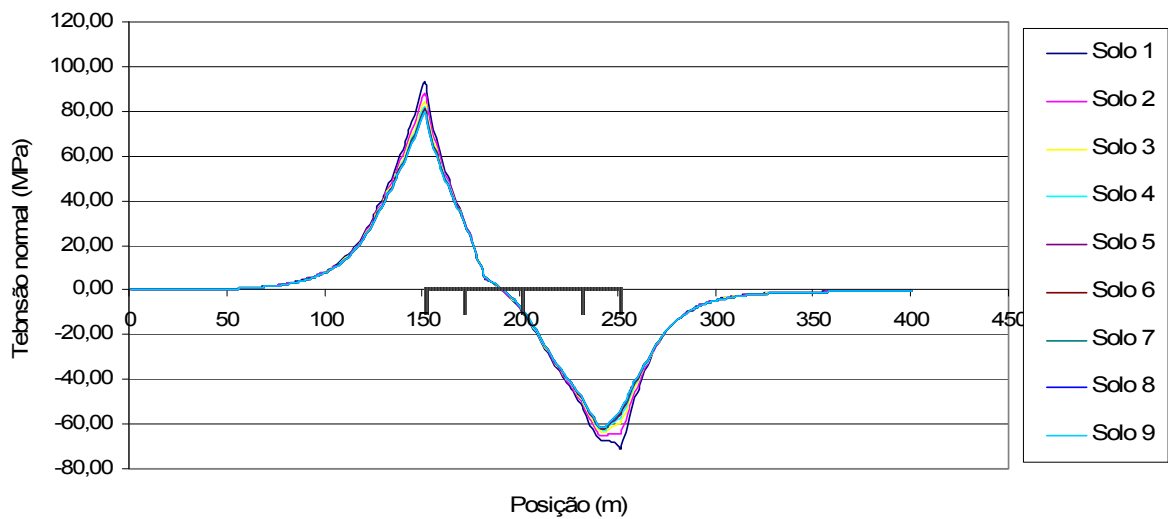


Figura 4.19 - Variação das tensões instaladas nos carris alterando a rigidez do apoio horizontal com o comboio situado na posição 3H ou 4V (Soma linear).

O Quadro 4.20 mostra a variação das tensões normais instaladas nos carris em função da rigidez do solo de fundação. É possível verificar a diminuição das tensões normais para um aumento da rigidez do apoio longitudinal. Também é possível constatar que, tal como na análise às cargas associadas ao comboio (mas de um modo menos acentuado), os valores das tensões tendem para um limite quando a deformabilidade do solo de fundação é muito baixa.

Quadro 4.20 - Valores máximos da compressão e tracção instaladas no carril variando a rigidez do apoio longitudinal (Soma linear).

	Carril			
	Tracção máx. (MPa)	Variação (%)	Compressão máx. (MPa)	Variação (%)
Fundação 1	93,48	-	-71,25	-
Fundação 2	88,33	-5,51%	-65,46	-8,12%
Fundação 3	84,13	-4,75%	-63,74	-2,64%
Fundação 4	82,24	-2,25%	-62,57	-1,84%
Fundação 5	81,12	-1,35%	-62,01	-0,89%
Fundação 6	80,30	-1,01%	-61,86	-0,25%
Fundação 7	79,99	-0,39%	-61,71	-0,24%
Fundação 8	79,65	-0,43%	-61,55	-0,26%
Fundação 9	79,62	-0,04%	-61,53	-0,03%

O Quadro 4.21 apresenta o somatório dos deslocamentos máximos relativos (δ_i) entre a extremidade livre do tabuleiro e o encontro adjacente, obtidos para as análises de frenagem, arranque e cargas verticais. Os deslocamentos provenientes da acção de temperatura/fluência/retracção no tabuleiro não foram considerados. Os deslocamentos δ_i consistem então no somatório da variável δ_h obtidas na análise das cargas verticais, com a variável δ_b , obtida no estudo da frenagem e arranque.

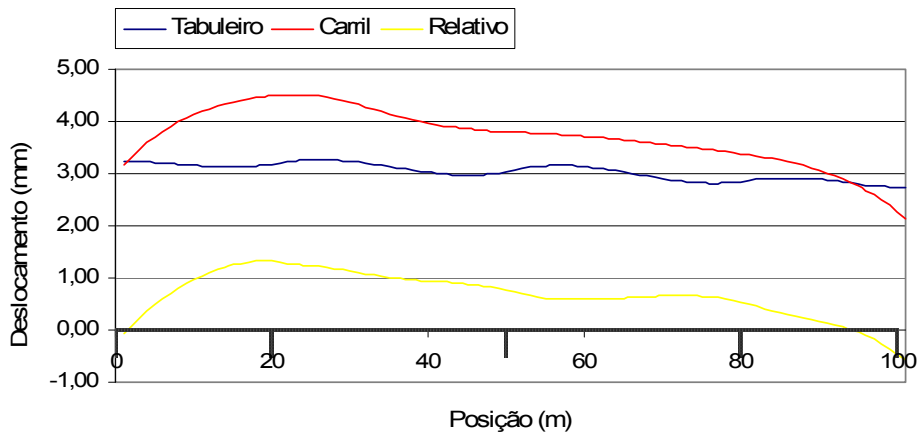
Analisando então, os valores da Tabela 4.21, verifica-se que estes situam-se inteiramente dentro dos limites de δ_b e δ_h estipulados pela norma EN 1991-2 (5 e 8 mm respectivamente). Verifica-se também que a variação percentual de δ_t é semelhante à obtida nas análises das acções de frenagem e arranque.

Quadro 4.21 – Somatório dos deslocamentos δ_b (provenientes da frenagem e arranque) e δ_h (proveniente das cargas verticais).

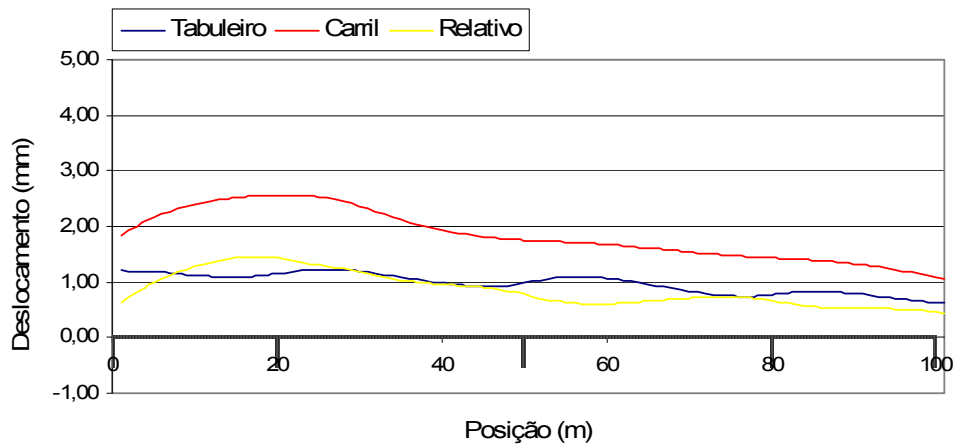
	δ_t (mm)	Varição (%)
Fundação 1	3,23	-
Fundação 2	2,47	-23,54%
Fundação 3	1,85	-24,95%
Fundação 4	1,58	-14,90%
Fundação 5	1,42	-10,21%
Fundação 6	1,30	-8,13%
Fundação 7	1,26	-3,54%
Fundação 8	1,21	-3,82%
Fundação 9	1,20	-0,50%

A Figura 4.20 apresenta o gráfico dos deslocamentos horizontais do tabuleiro, do carril e relativo entre tabuleiro-carril, para os casos de apoio longitudinal com rigidez correspondente às fundações 1 e 9. É então possível constatar que os deslocamentos do tabuleiro e do carril diminuem de valor com o aumento da rigidez do solo de fundação. Como a diminuição dos deslocamentos é semelhante para o carril e para o tabuleiro, os deslocamentos relativo permanecem praticamente constantes com a variação de rigidez do solo.

De salientar que os deslocamentos presentes na Figura 4.20 não incluem os efeitos provenientes da acção de variação da temperatura/fluência/retracção do tabuleiro.



a)



b)

Figura 4.20 - Deslocamento horizontal do tabuleiro, carril e relativo (Soma linear): a) Solo de fundação 1; b) Solo de fundação 9.

Finalmente, o Quadro 4.22 apresenta a soma das reacções horizontais de cada uma das análises efectuadas, em função da rigidez do apoio horizontal. Como é possível verificar, as reacções vão sendo maiores à medida que o solo de fundação se vai tornando mais rígido, ocorrendo assim, a transferência de esforços de carril para o apoio longitudinal.

Quadro 4.22 – Reacção do apoio horizontal variando o valor da sua rigidez (Soma linear).

	Reacção Horizontal (kN)	Variação (%)
Fundação 1	-510,81	-
Fundação 2	-690,61	35,20%
Fundação 3	-836,71	21,16%
Fundação 4	-904,01	8,04%
Fundação 5	-943,38	4,35%
Fundação 6	-972,89	3,13%
Fundação 7	-983,93	1,14%
Fundação 8	-994,02	1,02%
Fundação 9	-997,24	0,32%

4.5.2. CENÁRIO 2.

No cenário 2 realizou-se então a simulação conjunta, no Ansys®, de todas as cargas associadas ao comboio. Posteriormente, foram somadas linearmente aos efeitos da análise à variação de temperatura/fluência/retracção no tabuleiro (ponto 4.5.1.1). Note-se que, neste cenário, a análise da interacção via-estrutura foi simulada com a ponte totalmente carregada (posição 3H ou 4V).

4.5.2.1. Cargas provenientes do comboio.

A Figura 4.19 apresenta as tensões normais instaladas nos carris e geradas pela acção conjunta de todas as cargas associadas à passagem do comboio (frenagem, arranque e cargas verticais). Como podemos verificar, a variação das tensões normais máximas (localizadas nas extremidades do tabuleiro) com a mudança da rigidez do solo de fundação é significativa. Deste modo, a compressão e tracção máximas obtidas nos carris, para um apoio horizontal de rigidez correspondente à fundação 1, foram 26,50 MPa e -23,49 MPa respectivamente. Aumentando a rigidez do apoio, para a fundação 9, a tracção e compressão máximas passam a ser de 14,36 MPa e -6,47 MPa, correspondendo a uma redução de cerca de 45% e 72%, respectivamente.

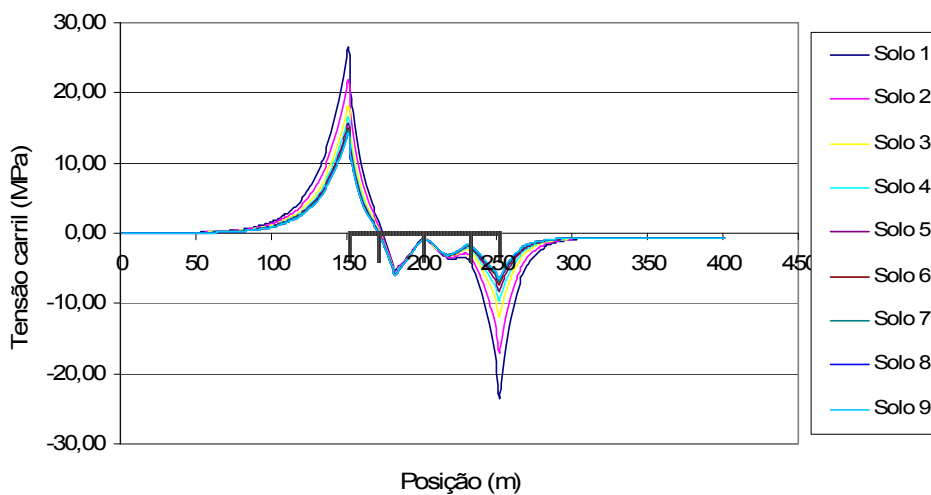


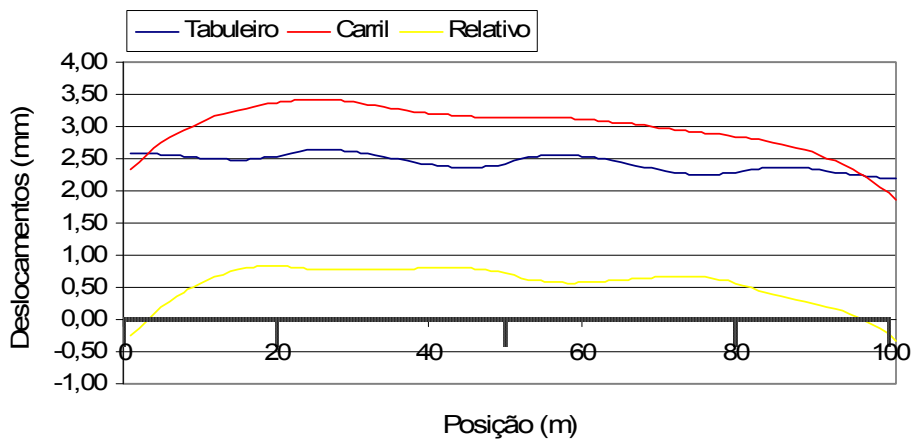
Figura 4.21 - Tensões normais instaladas nos carris simulando conjuntamente todas as cargas associadas à passagem do comboio, em função da rigidez do apoio horizontal (Ponte totalmente carregada).

O Quadro 4.23 apresenta os valores da variação das tensões máximas instaladas nos carris, alterando a rigidez do solo de fundação. Note-se que estas variações percentuais são semelhantes às obtidas nas análises das acções de frenagem e arranque, principalmente se considerarmos as tensões de compressão.

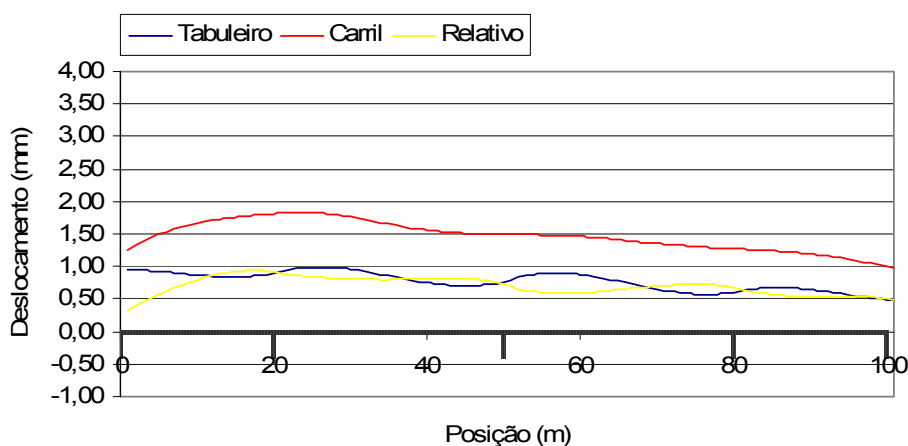
Quadro 4.23 – Tensões normais instaladas no carril variando a rigidez do apoio horizontal (Simulação conjunta das cargas associadas ao comboio).

	Carril			
	Tracção máx. (MPa)	Varição (%)	Compressão máx. (MPa)	Varição (%)
Fundação 1	26,50	-	-23,49	-
Fundação 2	21,95	-17,18%	-17,10	-27,18%
Fundação 3	18,23	-16,93%	-11,89	-30,46%
Fundação 4	16,60	-8,93%	-9,61	-19,20%
Fundação 5	15,64	-5,81%	-8,26	-14,06%
Fundação 6	14,95	-4,39%	-7,30	-11,64%
Fundação 7	14,68	-1,80%	-6,92	-5,18%
Fundação 8	14,39	-2,01%	-6,51	-5,97%
Fundação 9	14,36	-0,19%	-6,47	-0,62%

A Figura 4.22 apresenta os deslocamentos horizontais do tabuleiro, do carril e relativo entre o tabuleiro e carril, obtidos a partir da simulação de todas as cargas associadas ao comboio. Analisando então a figura, verifica-se que os deslocamentos do tabuleiro e do carril sofrem uma redução em bloco, com o aumento a rigidez do apoio longitudinal (da fundação 1 para a 9). Deste modo, os deslocamentos relativos permanecem praticamente inalteráveis com a variação da rigidez do apoio longitudinal.



a)



b)

Figura 4.22 – Deslocamentos horizontais do tabuleiro, do carril e relativo entre carril e tabuleiro para o caso da simulação conjunta das ações relativas ao comboio: a) Fundação 1; b) Fundação 9.

O Quadro 4.24 apresenta os deslocamentos relativos entre a superfície superior do tabuleiro, nas suas extremidades, e os encontros adjacentes (δ_h). Analisando então o quadro em causa, verifica-se que todos os deslocamentos cumprem os limites definidos no eurocódigo. A variação percentual dos deslocamentos é semelhante à obtida nos casos em que foram analisadas a frenagem, arranque e a soma linear.

Quadro 4.24 – Deslocamentos horizontais relativos entre a superfície superior do tabuleiro, nas duas extremidades da ponte, e os taludes adjacentes, variando a rigidez do apoio horizontal.

	δ_h (mm)			
	Apoio livre	Variação (%)	Apoio fixo	Variação (%)
Fundação 1	2,58	-	2,18	-
Fundação 2	1,97	-23,79%	1,55	-29,15%
Fundação 3	1,47	-25,47%	1,03	-33,58%
Fundação 4	1,25	-14,99%	0,80	-22,17%
Fundação 5	1,12	-10,43%	0,67	-16,85%
Fundação 6	1,03	-8,28%	0,57	-14,41%
Fundação 7	0,99	-3,56%	0,53	-6,62%
Fundação 8	0,95	-4,03%	0,49	-7,76%
Fundação 9	0,95	-0,41%	0,49	-0,82%

O Quadro 4.25 mostra a variação da reacção horizontal alterando a rigidez do solo de fundação. Essa variação percentual é muito idêntica à obtida nos casos de estudo associados às cargas provenientes do comboio (individualmente).

Quadro 4.25 - Reacção do apoio horizontal variando o valor da sua rigidez (Simulação conjunta de todas as acções relativas ao comboio).

Frenagem+Arranque+Verticais		
	Reacção horizontal (kN)	Varição (%)
Fundação 1	-1403,7	-
Fundação 2	-1545,2	10,08%
Fundação 3	-1660,7	7,47%
Fundação 4	-1711,1	3,03%
Fundação 5	-1741,1	1,75%
Fundação 6	-1762,4	1,22%
Fundação 7	-1770,8	0,48%
Fundação 8	-1779,9	0,51%
Fundação 9	-1780,80	0,05%

4.5.2.2. Cargas conjuntas.

Após se ter simulado no Ansys® a acção conjunta das cargas associadas ao comboio, adicionou-se linearmente os efeitos provenientes da análise para a acção da variação da temperatura/fluência/retracção no tabuleiro, presente no ponto 4.5.1.1. Deste modo, obteve-se o diagrama de tensões normais do carril presente na Figura 4.23.

Observa-se que as tensões normais máximas do carril não sofrem variações significativas alterando a rigidez do solo de fundação. Tal como na soma linear do cenário 1, o facto de as tensões normais relativas à variação de temperatura/fluência /retracção no tabuleiro corresponderem a uma parcela significativa das tensões totais, explica a baixa variação destas tensões.

A tracção e compressão máximas obtidas foram de 84,36 MPa e -65,78 MPa respectivamente, ambas dentro dos limites impostos pelo eurocódigo (92 MPa e -72 MPa).

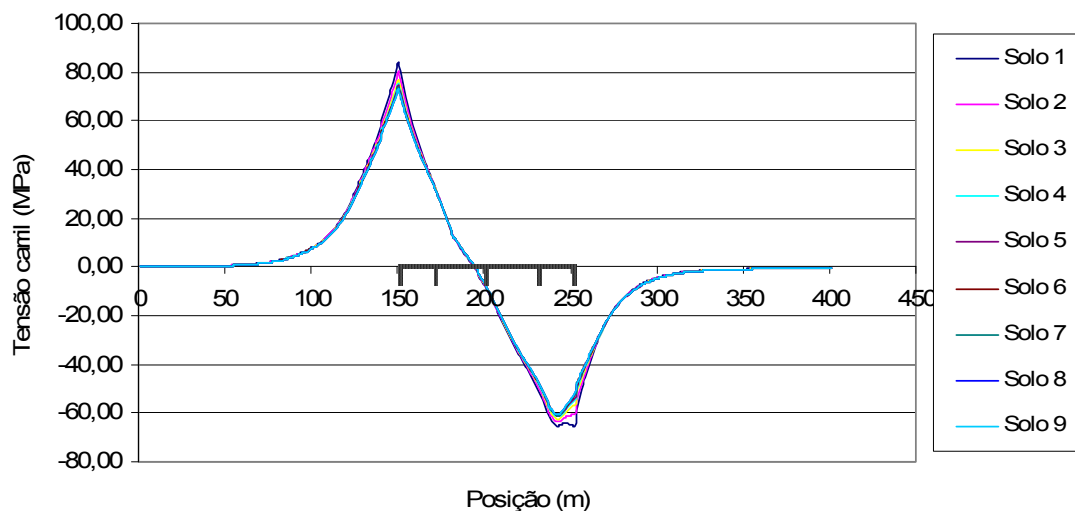


Figura 4.23 - Variação das tensões instaladas nos carris alterando a rigidez do apoio horizontal, considerando a ponte inteira carregada (Soma dos efeitos da simulação das cargas provenientes do comboio com os efeitos da temperatura/fluência/retracção do tabuleiro).

Como já referido no ponto 4.5.1.1, os deslocamentos associados à acção de temperatura/fluência/retracção não foram considerados na análise. Deste modo, os deslocamentos máximos considerados foram estudados no ponto anterior (simulação conjunta das cargas provenientes do comboio).

O Quadro 4.26 mostra a variação das reacções horizontais alterando a rigidez do solo de fundação. Os valores obtidos são pequenos quando comparados com os obtidos na soma linear, do cenário 1.

Quadro 4.26 – Reacção horizontal variando a rigidez do solo de fundação (Soma dos efeitos da simulação conjunta com os efeitos da temperatura/fluência/retracção do tabuleiro).

	Cargas conjuntas	
	Reacção Horizontal (kN)	Varição (%)
Fundação 1	135,70	-
Fundação 2	22,20	-83,64%
Fundação 3	-69,70	-413,96%
Fundação 4	-113,20	62,41%
Fundação 5	-138,50	22,35%
Fundação 6	-158,00	14,08%
Fundação 7	-165,10	4,49%
Fundação 8	-172,90	4,72%
Fundação 9	-173,70	0,46%

4.5.3. COMPARAÇÃO ENTRE O CENÁRIO 1 E O CENÁRIO 2.

A comparação entre os dois cenários incidiu principalmente na confrontação entre os resultados obtidos na soma linear do cenário 1 (ponto 4.5.1.5) e os calculados pela simulação conjunta das acções associadas ao comboio (ponto 4.5.2.2).

O Quadro 4.27 compara então as tensões normais máximas, instaladas nos carris, calculadas de acordo com os cenários 1 e 2. Como se pode verificar, os valores obtidos no cenário 2 são cerca de 8% a 9% menores que os calculados pelo cenário 1, para as tensões de compressão, e cerca de 2% para as tensões de tracção. Note-se que as diferenças tendem a diminuir ligeiramente quando a rigidez do apoio horizontal aumenta.

Quadro 4.27 – Comparação entre as tensões normais máximas, correspondentes ao efeito combinado das acções, calculadas através do cenário 1 e cenário 2.

	Cenário 1		Cenário 2		Varição (%)	
	Compressão (MPa)	Tracção (MPa)	Compressão (MPa)	Tracção (MPa)	Compressão	Tracção
Fundação 1	93,48	-71,25	84,36	-65,78	-9,76%	-7,68%
Fundação 2	88,33	-65,46	80,26	-63,59	-9,13%	-2,86%
Fundação 3	84,13	-63,74	76,93	-62,38	-8,56%	-2,13%
Fundação 4	82,24	-62,57	75,42	-61,44	-8,30%	-1,80%
Fundação 5	81,12	-62,01	74,53	-61,01	-8,13%	-1,61%
Fundação 6	80,30	-61,86	73,86	-60,95	-8,02%	-1,46%
Fundação 7	79,99	-61,71	73,62	-60,84	-7,97%	-1,40%
Fundação 8	79,65	-61,55	73,34	-60,72	-7,92%	-1,34%
Fundação 9	79,62	-61,53	73,32	-60,71	-7,91%	-1,33%

O Quadro 4.28 apresenta a comparação entre os deslocamentos relativos δ_t (cenário 1) e δ_h (cenário 2) obtidos nos pontos 4.5.1.5 e 4.5.2.1 respectivamente. Analisando então o quadro em questão, constata-se que ocorre uma diminuição dos deslocamentos de cerca de 20% do cenário 1 para o cenário 2, independentemente da rigidez do apoio longitudinal.

Quadro 4.28 – Comparação entre os deslocamentos relativos δ_t (cenário 1) e δ_h (cenário 2).

	δ_t vs δ_h (m)		Variação (%)
	Cenário 1	Cenário 2	
Fundação 1	3,23E-03	2,58E-03	20,12%
Fundação 2	2,47E-03	1,97E-03	20,24%
Fundação 3	1,85E-03	1,47E-03	20,54%
Fundação 4	1,58E-03	1,25E-03	20,89%
Fundação 5	1,42E-03	1,12E-03	21,13%
Fundação 6	1,30E-03	1,03E-03	20,77%
Fundação 7	1,26E-03	9,89E-04	21,51%
Fundação 8	1,21E-03	9,49E-04	21,57%
Fundação 9	1,20E-03	9,45E-04	21,25%

Analisando as figuras 4.20 e 4.22, correspondentes aos deslocamentos horizontais do tabuleiro, do carril e relativo entre eles, para o efeito combinado de acções obtidos no cenário 1 e 2 respectivamente, verifica-se que a sua variação no espaço é muito semelhante. O mesmo se passa com o valor desses deslocamentos, embora os do cenário 1 sejam ligeiramente superiores aos do cenário 2.

Por último, analisando o Quadro 4.29, que apresenta os valores das reacções horizontais obtidas nos cenários 1 e 2 (considerando o efeito combinado de todas as acções), constata-se que estes apresentam diferenças significativas.

Quadro 4.29 – Comparação entre as reacções horizontais do cenário 1 e 2, considerando o efeito combinado de todas as acções, e variando a rigidez do apoio longitudinal.

	Reacção Horizontal (kN)		Variação (%)
	Cenário 1	Cenário 2	
Fundação 1	-510,816	135,7	-126,57%
Fundação 2	-690,601	22,2	-103,21%
Fundação 3	-836,706	-69,7	-91,67%
Fundação 4	-904,017	-113,2	-87,48%
Fundação 5	-943,375	-138,5	-85,32%
Fundação 6	-972,889	-158	-83,76%
Fundação 7	-983,934	-165,1	-83,22%
Fundação 8	-994,019	-172,9	-82,61%
Fundação 9	-997,24	-173,7	-82,58%

5

Conclusões

5.1. CONCLUSÕES GERAIS.

No presente trabalho, pretendeu-se analisar a influência da deformabilidade do solo de fundação no estudo da interacção via-estrutura de uma ponte ferroviária de alta velocidade de carris soldados contínuos (sem juntas de dilatação). Deste modo, e após a simulação numa ponte espanhola ferroviária de alta velocidade no programa de cálculo numérico Ansys[®], foi possível retirar algumas conclusões dos resultados obtidos.

As metodologias de análise da interacção via-estrutura presentes no EN 1991-2 e no documento UIC 774-3R, foram aplicados no estudo de uma ponte inserida numa linha de alta velocidade espanhola

Verificou-se que todos critérios neles presentes relativos a este tema foram cumpridos pelos resultados obtidos. De facto, as tensões normais máximas bem como os deslocamentos máximas não ultrapassam os valores limites estabelecidos por essas normas, excepto no caso das tensões normais correspondentes à soma linear (cenário 1), obtidas em solos com deformabilidade alta (fundação 1)

Analisando os dois cenários estudados (ponto 4.5.1 e ponto 4.5.2), podemos classificar os seus resultados como conservativos devida à contabilização da variação de temperatura máxima e aos efeitos de fluência e retracção do tabuleiro no conjunto global das acções.

O modo como foi calculado o efeito combinado de acções, nomeadamente através de somas lineares, contribuiu para a obtenção de resultados pouco precisos, mas no entanto conservativos. Tal imprecisão provém do facto de os modelos que representam a interacção via-estrutura não possuírem um comportamento linear (através da ligação via-tabuleiro).

A análise associada ao estudo da variação de temperatura, bem como dos efeitos de fluência e retracção no tabuleiro apresenta características próprias. Em relação às tensões normais instaladas nos carris, estas representam uma parcela significativa das tensões totais devido aos elevados esforços gerados pelos deslocamentos consideráveis do tabuleiro. De facto, o comprimento de expansão livre (L_T) do tabuleiro (igual a 100 metros), aliado à elevada temperatura correspondente aos efeitos de variação de temperatura/fluência/retracção (-78°C), origina uma variação elevada do comprimento do tabuleiro, na ordem dos 7 cm. De salientar que os efeitos gerados no sistema via-estrutura aplicando a

variação de temperatura, a fluência e a retracção no tabuleiro, não são influenciáveis pela variação da deformabilidade do solo, uma vez que o tabuleiro tende sempre a deformar-se no apoio livre, mesmo que a rigidez do apoio fixo seja baixa.

Do estudo das cargas associadas ao comboio (frenagem, arranque, cargas verticais e simulação conjunta das acções anteriores) realça-se o facto de a variação da deformabilidade do solo ser condicionante no cálculo da interacção via-estrutura. Tal ocorre principalmente nas cargas horizontais uma vez que são estas que são suportadas pelo apoio horizontal e posteriormente pelo solo de fundação (através das estacas encabeçadas). Note-se que estas cargas horizontais não são integralmente recebidas pelo apoio horizontal, uma vez que parte delas transmitem-se para a via-férrea situada fora da ponte (na zona dos aterros).

A Figura 5.1 abaixo representada, mostra a variação percentual da reacção horizontal alterando a rigidez do solo de fundação. É então possível verificar que nos casos em que se aplicam cargas puramente horizontais, a reacção varia praticamente de igual modo. Mesmo no caso das cargas verticais, a variação percentual da reacção é igual á obtida na frenagem, arranque e simulação conjunta das cargas associadas ao comboio, excepto no caso em que a rigidez do apoio longitudinal é consideravelmente baixa. De salientar que o valor absoluto das reacções horizontais obtidas nas cargas verticais são desprezáveis quando comparados com as restantes acções.

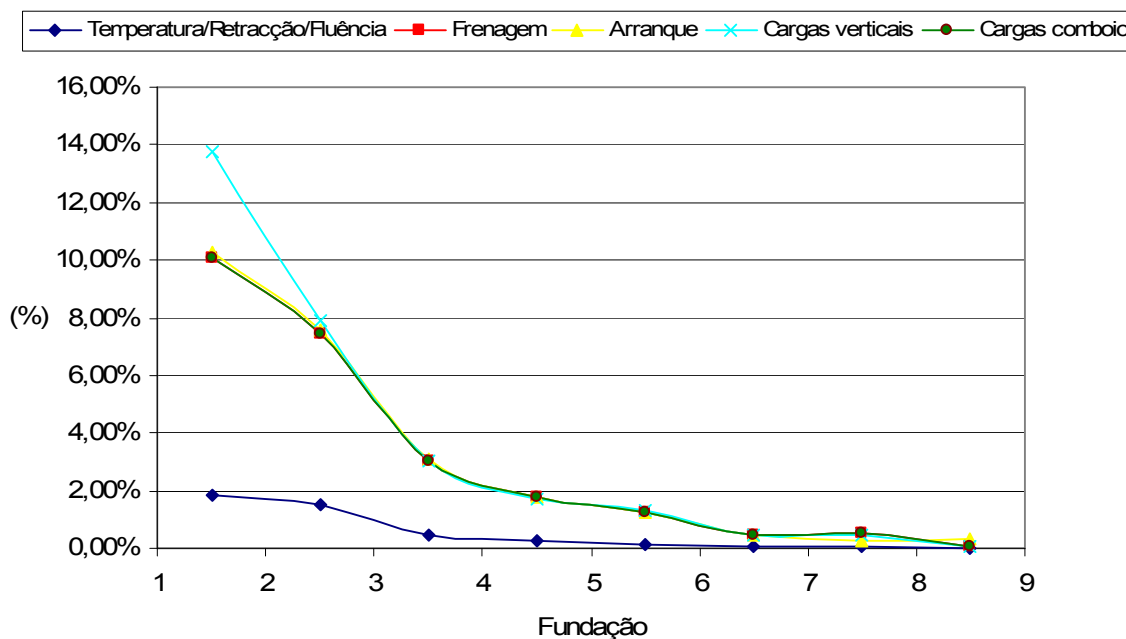


Figura 5.1 – Variação percentual da reacção horizontal alterando a deformabilidade do solo de fundação, para o caso de ponte inteiramente carregada pelo comboio.

A Figura 5.2 também apresenta resultados que explicam a o efeito da deformabilidade do solo no problema da interacção via-estrutura. De facto os deslocamentos horizontais variam igualmente alterando a rigidez do solo de fundação considerando as cargas associadas à passagem do comboio. A única diferença reside no caso das cargas verticais, onde, como é óbvio, os deslocamentos horizontais são praticamente nulos.

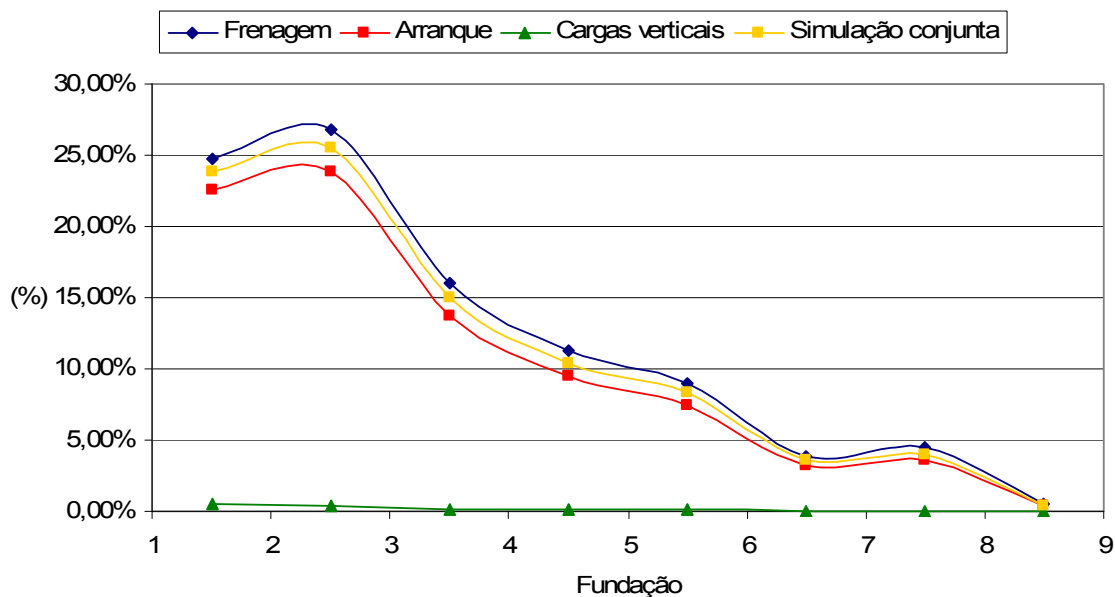


Figura 5.2 – Variação percentual dos deslocamentos horizontais da extremidade livre do tabuleiro (δ_b para a frenagem e arranque e δ_h para as cargas verticais e simulação conjunta de todas as cargas associadas ao comboio) alterando a deformabilidade do solo de fundação Ponte inteiramente carregada).

Analisando a hipótese estudada no cenário 2 sobre a simulação conjunta de todas as acções, constata-se que os seus resultados são satisfatórios quando comparados com o estudo realizado a cada uma das acções associadas à passagem do comboio. Tal pode ser verificado nas figuras 5.1 e 5.2 através da coincidência das variações da reacção e deslocamentos horizontais. Os resultados relativos às tensões normais revelam que a diferença entre a soma linear de todas as cargas associadas ao comboio e a simulação conjunta das mesmas é de cerca de 8 a 9% para as compressões máximas e 2% para as tracções máximas (Quadro 4.27).

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.

A temática da interacção via-estrutura em pontes ou viadutos ferroviários de alta velocidade tem apresentado um desenvolvimento rápido face aos crescentes avanços que os comboios de alta velocidade têm sofrido. De facto, as necessidades de expansão da rede de alta velocidade e do aumento da sua eficácia, tanto em rapidez como em capacidade de transporte, têm introduzido acções cada vez mais consideráveis ao sistema via-estrutura. O Quadro 5.1 apresenta o historial de recordes de velocidades máximas que têm sido batidos ao longo do tempo, tendo o último atingido a velocidade de 574,8 km/h.

Quadro 5.1 – Recordes de velocidade ferroviários (Fonte: www.transportesemrevista.com).

Recordes de velocidade ferroviários (km/h)		
06-10-1903	213,00	AEG, Alemanha
20-07-1939	203,00	Ferrovie dello Stato, Itália
21-02-1954	243,00	SNFC/Alstom
29-03-1955	331,00	SNFC/Alstom
26-02-1981	380,00	SNFC/Alstom
18-05-1990	515,30	SNFC/Alstom
03-04-2007	574,80	SNFC/Alstom



Figura 5.3 – Recorde de velocidade ferroviária atingida em 3 de Abril de 2007
(Fonte:www.transportesemrevista.com)

Um exemplo claro da evolução presente nos comboios de alta velocidade é o desenvolvimento comercial de um novo comboio designado por AGV (Automotrice à Grande Vitesse), cujo protótipo foi apresentado em 5 de Fevereiro de 2008, e que consegue atingir uma velocidade máxima de serviço de cerca de 360 km/h bem como um aumento do número de carruagens e uma redução significativa de energia consumida quando comparada com a última versão do seu antecessor (TGV). Uma das características deste novo comboio é o facto de a tracção ser distribuída ao longo do comboio. Deste modo, as acções aplicadas pelo comboio terão necessariamente que sofrer alterações, o que consequentemente modifica os cálculos a ser realizados num estudo da interacção via-estrutura. De realçar que o aumento da velocidade do comboio implica um aumento da segurança da via e de circulação.

Um dos desafios associados ao estudo da interacção via-estrutura, e que consiste numa das dificuldades da análise realizada no presente trabalho, é o de simular conjuntamente todas as acções existentes, tendo em conta a questão da via carregada e descarregada, bem como a variação da posição do comboio ao longo da ponte. Deste modo, esta dificuldade poderia ser superada construindo um modelo numérico, mais completo que os realizados até agora, e que satisfizesse as condições anteriores.

O modelo a ser construído poderia então activar o carregamento da via apenas quando esta fosse sujeita às cargas de frenagem/arranque e cargas verticais simultaneamente. No modelo desenvolvido no presente trabalho, a localização da via carregada teve que ser definida previamente, sendo que apenas depois é que se lhe atribuiu as propriedades correctas (através das molas do balastro). Em relação às acções térmicas, como estas são aplicadas com a via descarregada, a combinação dos seus efeitos com os resultados das simulações provenientes do comboio (via carregada) poderia ser executada da seguinte maneira: numa primeira fase, seriam introduzidos no sistema via-estrutura os esforços e deslocamentos provenientes das acções térmicas; de seguida, os modelos, afectados pelos valores anteriormente mencionados, seriam simulados aplicando as cargas provenientes do comboio (arranque, frenagem e cargas verticais).

Seria também interessante, que o novo modelo fosse construído em 3 dimensões. Deste modo, poderia verificar-se o comportamento lateral da via, o que certamente seria importante na verificação da estabilidade da via-férrea, podendo mesmo analisar-se a possibilidade de encurvadura da via. Teriam então que ser analisadas outras propriedades da via-férrea como a sua resistência lateral.

Os resultados obtidos da análise numérica da interacção via-estrutura deverão ser verificados através da realização de ensaios experimentais em pontes ou viadutos reais, que consigam medir quais os deslocamentos originados na via e as tensões normais instaladas nos carris. De facto, esta componente é fundamental, uma vez que só a partir dela é que se torna possível adquirir alguma confiança nos resultados obtidos através dos modelos numéricos. Neste sentido, a situação ideal seria executar o maior número de ensaios possíveis, de modo a obter-se uma base de dados sólida.

BIBLIOGRAFIA

UIC Code 774-3-R (2001), "Track/bridge interaction – Recommendations for calculations", 2nd edition, Union Internationale des Chemins de Fer, UIC.

EN1991-2 (2003), Actions on structures – Part 2: General actions – Traffic Loads on Bridges, European Committee for standardization, CEN.

ERRI D202/R12 (1999) – "Improved Knowledge of Forces in CWR Track", European Rail Research Institute (ERRI), Utrecht.

Place, D., Davis, S., Barron, M. (2003). "Track-Structure Interaction on the Taiwan High-Speed Rail Viaducts". IABSE Symposium: Structures for high-speed railway transportation. Antuérpia, IABSE.

Fryba, L. (1996). Dynamics of Railway Bridges, Thomas Telford Services Ltd.

Ramondec, P., Schmitt, P., Martin, D. (2008). "Track-Bridge Interaction SNCF Experience". "Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways". R. Calçada, Delgado, R., Campos e Matos, A., Goicolea, J., Gabaldón, F., Taylor&Francis.

Calçada, R., Delgado, R., Simões, R. (2008). Track-Bridge Interaction in Railway Lines: Numerical Modelling and Application". "Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways". Porto, Taylor&Francis.

Sanguino, M. C., Requejo, P.G. (2004). "Consideración de las deformaciones por retracción y fluencia en el estudio del fenómeno de interacción vía-tablero en el proyecto de puentes ferroviarios." Revista de Obras Públicas: 45 a 51.

González, P., Cuadrado, M., Nasarre, J., Romo, E. (2002). "Alta velocidad: El fenómeno de interacción vía-tablero en puentes." Revista de Obras Públicas: 61 a 68.

Delhez, M., Esveld, C., Godart, P., Mijs, J. (1995). "Avoidance of expansion joints in high-speed CWR track on long bridges." Rail Engineering International Vol.24 No.3: 7 a 9.

Ruge, P. et al. (2004) - "Langskraftbeanspruchung von durchgehend geschweißten Schienen auf Brücken für Lastkombinationen", Bautechnik, Vol. 82, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co, KG, Berlin

Santos, J.A. (1993).”Comportamento de estacas verticais sob acção de cargas horizontais estáticas”
Tese de Mestrado, FC T da UN L

Fonseca, A., V., Apontamentos da cadeira de Fundações, MIEC, FEUP, 2006