

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PONTES COM
TABULEIROS DE DUPLA AÇÃO MISTA SUBMETIDAS AO
TRÁFEGO DE TRENS DE ALTA VELOCIDADE**

Marco Antonio Peixer Miguel de Antonio

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PONTES COM
TABULEIROS DE DUPLA AÇÃO MISTA SUBMETIDAS AO
TRÁFEGO DE TRENS DE ALTA VELOCIDADE"**

Marco Antonio Peixer Miguel de Antonio

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Hermes Carvalho
DEES - UFMG (Orientador)

Prof. Dra. Ana Lydíia Reis de Castro e Silva
DEES - UFMG (Coorientadora)

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira
DEES - UFMG

Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt
USP - SP

Belo Horizonte, 22 de novembro de 2018

A635a

Antonio, Marco Antonio Peixer Miguel de.

Avaliação do comportamento de pontes com tabuleiros de dupla ação mista submetidas ao tráfego de trens de alta velocidade [manuscrito] / Marco Antonio Peixer Miguel de Antonio. - 2018.

xix, 181 f., enc.: il.

Orientador: Hermes Carvalho.

Coorientadora: Ana Lydia Reis de Castro e Silva.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Apêndices: f. 124-181.

Bibliografia: f. 118-123.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Pontes ferroviárias - Teses. 3. Dinâmica estrutural - Teses. I. Carvalho, Hermes. II. Castro e Silva, Ana Lydia Reis de. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624(043)

AGRADECIMENTOS

A Deus em primeiro lugar.

Ao meu orientador, Professor Hermes Carvalho, por me acolher e orientar, pela disposição e orientação nas reuniões que viabilizaram a conclusão desse trabalho.

À professora Ana Lúcia, minha coorientadora, por estar comigo desde o início e sempre ter prestado o apoio necessário.

Ao professor Roque Pitangueira, pela compreensão e conselhos necessários durante o início dessa jornada.

Aos meus pais, Jonas e Cida, pelo amor, incentivo e apoio incondicional.

À minha namorada, Paula, pelo amor, carinho, compreensão e suporte durante a edição da dissertação.

À Lúcia, que me concedeu uma moradia e uma família durante o mestrado.

Ao DEES (Departamento de Engenharia de Estruturas), pelo apoio e compreensão.

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e à FAPEMIG (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), pelo auxílio financeiro e incentivo à produção científica no Brasil.

RESUMO

O presente trabalho relata o estudo sobre o comportamento estático e dinâmico de uma ponte ferroviária em linha de alta velocidade (L.A.V.), bem como a sua verificação quanto aos critérios de segurança. A ponte em estudo, denominada *La Scarpe*, está inserida na L.A.V. francesa *TGV Nord* e é composta por um tabuleiro misto de aço-concreto com tipologia estrutural de uma viga contínua com 333 metros de extensão. No atual trabalho é avaliada a modificação da superestrutura da ponte, através da adição de uma laje inferior de concreto na região do momento fletor negativo entre os pontos de inflexão, transformando-o em uma estrutura conhecida como dupla ação mista. Assim, foram desenvolvidos modelos numéricos tanto para o tabuleiro original quanto para o modificado, por meio do Método de Elementos Finitos (MEF). Optou-se por uma malha tridimensional simplificada composta por elementos de casca e de viga que representam fielmente o comportamento à torção da ponte, desenvolvido no programa computacional ANSYS[®] v.12 (2009). A modelagem do tabuleiro original foi validada por meio de comparações com resultados numéricos e experimentais disponíveis na literatura. Sendo assim, os resultados obtidos a partir dos modelos numéricos com o tabuleiro original e com o tabuleiro modificado foram comparados a fim de identificar as vantagens e desvantagens decorrentes da utilização de tabuleiros mistos de aço-concreto com dupla ação mista. A adição da laje inferior resultou no aumento dos valores das frequências naturais dos modos de flexão e, principalmente, dos modos de torção, acarretando na redução dos níveis de deslocamento e aceleração da estrutura quando solicitada pela passagem de trens de alta velocidade. Por fim, foram realizadas verificações de segurança da estrutura do tabuleiro com dupla ação mista, conforme as prescrições da norma europeia. Tal tabuleiro demonstrou ser uma boa solução para pontes sujeitas à passagem de trens de alta velocidade, principalmente para estruturas mistas contínuas, com solicitações que proporcionam momentos fletores negativos sobre o apoio e torção do tabuleiro, podendo inclusive acarretar na redução do custo do aço empregado na estrutura.

Palavras-chave: L.A.V.; Dupla ação mista; Comportamento estático e dinâmico de pontes de alta velocidade; MEF.

ABSTRACT

This study addresses the static and dynamic behavior of a high-speed rail (HSR) bridge, as well as its verification of the safety criteria. The bridge under study, called “La Scarpe”, is part of the French HSR network (TGV Nord) and is composed of steel-concrete deck structured in a continuous slab with nine spans, totalizing 333 m in length. This study assesses a modification in the superstructure of this bridge by adding a lower concrete slab in the region of negative bending moment between the inflection points, transforming it into a structure known as double composite action. Thus, a methodology was developed to statically and dynamically evaluate HSR bridges composed of double composite action decks. Subsequently, numerical models were developed, both for the original deck and the modified one, through the Finite Element Method (FEM) using the ANSYS v.12 software. The modeling of the original deck was validated through comparisons between theoretical and experimental results for the “La Scarpe” bridge available in the literature. Thus, the results obtained in the numerical modeling for the original and modified decks were compared in order to identify the advantages and disadvantages resulting from the use of composite steel-concrete decks with double composite action. The addition of the lower slab resulted in an increase of the modes of bending and, especially, torsion modes, resulting in reduction of the levels of displacement and acceleration of the structure when loaded by the passage of high speed trains. Finally, the safety of the modified deck was verified according to requirements of the European standard. The double composite action deck proved to be a good solution for bridges submitted to the transition of high speed trains, especially for continuous composite structures, with loads that provide negative bending moments on the support and twist of the deck, and may even reduce the cost of the steel used in the structure.

Keywords: HSR; Double composite action; Dynamic and static behavior of high-speed bridges, MEF.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Seção típica do tabuleiro composto por vigas de aço-concreto (Adaptado de Mendes, 2010)	1
Figura 1.2 – Seção típica do tabuleiro com dupla ação mista (Adaptado de Mendes, 2010).....	2
Figura 1.3 – Viaduto <i>La Scarpe</i> (https://earth.google.com/web ,2018)	2
Figura 2.1 – Inauguração da primeira linha da alta velocidade, <i>Tokaido Shinkansen</i> , em 01 de outubro de 1964 (http://www.japantimes.co ,2017)	7
Figura 2.2 – Linhas de alta velocidade na Europa (http://www.uic.org ,2017).....	8
Figura 2.3 – Linhas de alta velocidade na China (http://www.uic.org ,2017).....	9
Figura 2.4 – Exemplos de comprimentos de dilatação L_t (EN 1991-2, 2003).....	11
Figura 2.5 – Tabuleiros com vãos isostáticos (Figueiredo, 2007).....	12
Figura 2.6 – Tabuleiros com vãos contínuos e pequenos trechos (Figueiredo, 2007)	13
Figura 2.7 – Tabuleiros com vãos contínuos e grandes trechos (Figueiredo, 2007)	13
Figura 2.8 – Componentes de um típico tabuleiro misto em caixão. (Adaptado de Saleh e Duan, 2000)	16
Figura 2.9 – Tabuleiros mistos em viga caixão (Adaptado de Saleh e Duan, 2000).....	16
Figura 2.10 – Viaduto <i>Werra</i> (Kang <i>et al.</i> , 2018) (a) e ponte <i>Sesia</i> (Somaschini <i>et al.</i> , 2017) (b).....	17
Figura 2.11 – Ponte de <i>Jaulny</i> (https://structurae.net/structures/jaulny-viaduct ,2017).....	17
Figura 2.12 – Componentes de um típico tabuleiro convencional (Adaptado de Duan et al., 2000).....	18
Figura 2.13 – Vista inferior (a) e interior (b) da Ponte <i>la Haute Colme</i> , <i>TGV Nord</i> (Figueiredo, 2007)	18
Figura 2.14 – Vista em perspectiva, à esquerda, e seção transversal, à direita (dimensões em metros) da ponte Alcácer do Sal (Malveiro <i>et al.</i> , 2018)	19
Figura 2.15 – Seção típica do tabuleiro caixão com dupla ação mista (adaptado de Patel, 2009)	20
Figura 2.16 – Seção típica do tabuleiro com dupla ação mista (adaptado de Kim e Shim, 2009)	21

Figura 2.17 – Detalhamento dos conectores de cisalhamento (adaptado de Kim e Shim, 2009)	21
Figura 2.18 – Ponte de <i>Ciérvana</i> (Sen e Stroh, 2010)	22
Figura 2.19 – Seção longitudinal do viaduto <i>Arroyo las Piedras</i> (Millanes <i>et al</i> , 2009)	23
Figura 2.20 – Seção transversal no apoio, viaduto <i>Arroyo las Piedras</i> (Millanes <i>et al</i> , 2009)	23
Figura 2.21 – Modelo de força <i>LM71</i> (EN 1991-2, 2003)	31
Figura 2.22 – Modelos de carregamentos <i>SW/0</i> e <i>SW/2</i> (EN 1991-2, 2003)	31
Figura 2.23 – Fluxograma que define a necessidade de realização de análises dinâmicas em pontes (EN 1991-2, 2003)	34
Figura 2.24 – Limites superiores (1) e inferiores (2) para a frequência natural de pontes em função do vão (adaptado da EN 1991-2, 2003)	35
Figura 2.25 – Tipos de trens reais da rede europeia de alta velocidade (adaptado da EN 1991-2, 2003)	37
Figura 2.26 – Esquemas de forças do trem regular europeu de alta velocidade (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001 <i>apud</i> Ribeiro, 2004)	37
Figura 2.27 – Esquemas de forças dos trens articulados europeus de alta velocidade (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001 <i>apud</i> Ribeiro, 2004)	38
Figura 2.28 – Esquemas de forças dos trens convencionais europeus de alta velocidade (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001 <i>apud</i> Ribeiro, 2004)	39
Figura 2.29 – Modelo de carga “HSLM-A” (EN 1991-2, 2003)	40
Figura 2.30 – Modelo de carregamento <i>HSLM-B</i> (EN 1991-2, 2003)	41
Figura 2.31 – Número de cargas pontuais <i>N</i> e afastamento uniforme <i>d</i> para um determinado vão <i>L</i> (EN 1991-2, 2003)	41
Figura 2.32 – Definição da torção do tabuleiro (EN 1990-ANNEX A2, 2005)	44
Figura 2.33 – Máximo deslocamento vertical permitido (δ) para pontes ferroviárias (EN 1990-ANNEX A2, 2005)	47
Figura 3.1 – Seção transversal do tabuleiro (Figueiredo, 2007)	48
Figura 3.2 – Seção transversal do tabuleiro (Figueiredo, 2007)	49
Figura 3.3 – Septo transversal do tabuleiro (Figueiredo, 2007)	50
Figura 3.4 – Corte longitudinal da estrutura metálica principal e vista inferior (dimensões em mm)	50
Figura 3.5 – Vista inferior detalhada do tabuleiro com dimensões em mm (Figueiredo, 2007)	50

Figura 3.6 – Corte longitudinal da estrutura metálica principal junto a laje inferior e vista inferior do tabuleiro com dupla ação mista (dimensões em mm).....	51
Figura 3.7 – Seção transversal com os elementos finitos da laje	53
Figura 3.8 – Distribuição da rigidez ao longo do tabuleiro (Figueiredo, 2007)	54
Figura 3.9 – Orientação do elemento da laje de concreto	55
Figura 3.10 – Discretização das vigas metálicas utilizadas na modelagem numérica (adaptado de Figueiredo, 2007).....	56
Figura 3.11 – Características geométricas das vigas metálicas	56
Figura 3.12 – Modelo numérico do tabuleiro original (esquerda) e do tabuleiro com dupla ação mista (direita)	57
Figura 3.13 – Discretização das vigas metálicas e laje inferior utilizadas na modelação numérica	57
Figura 3.14 – Características geométricas das vigas metálicas e laje inferior	58
Figura 3.15 – Definição das ações sobre a estrutura (adaptado Figueiredo, 2007)	59
Figura 3.16 – Aplicação das ações ao longo da estrutura.....	59
Figura 4.1 – Decomposição de uma solicitação excêntrica.....	61
Figura 4.2 – Deslocamento vertical do tabuleiro não fissurado ao ser submetido a uma ação uniforme de 200 kN/m.....	61
Figura 4.3 – Deslocamento vertical do tabuleiro fissurado ao ser submetida a uma ação uniforme de 200 kN/m.....	62
Figura 4.4 – Comparação entre o modelo desenvolvido neste trabalho e os resultados de Figueiredo (2007) para o os modelos fissurados e não fissurados.	62
Figura 4.5 – Comparação das tensões normais longitudinais nas almas das vigas entre os resultados de Figueiredo (2007) (esquerda em kN/m) e o modelo desenvolvido neste trabalho (direita em N/m), ambos para as condições não fissuradas.....	63
Figura 4.6 – Comparação dos esforços normais nas mesas das vigas entre os resultados de Figueiredo (2007) (esquerda em kN) e o modelo desenvolvido (direita em N), ambos para as condições não fissuradas	63
Figura 4.7 – Comparação das tensões normais entre o modelo desenvolvido neste trabalho (direita em N/m) e os resultados de Figueiredo (2007) (esquerda em kN/m) nas condições não fissuradas.	64
Figura 4.8 – Comparação das tensões normais entre o modelo desenvolvido neste trabalho (direita em N/m) e os resultados de Figueiredo (2007) (esquerda em kN/m) nas condições fissuradas.	64

Figura 4.9 – Deslocamento vertical da ponte ao ser submetida a uma ação assimétrica uniforme de ± 100 kN/m	65
Figura 4.10 – Comparação das tensões normais entre o modelo desenvolvido neste trabalho (direita em N/m) e os resultados de Figueiredo (2007) (esquerda em kN/m) nas condições não fissuradas.	65
Figura 4.11 – Comparação das tensões de cisalhamento entre o modelo desenvolvido neste trabalho (direita) e os resultados de Figueiredo (esquerda) nas condições não fissuradas.....	66
Figura 4.12 – Modos de vibração dos modelos não fissurado (esquerda) e fissurado (direita)	67
Figura 4.13 – Comparação entre os resultados das frequências naturais para os tabuleiros não fissurados (esquerda) e fissurados (direita)	69
Figura 4.14 – Comparação entre os resultados das frequências naturais obtidas numericamente e experimentalmente.....	70
Figura 4.15 – Comparação entre os resultados dos deslocamentos verticais obtidos para a análise transiente completa e para análise de superposição modal.	72
Figura 4.16 – Comparação entre os resultados das acelerações verticais obtidas para a análise transiente completa e para análise de superposição modal.....	72
Figura 4.17 – Influência da fissuração da laje no deslocamento vertical do tabuleiro.....	74
Figura 4.18 – Influência da fissuração da laje na aceleração vertical do tabuleiro	74
Figura 4.19 – Influência da variação da massa do lastro nas frequências naturais de flexão (esquerda) e torção (direita).....	75
Figura 4.20 – Influência da variação massa do lastro no deslocamento vertical do tabuleiro .	76
Figura 4.21 – Influência da variação massa do lastro na aceleração vertical do tabuleiro.....	76
Figura 4.22 – Comparação da aceleração vertical (A_y) no primeiro vão apresentada por Figueiredo (2007) (esquerda) e determinado através do modelo desenvolvido neste trabalho (direita)	78
Figura 4.23 – Comparação da aceleração vertical (A_y) no quinto vão apresentada por Figueiredo (2007) (esquerda) e determinado através do modelo desenvolvido neste trabalho (direita)	78
Figura 4.24 – Comparação da rotação transversal (R_z) no encontro C0, entre os resultados apresentados por Figueiredo (2007) (esquerda) e calculados para o tabuleiro convencional (direita)	81
Figura 5.1 – Comparação dos deslocamentos verticais dos tabuleiros ao serem submetidos a uma ação uniforme de 200 kN/m	83

Figura 5.2 – Tensões normais nas almas das vigas longitudinais ao longo do 5º vão em para o tabuleiro original (esquerda) e com dupla ação mista (direita) [N/m ²]	83
Figura 5.3 – Tensões normais nas lajes ao longo do 5º vão para o tabuleiro original (esquerda) e com dupla ação mista (direita) [N/m ²].....	84
Figura 5.4 – Deslocamento vertical da ponte ao ser submetida a uma ação assimétrica uniforme de ±100 kN/m	85
Figura 5.5 – Tensões de cisalhamento nas lajes ao longo do 5º vão para o tabuleiro original (esquerda) e com dupla ação mista (direita) [N/m ²].....	85
Figura 5.6 – Tensões de cisalhamento nas almas das vigas ao longo do 5º vão para o tabuleiro original (esquerda) e com dupla ação mista (direita) [N/m ²].....	86
Figura 5.7 – Tensões de cisalhamento na laje inferior ao longo do 5º vão para o tabuleiro com dupla ação mista [N/m ²]	86
Figura 5.8 – Tensões normais nas lajes ao longo do 5º vão para o tabuleiro original (esquerda) e com dupla ação mista (direita) [N/m ²].....	87
Figura 5.9 – Tensões normais nas lajes ao longo do 5º vão para o tabuleiro original (esquerda) e com dupla ação mista (direita) [N/m ²].....	87
Figura 5.10 – 1º Modo de Flexão vertical para o tabuleiro convencional (esquerda) e para o tabuleiro com dupla ação mista (direita)	89
Figura 5.11 – 1º Modo de Torção para o tabuleiro convencional (esquerda) e para o tabuleiro com dupla ação mista (direita).....	89
Figura 5.12 – Deslocamentos verticais (D_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais.....	90
Figura 5.13 – Deslocamentos verticais (D_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A	90
Figura 5.14 – Aceleração vertical (A_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais.....	92
Figura 5.15 – Aceleração vertical (A_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A	93
Figura 5.16 – Rotação longitudinal (R_x) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais.....	95
Figura 5.17 – Rotação longitudinal (R_x) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A	95
Figura 5.18 – Rotação transversal (R_z) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais.....	97

Figura 5.19 – Rotação transversal (R_z) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos <i>HSLM-A</i>	98
Figura 6.1 – Aceleração vertical (A_y) do tabuleiro com dupla ação mista solicitado por trens reais e modelos <i>HSLM-A</i>	101
Figura 6.2 – Empenamento do tabuleiro t nas seções S_1 e S_2 afastadas entre si 3 metros	103
Figura 6.3 – Linhas de influência para o empenamento das seções próximas aos apoios	104
Figura 6.4 – Distribuição das forças do modelo LM71 no 1º vão (a esquerda) e 5º vão (a direita).....	106
Figura 6.5 – Distribuição das forças do modelo SW/0 no 1º vão (a esquerda) e 5º vão (a direita).....	106
Figura 6.6 – Empenamento (t) do tabuleiro com dupla ação mista solicitado pelos trens reais e modelos <i>HSLM-A</i>	107
Figura 6.7 – Linha de influência da rotação transversal (R_z) do tabuleiro com dupla ação mista sobre o encontro C0.....	110
Figura 6.8 – Distribuição das forças do modelos LM71a esquerda e SW/0 a direita, para a máxima rotação transversal no encontro C0.....	111
Figura 6.9 – Deslocamento horizontal (δ_h) e vertical (δ_v) na superfície superior da extremidade do tabuleiro	111
Figura 6.10 – Rotação transversal (θ_z) do tabuleiro com dupla ação mista solicitado por trens reais e modelos <i>HSLM-A</i>	112
Figura A.1 – Modos de vibração dos modelos não fissurado (esquerda) e fissurado (direita)	124
Figura B.1 – Deslocamentos verticais (D_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais.....	131
Figura B.2 – Deslocamentos verticais (D_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos <i>HSLM-A</i>	133
Figura B.3 – Aceleração vertical (A_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais.....	136
Figura B.4 – Aceleração vertical (A_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos <i>HSLM-A</i>	138
Figura B.5 – Rotação longitudinal (R_x) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais.....	140
Figura B.6 – Rotação longitudinal (R_x) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos <i>HSLM-A</i>	143

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores característicos para os modelos <i>SW/0</i> e <i>SW2</i> (adaptado da EN 1991-2, 2003).....	32
Tabela 2.2 – Propriedades dos trens universais A1 a A10 (adaptado da EN 1991-2, 2003)....	40
Tabela 2.3 – Valores máximos para torção do tabuleiro (adaptado de EN 1990-ANNEX A2, 2005).....	44
Tabela 2.4 – Valores máximos para a verificação de torção do tabuleiro (adaptado de EN 1990-ANNEX A2, 2005).....	45
Tabela 2.5 – Valores máximos para classificação do nível de conforto dos passageiros, segundo os valores da aceleração vertical (EN 1990-ANNEX A2, 2005).....	46
Tabela 3.1 – Propriedades dos elementos da laje	53
Tabela 3.2 – Propriedades mecânicas dos materiais (Figueiredo, 2007).....	54
Tabela 3.3 – Características geométricas das vigas metálicas.....	56
Tabela 3.4 – Características geométricas das vigas metálicas e laje inferior	58
Tabela 4.1 – Comparação entre as frequências naturais de vibração obtidas numericamente	68
Tabela 4.2 – Comparação entre as frequências naturais de vibração obtidas numericamente e experimentalmente.....	70
Tabela 4.3 – Comparação entre os valores máximos de deslocamento e aceleração vertical em todos os vãos obtidos pela análise transiente completa e pela análise de superposição modal	73
Tabela 4.4 – Valores utilizados para análise da variação de massa	75
Tabela 4.5 – Deslocamentos verticais ($D_{y,max}$) obtidos para o tabuleiro convencional e por Figueiredo (2007)	77
Tabela 4.6 – Acelerações verticais ($A_{y,max}$) obtidos para o tabuleiro convencional e por Figueiredo (2007)	79
Tabela 4.7 – Rotações longitudinal (R_x) obtidas para o tabuleiro convencional e fornecidos por Figueiredo (2007)	80
Tabela 4.8 – Rotação transversal ($R_{z,max}$) obtidos por Figueiredo (2007) e para o tabuleiro convencional.....	81
Tabela 5.1 – Frequências naturais de vibração obtidas para os tabuleiros fissurados.....	88

Tabela 5.2 – Valores máximos de deslocamento vertical por vão para os tabuleiros solicitados por trens reais.....	91
Tabela 5.3 – Valores máximos de deslocamento vertical por vão para os tabuleiros solicitados por modelos <i>HSLM-A</i>	91
Tabela 5.4 – Valores máximos de aceleração vertical por vão para os tabuleiros solicitados por trens reais.....	93
Tabela 5.5 – Valores máximos de aceleração vertical por vão dos tabuleiros solicitados por modelos <i>HSLM-A</i>	94
Tabela 5.6 – Valores máximos da rotação longitudinal por vão para os tabuleiros solicitados por trens reais.....	96
Tabela 5.7 – Valores máximos da rotação longitudinal por vão para os tabuleiros solicitados por modelos <i>HSLM-A</i>	96
Tabela 5.8 – Valores máximos da rotação transversal por vão para os tabuleiros solicitados por trens reais.....	98
Tabela 5.9 – Valores máximos da rotação transversal por vão para os tabuleiros solicitados por modelos <i>HSLM-A</i>	99
Tabela 6.1 – Valores máximos do empenamento t devido as solicitações dos modelos <i>LM71</i> e <i>SW/0</i>	106
Tabela 6.2 – Valores máximos da deslocamento vertical para os vãos externos e internos devido as solicitações dos modelos <i>LM71</i> e <i>SW/0</i>	110
Tabela 6.3 – Valores máximos do deslocamento horizontal e vertical na extremidade do tabuleiro devido as solicitações dos modelos <i>LM71</i> e <i>SW/0</i>	112
Tabela 6.4 Valores limites para os níveis de conforto ótimo, bom e regular, e valor da relação (L/δ) obtido para o modelo <i>LM71</i> ao longo dos vãos	113

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas

- a – Comprimento de aplicação da ação uniformemente distribuída
 a_v – Aceleração vertical dentro do trem
 A_y – Aceleração vertical do tabuleiro
 $A_{y,max}$ – Aceleração vertical máxima do tabuleiro
 A_c – Área do concreto
 $A_{s, reinf}$ – Área das armaduras ordinárias
 c – Distância entre aplicação das ações uniformemente distribuídas
 $[C]$ – Matriz de amortecimento do sistema estrutural
 \mathbf{C} – Matriz modal de amortecimento;
 d – Distância entre os eixos do Truque
 D – Comprimento dos vagões
 D_y – Deslocamento vertical do tabuleiro
 $D_{y,max}$ – Deslocamento vertical máximo do tabuleiro
 E, E_x – Módulo de elasticidade longitudinal
 E_s – Módulo de elasticidade longitudinal do aço
 \mathbf{f} – Vetor modal de forças.
 G – Coeficiente de cisalhamento
 h – Altura da viga
 l_l – Largura do lastro
 L – Vão do tabuleiro
 L_t – Comprimento definido entre um ponto fixo e a extremidade do vão
 L_ϕ – Comprimento de referência
 $[K]$ – Matriz de rigidez do sistema estrutural;
 \mathbf{K} – Matriz modal de rigidez;
 $[M]$ – Matriz de massa do sistema estrutural;
 \mathbf{M} – Matriz modal de massa;
 N – Número de vagões intermediários
 n_0 – Frequência natural correspondente ao primeiro modo de flexão vertical

- n_t – Frequência natural correspondente ao primeiro modo de torção
 P – Força por eixo
 $p(t)$ – Vetor de forças externas
 q_{vk} – Ação vertical uniformemente distribuída
 Q_{vk} – Força vertical pontual
 R – Raio de curvatura
 R_x – Rotação longitudinal do tabuleiro
 $R_{x,max}$ – Rotação longitudinal máxima do tabuleiro
 R_z – Rotação transversal do tabuleiro
 $R_{z,max}$ – Rotação transversal máxima do tabuleiro
 S – Distância entre os eixos do trilho
 S_x – Tensão normal
 S_{xz} – Tensão de cisalhamento no plano xz
 $p(x)$ – Vetor de força com as ações provocadas por cada eixo do trem
 t – Valor máximo de empenamento do tabuleiro
 t_c – Espessura média dos elementos na laje superior
 $t_{f,inf}$ – Espessura da mesa inferior da viga
 t_l – Espessura do lastro
 $t_{laje,inf}$ – Espessura da laje inferior
 $t_{f,inf}$ – Espessura da mesa inferior da viga
 t_w – Espessura da alma da viga
 $\{u\}$ – Vetor de deslocamentos nodais
 $\{\dot{u}\}$ – Vetor de velocidades nodais
 $\{\ddot{u}\}$ – Vetor de acelerações nodais
 v – Velocidade do trem
 V – Velocidade de projeto
 y_{dyn} – Valor máximo da resposta dinâmica
 y_{stat} – Valor máximo da resposta estática

Letras Gregas

- α – Fator de correção das ações estáticas
 γ_1 – Peso específico do lastro
 δ – Deslocamento vertical máximo
 δ_h – Deslocamento transversal do tabuleiro

δ_v – Deslocamento transversal do tabuleiro

Δx – Distância incremental

Δt – Incremento de tempo

η – Coordenadas principais

θ_x – Rotação longitudinal do tabuleiro

θ_z – Limite da rotação transversal do tabuleiro

ν – Coeficientes de Poisson

ρ – Massa específica

φ – Fator de correção das ampliações decorrentes da ação dos vagões e das irregularidades nos trilhos e rodas

Φ – Matriz modal composta por n graus de liberdade.

φ'_{dyn} – Fator de amplificação dinâmico

$\{\varphi_r\}$ – Vetor que exprime o r-ésimo modo de vibração do sistema.

Φ – Fator de correção dos efeitos dinâmicos associados à passagem do tráfego normal do comboio

ω_r – R-ésima frequência natural de vibração

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANSYS - Analysis Systems

APDL – ANSYS Parametric Design Language

AREMA – American Railway Engineering and Maintenance of Way Association

CNT – Confederação Nacional do Transporte

DEES – Departamento de Engenharia de Estruturas

Eurocode – Comitê Europeu de Normatização

ERRI - European Rail Research Institute

HSLM – High Speed Load Model

HHT– Hilber-Hughes-Taylor

L.A.V. – Linha de Alta Velocidade

LADAE – Laboratório de Análise Dinâmica e Acústica Estrutural

LM71 – Load Model 71

MEF – Método dos Elementos Finitos

RFFSA – Rede Ferroviária Federal Sociedade Anônima

RT – Trens Reais

SETRA – Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes

SNCF – Société Nationale des Chemins de Fer

UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais

UIC – Union Internationale des Chemins de fer

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO.....	II
ABSTRACT	III
LISTA DE FIGURAS	IV
LISTA DE TABELAS.....	X
LISTA DE SÍMBOLOS	XII
LISTA DE ABREVIATURAS.....	XV
SUMÁRIO.....	XVI
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVO.....	3
1.3 METODOLOGIA	3
1.4 JUSTIFICAVA	3
1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 LINHA DE ALTA VELOCIDADE (L.A.V.).....	6
2.1.1 Histórico das L.A.Vs.	6
2.1.2 Realidade Brasileira.....	9
2.2 SOLUÇÕES ESTRUTURAIS	10
2.2.1 Restrição Longitudinal Utilizada em L.A.V.s	11
2.2.2 Algumas Tipologias de Tabuleiros Mistos Utilizadas em Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade	13
2.2.2.1 Tabuleiros Mistos em Viga Caixão	15
2.2.2.2 Tabuleiros Misto em Viga I (Convencional).....	17
2.2.2.3 Tabuleiros Mistos de Aço-Concreto com Dupla Ação Mista.....	19

2.3 ANÁLISE DINÂMICA DE PONTES MISTAS AÇO-CONCRETO EM LINHAS DE ALTA VELOCIDADE	25
2.3.1 Análise Dinâmica Transiente.....	27
2.3.1.1 Método de Solução Direta para Análise Transiente	28
2.3.2 Método de Superposição Modal para Análise Transiente	28
2.4 REGULAMENTAÇÕES NORMATIVAS APLICÁVEIS ÀS PONTES FERROVIÁRIAS – EN 1990-2 E EN 1990-ANNEX A2 (2005).....	30
2.4.1 Considerações Iniciais	30
2.4.2 Análises Estáticas	30
2.4.3 Análises Dinâmicas	33
2.4.3.1 Ações Ferroviárias Aplicáveis em Análises Dinâmicas	36
2.4.4 Estados Limites Aplicáveis	41
2.4.4.1 Estados Limites Últimos.....	42
2.4.4.2 Estabilidade da Via.....	42
2.4.4.3 Conforto dos Passageiros.....	46
3 METODOLOGIA NUMÉRICA	48
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	48
3.2 DESCRIÇÃO DO VIADUTO EXISTENTE NA SOLUÇÃO MISTA CONVENCIONAL.....	48
3.3 DESCRIÇÃO DO VIADUTO PROPOSTO NA SOLUÇÃO COM DUPLA AÇÃO MISTA.....	51
3.4 MODELO NUMÉRICO DESENVOLVIDO.....	51
3.5 MODELAGEM DAS AÇÕES DINÂMICAS	58
4 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DESENVOLVIDO PARA A ESTRUTURA ORIGINAL DA PONTE <i>LA SCARPE</i>	60
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	60
4.2 COMPORTAMENTO ESTÁTICO - ANÁLISE DA RIGIDEZ À FLEXÃO E A TORÇÃO DO TABULEIRO.....	60
4.2.1 Verificação da Rigidez à Flexão.....	61
4.2.2 Verificação da Rigidez à Torção	64
4.3 COMPORTAMENTO DINÂMICO	66
4.3.1 Análise das Frequências Naturais do Tabuleiro	66
4.3.2 Avaliação dos Parâmetros que Influenciam na Resposta Dinâmica Máxima	71
4.3.2.1 Tipo de Análise.....	71
4.3.2.2 Fissuração do Tabuleiro.....	73

4.3.2.3	Variação da Massa do Lastro.....	74
4.3.3	Comparação do Comportamento Dinâmico	77
5	RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS	82
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	82
5.2	ANÁLISE ESTÁTICA DOS TABULEIROS CONVENCIONAL E COM DUPLA AÇÃO MISTA.....	82
5.2.1	Análise da Rigidez à Flexão	82
5.2.2	Análise da Rigidez à Torção.....	84
5.3	ANÁLISE DINÂMICA DOS TABULEIROS CONVENCIONAL E COM DUPLA AÇÃO MISTA	87
5.3.1	Análise das Frequências Naturais dos Tabuleiros	88
5.3.2	Análise dos resultados dinâmicos realizados por meio da superposição modal.....	89
5.3.2.1	Deslocamento Vertical do Tabuleiro	90
5.3.2.2	Aceleração Vertical do Tabuleiro.....	92
5.3.2.3	Rotação Longitudinal do Tabuleiro	95
5.3.2.4	Rotação Transversal do Tabuleiro.....	97
6	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DO TABULEIRO COM DUPLA AÇÃO MISTA ..	100
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	100
6.2	ESTABILIDADE DA VIA.....	100
6.2.1	Aceleração Vertical	100
6.2.2	Torção do Tabuleiro	103
6.2.3	Deslocamento Vertical do Tabuleiro	109
6.2.4	Deslocamentos nas extremidades do Tabuleiro.....	110
6.3	CONFORTO DOS PASSAGEIROS	113
7	CONCLUSÕES	115
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	118
9	APÊNDICE A.....	124
A.1	MODOS DE VIBRAÇÃO	124
10	APÊNDICE B.....	131
B.1	RESULTADOS DINÂMICOS REALIZADOS POR MEIO DA SUPERPOSIÇÃO MODAL	131
B.2	DESLOCAMENTO VERTICAL (D_y).....	131
B.3	ACELERAÇÃO VERTICAL (A_y).....	136
B.4	ROTAÇÃO LONGITUDINAL (RX).....	140

11 APÊNDICE C.....	146
C.1 CÓDIGOS DE PROGRAMAÇÃO.....	146
C.2 <i>APDL</i> DO TABULEIRO ORIGINAL NAS CONDIÇÕES FISSURADAS	146
C.3 <i>APDL</i> APLICAÇÃO DAS AÇÕES	179

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

O desenvolvimento de redes ferroviárias de alta velocidade, definidas por aquelas cujas velocidades são superiores a 200 km/h, vem permitindo uma redução dos problemas de mobilidade existentes na Europa associados ao intenso fluxo de tráfego rodoviário e aéreo. Além disso, o uso das ferrovias incentiva o crescimento econômico, tanto local como transnacional. Juntamente a essas vantagens, a implantação de redes ferroviárias acarreta a diminuição do impacto ambiental gerado pela emissão de gases poluentes produzidos pelo tráfego rodoviário e aéreo.

As pontes ferroviárias em linhas de alta velocidade (L.A.V.), até o início da década de 1990, em alguns casos, eram construídas em estruturas mistas – tabuleiros compostos por vigas de aço-concreto (Fig. 1.1) – e se restringiam a trechos com pequenos vãos.

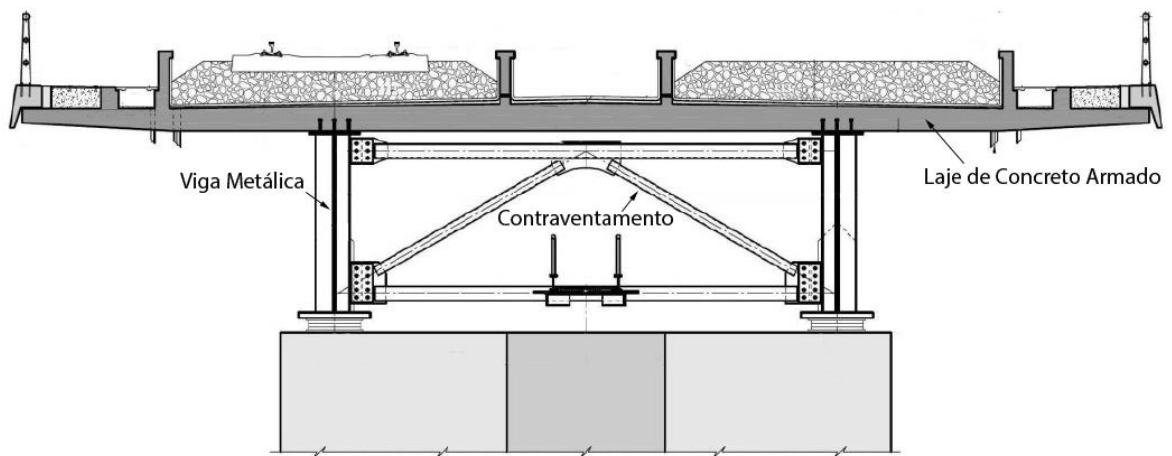


Figura 1.1 – Seção típica do tabuleiro composto por vigas de aço-concreto (Adaptado de Mendes, 2010)

O passar do tempo e o avanço das técnicas construtivas permitiram que tais estruturas superassem vãos cada vez maiores, entretanto, a utilização desses grandes vãos implicam em momentos fletores negativos elevados nas seções de apoio do tabuleiro. Tal situação resulta na dificuldade do dimensionamento do banzo inferior metálico, submetido a altas forças de compressão. Uma solução que permite contornar tal dificuldade consiste na utilização de uma laje inferior, com a função de estabilizar o banzo inferior metálico e aumentar localmente a sua resistência, denominada por “tabuleiro com dupla ação mista” (Fig. 1.2).

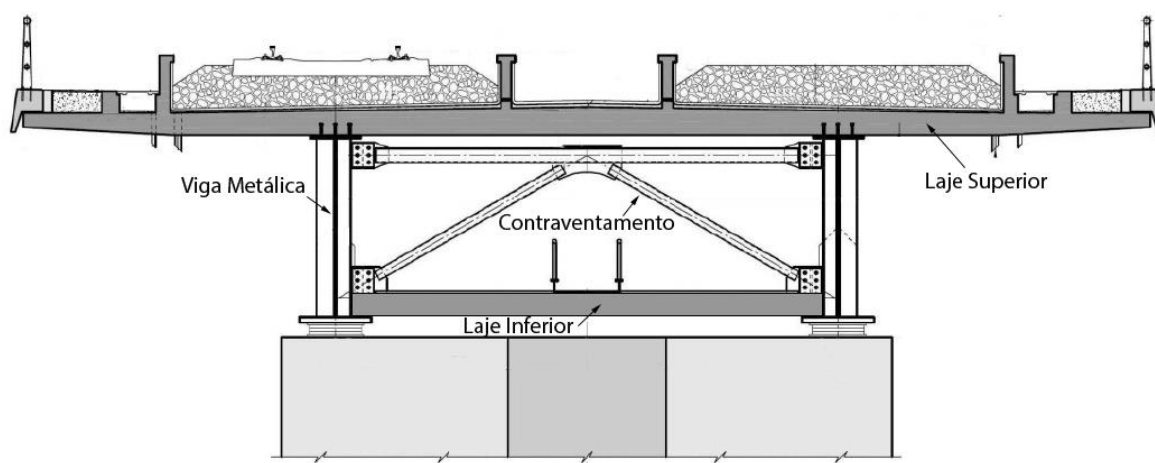


Figura 1.2 – Seção típica do tabuleiro com dupla ação mista (Adaptado de Mendes, 2010)

Essa técnica construtiva também apresenta a vantagem de reduzir consideravelmente a deformação relativa à torção do tabuleiro e foi aplicada no viaduto do presente estudo, *La Scarpe* (Fig.1.3), situado na linha de alta velocidade francesa *TGV Nord*.



Figura 1.3 – Viaduto *La Scarpe* (<https://earth.google.com/web>,2018)

O viaduto *La Scarpe* foi escolhido como estrutura objeto deste trabalho devido ao fato das informações técnicas necessárias estarem disponíveis em trabalhos científicos prévios, tais como: detalhamento da estrutura mista, resultados provenientes de análises estáticas e dinâmicas e resultados experimentais quando do início da vida utilização da estrutura.

1.2 Objetivo

O objetivo deste trabalho é comparar o comportamento estático e dinâmico da superestrutura do viaduto *La Scarpe* ao ser adaptada para um tabuleiro com dupla ação mista.

1.3 Metodologia

A avaliação das pontes mistas sujeitas ao tráfego de trens de alta velocidade foi realizada por meio do desenvolvimento de modelos numéricos que permitiu avaliar um tabuleiro misto convencional, bem como adaptá-lo a um tabuleiro de dupla ação mista, através do Método dos Elementos Finitos (programa *ANSYS*[®] v.12 (2009)). Os resultados obtidos para o tabuleiro original foram validados através da comparação com resultados teóricos e experimentais disponíveis na literatura. Os resultados relativos ao modelo do tabuleiro misto de aço-concreto foram comparados ao tabuleiro com dupla ação mista, a fim de identificar as vantagens e desvantagens desse último. A avaliação dinâmica foi realizada através do método da superposição modal, sendo as estruturas simuladas para a passagem dos trens em velocidades entre 140 e 450 km/h. Por fim, a segurança da superestrutura com dupla ação mista foi avaliada conforme as prescrições das normas europeias EN-1991-2 (2003) e EN-1990-Annex A2 (2005).

1.4 Justificava

As pontes localizadas em linhas de alta velocidade são estruturas sujeitas a ações móveis de grande intensidade e empregadas em um curto intervalo de tempo, de tal maneira que os efeitos dinâmicos podem atingir valores significativos. Tais efeitos têm ganhado importância devido ao aumento da velocidade de circulação, tanto nas linhas existentes como também nas novas. Com o aumento da velocidade, estruturas com maior rigidez são requeridas para esta finalidade, sendo os limites admissíveis por norma muito restritivos. Assim, existe na

atualidade uma necessidade de emprego de estruturas mais rígidas, porém, economicamente viáveis.

Em L.A.V.s, a tipologia estrutural denominada de “dupla ação mista” se destaca devido a sua eficiência e atualmente é empregada em inúmeras pontes por toda Europa. Por se tratar de uma tipologia promissora e que ainda necessita de estudo, o comportamento estático e dinâmico do tabuleiro misto de aço-concreto do viaduto *La Scarpe* é avaliado no presente trabalho ao ser adaptado para um tabuleiro com dupla ação mista.

Além disso, a implementação de uma rede ferroviária de alta velocidade vem ao encontro dos problemas de mobilidade encontrados no Brasil, sendo esta uma solução viável devido às suas vantagens técnicas, econômicas e ambientais. Dessa forma, o presente estudo tem como intuito contribuir para o conhecimento científico na área da engenharia ferroviária de alta velocidade, com foco em pontes com o tabuleiro misto duplo de aço-concreto, tema pouco abordado no país e que carece de especialistas no assunto.

1.5 Organização do Trabalho

No Cap. 2 é realizada a contextualização histórica das linhas de alta velocidade, bem como da realidade das linhas ferroviárias brasileira. Em seguida, são discutidas as principais soluções de tabuleiros mistos para linhas de alta velocidade, dando maior ênfase para os tabuleiros em vigas mistas e tabuleiros com dupla ação mista. Posteriormente é abordada a importância da análise dinâmica para L.A.V.s e são apontados os principais trabalhos realizados na área. Ao final, são descritas as verificações dos estados limites últimos e de serviço exigidas pela norma europeia EN 1991-2 (2003);

No Cap. 3 é realizada a descrição da ponte *La Scarpe* bem como a sua adaptação para o tabuleiro com dupla ação mista. Logo após, detalha-se a metodologia numérica adotada, a qual permite avaliar tanto o tabuleiro misto de aço-concreto convencional, quanto o tabuleiro com dupla ação mista.

No Cap. 4, a modelagem numérica desenvolvida para o tabuleiro original é validada por meio da comparação entre os resultados obtidos das análises estática e dinâmica, com dados

teóricos fornecidos por Figueiredo (2007), e experimentais presentes em Hoorpah (1997)¹ *apud* Figueiredo (2007).

No Cap.5 os resultados obtidos para os modelos do tabuleiro misto de aço-concreto e do tabuleiro com dupla ação mista são comparados, sendo as vantagens e desvantagens da utilização do tabuleiro com dupla ação mista avaliadas.

No Cap. 6 são verificados os estados limites de serviço da solução com dupla ação mista proposta de acordo com as prescrições presentes na norma europeia EN-1991-2 (2003) e EN-1990-Annex A2 (2005).

Por fim, no Cap. 7, são apresentadas conclusões sobre os resultados obtidos com as análises realizadas nos capítulos anteriores bem como algumas sugestões propostas para trabalhos futuros.

¹ HOORPAH, W. *Contribution à l'approche numérique du comportement dynamique des ponts-rails*. 1997. Tese (Doutorado) – Université de Technologie de Compiègne, Compiègne.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Linha de Alta Velocidade (L.A.V.)

Na Diretiva 96/48/EC, de 23 de Julho de 1996, o Conselho da União Europeia definiu as linhas de alta velocidade como aquelas em que os trens atingem 250 km/h ou mais. Foram incluídas também neste conceito as L.A.V.s que são especialmente adaptadas e equipadas para velocidades próximas de 200 km/h (Conselho da União Europeia, 1996). A seguir será abordada a importância histórica das linhas de alta velocidade bem como a realidade das linhas ferroviárias brasileiras.

2.1.1 Histórico das L.A.Vs.

Historicamente, a velocidade dos trens representou um quesito importante para o desenvolvimento desse meio de transporte. Desde sua origem, no início do século XIX, na Europa, havia uma competitividade entre as empresas do setor para proporcionar viagens em um tempo menor. A velocidade dos comboios também era um símbolo de status de uma nação, pois representava o desenvolvimento tecnológico de cada país (UIC, 2015).

Em 1829, a locomotiva *Rocket* atingiu a velocidade máxima de 50 km/h, fato que, para a época, foi considerado um feito inédito. A partir de então houve um considerável desenvolvimento em relação às velocidades máximas atingidas pelos trens: 100 km/h antes da metade do século XIX, 130 km/h no ano de 1854 e 200 km/h no início do século XX. Cabe ressaltar, no entanto, que as velocidades citadas acima se referem apenas aos valores recordes atingidos pelos comboios, não representando a velocidade máxima operacional. Durante as viagens esses valores eram inferiores, não superando os 180 km/h, durante a década de 30 (UIC, 2015).

O advento de outros meios de transporte mais rápidos – o avião – e com maior privacidade e liberdade de trajeto – o automóvel – fez com que as linhas ferroviárias buscassem um diferencial para se tornarem mais atrativas. Em virtude disso, novos recordes de velocidade foram atingidos nos países europeus, chegando a 331 km/h na França, em 1955. Nove anos depois, em 1964, o Japão introduziu um padrão revolucionário que interligava os 515 km entre as cidades de *Tokyo* e *Osaka*, denominada *Tokaido Shinkansen* (Fig. 2.1). Projetada para operar a 210 km/h, com novas tecnologias de operação, possibilitou o rápido crescimento econômico do país, sendo esta a primeira linha de trem de alta velocidade (UIC, 2015).



Figura 2.1 – Inauguração da primeira linha da alta velocidade, *Tokaido Shinkansen*, em 01 de outubro de 1964
(<http://www.japantimes.co>,2017)

A inauguração da primeira linha da alta velocidade, *Tokaido Shinkansen*, fomentou o progresso técnico das redes ferroviárias em vários países europeus com o desenvolvimento de novas tecnologias, particularmente na França, Reino Unido, Alemanha e Itália. Em 27 de setembro de 1981 foi inaugurada a primeira linha de alta velocidade europeia, ligando as cidades de Paris e *Lyon*, com velocidade máxima de 260 km/h. Diferentemente do conceito aplicado em *Shinkansen*, que consistia na criação de uma nova linha com um novo sistema de transporte para se estender por todo o país, a nova L.A.V. europeia permitia total compatibilidade com as ferrovias existentes, o que possibilitou um grande desenvolvimento do sistema ferroviário europeu (UIC, 2015). Desde então, a criação de novas linhas de alta velocidade se espalhou pelo mundo, em especial nos países europeus. Na Fig. 2.2 são apresentadas as ferrovias em operação, em construção e previstas em alguns países pela Europa.



Figura 2.2 – Linhas de alta velocidade na Europa (<http://www.uic.org>,2017)

Em 1º de agosto de 2008 a China promoveu um novo paradigma para o crescimento das linhas de alta velocidade. A inauguração da L.A.V. conectando as cidades de Pequim e Tianjin com 120 quilômetros foi a iniciativa necessária para mudar a maneira de viajar no país. Desde então, a China instalou mais de 20.000 quilômetros de L.A.V e transporta mais da metade do tráfego de trens do mundo. Fato que representa 800 milhões de passageiros por ano através de sua frota que conta com mais de 1.200 trens (UIC, 2015).

A expansão das linhas de alta velocidade encabeçada pela China (Fig. 2.3) vem atraindo o desenvolvimento e pesquisa em outros países pelo mundo, por exemplo, Estados Unidos, Marrocos, Arábia Saudita, entre outros. Embora o desenvolvimento tecnológico recente (Maglev, carros autônomos, aviação, etc.) ofereça concorrência para o sistema ferroviário, as previsões apresentadas em 2015 para a expansão das linhas até 2030-2035, pressupõem que a rede mundial dobre e chegue a 80.000 quilômetros. Acredita-se que as L.A.V.s devam ser desenvolvidas, executadas e utilizadas para o transporte de passageiros por, pelo menos, nos próximos 50 anos, fato que exigirá um grande investimento e esforço especialmente por parte da indústria, operários e autoridades (UIC, 2015).



Figura 2.3 – Linhas de alta velocidade na China (<http://www.uic.org>,2017)

2.1.2 Realidade Brasileira

A origem do modal ferroviário brasileiro se inicia no século XIX representando uma grande importância para o transporte de cargas no país. A ampliação da produção de café neste período proporcionou incentivos governamentais para construção das ferrovias, o que acabou atraindo um maior interesse da iniciativa privada no setor. A inexistência de um órgão para a regulamentação da construção da malha ferroviária ocasionou um crescimento desordenado, tornando inviável a integração de trechos distintos por utilizarem diferentes tipos de bitolas (distância entre eixos das locomotivas e vagões). Apesar dessas dificuldades, foram construídos 9.500 quilômetros de malha ferroviária até 1889 (CNT, 2013).

Em 1920, as rodovias se mostraram competitivas tanto no transporte de cargas como no de passageiros, acarretando a diminuição dos recursos públicos que eram destinados ao setor ferroviário. Ademais, as dificuldades geradas pela fragmentação da malha somada a problemas administrativos contribuíram para diminuição dos investimentos. Em contrapartida, a evolução tecnológica possibilitou a substituição de trens movidos a vapor por

veículos à tração elétrica aumentando assim a eficiência do sistema ferroviário, o que permitiu uma expansão nos 30 anos seguintes da malha, totalizando mais de 17.000 quilômetros consolidados no Brasil (CNT, 2013).

A fim de integrar sob uma mesma gestão as 42 ferrovias existentes no país, foi criada em 30 de setembro de 1957 a RFFSA (Rede Ferroviária Federal Sociedade Anônima), agrupada em 18 ferrovias regionais. O modal ferroviário atingiu o seu ápice em 1960 com mais de 38.000 quilômetros construídos. Desde então, entrou em declínio e hoje conta com cerca de 30.000 quilômetros de ferrovias. No ano de 1996 a RFFSA foi privatizada e suas linhas foram distribuídas para diversas empresas (Cunha, 2011).

A realidade atual das ferrovias brasileiras apresenta diversos problemas conforme citados por Cunha (2011):

“... conflitos do tráfego ferroviário com veículos rodoviários e pedestres; crescimento desordenado das cidades, impossibilitando manobras dos trens de carga; comprometimento do acesso aos portos pela inexistência de áreas capazes de atender à demanda atual e futura; invasões na faixa de domínio, a maior parte ocorrida na época da estatal; e passagens de nível críticas, em média, uma a cada 2,3 quilômetros de ferrovia” (CUNHA, 2011, p. 17).

Atualmente, ao redor do mundo, as linhas ferroviárias vêm se mostrando cada vez mais competitivas em relação aos demais meios de transporte, tanto em termos de custos como em velocidade de trajeto. Entretanto, segundo Cunha (2011), o cenário brasileiro carece de grandes investimentos no setor ferroviário para que seja possível criar uma matriz eficiente e competitiva com o modal rodoviário existente.

2.2 Soluções Estruturais

No presente item serão abordados de forma sucinta os mecanismos de resistências às ações longitudinais ferroviárias, bem como algumas das soluções estruturais empregadas nas L.A.V.s europeias. Ambos são indispensáveis para formulação geral de uma ponte ferroviária e devem ser analisados em conjunto desde o início dos estudos do projeto.

2.2.1 Restrição Longitudinal Utilizada em L.A.V.s

A fim de garantir a segurança e o bom funcionamento de uma L.A.V. é necessário levar em consideração durante a elaboração do projeto o esquema estrutural longitudinal da ponte. A utilização de um trilho contínuo soldado proporciona uma interação entre a via e a estrutura originando esforços nos trilhos que podem ocasionar a ruptura devido ao esgotamento de sua capacidade resistente ou por instabilidade.

A fim de controlar esse problema, a EN 1991-2 (2003) limita o comprimento máximo de dilatação (L_T – definido entre um ponto fixo e a extremidade do vão), em 60 metros para estruturas metálicas e 90 metros para tabuleiros de concreto ou mistos. Os pontos fixos estão localizados sobre os pilares ou encontros das pontes conforme Fig. 2.4 e são responsáveis por absorver os efeitos de aceleração, dilatação térmica e frenagem (Amaral, 2017). Além disso, Figueiredo (2007) acrescenta que é preciso realizar o cálculo dos esforços de interação para garantir a estabilidade do trilho caso o valor do comprimento de dilatação do tabuleiro seja superior ao limite estabelecido pela norma em uma via contínua.

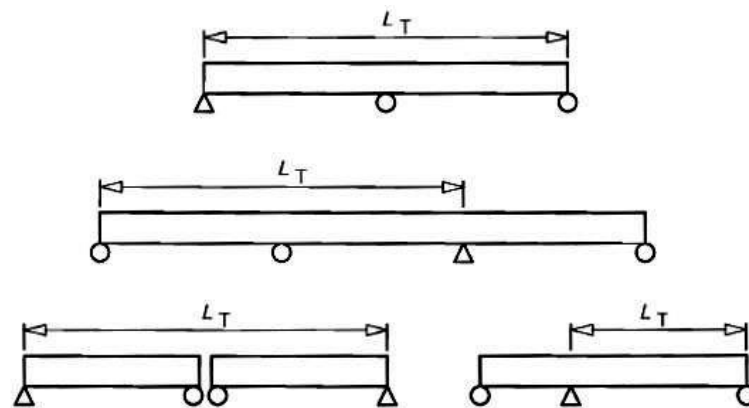


Figura 2.4 – Exemplos de comprimentos de dilatação L_T (EN 1991-2, 2003)

De forma a considerar em uma mesma análise tanto a resistência às ações longitudinais como o controle da estabilidade da via, é necessário adotar como solução a utilização de uma via contínua sobre uma estrutura segmentada ou a utilização de aparelhos de dilatação na via para tabuleiros longitudinalmente contínuos. No primeiro caso, a estrutura é segmentada com o intuito de limitar os comprimentos de dilatação, de forma que a estabilidade da via não seja comprometida. Já na segunda situação, a utilização dos aparelhos possibilita avaliar os esforços produzidos nos trilhos decorrentes do movimento longitudinal da estrutura mas, em

contrapartida, constitui regiões frágeis sujeitas a efeitos de amplificação dinâmicos, o que reduz a durabilidade da via (Figueiredo, 2007).

Dessa maneira, além das limitações impostas pela norma (comprimento de dilatação) a escolha do sistema estrutural a ser utilizado deve considerar aspectos técnicos referentes à estabilidade da via e o tipo de tabuleiro a ser adotado, bem como os custos com manutenção. Em vista disso, a seguir são apresentados sistemas referentes aos tabuleiros compostos por vãos isostáticos e tabuleiros formados por vãos contínuos.

Segundo Figueiredo (2007), o emprego de tabuleiros com vãos isostáticos é viável para regiões em que o solo apresenta condições para uma boa fundação e não muito distante da base da superestrutura. Dessa forma, possibilita que os elementos verticais absorvam as ações longitudinais com baixo nível de deformação. Devido ao fato de ser usualmente adotado para vãos inferiores a 50 metros, possibilita a utilização do trilho contínuo soldado e dispensa a utilização de juntas de dilatação (Fig. 2.5). Consequentemente, evita o surgimento de regiões frágeis e custos adicionais com manutenção.

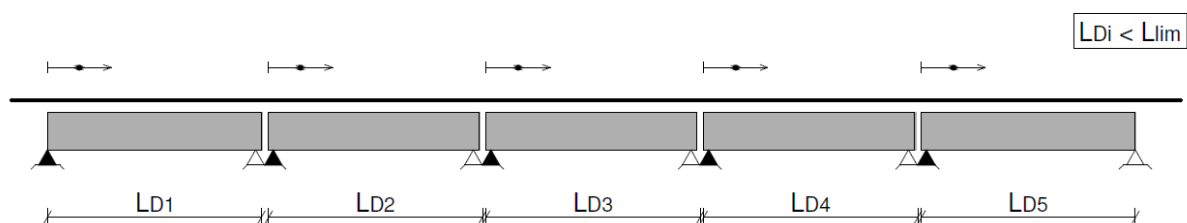


Figura 2.5 – Tabuleiros com vãos isostáticos (Figueiredo, 2007)

Em pontes que exigem maiores envergaduras, elevadas alturas ou situadas em regiões com solo fraco, a utilização do tabuleiro com vãos contínuos apresentam grandes vantagens em relação aos vãos isostáticos, tanto em relação à rigidez como em relação ao comportamento dinâmico. O esquema longitudinal pode ser constituído por tabuleiros contínuos de pequenos (Fig. 2.6) ou grandes (Fig. 2.7) trechos. A utilização de tabuleiros com pequenos trechos possibilita a conciliação dos benefícios dos vãos e trilhos contínuos, que se traduzem em menor custo de manutenção e conforto de circulação. Os tabuleiros com grandes trechos por sua vez, permitem o alcance máximo de 1200 metros, caso seja considerado um ponto fixo em uma extremidade da estrutura e a utilização de juntas de dilatação ao final do comprimento (Figueiredo, 2007).

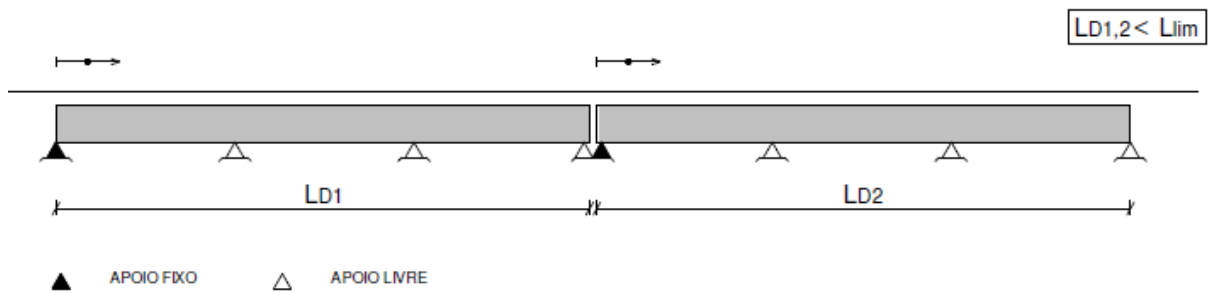


Figura 2.6 – Tabuleiros com vãos contínuos e pequenos trechos (Figueiredo, 2007)

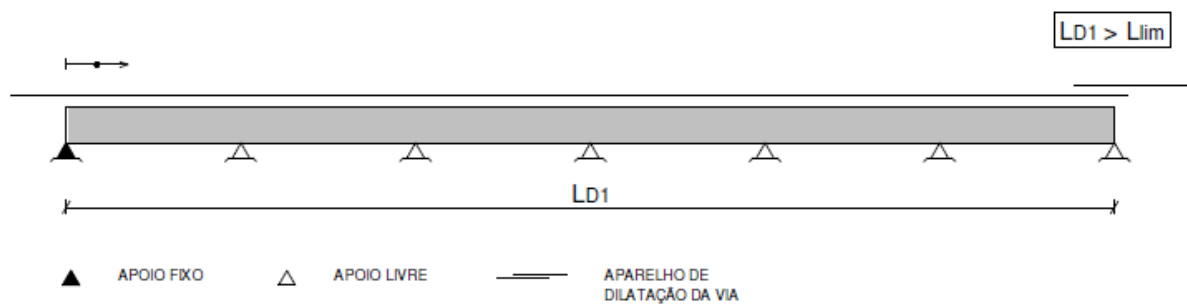


Figura 2.7 – Tabuleiros com vãos contínuos e grandes trechos (Figueiredo, 2007)

2.2.2 Algumas Tipologias de Tabuleiros Mistos Utilizadas em Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade

Devido à característica de apresentarem boa eficiência estrutural e admirável estética, as pontes de aço e mistas de aço-concreto vêm sendo cada vez mais utilizadas ao redor do mundo. Além disso, tabuleiros de aço apresentam algumas vantagens quando comparados aos tabuleiros formados exclusivamente por concreto armado: os componentes pré-fabricados possibilitam o menor tempo de construção e viabilidade da obra por facilitarem o transporte, manuseio e montagem. Nesse sentido, a redução do tempo de obra minimiza a perturbação em áreas próximas à construção. Outra vantagem observada se trata da boa relação entre resistência e peso, fato que diminui o peso próprio da estrutura e, conseqüentemente, os problemas provenientes de uma fundação em solo fraco (Ellobody, 2014).

Em contraponto às vantagens citadas anteriormente devido ao peso próprio reduzido das pontes metálicas, os tabuleiros metálicos ferroviários sujeitos a passagem de trens de alta velocidade, por sua vez, demonstram problemas de ruído, vibrações e fadiga, decorrente de sua pequena massa inercial. Os tabuleiros mistos de aço-concreto, compostos por uma laje de

concreto armado e um perfil metálico, apesar de apresentarem maior massa de amortecimento, também estão sujeitos aos mesmos problemas. A adoção da laje em concreto armado, além de reduzir os efeitos dinâmicos produzidos pelos trens de alta velocidade, serve de camada protetora à estrutura metálica, o que proporciona a redução dos problemas de corrosão do aço e encargos com manutenção e, como consequência, aumenta a vida útil da estrutura.

No tocante às pontes de concreto, Mendes (2010) resume de forma geral em sua dissertação as principais vantagens e desvantagens do uso de uma ponte mista de aço-concreto em comparação a uma ponte em concreto armado protendido. As principais vantagens estão listadas abaixo:

- Diminuição do peso próprio do tabuleiro, o que proporciona menores esforços, possibilitando assim uma maior esbeltez. Além disso, a redução do peso próprio gera uma economia no custo das fundações, portanto, nos casos em que o solo apresenta pouca capacidade resistente, essa característica se torna um fator decisivo devido o alto custo da fundação em relação ao orçamento da obra;
- Métodos construtivos mais simples, devido ao fato da estrutura metálica ser mais leve e suportar a forma durante a concretagem da laje. Cabe ressaltar que em locais de acesso complicado a área de montagem ou pré-montagem restrita, a montagem se posiciona como condicionante para a viabilização de obras. Geralmente, em situações como estas, a solução mista é adotada;
- Proporciona menor tempo de execução, consistindo em um critério importante na escolha deste tipo de solução em obras com curtos prazos de entrega;
- Não necessita de manutenção devido à perda de protensão nos cabos;
- A estrutura apresenta maior controle de qualidade e confiabilidade, uma vez que toda a estrutura metálica pode ser produzida e inspecionada em ambiente fabril.

Entretanto, algumas desvantagens devem ser consideradas, sendo estas:

- Necessita de uma mão de obra especializada para a sua montagem, além de ser inicialmente mais onerosa devido ao custo do aço estrutural;

- Sem a correta manutenção, o aço exposto pode oxidar. Para garantir o bom funcionamento da proteção é preciso um investimento maior em manutenção da pintura, em comparação com as pontes de concreto.

Contudo, é importante frisar que, em relação aos custos de manutenção, a situação tem evoluído contrariamente ao que usualmente é suposto. Enquanto, por um lado, ocorre uma redução nos custos de manutenção das pontes mistas devido ao constante desenvolvimento das técnicas de proteção anticorrosiva da estrutura metálica, por outro lado, as pontes de concreto já existentes estão apresentando a necessidade de intervenções significativas de recuperação ou manutenção. Além disso, o conhecimento sobre os fenômenos de degradação do concreto só apresentaram recentes avanços significativos nas últimas duas décadas. Nesse sentido, é possível deduzir que, no geral e em longo prazo, os custos de manutenção de pontes de concreto se tornem superiores ao que era pressuposto, podendo esta deixar de ser uma vantagem clara das pontes de concreto face às pontes mistas (Mendes, 2010).

Nesse capítulo, serão apresentadas três tipologias estruturais para tabuleiros mistos de pontes localizadas em alguns países da Europa, sendo dada uma maior ênfase nos tabuleiros avaliados no presente trabalho: tabuleiro misto convencional e tabuleiro com dupla ação mista.

2.2.2.1 Tabuleiros Mistos em Viga Caixa

Os tabuleiros mistos de aço-concreto em viga caixa são usados extensivamente na construção de pontes de grandes vãos e pontes curvas por apresentarem uma maior rigidez à flexão e à torção. Isso se dá devido ao fato de possuírem uma seção fechada (Fig. 2.8), característica que proporciona melhor fluxo de tensões. Outra vantagem apresentada por essa tipologia é a menor predisposição à corrosão por conter uma área superficial exposta reduzida (Saleh e Duan, 2000).

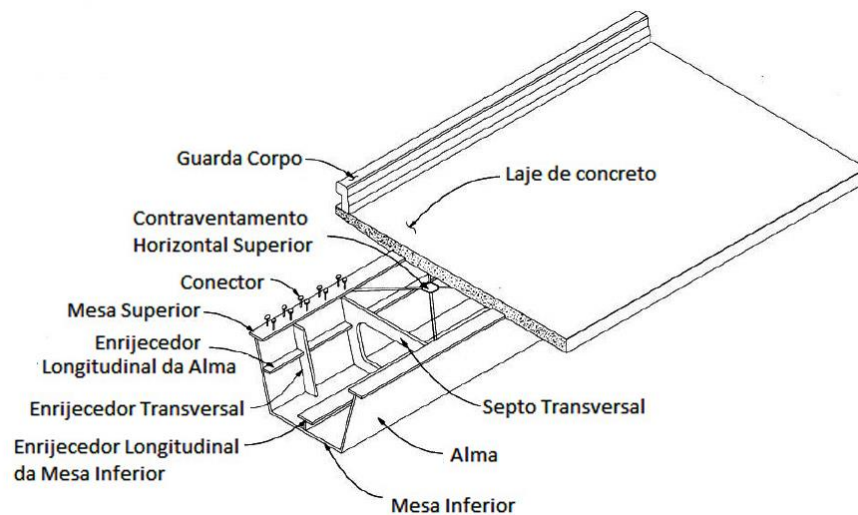


Figura 2.8 – Componentes de um típico tabuleiro misto em caixaão. (Adaptado de Saleh e Duan, 2000)

Segundo Saleh e Duan (2000) as vigas caixaões podem ser unicelulares, multicelulares ou formadas por múltiplos caixaões conforme mostrado na Fig. 2.9. Uma viga caixaão unicelular se beneficia por possuir grande rigidez à torção e apresentar uma análise mais simplificada. Por outro lado, as vigas multicelulares são recomendadas para grandes vãos, por se apresentarem mais econômicas. Por fim, as vigas formadas por múltiplos caixaões são indicadas para tabuleiros de grande largura.

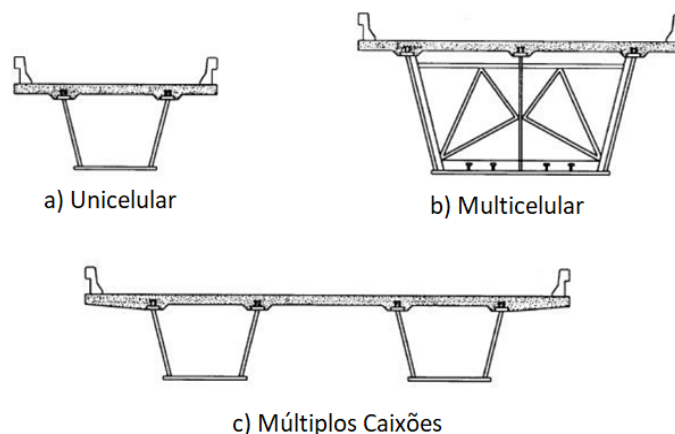


Figura 2.9 – Tabuleiros mistos em viga caixaão (Adaptado de Saleh e Duan, 2000)

Alguns exemplos de tabuleiros com viga caixaão são: o viaduto *Werra* (Fig. 2.10a) localizado na L.A.V. alemã *Hanover-Würzburg* – formado por um tabuleiro misto com viga caixaão unicelular (Kang *et al.*, 2018); a ponte *Sesia* (Fig. 2.10b) – localizada na L.A.V. italiana entre

Turim e Milão com uma estrutura de dois caixões (Somaschini *et al.*, 2017) e a ponte de *Jaulny* (Fig. 2.11) – localizada na linha francesa *TGV Est* composta por um tabuleiro misto constituído por múltiplos caixões (Ramondenc, 2008).

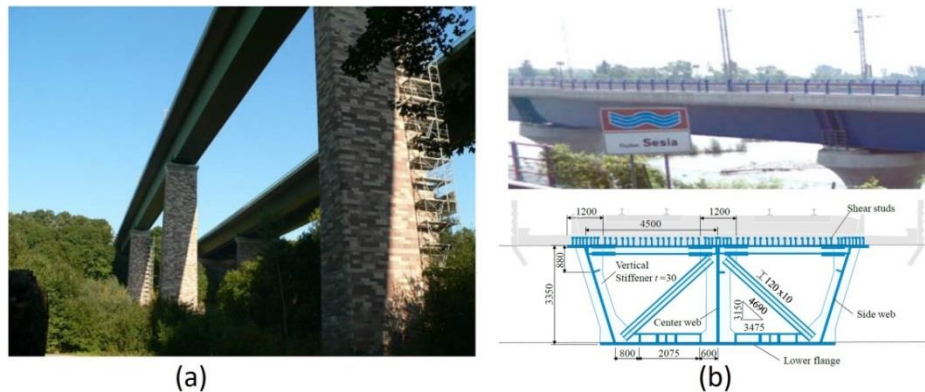


Figura 2.10 – Viaduto *Werra* (Kang *et al.*, 2018) (a) e ponte *Sesia* (Somaschini *et al.*, 2017) (b)

A tipologia estrutural de *Jaulny* (Fig. 2.11), por exemplo, consiste em uma viga contínua ao longo dos seus 478,7 metros formados por vãos de 60,5 m + 4 x 73,8 m + 65,6 m + 57,4 m. A seção transversal é composta por dois caixões metálicos de 3,80 metros de altura, conectados superiormente por uma laje de concreto armado com 40 centímetros de espessura. A grande rigidez dos caixões metálicos e a pequena distância existente entre eles permitiu a utilização de septos transversais apenas nas regiões de apoio (Ramondenc, 2008).



Figura 2.11 – Ponte de *Jaulny* (<https://structurae.net/structures/jaulny-viaduct>, 2017)

2.2.2.2 Tabuleiros Misto em Viga I (Convencional)

O perfil de viga I é um dos mais simples e eficientes tipos de alma cheia para resistir aos efeitos de momento e cortante (Duan *et al.*, 2000). O tabuleiro misto de aço-concreto em viga

I, denotado neste trabalho como tabuleiro misto convencional, consiste em um conjunto formado por uma laje de concreto armado superior sobre vigas longitudinais (longarinas) ligadas através de conectores de cisalhamento (Fig. 2.12) e travado transversalmente através de contraventamentos ou septos.

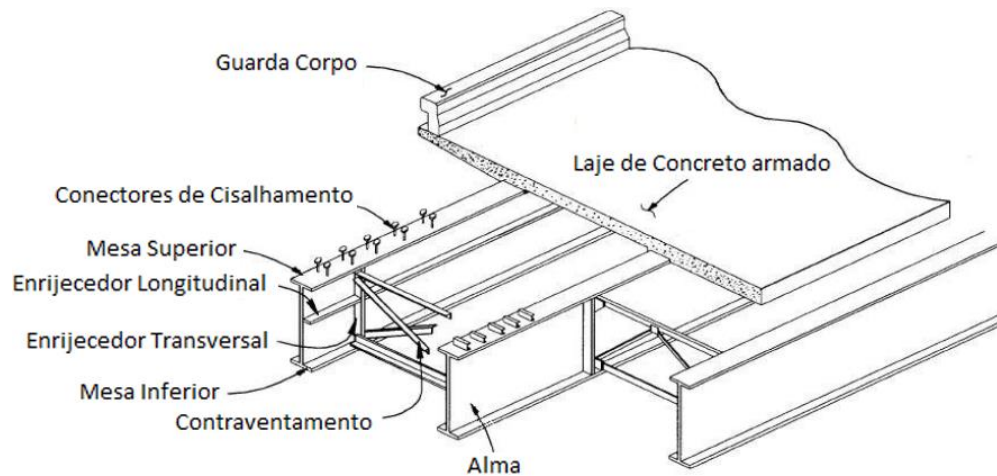


Figura 2.12 – Componentes de um típico tabuleiro convencional (Adaptado de Duan et al., 2000)

Tal solução é adotada na ponte *la Haute-Colme*, localizada na *LAV Nord* francesa. Essa ponte possui uma extensão total de 1827 metros e é composta por vãos compreendidos entre 28 e 65 metros. A seção transversal é formada por uma laje de concreto armado apoiada em 2 longarinas e travadas transversalmente através de septos. Em comparação com tabuleiros rodoviários, as pontes ferroviárias necessitam de um diferencial, a adição de uma treliça metálica ligada à mesa inferior das longarinas (Fig. 2.13), o que possibilita maior rigidez à torção devido ao fechamento do fluxo de tensões, fenômeno similar ao tabuleiro com viga caixão (Figueiredo, 2007).



Figura 2.13 – Vista inferior (a) e interior (b) da Ponte *la Haute Colme*, *TGV Nord* (Figueiredo, 2007)

Outros exemplos dessa tipologia são as pontes: *Kaya* – localizada na L.A.V koreana entre Seul e Busan (Kaloop *et al.*, 2016) ; *Melk* – situada na L.A.V. austríaca *Vienna-Salzburg* entre as cidades de *Melk* e *Puchheim* (Rauert e Hoffmeister, 2011) e Alcácer do Sal – localizada na nova L.A.V portuguesa que liga as cidades de Lisboa e Algarve. A ponte de Alcácer possui um comprimento total de 2735 metros e está dividida em 3 partes (um viaduto de acesso ao norte, uma ponte principal e um viaduto ao sul). O Viaduto de acesso ao norte (Figura 2.14) possui 1115 metros e é formado por vãos de 34,75 m, 37,5 m e 45 m. Sua seção transversal é composta por duas longarinas em perfil I com altura constante de 2,60 metros afastadas entre si 5,80 metros, que suportam uma laje de concreto armado com 13 metros de largura e espessura variando de 20 centímetros nas extremidades, 35 centímetros sobre o eixo das longarinas e 38 centímetros no meio do vão. O tabuleiro é travado transversalmente através de septos em forma de K, dispostos a cada 7,5 metros no sentido longitudinal. Um sistema de contraventamento horizontal está posicionado 35 centímetros acima da mesa inferior das longarinas (Malveiro *et al.*, 2018).

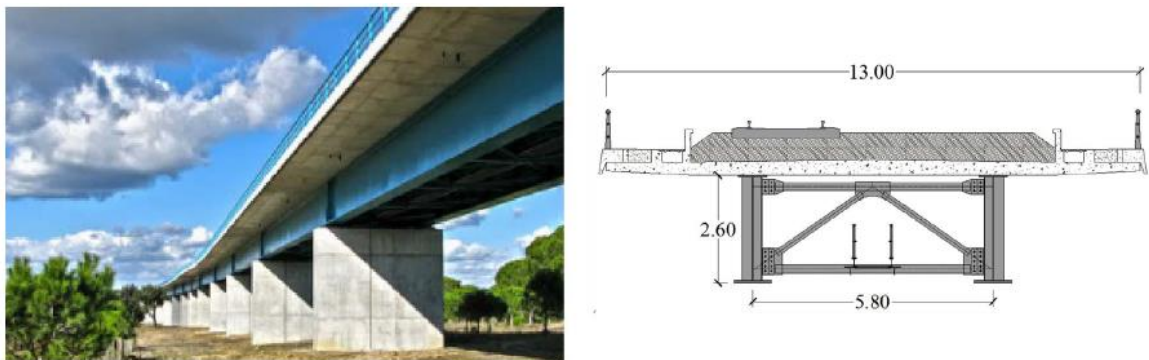


Figura 2.14 – Vista em perspectiva, à esquerda, e seção transversal, à direita (dimensões em metros) da ponte Alcácer do Sal (Malveiro *et al.*, 2018)

2.2.2.3 Tabuleiros Mistos de Aço-Concreto com Dupla Ação Mista

Os tabuleiros de aço-concreto convencionais, assim como os tabuleiros mistos formados por vigas caixões, beneficiam-se principalmente de uma ação composta no meio do vão: uma laje superior de concreto resiste à compressão na região do momento positivo enquanto a estrutura metálica inferior resiste à tração decorrente deste momento, sendo essa uma boa solução para as zonas intermediárias do vão. Entretanto, nas seções de apoio, onde ocorrem os momentos fletores negativos, os tabuleiros mistos apresentam um funcionamento menos eficiente. Para garantir resistência à elevada compressão na parte inferior, é necessária a utilização de

travamentos na estrutura metálica e elevadas espessuras das chapas, de forma a garantir estabilidade local e global. No que diz respeito à laje superior, para que o concreto tracionado não fissure, é imprescindível à utilização de uma elevada taxa de armadura. Soluções com lajes protendidas são usualmente utilizadas para controle de fissuração.

A fim de melhorar o comportamento da estrutura nessa região, uma ação semelhante à utilizada no meio do vão pode ser aplicada na região do momento negativo através da adição de uma laje inferior entre os pontos de inflexão, conforme Fig. 2.15. Tal solução contribui para estabilizar a estrutura metálica e aumentar a sua resistência melhorando, desse modo, o comportamento da ponte sobre os apoios. Além disso, é possível uma diminuição dos custos devido à substituição do aço pelo concreto, sendo este economicamente mais viável para resistir às cargas compressivas. Esse recurso é referido como “dupla ação mista”, uma vez que utiliza a ação composta nas regiões de momento positivo e negativo.

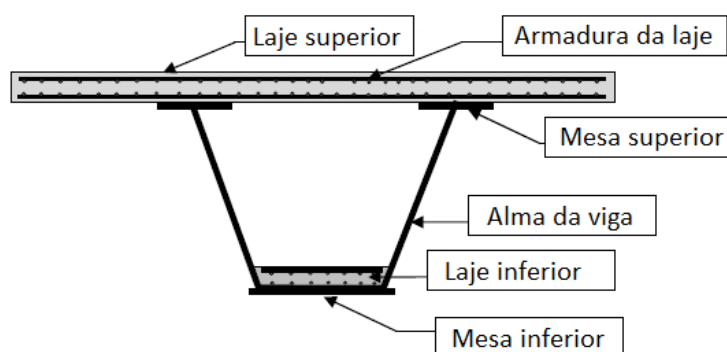


Figura 2.15 – Seção típica do tabuleiro caixa com dupla ação mista (adaptado de Patel, 2009)

Segundo Kim e Shim (2009), o detalhamento dos conectores de cisalhamento da laje com a mesa inferior das longarinas é fundamental para conferir as melhorias propostas pelo tabuleiro com dupla ação mista. Para um tabuleiro composto por duas longarinas (Fig. 2.16), os conectores de cisalhamento da laje inferior apresentam critérios de dimensionamento diferentes aos normalmente usados nas lajes superiores. Conforme mostrado na Fig. 2.17, em alguns casos, é necessária também a adoção de conectores horizontais de cisalhamento ligados à alma da longarina, entretanto, tais conectores podem gerar fissuras no sentido da espessura da laje. A fim de solucionar tais problemas, estudos estão sendo realizados para melhorar a eficiência das ligações como as desenvolvidas por: Kuhlmann e Kürschner (2006); Sen e Stroh (2010); Xu *et al.* (2011) e Shen e Chung (2017).

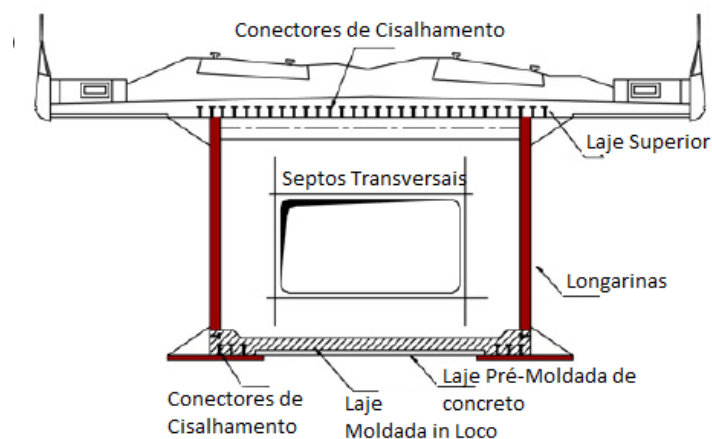


Figura 2.16 – Seção típica do tabuleiro com dupla ação mista (adaptado de Kim e Shim, 2009)

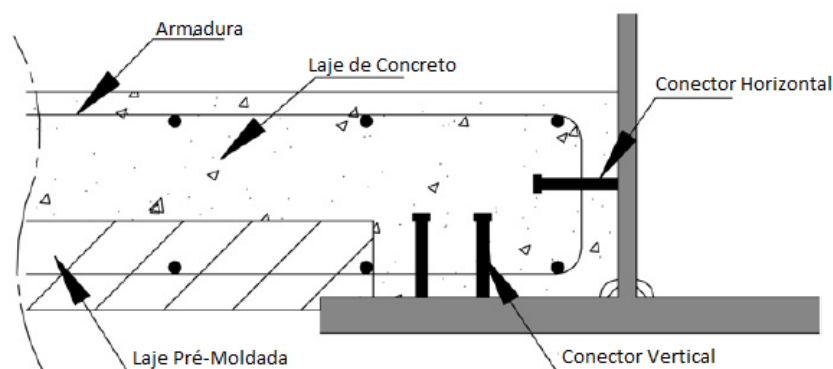


Figura 2.17 – Detalhamento dos conectores de cisalhamento (adaptado de Kim e Shim, 2009)

Embora pontes de dupla ação mista tenham sido projetadas e construídas desde pelo menos 1978, houve pouca pesquisa relacionada ao tema. Desse modo, os projetos atuais se baseiam nas referências existentes para a concepção de pontes mistas convencionais, fato esse que não permite a exploração plena das vantagens do modelo de dupla ação mista ou o reconhecimento das suas limitações (Sen e Stroh, 2010).

Apesar de apresentar uma aplicação limitada ao redor do mundo, a construção de pontes com dupla ação mista não é algo recente. Sen e Stroh (2010) fizeram uma revisão de pontes de tabuleiros mistos executados a partir da década de 1970, sendo que uma das primeiras obras citadas pelo autor está localizada em *Ciérvana* (Fig. 2.18), na Espanha e data de 1978. Após isso, outras pontes foram construídas na Alemanha entre 1992 e 1994 e na América do Sul. Este conceito foi também utilizado na ponte estaiada de *Kap Shui Mun*, em Hong Kong.

Outro caso aborda uma ponte com dupla ação mista construída no Canadá, na estrada de *Fredericton-Moncton* em 2001.

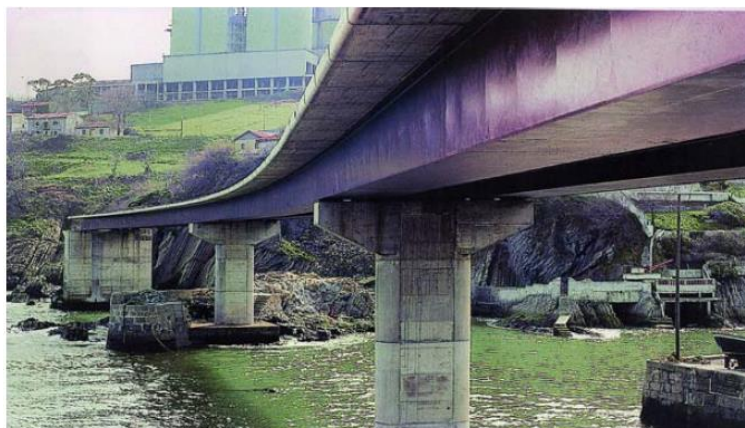


Figura 2.18 – Ponte de *Ciérvana* (Sen e Stroh ,2010)

Saul (1996) cita três exemplos de pontes que ilustram as vantagens da utilização da dupla ação mista. Primeiramente, uma ponte sobre o Rio Caroni na Venezuela, concluída no ano de 1992, com função mista rodoviária e ferroviária. Para sua construção seria necessário importar o aço estrutural, entretanto, o concreto de alta resistência estava disponível no local, o que tornaria a obra economicamente mais viável. Sendo assim, optou-se por uma laje inferior de concreto. Em segundo lugar, o autor aborda uma ponte ferroviária de alta velocidade através do rio Meno na Alemanha, concluída em 1994, onde foi possível obter uma deformação reduzida com a laje inferior de concreto. No terceiro exemplo, uma ponte rodoviária, concluída em 1993, sobre o Rio Elba, na Alemanha, foi decidida a utilização da dupla ação mista por uma questão arquitetônica, pois a visão de um castelo próximo deveria ser minimamente afetada. Assim foi utilizada uma viga com seção variável em um dos lados do rio junto com uma laje de concreto inferior, o que permitiu uma profundidade de construção reduzida na outra margem.

Mais recentemente foram executados os viadutos de *Archidona* na L.A.V. de Córdoba-Granada e *Arroyo las Piedras* na L.A.V. Córdoba-Málaga, ambos localizados na Espanha, sendo esse último, a primeira ponte mista de aço-concreto de alta velocidade na Espanha. Constituída por um trecho contínuo ao longo de 1028,90 metros e vãos intermediários de 63,5 metros, tornou-se o viaduto com o maior vão de seu tipo na esfera de pontes ferroviárias de

alta velocidade, ao superar em 0,50 metros o vão do viaduto *Orgon* no francês *TGV Méditerranée* (Millanes *et al.*, 2007). A Fig. 2.19 mostra a seção longitudinal do viaduto.

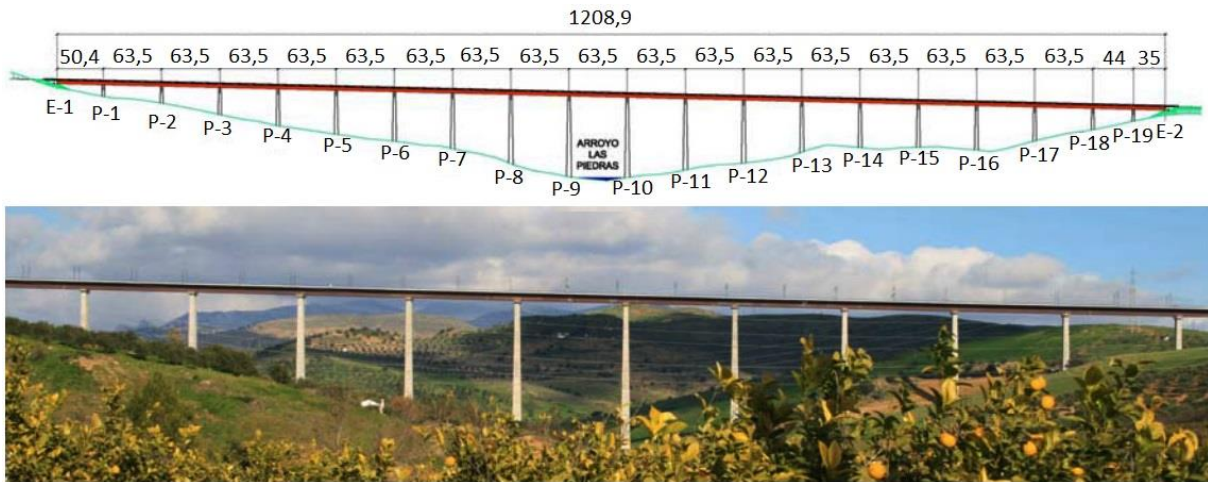


Figura 2.19 – Seção longitudinal do viaduto *Arroyo las Piedras* (Millanes *et al.*, 2009)

Na seção transversal sobre o apoio foi realizada a concretagem de uma laje inferior sobre as lajes pré-moldadas, o que proporcionou uma dupla ação mista (Fig. 2.20). A laje foi conectada através da armadura passiva e dos conectores de cisalhamento (pino com cabeça) nas vigas principais. A utilização dessa laje permitiu que a espessura máxima de chapa de aço na ponte fosse tão pequena quanto 40,0 milímetros, muito mais fina do que nas soluções de vigas duplas clássicas (Millanes *et al.*, 2007).

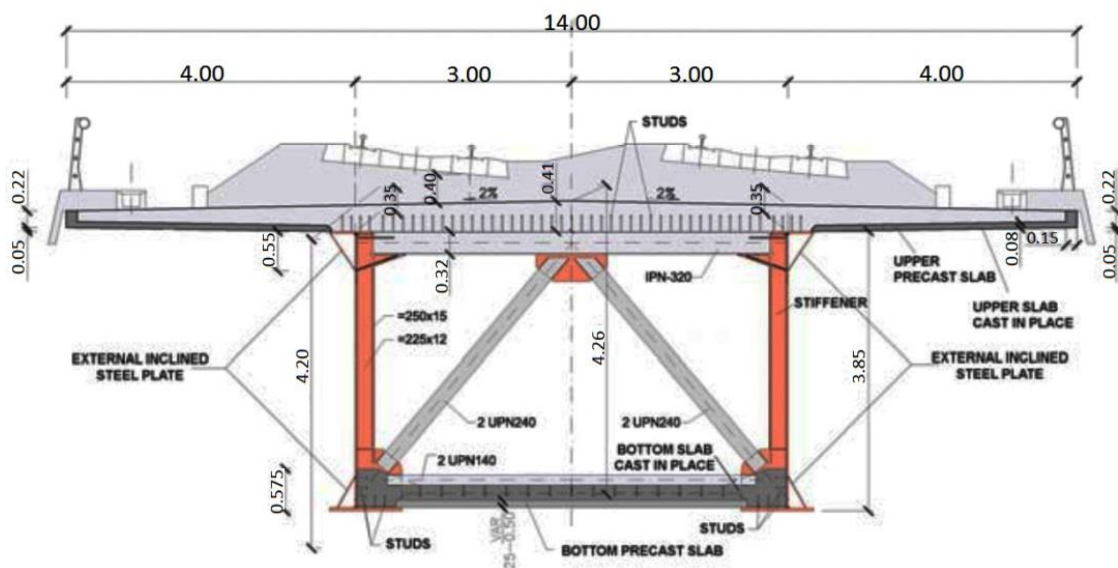


Figura 2.20 – Seção transversal no apoio, viaduto *Arroyo las Piedras* (Millanes *et al.*, 2009)

Segundo Stroh e Sen (2000) e Saul (1996), a dupla ação mista acrescenta algumas vantagens em relação à ponte mista de aço-concreto, sendo elas:

- O aumento dos vãos para valores que anteriormente eram alcançados somente pelas pontes de aço com placas ortotrópicas, pontes arqueadas ou pontes estaiadas;
- Uma redução dos custos devido à substituição de uma parte do aço estrutural do flange inferior por uma laje de concreto armado, o que pode ser um ponto decisivo para a utilização da dupla ação mista na construção de uma ponte, principalmente em países com capital financeiro limitado;
- Uma diminuição das deflexões, devido a uma redistribuição favorável dos momentos, com um aumento dos momentos negativos e uma diminuição dos momentos positivos;
- Devido ao encaixe do flange inferior da viga pela laje inferior, pode-se conseguir uma redução no número de armações transversais;
- Evita soldas espessas no local, com suas correspondentes tensões residuais e deformações;
- Diminui o custo dos ensaios não destrutivos inerentes às chapas com grande espessura.

Existem algumas desvantagens, por sua vez, na construção de pontes com dupla ação mista, que devem ser consideradas:

- Acarreta um tempo maior de construção devido ao período necessário para concretagem e cura da laje inferior, podendo ainda ocorrer o vazamento da laje inferior de concreto;
- A laje inferior gera um peso próprio adicional transferido para a meso e infraestrutura;
- A inspeção na região do apoio é limitada, uma vez que o concreto preenche toda a estrutura metálica.

Figueiredo (2007) ainda acrescenta que a utilização de um tabuleiro com dupla ação mista aumenta a rigidez à torção da ponte em relação ao um tabuleiro misto comum, reduzindo assim a sua deformação transversal. Esse sistema melhora o comportamento e o desempenho do sistema estrutural mais comum entre as pontes ferroviárias, composto por duas longarinas paralelas.

2.3 Análise Dinâmica de Pontes Mistas Aço-Concreto em Linhas de Alta Velocidade

As pontes ferroviárias são estruturas sujeitas a cargas móveis de alta intensidade, onde os efeitos dinâmicos podem atingir valores significativos. Atualmente, esses efeitos estão se tornando mais significativos devido ao aumento da velocidade de circulação, tanto nas linhas convencionais como também nas novas, como é o caso das linhas de alta velocidade (Ribeiro *et al.*, 2012).

Segundo Delgado *et al.* (2008), o conhecimento desses efeitos dinâmicos é de grande importância no caso das pontes ferroviárias pelas seguintes razões:

- As passagens dos trens pelos trilhos geram vibrações na ponte que originam, em geral, deslocamentos ou esforços internos nas estruturas, sendo esses superiores aos esforços produzidos pelo carregamento estático;
- As vibrações excessivas da estrutura podem levar a uma amplificação dos fenômenos de fadiga;
- Para garantir a estabilidade da via e do contato entre o trilho e a roda em todos os instantes, as deformações e acelerações da ponte devem ser controladas e mantidas dentro de valores limites;
- As acelerações nos veículos devem ser controladas para que o conforto dos passageiros seja garantido.

Figueiredo (2007) reforça a importância da análise dinâmica argumentando que as linhas ferroviárias de alta velocidade estão sujeitas a restrições normativas devido ao aumento da velocidade de circulação e do comprimento dos trens, além de exigir critérios mais rigorosos como a redução das inclinações máximas admissíveis, o aumento dos raios mínimos, entre outros. Essas condições apresentam uma maior importância quando se trata de pontes e de viadutos, pois com a passagem de trens de alta velocidade essas estruturas estão sujeitas a efeitos dinâmicos mais significativos, fato que coloca em risco a segurança da via, da própria estrutura e dos veículos que circulam sobre essa. Desse modo, as linhas de alta velocidade, principalmente aquelas com velocidade superiores a 200 km/h, devem ser tratadas com maior rigor conforme a nova regulamentação europeia, a qual introduz os mais recentes avanços na compreensão do comportamento de pontes dimensionadas para altas velocidades.

Muitos estudos vêm sendo realizados buscando compreender e avaliar os efeitos dinâmicos em pontes. Sendo assim, neste capítulo será realizada uma breve revisão bibliográfica dos trabalhos publicados recentemente a respeito desse tema.

O trabalho de Melo *et al.* (2018) aborda a interação do veículo com a ponte ferroviária Suaçuí, localizada na cidade de Governador Valadares - Minas Gerais, Brasil, ao ser solicitada por um carregamento elevado. Por meio do software ABAQUS, o autor realiza uma modelagem tridimensional em elementos finitos da ponte e analisa a resposta dinâmica através de um método iterativo desacoplado, proposto pelo autor, que leva em consideração as irregularidades da via. Os resultados obtidos são validados quando comparados com resultados experimentais anteriormente coletados.

Melo *et al.* (2018) concluíram que as irregularidades da via apresentaram pouca influência sobre a resposta do sistema para trens de baixa velocidade, entretanto esses efeitos se tornam mais significativos a medida que se aumenta a velocidade de passagem do trem. Segundo os autores, a metodologia proposta apresentou uma ótima capacidade de representar o comportamento dinâmico da ponte, o que permitiu tirar conclusões importantes sobre a segurança da estrutura devido aos efeitos de fadiga gerados pelo contato da roda com o trilho.

No artigo apresentado por Malveiro *et al.* (2018) é proposto um procedimento para obter as propriedades físicas do modelo de elementos finitos de um viaduto ferroviário sujeito a passagem de trens de alta velocidade, de forma a estimar a resposta dinâmica da laje do tabuleiro ao ser solicitado. A calibração do modelo proposto é fundamentada na resposta dinâmica da laje medida *in loco* durante a passagem dos trens reais. Primeiramente é usado um algoritmo numérico para obtenção dos valores das propriedades físicas que mais influenciam no comportamento da ponte de modo a maximizar a concordância numérica com a experimental. Posteriormente, são modificados somente os valores da rigidez horizontal dos suportes e os coeficientes de amortecimento modais, devido à influência dessas propriedades físicas nas respostas dinâmicas ao se variar o tipo da solicitação empregada na estrutura.

Foi observado por Malveiro *et al.* (2018) que os valores dos coeficientes de amortecimento específicos para o viaduto ferroviário estudado foram essenciais para a resposta dinâmica da laje obtida pelo modelo numérico. Além disso, as estimativas obtidas com os coeficientes de

amortecimento propostos pela EN 1991-2 (2003) se mostraram conservadoras, fato que pode influenciar as análises dinâmicas realizadas durante a fase de projeto.

Kward *et al.* (2017) avaliaram os efeitos da fadiga através de um modelo tridimensional de elementos finitos baseados nos dados de projeto da ponte *Exeter*, localizada no Reino Unido. O modelo foi calibrado com os dados de extensometria, medidos em campo, de uma conexão antiga da ponte. Em seguida, foi realizada uma análise dinâmica e a vida em fadiga analisada.

2.3.1 Análise Dinâmica Transiente

A análise dinâmica transiente, também conhecida como análise de histórico de tempo, é um método empregado para determinar a resposta dinâmica de uma estrutura sob a ação de qualquer força dependente do tempo. Tal método é utilizado para determinar deslocamentos, deformações, tensões e forças que variam com o tempo em uma estrutura, à medida que ela responde a qualquer combinação de ações estáticas, transientes e harmônicas. A aplicação das ações ao longo do tempo é realizada de maneira tal que os efeitos de inércia ou amortecimento são considerados essenciais, já em situações que tais efeitos sejam desprezíveis a análise estática é suficiente (ANSYS, 2018).

Segundo Figueiredo (2007), o comportamento de uma ponte solicitada pela passagem de trens a uma velocidade v é governado pelo princípio fundamental da dinâmica na qual a análise transiente é calculada. Tal princípio constitui em, a cada instante do tempo, realizar o equilíbrio entre as forças: elásticas, presentes em todas as condições; de inércia e de amortecimento, provocadas pela aplicação das forças externas dependente do tempo, provenientes da passagem do trem pela ponte. A Eq. (2.1) apresenta a equação de equilíbrio geral empregada em análises dinâmicas.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = p(t) \quad (2.1)$$

Onde:

[M] é a matriz de massa do sistema estrutural;

[C] é a matriz de amortecimento do sistema estrutural;

[K] é a matriz de rigidez do sistema estrutural;

$\{\ddot{u}\}$ é o vetor de acelerações nodais;

$\{\dot{u}\}$ é o vetor de velocidades nodais;
 $\{u\}$ é o vetor de deslocamentos nodais;
 $p(t)$ é o vetor de forças externas.

O programa ANSYS utiliza o método de integração no tempo de “*Newmark*” ou o método melhorado chamado “*Hilber-Hughes-Taylor*” (*HHT*) para resolver as equações de tempos discretos. Atualmente dois tipos de análise transiente estão disponíveis no programa: o método de solução direta das equações diferenciais (“*the full method*”) e o de superposição modal.

2.3.1.1 Método de Solução Direta para Análise Transiente

A solução direta consiste na aproximação numérica através de métodos de integração de primeira e segunda ordem das equações diferenciais ordinárias, onde as matrizes do sistema são utilizadas para calcular a resposta transiente (sem redução de matriz). Por ser o método mais geral, permite que todos os tipos de não linearidades sejam incluídos (geométricas e físicas) (ANSYS, 2018).

As vantagens do método de solução direta fornecido pelo ANSYS® v.12 (2009) são: utilização sem a necessidade de calcular os modos da estrutura; permitir todos os tipos de não linearidades; utilizar matrizes completas sem a aproximação de matriz de massa; calcular em uma única passagem todos os deslocamentos e tensões e aceitar todos os tipos de ações (forças nodais, deslocamentos impostos – não nulos – e forças no elemento – pressões e temperaturas). Por outro lado, a principal desvantagem do método completo é ser computacionalmente mais moroso que o método de superposição modal.

2.3.2 Método de Superposição Modal para Análise Transiente

O método da superposição modal consiste na solução da resposta dinâmica a partir dos modos de vibração, considerando as estruturas como sistemas de múltiplos graus de liberdade. A superposição modal permite a realização da análise dinâmica linear de um sistema estrutural, a qual é efetuada por meio do método onde a resposta é descrita em função das formas modais. A grande vantagem desse processo é a diminuição significativa do custo computacional da análise ao utilizar uma parcela reduzida dos modos de vibração mas, por

outro lado, fica limitado a sistemas cujas propriedades geométricas são consideradas constantes no decorrer da análise (Carvalho, 2015).

Segundo Craig e Kurdila (2006) para a solução da superposição modal é necessária a obtenção das frequências de vibração (autovalores) e dos modos de vibração (autovetores), que podem ser extraídos a partir da Eq. (2.2):

$$([K] - \omega_r^2[M])\{\varphi_r\} = 0 \quad (2.2)$$

Onde:

[K] é a matriz de rigidez do sistema estrutural;

ω_r é a r-ésima frequência natural de vibração;

[M] é a matriz de massa do sistema estrutural;

$\{\varphi_r\}$ é o vetor que exprime o r-ésimo modo de vibração do sistema.

Por meio da solução não trivial é obtida a equação característica definida na Eq. (2.3) e, dessa maneira, calculada as frequências naturais de vibração (ω_r) do sistema. Os modos de vibração são calculados após a obtenção e aplicação dos valores das frequências naturais na Eq. (2.2).

$$\det([K] - \omega_r^2[M]) = 0 \quad (2.3)$$

A partir da transformação de coordenada, os deslocamentos dos vários graus de liberdade ($u_{(t)}$) podem ser reescritos em função das coordenadas modais $\eta_r(t)$ conforme Eq. (2.4).

$$u(t) = \sum_{r=1}^N \varphi_r \eta_r(t) \quad (2.4)$$

Dessa maneira, é possível reescrever a equação de movimento em função das coordenadas modais conforme apresentado na Eq. (2.5).

$$\mathbf{M}\ddot{\boldsymbol{\eta}} + \mathbf{C}\dot{\boldsymbol{\eta}} + \mathbf{K}\boldsymbol{\eta} = \mathbf{f}(t) \quad (2.5)$$

Onde:

$M = \boldsymbol{\varphi}^T M \boldsymbol{\varphi}$ é a matriz modal de massa;

$C = \boldsymbol{\varphi}^T C \boldsymbol{\varphi}$ é a matriz modal de amortecimento;

$K = \boldsymbol{\varphi}^T K \boldsymbol{\varphi}$ é a matriz modal de rigidez;

$\mathbf{f}(t) = \boldsymbol{\varphi}^T \mathbf{p}(t)$ é o vetor modal de forças;

$\boldsymbol{\varphi}$ é a matriz modal composta por n graus de liberdade.

2.4 Regulamentações Normativas Aplicáveis às Pontes Ferroviárias – EN 1990-2 e EN 1990-ANNEX A2 (2005)

2.4.1 Considerações Iniciais

O Brasil atualmente não possui referências normativas para o estudo da análise de pontes ferroviárias, sejam convencionais ou de alta velocidade. A norma até então aplicável a estruturas ferroviárias, ABNT NBR 7189 (1985) “Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias”, foi cancelada sem substituição em julho de 2015.

No cenário Europeu, por outro lado, a utilização de estruturas mistas em vias de alta velocidade têm se apresentado como solução atual e competitiva. Parte dessa competitividade é resultado do desenvolvimento de novas metodologias de análise e de cálculo, adaptadas aos conceitos de estados limites estabelecidos na nova regulamentação europeia (Figueiredo, 2007). Sendo assim, devido à carência de referências nacionais, serão utilizados neste estudo os critérios propostos pelo *Eurocode* EN 1991-2 (2003), que propõe modelos de tráfegos ferroviários a serem empregados nas análises estáticas e dinâmicas.

Nos Estados Unidos é utilizada a norma AREMA (2014) para estruturas ferroviárias, porém sua utilização é restrita a vias de tráfego convencionais, ou seja, de baixa velocidade.

2.4.2 Análises Estáticas

Na norma europeia EN 1991-2 (2003) são apresentados cinco modelos de carregamento ferroviário, sendo quatro deles propostos para análise estática das estruturas:

- O modelo de carregamento 71 (*LM71*) descreve o efeito estático da solicitação vertical devido a um tráfego ferroviário normal. A Fig. 2.21 representa a distribuição das ações

e valores característicos para forças verticais que devem ser adotados nessa situação. Sendo assim, deve ser considerado uma ação uniformemente distribuída (q_{vk}) igual a 80 kN e quatro forças pontuais iguais a 250 kN. Nas linhas em que o peso do tráfego ferroviário difere do normal, é necessário multiplicar os valores característicos apresentados por um fator de correção α , cujo valor varia entre 0,75 a 1,46 nos países europeus.

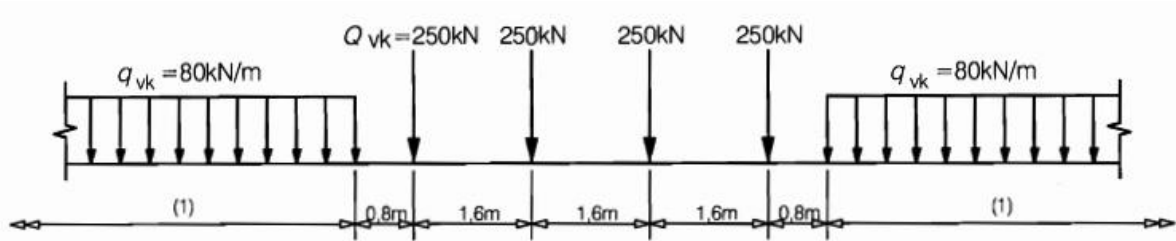


Figura 2.21 – Modelo de carregamento *LM71* (EN 1991-2, 2003)

- O modelo de carregamento *SW/0* deve ser utilizado somente nas pontes com tabuleiro contínuo, o qual consiste apenas em uma ação uniformemente distribuída de 133 kN/m. Assim como o modelo de *LM71*, o modelo *SW/0* descreve o efeito estático da solicitação vertical devido a um tráfego ferroviário normal.
- Por sua vez, o modelo de carregamento *SW/2* descreve o efeito estático da solicitação vertical devido ao tráfego ferroviário pesado, onde deve ser considerado uma ação uniformemente distribuída de 150 kN/m. Sendo assim, é necessário indicar a linha ou trecho da linha sobre a qual o tráfego ferroviário pesado poderá ocorrer.

A distribuição dos carregamentos e os valores característicos para forças verticais dos modelos *SW/0* e *SW/2* devem ser adotados conforme mostrado a seguir, na Fig. 2.22 e na Tab.2.1.

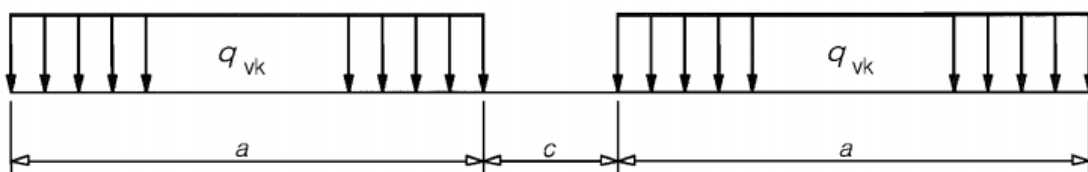


Figura 2.22 – Modelos de carregamentos *SW/0* e *SW/2* (EN 1991-2, 2003)

Tabela 2.1 – Valores característicos para os modelos *SW/0* e *SW/2* (adaptado da EN 1991-2, 2003)

Modelo de Carga	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

- O modelo "*Unload train*", utilizado para representar o efeito de um trem descarregado, deve ser adotado quando apresentar a situação mais desfavorável para a estrutura, juntamente com outras ações. Consiste em uma solicitação vertical uniformemente distribuída com um valor característico de 10,0 kN/m.

Segundo Calçada (1995), as sobrecargas são aplicadas rapidamente na ponte, sendo o tempo de aplicação função da velocidade dos trens. Deste modo, são originadas vibrações da estrutura e dos veículos, ampliadas pelos impactos oriundos das irregularidades da via e das rodas do trem.

De acordo com a norma EN 1991-2 (2003), as análises estáticas devem levar em conta os efeitos dinâmicos através de dois fatores de amplificação φ e Φ , onde:

- fator φ considera as amplificações decorrentes da ação dos vagões e das irregularidades nos trilhos e rodas;
- fator Φ leva em conta os efeitos dinâmicos associados à passagem do tráfego normal do comboio.

A EN 1991-2 (2003) ressalta que os métodos estáticos equivalentes descritos anteriormente, são incapazes de prever os efeitos de ressonância dos trens de alta velocidade com a estrutura. Sendo assim, torna-se necessária a utilização da análise dinâmica para a correta avaliação desses efeitos e suas consequências na estrutura.

Segundo a norma EN 1991-2 (2003), o fator dinâmico Φ amplifica as ações decorrentes dos modelos de carregamento *LM71*, *SW/0* e *SW/2*, sendo Φ calculado por Φ_2 ou Φ_3 conforme o nível de manutenção da via, considerando o comprimento de referência L_Φ apresentado na tabela 6.2 da norma.

No caso em que o nível de manutenção da via deva ser cuidadosamente mantido, o coeficiente adotado é Φ_2 , calculado pela Eq. (2.6) e limitado pela faixa de valor compreendida entre 1 e 1,67.

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad (2.6)$$

Nas vias onde se apresentam o nível de manutenção padrão, o coeficiente Φ_3 é adotado e calculado pela Eq. (2.7), não devendo ultrapassar a faixa de valor compreendida entre 1 e 2.

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 \quad (2.7)$$

2.4.3 Análises Dinâmicas

Quando da realização de análises dinâmicas, estas devem ser consideradas para o dimensionamento da estrutura, especificamente na determinação dos esforços e nas verificações de segurança da via e do conforto dos passageiros (Figueiredo, 2007).

A fim de determinar a necessidade da realização de uma análise estática ou dinâmica para a avaliação do comportamento da estrutura, a EN 1991-2 (2003) fornece um fluxograma conforme mostrado na Fig. 2.23. Nesse sentido, é importante a utilização dos seguintes fatores para o processo de decisão: velocidade máxima da via (V) em km/h; vão do tabuleiro (L) em metros; simplicidade da estrutura e frequências naturais correspondentes ao primeiro modo de flexão vertical (n_0) e ao primeiro modo de torção (n_t), ambos em hertz.

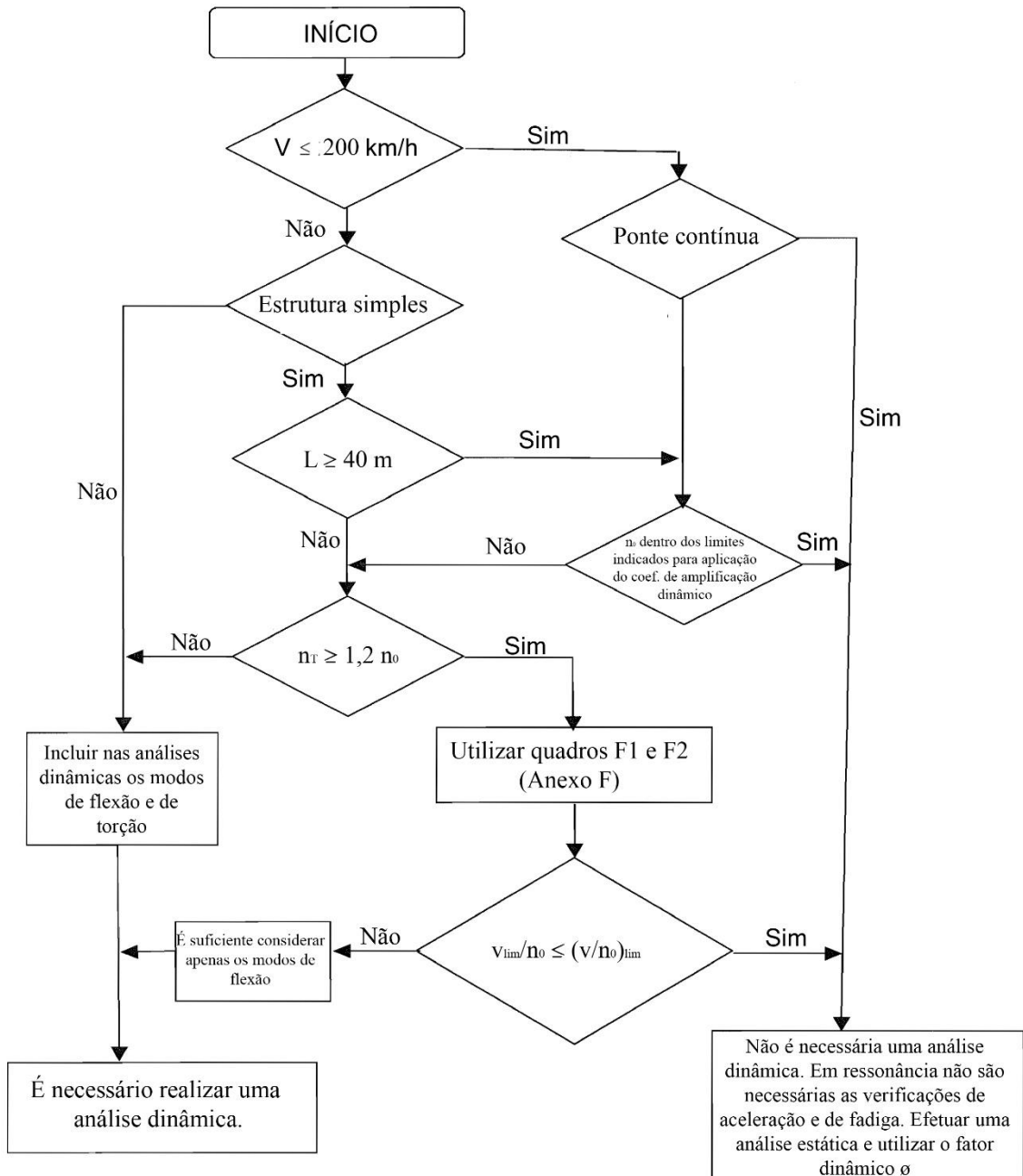


Figura 2.23 – Fluxograma que define a necessidade de realização de análises dinâmicas em pontes (EN 1991-2, 2003)

Através do fluxograma acima, pode-se observar uma série de situações em que não é preciso realizar uma análise dinâmica, por outro lado, em alguns casos, especificamente nas vias com velocidade superior a 200 km/h, essa análise se torna necessária, conforme mostrado a seguir:

- Nas pontes com comportamento estrutural complexo (arcos, pontes contínuas, pontes estaiadas, etc.).

- Nas pontes com estruturas simples e com um vão menor que 40 metros de comprimento, na qual a frequência do primeiro modo de torção da ponte não supere 1,2 vezes o primeiro modo de flexão. É válido ressaltar que as estruturas simples se caracterizam por apresentarem comportamento que se assemelha ao de uma viga ou de uma laje simplesmente apoiada com efeitos de inclinação desprezíveis nos apoios rígidos.
- Nas estruturas simples com vão maior que 40 metros, porém que apresentam o primeiro modo de flexão da ponte fora dos limites indicados pelo Eurocode EN 1991-2 (2003) (Fig. 2.24) e cuja frequência do primeiro modo de torção da ponte não supere a 1,2 vezes o primeiro modo de flexão;

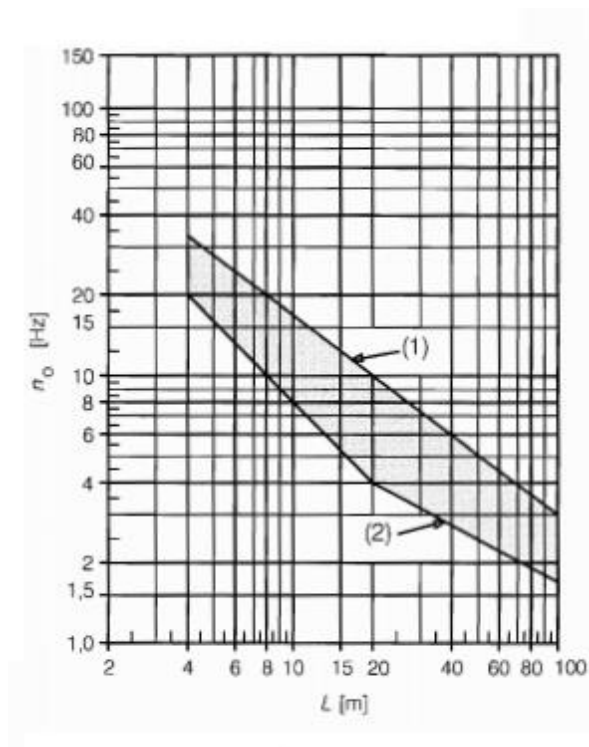


Figura 2.24 – Limites superiores (1) e inferiores (2) para a frequência natural de pontes em função do vão (adaptado da EN 1991-2, 2003)

Onde:

O limite superior de n_0 (1) é decorrente dos efeitos dinâmicos devido a irregularidades da pista, sendo dado pela Eq. (2.8):

$$n_0(1) = 94,76L^{-0,748} \quad (2.8)$$

Por sua vez, o limite inferior $n_0(2)$ é obtido pelos critérios de impacto dinâmico expresso através da Eq. (2.9):

$$n_0(2) = \begin{cases} \frac{80}{L} & \text{se } 4m \leq L \leq 20m \\ 23,58L^{-0,592} & \text{se } 20m \leq L \leq 100m \end{cases} \quad (2.9)$$

- Por fim, nas estruturas simples cuja frequência do primeiro modo de torção da ponte supera 1,2 vezes o primeiro modo de flexão, no entanto, não são cumpridos os valores limites da relação v/n_0 referido no anexo F da norma;

É válido enfatizar, contudo, que o fluxograma apresenta apenas caráter recomendatório para as análises dinâmicas, podendo ser especificados critérios alternativos nos Anexos Nacionais da EN 1991-2 (2003).

2.4.3.1 Ações Ferroviárias Aplicáveis em Análises Dinâmicas

A análise dinâmica deverá levar em conta todos os trens reais com velocidades superiores a 200 km/h que passam ou que possam vir a passar pela L.A.V a ser estudada. A EN 1991-2 (2003) determina um limite para as distâncias entre eixos e tamanhos dos vagões dos trens reais e classifica os mesmos em três grupos distintos: trem articulado, convencional e regular.

Os trens articulados apresentam um truque de dois eixos localizado no centro da união articulada dos comboios (Fig. 2.25a). Já os trens convencionais apresentam dois truques de dois eixos por vagão, posicionados conforme a Fig. 2.25b. Por último, os trens regulares são formados por truques de único eixo compartilhados pelos vagões adjacentes (Fig. 2.25c).

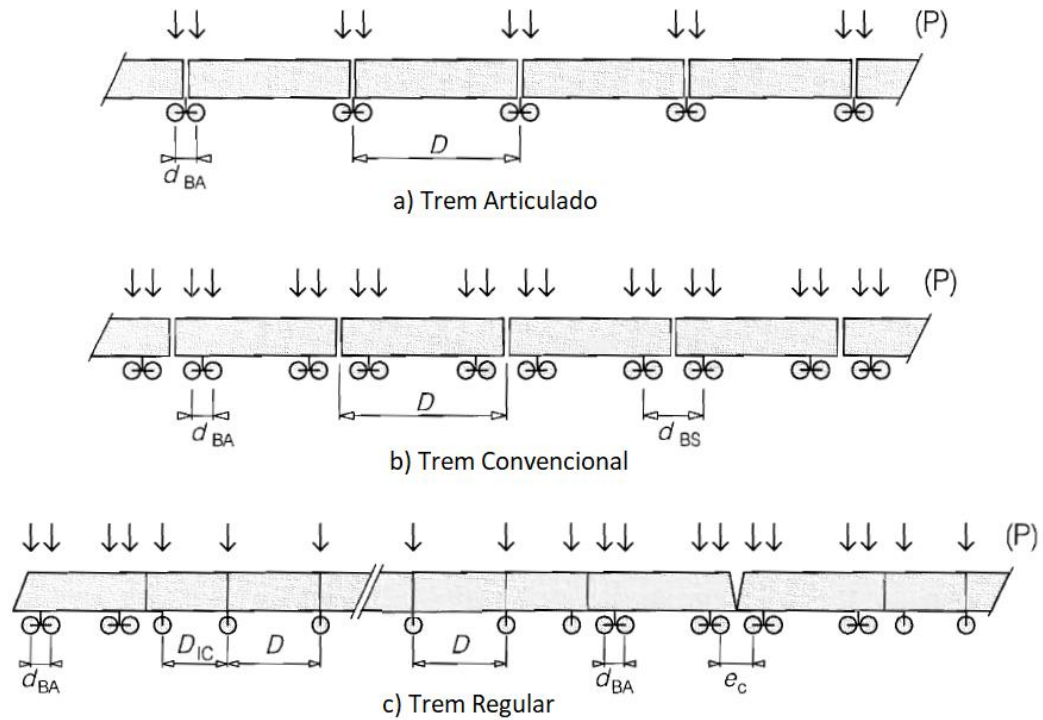


Figura 2.25 – Tipos de trens reais da rede europeia de alta velocidade (adaptado da EN 1991-2, 2003)

ERRI D214/RP9 (2001)² apud Ribeiro (2004) disponibiliza os esquemas de forças para o trem regular (Fig. 2.26), trens articulados (Fig. 2.27) e trens convencionais (Fig. 2.28) de alta velocidade que circulam pela rede europeia, com indicações dos tamanhos e números dos vagões, força por eixo e afastamentos entre si.

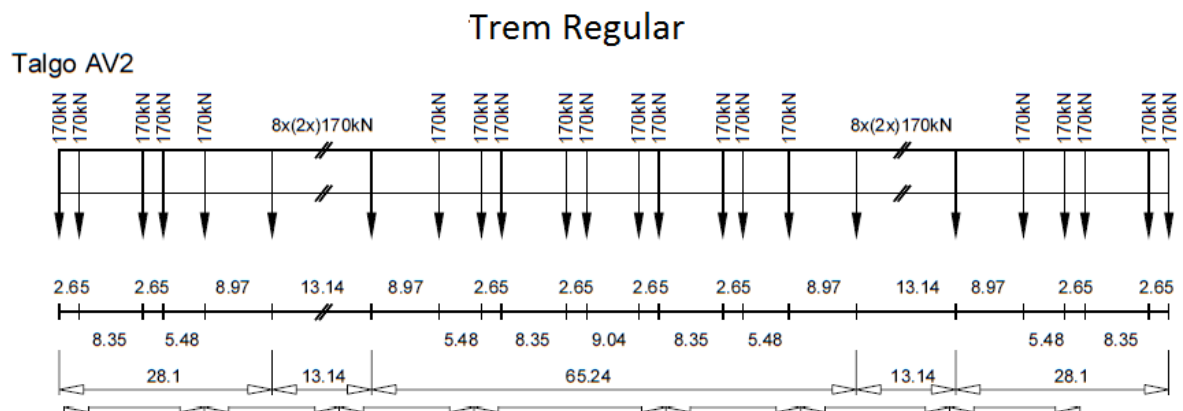
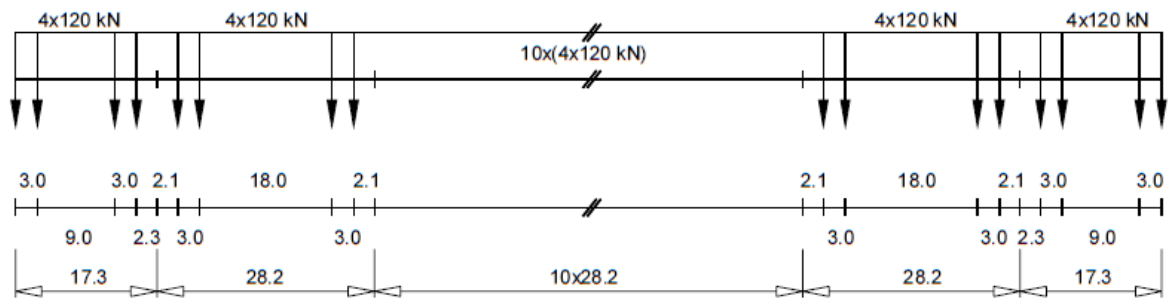


Figura 2.26 – Esquemas de forças do trem regular europeu de alta velocidade (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001 apud Ribeiro, 2004)

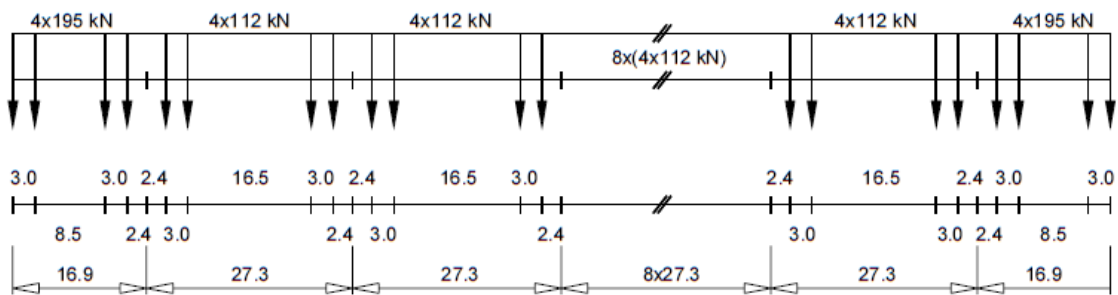
² EUROPEAN RAIL RESEARCH INSTITUTE. *Railway bridges for speeds >200 km/h* – ERRI D214/RP9, Final Report, Utrecht, 2001.

Trens Convencionais

ETR-Y-500



ICE2



Virgin

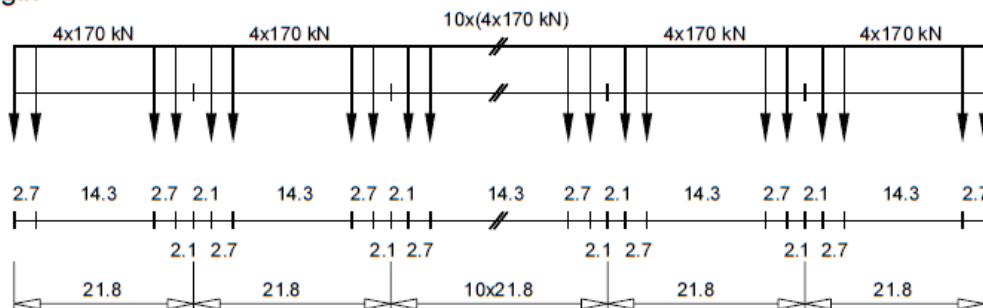


Figura 2.28 – Esquemas de forças dos trens convencionais europeus de alta velocidade (adaptado de ERRI D214/RP9, 2001 *apud* Ribeiro, 2004)

A norma EN 1991-2 (2003) propõe os modelos de carregamento teórico “*High Speed Load Model*” (*HSLM*) para as pontes situadas em linhas internacionais. O *HSLM* é utilizado para representar o carregamento de trens de passageiros com velocidades superiores a 200 km/h. Foi “*desenvolvido pela comissão de especialistas ERRI D214, sendo constituído por dois modelos, HSLM-A e HSLM-B, os quais traduzem os efeitos dinâmicos dos comboios articulados, convencionais e regulares existentes e que possam vir futuramente a circular nas linhas interoperáveis europeias*” (Figueiredo, 2007, p.3.18).

Os modelos *HSLM-A* são compostos por dez configurações de forças baseadas em trens articulados, sendo recomendado para qualquer estrutura com vão superior a 7 metros. A

distribuição e valores característicos das forças verticais propostas nesse modelo são representadas na Fig. 2.29, sendo as características dos trens A1 a A10 descritas na Tab. (2.2).

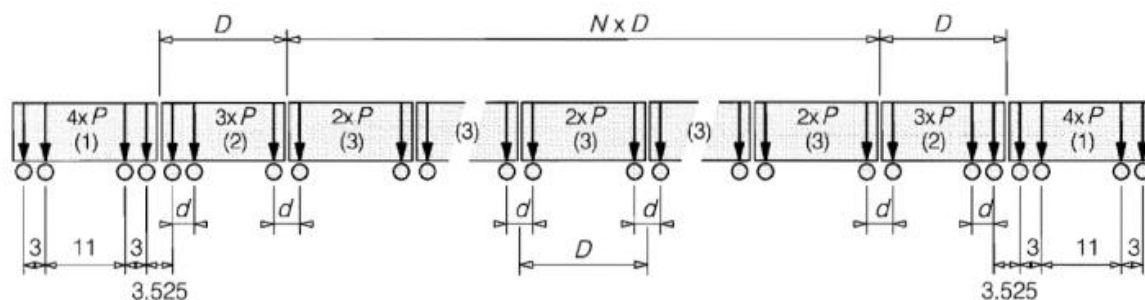


Figura 2.29 – Modelo de carga “HSLM-A” (EN 1991-2, 2003)

Onde:

- (1) Locomotiva (Primeira e última são iguais);
- (2) Vagões externos (Primeiro e último são iguais);
- (3) Vagões Intermediários.

Tabela 2.2 – Propriedades dos trens universais A1 a A10 (adaptado da EN 1991-2, 2003)

Trem	Nº de vagões intermediários N	Comprimento dos vagões D (m)	Distância entre os eixos do Truque d (m)	Força por eixo P (kN)
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

O modelo *HSLM-B*, por sua vez, é recomendado nos casos em que a estrutura apresenta vãos inferiores a 7 metros. Consiste em um modelo de solicitação que considera N forças pontuais de 170 kN, distantes de um afastamento uniforme d , sendo N e d definidos nas Figs. 2.30 e 2.31:

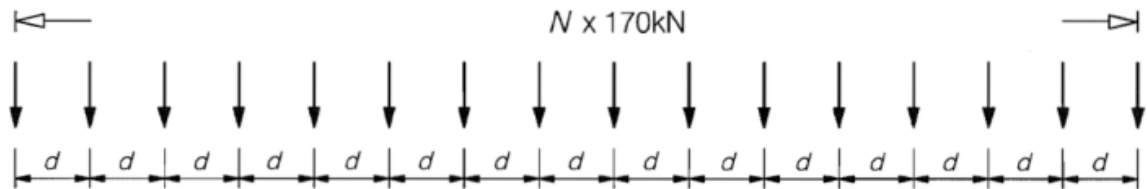


Figura 2.30 – Modelo de carregamento *HSLM-B* (EN 1991-2, 2003)

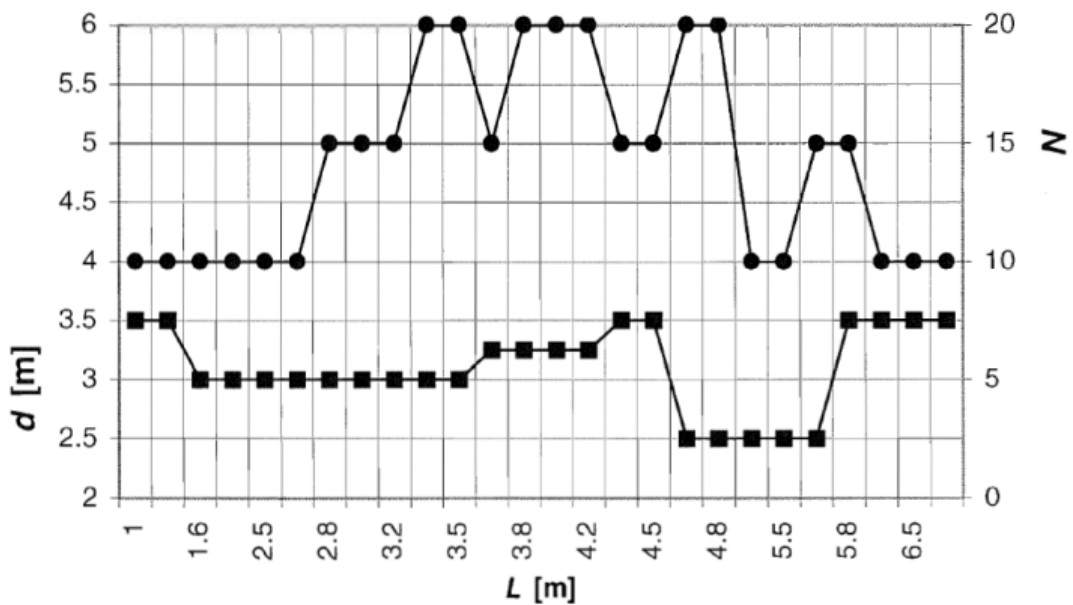


Figura 2.31 – Número de cargas pontuais N e afastamento uniforme d para um determinado vão L (EN 1991-2, 2003)

2.4.4 Estados Limites Aplicáveis

As normas europeias EN-1991-2 (2003) e EN-1990-Annex A2 (2005) especificam a necessidade de analisar a segurança estrutural, a estabilidade da via e o conforto dos passageiros para os projetos de pontes ferroviárias, conforme apresentado em detalhes nos próximos subitens.

2.4.4.1 Estados Limites Últimos

A norma EN-1991-2 (2003) apresenta uma análise de segurança estrutural, sendo esta definida por Figueiredo (2007) como uma análise do estado limite último (ELU). Segundo a norma europeia, para realizar o projeto de uma ponte, devem ser levados em conta todos os modelos de sobrecargas ferroviárias e adotar o valor mais desfavorável entre:

- Os modelos de carregamento estático *LM71* e, caso a estrutura seja contínua, *SW/0*, multiplicados pelo fator dinâmico Φ Eq. (2.10):

$$\Phi \times (LM71 + SW/0) \quad (2.10)$$

- Os modelos de carregamento para análise dinâmica dos trens de alta velocidade *HSLM* ou dos modelos de trens reais (*RT*), especificados pela norma Eq. (2.11):

$$\left(1 + \varphi'_{dyn} + \frac{\varphi''}{2}\right) \times \begin{pmatrix} HSLM \\ ou \\ RT \end{pmatrix} \quad (2.11)$$

Onde, o fator de correção dinâmica φ'' Eq. (2.12) considera as amplificações decorrentes das ações dos vagões e das irregularidades nos trilhos e rodas. O fator de amplificação dinâmica φ'_{dyn} é dado por:

$$\varphi'_{dyn} = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{stat}} \right| - 1 \quad (2.12)$$

No qual y_{dyn} e y_{stat} representam o valor máximo da resposta dinâmica e da resposta estática, para um determinado ponto da estrutura, devido à passagem dos comboios *HSLM* ou *RT*.

2.4.4.2 Estabilidade da Via

A fim de garantir a estabilidade da via, a norma europeia EN 1990-ANNEX A2 (2005) propõe o controle dos seguintes parâmetros do tabuleiro da ponte: aceleração vertical, torção, deformação vertical, deformação e vibração transversal do tabuleiro e deslocamento e rotações nas extremidades do tabuleiro.

a) Aceleração Vertical do Tabuleiro

O controle do valor máximo de aceleração ao longo da via deve ser realizado através da análise dinâmica dos trens reais de alta velocidade e dos modelos de força *HSLM*, no caso de linhas interoperáveis, de forma a prevenir a instabilidade da via e garantir o contato da roda com o trilho. Dessa maneira, a EN 1990-ANNEX A2 (2005) estipula o valor máximo de aceleração igual a $3,5 \text{ m/s}^2$ para as vias com lastro e 5 m/s^2 para as vias que são fixadas diretamente no tabuleiro ou em elementos estruturais projetados para trens de alta velocidade. Tais valores limites podem ser modificados de acordo com os anexos nacionais.

Outro requisito estipulado pela norma é o intervalo de frequência natural da estrutura a ser considerado na análise dinâmica por superposição modal, cujo limite superior é definido pelo maior valor entre:

- 30 Hz;
- 1,5 a 2 vezes a frequência do primeiro modo de vibração do elemento estrutural a ser analisado considerando ao menos os 3 primeiros modos de vibração.

b) Torção do Tabuleiro

Segundo a EN 1990-ANNEX A2 (2005), a torção do tabuleiro deve ser calculada levando em consideração os valores característicos dos modelos *LM71*, *SW/0* ou *SW/2* devidamente multiplicados por Φ e α , e do modelo *HSLM* para linhas interoperáveis, quando da aplicação da análise dinâmica.

De maneira a garantir o correto alinhamento das vias cuja bitola seja igual a 1435 milímetros, a norma limita o valor máximo de empenamento do tabuleiro t (Tab. 2.3), o qual é definido pela diferença das cotas verticais dos trilhos ao longo de 3m conforme mostrado na Fig. 2.32.

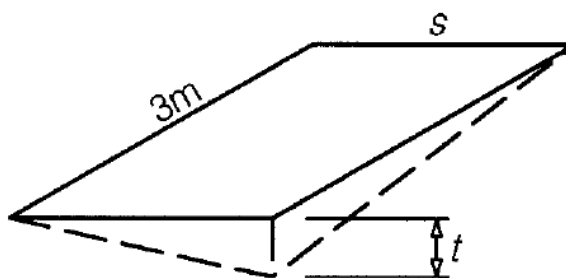


Figura 2.32 – Definição da torção do tabuleiro (EN 1990-ANNEX A2, 2005)

Tabela 2.3 – Valores máximos para torção do tabuleiro (adaptado de EN 1990-ANNEX A2, 2005)

Velocidade v (km/h)	t (mm/3m)
$v \leq 120$	4,5
$120 \leq v \leq 200$	3,0
$v > 200$	1,5

Além disso, a norma limita o valor máximo total de torção do tabuleiro em 7,5 mm/3m, o qual deve ser calculado pela soma do empenamento t do tabuleiro devido as ações permanentes (por exemplo, em uma curva de transição) com o valor da torção gerado pela passagem de um comboio. Vale ressaltar que todos os valores estipulados acima podem sofrer alterações de acordo com os anexos nacionais.

c) Deformação Vertical do Tabuleiro

A EN 1990-ANNEX A2 (2005) limita o valor máximo da deformação vertical em qualquer ponto da via para tabuleiros com lastro em $L/600$. Os modelos de forças utilizados para essa verificação é o *LM71* e, quando pertinente, deve-se utilizar o modelo *SW/0* ou *SW/2*. Segundo Figueiredo (2007), geralmente a verificação da deformação vertical não é condicionante, visto que os valores estipulados no que tange ao conforto de circulação são mais rigorosos.

d) Deformação e Vibração Transversal do Tabuleiro

A EN 1990-ANNEX A2 (2005) estipula que a frequência correspondente ao primeiro modo de vibração transversal seja superior a 1,2 Hz. Quanto à deformação vertical, a norma define

combinações considerando os seguintes esforços: gerados pelos modelos estáticos de carregamento *LM71* e *SW0* multiplicados pelos coeficientes Φ e α ou resultantes das cargas dos trens reais de alta velocidade multiplicados pelo fator dinâmico apropriado; provenientes das cargas de vento; forças laterais; força centrífuga e, por fim, do gradiente térmico entre as duas superfícies laterais dos tabuleiros.

O deslocamento transversal do tabuleiro (δ_h) deve levar em conta a deformação dos pilares, da fundação e do próprio tabuleiro. O ângulo de rotação horizontal no final do tabuleiro e a variação do raio de curvatura não devem ultrapassar os valores indicados na Tab. 2.4.

Tabela 2.4 – Valores máximos para a verificação de torção do tabuleiro (adaptado de EN 1990-ANNEX A2, 2005)

Velocidade v (km/h)	Máxima rotação horizontal (radianos)	Variação máxima do raio de curvatura	
		Vão Simples	Múltiplos Vãos
$v \leq 120$	0,0035	1700	3500
$120 \leq v \leq 200$	0,0020	6000	9500
$v > 200$	0,0015	14000	17500

O raio de curvatura é determinado através da relação entre o vão do tabuleiro L e a flecha transversal do tabuleiro δ_h , conforme a Eq. (2.13):

$$R = \frac{L^2}{8\delta_h} \quad (2.13)$$

e) Deformação na Extremidade do Tabuleiro

Segundo a EN 1990-ANNEX A2 (2005), os deslocamentos da extremidade na superfície superior do tabuleiro devem ser verificados a fim de: limitar as tensões adicionais nos trilhos, reduzir as perturbações na camada de lastro e minimizar discontinuidades nas regiões onde são colocados aparelhos da via. Dessa maneira, é recomendada a verificação dos critérios estipulados no item § 6.5.4.5.2 da EN-1991-2 (2003) listados a seguir:

- O deslocamento horizontal δ_h deve ser calculado devido às ações dos modelos de força *LM71* e, quando necessário, pelo modelo *SW/0*, onde δ_h não deve ultrapassar os

valores limites de 8 mm quando considerado o comportamento conjunto da estrutura e da via e 10 mm quando tal comportamento for negligenciado.

- O deslocamento vertical δ_v deve ser calculado devido às ações dos modelos de força *LM71*, do modelo *SW/0*, quando necessário, e da variação da temperatura caso seja desfavorável. O valor de δ_v não deve ultrapassar os 3 milímetros quando a velocidade máxima for inferior a 160 km/h e 2 milímetros caso a velocidade for superior.

2.4.4.3 Conforto dos Passageiros

Conforme a norma EN-1990-Anexo A2 (2005), o conforto dos passageiros depende da aceleração vertical (a_v) dentro do trem durante a passagem pela ponte. Para tanto, a norma fornece valores máximos de aceleração permitidos para classificar o conforto em ótimo, bom e regular (Tab. 2.5).

Tabela 2.5 – Valores máximos para classificação do nível de conforto dos passageiros, segundo os valores da aceleração vertical (EN 1990-ANNEX A2, 2005)

Nível de Conforto	Aceleração Vertical a_v (m/s ²)
Ótimo	1,0
Bom	1,3
Regular	2,0

Segundo Amaral (2017), para realizar a verificação da aceleração no interior dos vagões é necessário realizar as análises dinâmicas levando em conta a interação entre o veículo e a estrutura. Devido ao tempo e o alto custo computacional para a realização destas análises, a norma europeia EN 1990-ANNEX A2 (2005) propõe um procedimento simplificado, sendo este função dos seguintes parâmetros: velocidade do trem (v) em km/h; vão da ponte (L) em metros; número de vãos e configuração da ponte. De posse desses dados é possível estimar um valor máximo para o deslocamento vertical da ponte (δ) ao longo do eixo de cada via. Os deslocamentos verticais δ , multiplicados pelo fator dinâmico Φ , devem ser determinados pelo modelo *LM71* aplicado em apenas uma única via.

A Fig. 2.33 mostra os valores limites da relação (L/δ) para pontes ferroviárias com três ou mais vãos simplesmente apoiados, para uma aceleração vertical permitida (a_v) no interior dos vagões de $1,0 \text{ m/s}^2$ (nível de conforto ótimo, conforme Tab. 2.5), em função de L .

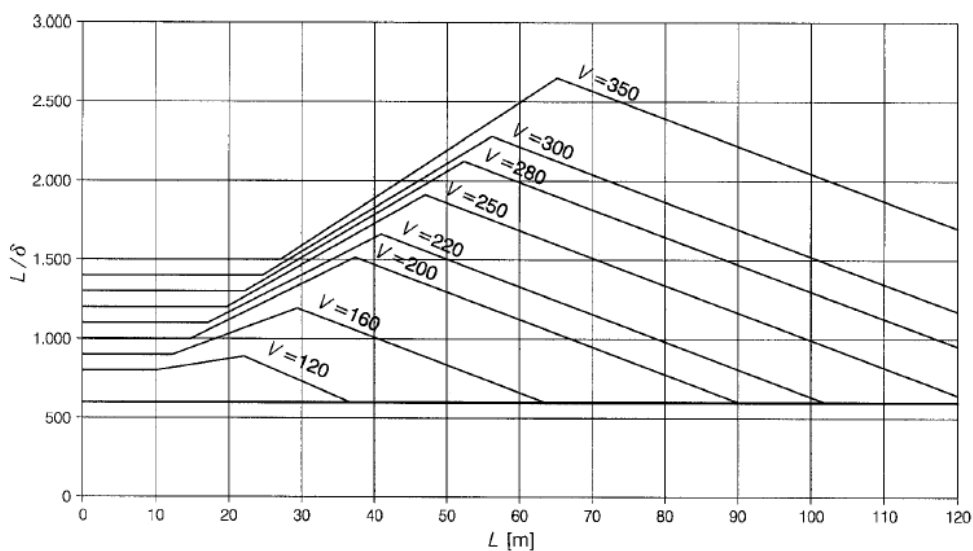


Figura 2.33 – Máximo deslocamento vertical permitido (δ) para pontes ferroviárias (EN 1990-ANNEX A2, 2015)

Para os demais níveis de conforto (bom e regular) é necessário dividir os valores da relação (L/δ) pela aceleração vertical (a_v) apropriada para cada nível de conforto. No caso de tabuleiros construídos com número de vãos inferiores a três, deve-se multiplicar os valores limites por 0,7 e no caso de pontes com mais de três vãos de continuidade, é necessário multiplicar por 0,9. Os valores de (L/δ) mostrados na Fig. 2.33 são válidos para vãos de até 120 metros, sendo necessária uma análise especial para vãos superiores.

3

METODOLOGIA NUMÉRICA

3.1 Considerações Iniciais

No presente capítulo foi abordada a descrição do viaduto *La Scarpe* bem como a adaptação para o tabuleiro com dupla ação mista. Os modelos numéricos propostos para ambos os tabuleiros foram desenvolvidos por meio de uma malha tridimensional de elementos finitos utilizando o programa ANSYS® v.12 (2009).

O tabuleiro original sofreu uma pequena alteração no comprimento do 9º vão, a fim de garantir a simetria da estrutura. No cap. 4 o modelo numérico desenvolvido para o viaduto foi validado por meio de comparações com resultados teóricos obtidos por Figueiredo (2007) e experimentais de Hoorpah (1997).

3.2 Descrição do Viaduto Existente na Solução Mista Convencional

O viaduto *La Scarpe*, constituído por um tabuleiro misto de aço-concreto, está localizado na L.A.V. francesa *TGV Nord* e entrou em funcionamento em 1991, interligando as cidades de Paris e Lille. A tipologia estrutural consiste em uma viga contínua com vãos de 28 m + 7x40 m + 25 m, totalizando 333 metros (Fig. 3.1). O ponto fixo está localizado sobre o apoio C0, e o aparelho de dilatação sobre o apoio C9 (Figueiredo, 2007).

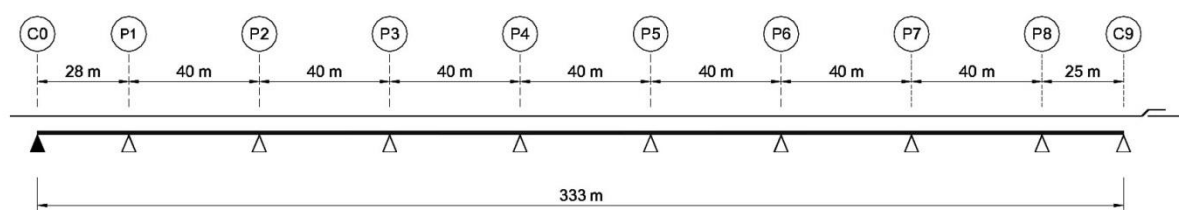


Figura 3.1 – Seção longitudinal do tabuleiro (Figueiredo, 2007)

A Fig. 3.2 demonstra a seção transversal do tabuleiro ao longo de seu comprimento. Segundo Figueiredo (2007), a seção transversal é composta por uma laje superior com 13,0 metros de largura, apoiada sobre duas vigas de 2,5 metros de altura, com inércia variável nas regiões dos apoios. A espessura da laje superior varia, tendo o valor de 0,43 metros no centro do tabuleiro e 0,25 metros na extremidade da laje.

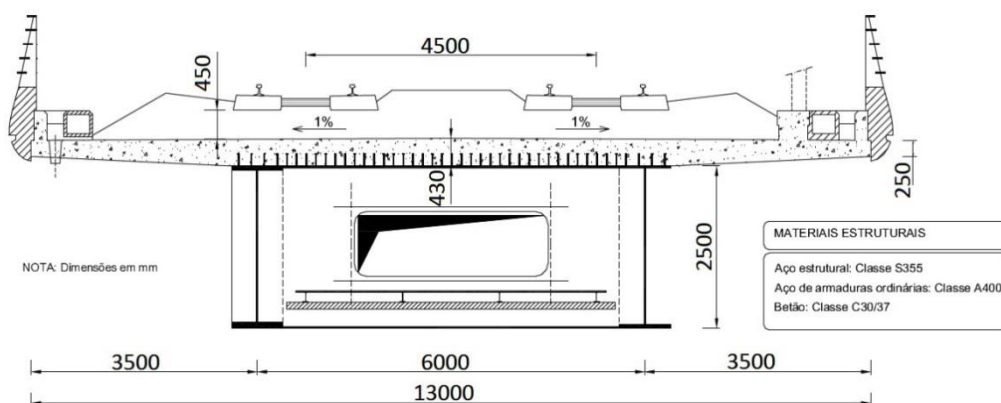


Figura 3.2 – Seção transversal do tabuleiro (Figueiredo, 2007)

Devido à inexistência de informação sobre a quantidade de armadura utilizada na laje de concreto armado e, a fim de controlar a abertura de fissuras, a porcentagem mínima de armadura de 1% foi adotada no sentido longitudinal da laje, conforme indicado na regulamentação francesa (SETRA, 1995³ e SNCF, 1998⁴ *apud* Figueiredo, 2007).

As vigas principais são ligadas transversalmente por cinco transversinas metálicas vazadas na parte central (Fig. 3.3), igualmente separadas ao longo dos 40 metros de vão (septos). As vigas vazadas são presas à laje superior de concreto através de conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça, que tem por finalidade aumentar a rigidez à flexão e rotação do tabuleiro. (Figueiredo, 2007).

³ SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES – SETRA. *Ponts mixtes – recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles*. Service d'études techniques des routes et autoroutes. Bagnaux, 1995.

⁴ SOCIÉTÉ NATIONALE DES CHEMINS DE FER – SNCF. *Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes*. Tome IV – Ouvrages d'art - Fascicule 2.01, Société Nationale des Chemins, Fevereiro de 1998.

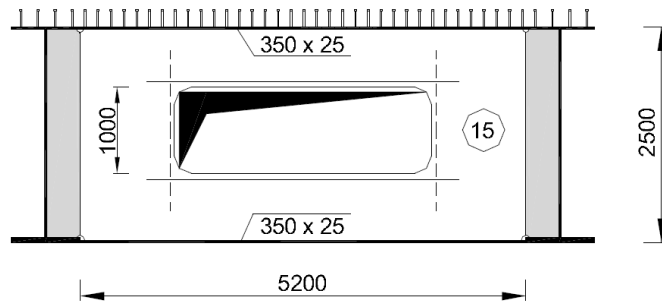


Figura 3.3 – Septo transversal do tabuleiro (Figueiredo, 2007)

As longarinas possuem espessura variável, principalmente nas regiões dos apoios. As almas das vigas apresentam espessura igual a 20 milímetros nas extremidades e no meio do vão, e 22 milímetros próximos aos apoios. Já os flanges variam de 25 milímetros a 90 milímetros de espessura e suas dimensões estão detalhadas conforme Fig. 3.4. No intuito de obter maior resistência à torção, o tabuleiro é fechado inferiormente por uma treliça em losango (Fig. 3.5) composta por cantoneiras L 150×150×15 milímetros.

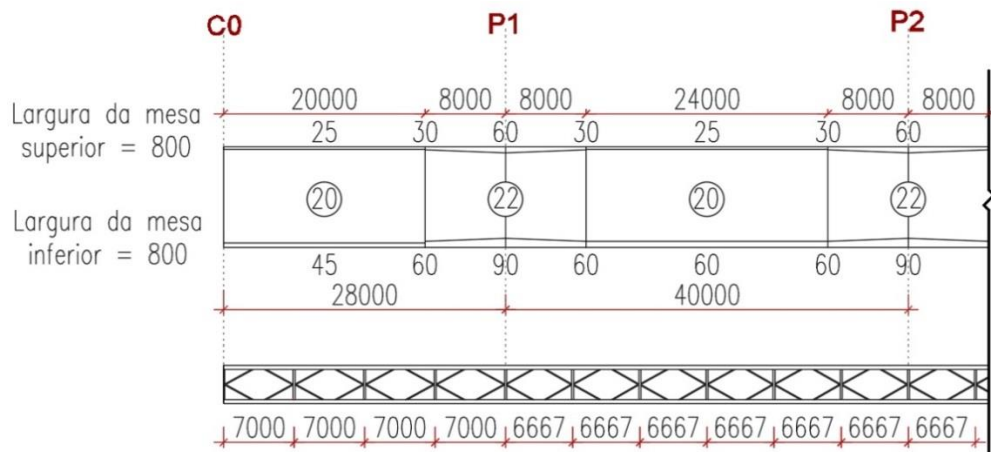


Figura 3.4 – Corte longitudinal da estrutura metálica principal e vista inferior (dimensões em mm)

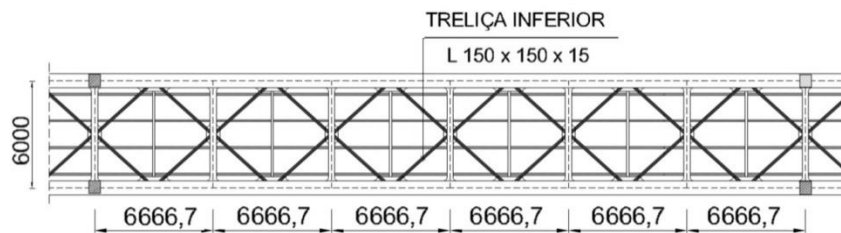


Figura 3.5 – Vista inferior detalhada do tabuleiro com dimensões em mm (Figueiredo, 2007)

3.3 Descrição do Viaduto Proposto na Solução com Dupla Ação Mista

O tabuleiro com dupla ação mista estudado no presente trabalho consiste em uma adaptação do tabuleiro original. Parte da treliça localizada na região de momento, aproximadamente 25% do vão, foi substituída por uma laje inferior de concreto com 20 metros de comprimento, cuja espessura varia entre 40 centímetros sobre o apoio e 20 centímetros nas extremidades (Fig. 3.6). De forma a manter a mesma inércia do tabuleiro original sobre o apoio, a espessura da mesa inferior das longarinas foi reduzida para 45 milímetros ao longo da extensão da nova laje adicionada, respeitando os critérios propostos pela norma. Os septos transversais são posicionados a 10 metros das regiões de apoio, visto que a laje inferior proporciona a rigidez transversal necessária. Nas regiões centrais, os septos foram mantidos distantes entre si de 6,667 metros e, para os vãos de extremidade, de 6 metros.

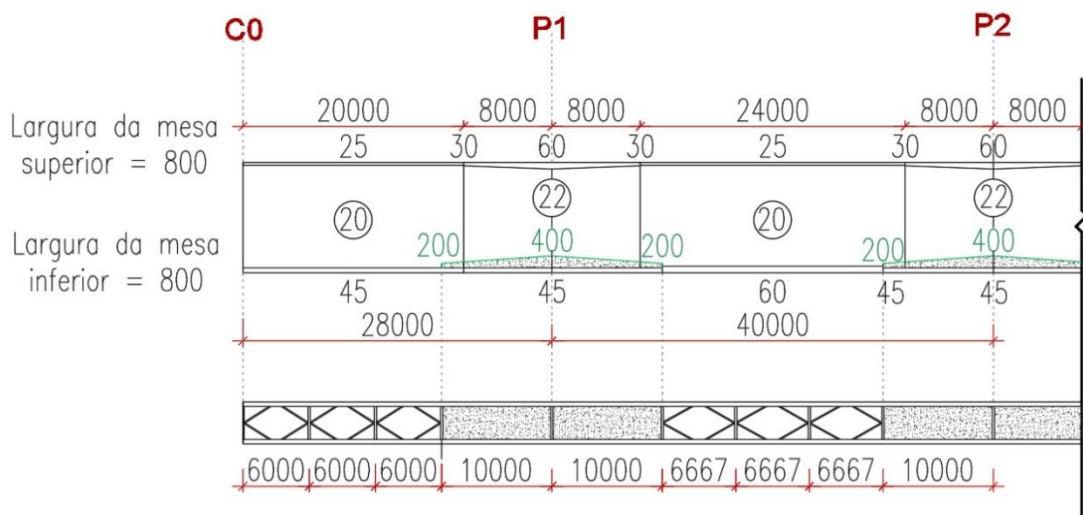


Figura 3.6 – Corte longitudinal da estrutura metálica principal junto a laje inferior e vista inferior do tabuleiro com dupla ação mista (dimensões em mm)

3.4 Modelo Numérico Desenvolvido

A modelagem foi realizada por meio da programação na linguagem (*APDL*) do programa comercial *ANSYS*[®] v.12 (2009), baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). O programa está disponível no Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais (DEES-UFMG) e é empregado no desenvolvimento dos modelos

numéricos nas instalações do laboratório de Análise Dinâmica e Acústica Estrutural (LADAE).

A importância da utilização e domínio da linguagem APDL assim como o resumo das principais funções são apresentadas pela ESSS (2009):

“... A linguagem conhecida como APDL é um item importante na formação dos usuários do código ANSYS de elementos finitos. (...) Similarmente a qualquer linguagem de programação (PASCAL, C++, FORTRAN, etc), a linguagem APDL possui recursos para declaração de variáveis (*DIM), execução de laços (*DO + *ENDDO), decisões lógicas (*IF + *ENDIF), atribuição de valores (*SET), operadores matemáticos e funções paramétricas. Outra potencialidade dessa linguagem é a leitura de valores de variáveis ou parâmetros do modelo, que pode ser feita utilizando o comando *GET ou funções conhecidas como *inline get functions*. (...) A linguagem APDL contém ainda diversas ferramentas que auxiliam o usuário na aplicação de comandos de todas as áreas do *software*. Como exemplo, destacam-se os comandos que propiciam mudanças na visualização do modelo (/VIEW, /ANGLE) e aqueles que geram sistemas de coordenadas auxiliares ou modificam os já existentes (CS, CSYS, DSYS, LOCAL). Além de todos esses comandos gerais, também estão disponíveis ferramentas voltadas para as três principais áreas do software (pré-processamento, processamento e pós-processamento) (ESS, 2009, p.01).

Os tutoriais *da University of Alberta* (2003) e a documentação do ANSYS (2018) foram utilizados para o desenvolvimento das rotinas em APDL. Ambas as referências apresentam soluções detalhadas de diversos problemas estáticos e dinâmicos utilizando a linguagem APDL, sendo recomendados para o entendimento inicial da linguagem,

Em sua dissertação, Figueiredo (2007) propõe a utilização de quatro modelos com graus de complexidade crescentes, sendo eles comparados entre si e com valores experimentais. Os dois primeiros são planos e simplificados, utilizando elementos de vigas e o efeito de grelha espacial. Os dois últimos, por sua vez, são mais complexos e formados por modelos tridimensionais. As quatro modelagens numéricas apresentaram uma boa correlação quando submetidas a carregamentos estáticos de flexão e torção, no entanto, quando verificadas as propriedades dinâmicas, a correlação foi relativamente menor, principalmente no que diz

respeito às configurações dos modos de torção, onde os modelos planos exibiram valores de frequência superiores aos obtidos pelos modelos tridimensionais. Sendo assim, foi adotado neste trabalho, tanto para o tabuleiro original como para o modificado, o modelo tridimensional mais completo e mais preciso, sendo descrito a seguir.

O modelo foi desenvolvido com uma malha tridimensional de elementos finitos na qual os diversos elementos estruturais do tabuleiro são modelados isoladamente através de elementos de viga “*BEAM188*” e de casca “*SHELL181*”, assumindo um comportamento elástico linear dos materiais. A laje de concreto foi modelada através elementos de casca delgada, o que permite uma melhor avaliação dos efeitos de deformação devido ao esforço cortante no plano da laje, dispensando a definição de larguras efetivas. São utilizados nove elementos ao longo da seção transversal Fig. 3.7, considerando uma espessura média para cada elemento e uma massa específica ρ determinada de forma a ter em conta a massa de concreto e os componentes não estruturais suportados pela laje. As propriedades de cada elemento estão indicadas na Tab. 3.1.

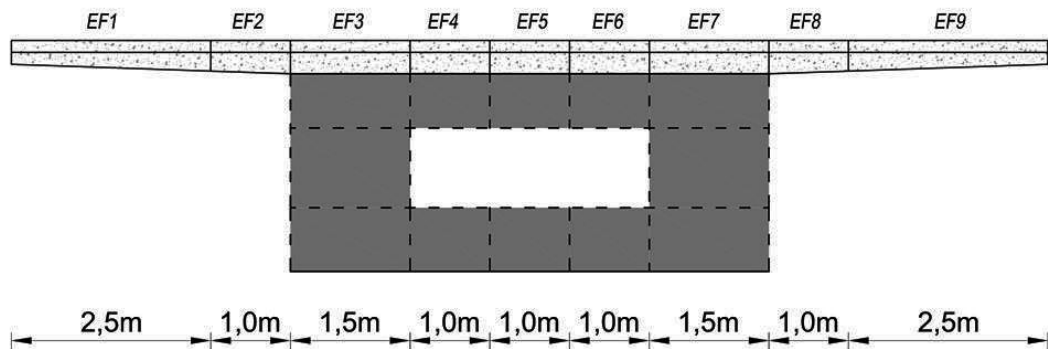


Figura 3.7 – Seção transversal com os elementos finitos da laje

Tabela 3.1 – Propriedades dos elementos da laje

Elemento	EF 1,9	EF 2,8	EF 3,7	EF 4,5,6
Espessura adotada	0,31	0,40	0,43	0,43
ρ (t/m ³)	5,74	5,08	5,70	4,92

Na Tab. 3.2 estão descritas as propriedades físicas dos materiais empregadas inicialmente nas vigas e lajes de ambos os tabuleiros, sendo as propriedades do concreto armado são consideradas para as regiões não fissuradas.

Tabela 3.2 – Propriedades mecânicas dos materiais (Figueiredo, 2007)

Material	E (GPa)	ν (GPa)	ρ (t/m ³)
Aço Estrutural	210	0,3	7,85
Concreto Armado	35	0,2	2,5
Aço das armaduras ordinárias	200	0,3	7,7

As lajes para ambos os tabuleiros foram estudadas tanto nas condições normais quanto nas fissuradas. Segundo Figueiredo (2007), a fissuração transversal na laje nas regiões de apoio pode ser representada mediante uma redução da rigidez, que é obtida através da diminuição da inércia à flexão da seção. Considera-se que a fissuração ocorra em uma região que engloba 15% do vão em cada lado dos apoios internos, desde que a proporção entre os vãos vizinhos seja superior a 0,6. Uma vez atendidas essas condições em todos os apoios internos da ponte, foi possível utilizar desse critério para determinar as regiões fissuradas, conforme esquematizado na Fig. 3.8.

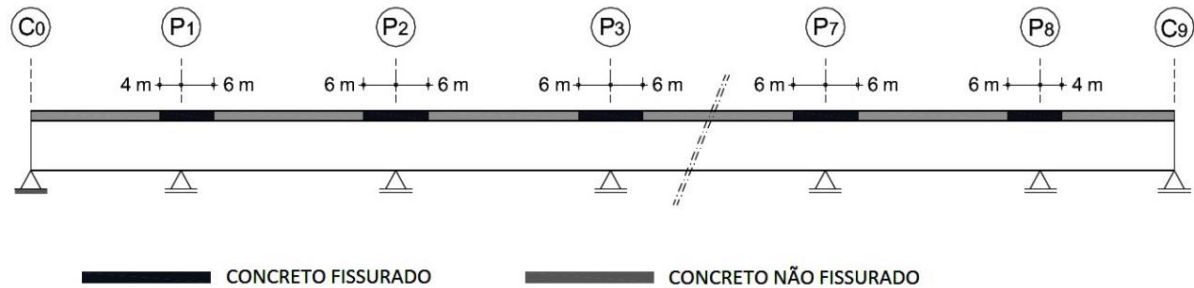


Figura 3.8 – Distribuição da rigidez ao longo do tabuleiro (Figueiredo, 2007)

A fissuração da laje foi considerada no sentido transversal do tabuleiro (Fig. 3.9) e simulada por meio da utilização das propriedades ortotrópicas do material. Dessa maneira são definidos 3 módulos de elasticidade equivalentes a (E_x) , (E_y) e (E_z) , três coeficientes de Poisson (ν_{xy}) , (ν_{yz}) e (ν_{xz}) e três módulos de cisalhamento (G_{xy}) , (G_{yz}) e (G_{xz}) , sendo todos requisitos obrigatórios para consideração do material ortotrópico no programa ANSYS® v.12 (2009).

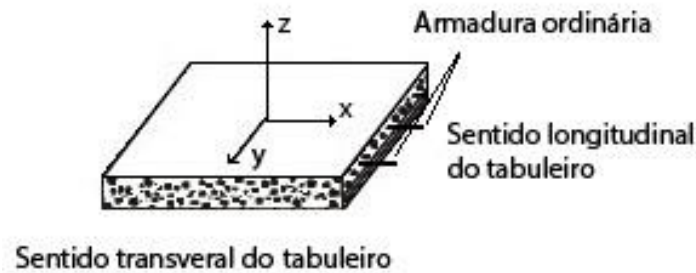


Figura 3.9 – Orientação do elemento da laje de concreto

A quantidade de armadura ordinária não foi disponibilizada no projeto, sendo assim é adotado o valor mínimo de armadura referente a 1 % da área de concreto. O módulo de elasticidade equivalente (E_x) foi definido de forma a reproduzir uma rigidez axial ($E_x \cdot A_c$) idêntica à produzida somente pelas armaduras ordinárias ($E_s \cdot A_{s, reinf}$) Eq. (3.1), enquanto os demais modos de elasticidade E_y e E_z foram mantidos com valor original de 35 GPa.

$$E_x = E_s \times \frac{A_{s, reinf}}{A_c} = E_s \times \frac{1}{100} = 2 \text{ GPa} \quad (3.1)$$

Os valores dos coeficientes de Poisson ν_{yz} e ν_{xz} foram mantidos iguais 0,2, enquanto ν_{xy} foi considerado nulo devido ao material apresentar um comportamento independente no plano xy , ao fissurar. Já os módulos de cisalhamento (G_{xy}), (G_{yz}) e (G_{xz}) foram obtidos por meio da Eq. (3.2), fornecida por Troitsky (1967)⁵ *apud* O'Brien *et al.* (2014):

$$G_{xy} = \frac{(1 - \sqrt{\nu_x \nu_y}) \sqrt{E_x E_y}}{2(1 - \nu_x \nu_y)} \quad (3.2)$$

Foi adotada a mesma discretização para viga longitudinal utilizada por Figueiredo (2007), a qual consiste na consideração de duas seções nas regiões centrais (vãos das extremidades e vãos centrais) e quatro seções de inércia variável sobre as regiões de apoio (Fig. 3.10). As seções localizadas sobre as regiões de apoio foram divididas a cada 2 metros de comprimento, sendo adotado o valor médio de cada seção para o cálculo das propriedades geométricas conforme Fig 3.11 e Tab. 3.3.

⁵ TROITSKY, M. S.; Orthotropic bridges: theory and design. 2^a ed. Cleveland: 1967. James F. Lincoln Arc Welding Foundation. p. 290.

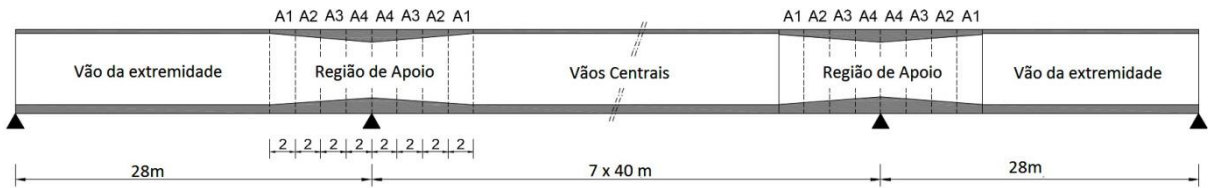


Figura 3.10 – Discretização das vigas metálicas utilizadas na modelagem numérica (adaptado de Figueiredo, 2007)

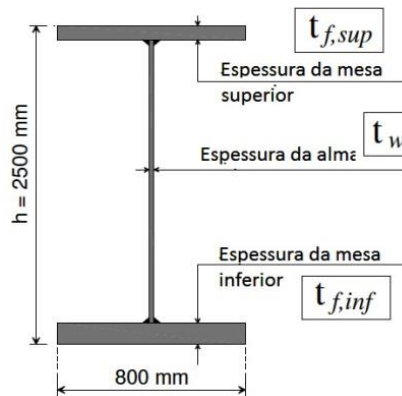


Figura 3.11 – Características geométricas das vigas metálicas

Tabela 3.3 – Características geométricas das vigas metálicas

Seção	$t_{f,sup}$ (mm)	$t_{f,inf}$ (mm)	t_w (mm)
Vão Externo (VE)	25	45	20
Vão Central (VC)	25	60	20
Apoios – Região 1 (A1)	33,74	63,75	22
Apoios – Região 2 (A2)	41,25	71,25	22
Apoios – Região 3 (A3)	48,75	78,75	22
Apoios – Região 4 (A4)	56,25	86,25	22

As vigas principais e transversais foram representadas por uma combinação entre elementos bidimensionais, para representar as almas; e elementos unidimensionais (vigas) para as mesas e para treliça inferior. Por fim, os conectores de cisalhamento foram modelados por elementos de viga com elevada rigidez em comparação aos demais, de modo a garantir a interação completa e praticamente sem deslizamento entre as vigas de aço e a laje de concreto. A Fig. 3.12 representa uma perspectiva geral dos modelos adotados para ambos os tabuleiros, à esquerda o tabuleiro original e à direita o tabuleiro com dupla ação mista.

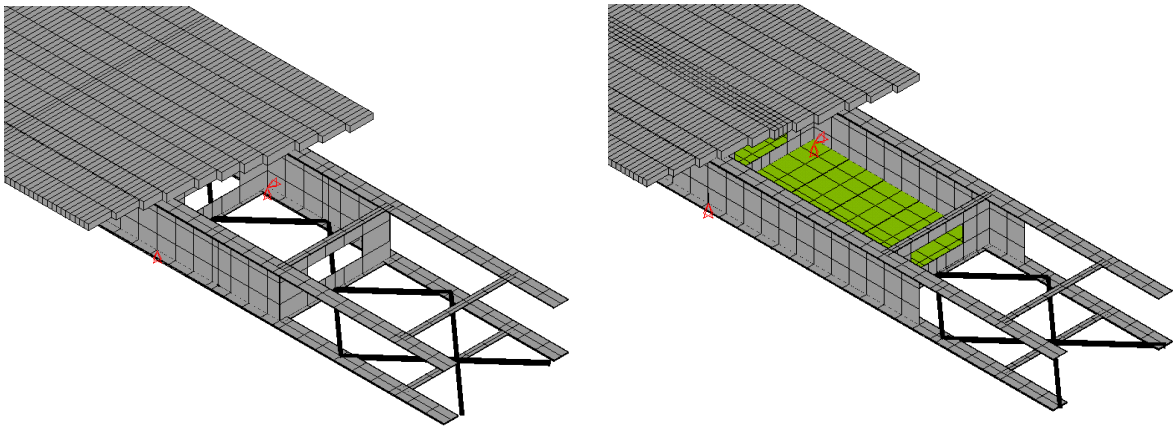


Figura 3.12 – Modelo numérico do tabuleiro original (esquerda) e do tabuleiro com dupla ação mista (direita)

O tabuleiro proposto com dupla ação mista foi modelado de forma similar ao tabuleiro original, com algumas modificações: a laje inferior foi considerada sempre comprimida, ou seja, em condições não fissuradas; com o intuito de realizar uma melhor discretização da laje inferior, foram consideradas duas seções nas regiões centrais (vãos das extremidades e vãos centrais) e cinco seções variáveis sobre as regiões de apoio (Fig. 3.13).

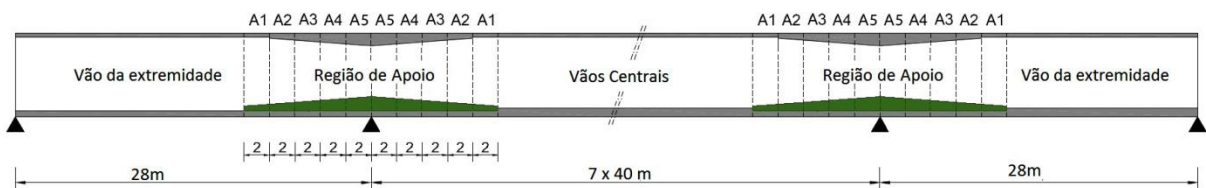


Figura 3.13 – Discretização das vigas metálicas e laje inferior utilizadas na modelação numérica

As seções localizadas sobre as regiões de apoio são divididas a cada 2 metros de comprimento, sendo adotado o valor médio da laje e viga para cada seção conforme Fig 3.14 e Tab. 3.4.

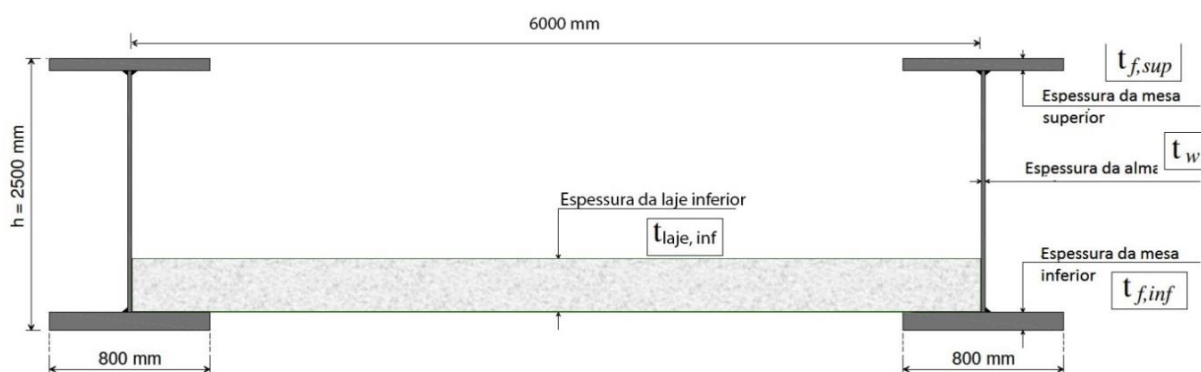


Figura 3.14 – Características geométricas das vigas metálicas e laje inferior

Tabela 3.4 – Características geométricas das vigas metálicas e laje inferior

Seção	$t_{\text{laje, inf}}$ (mm)	$t_{f, \text{sup}}$ (mm)	$t_{f, \text{inf}}$ (mm)	t_w (mm)
Vão Externo (VE)	-	25	45	20
Vão Central (VC)	-	25	60	20
Apoios – Região 1 (A1)	200	25	45	22
Apoios – Região 2 (A2)	250	33,74	45	22
Apoios – Região 3 (A3)	300	41,25	45	22
Apoios – Região 4 (A4)	350	48,75	45	22
Apoios – Região 5 (A5)	400	56,25	45	22

As alterações apresentadas na Tab. 3.4 possibilitaram uma redução do peso do aço em 14,2 % nas regiões onde foram introduzidas as lajes inferiores. O peso do aço calculado para tabuleiro original foi de aproximadamente 463,52 toneladas, enquanto para o tabuleiro modificado o valor reduziu para 408,48 toneladas, representando uma diminuição de 12% no peso total de aço da estrutura.

3.5 Modelagem das Ações Dinâmicas

A introdução das ações provocadas pela passagem dos modelos *HSLM-A* e trens reais foi realizada através da linha carregamento ao longo do eixo da via. A linha se estende ao longo do comprimento total da ponte somada ao comprimento do trem que está sendo analisado, de modo a avaliar a influência desde a entrada do primeiro vagão até a saída do último pela ponte Fig. 3.15.

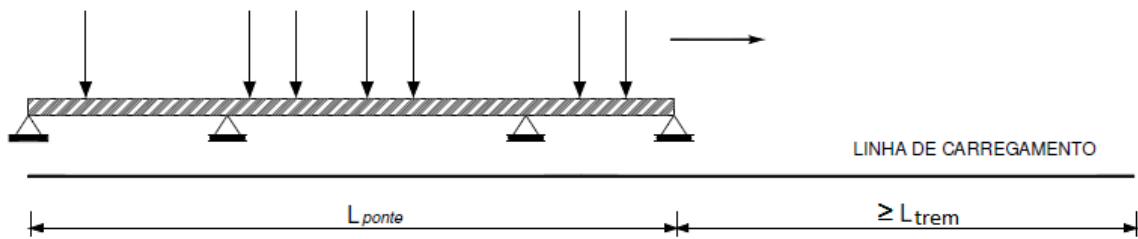


Figura 3.15 – Definição das ações sobre a estrutura (adaptado Figueiredo, 2007)

O posicionamento das ações que traduzem a passagem do trem sobre a ponte foi feito por meio de uma linha de códigos programados no *APDL*, onde foi considerada uma distância incremental Δ_x igual a 0,25 metros. Um vetor de força $p_{(x)}$ com as ações oriundas de cada eixo do trem é estipulado assim como uma matriz que determina a posição de $p_{(x)}$ em cada intervalo de tempo Δ_t . Dessa maneira, a cada incremento de tempo Δ_t , a ação aplicada é reposicionada conforme exemplificado na Fig. 3.16.

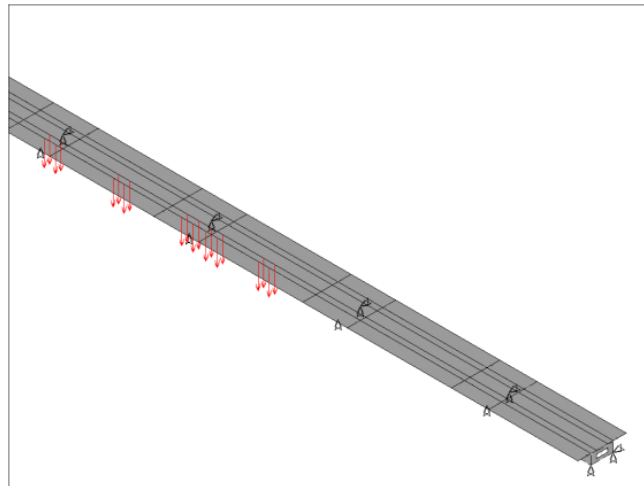


Figura 3.16 – Aplicação das ações ao longo da estrutura

4

VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DESENVOLVIDO PARA A ESTRUTURA ORIGINAL DA PONTE *LA SCARPE*

4.1 Considerações Iniciais

Nos subitens 4.2 e 4.3 foram realizadas análises estáticas e dinâmicas preliminares para validar o modelo numérico desenvolvido para o tabuleiro convencional. Os resultados obtidos foram comparados com resultados teóricos, apresentados por Figueiredo (2007), e experimentais, fornecidos por Hoorpah (1997)⁶ *apud* Figueiredo (2007), realizados sobre o viaduto *La Scarpe*. Ponderando a simetria da modelagem desenvolvida, apenas os 5 primeiros vãos são considerados na validação do modelo.

No item 4.3.2 foi realizado um breve estudo para a avaliação dos parâmetros que influenciam na resposta dinâmica máxima do tabuleiro como: o tipo de análise; a fissuração da laje e a variação da massa do lastro. Na verificação do tipo de análise foi considerada uma faixa de velocidade compreendida entre 140 m/s e 350 km/h (velocidade de projeto), enquanto para as demais análises a velocidade final se estende a 1,2 vezes a velocidade de projeto (420 km/h), atendendo assim os requisitos estipulados pela EN1992-1 (2003).

4.2 Comportamento Estático - Análise da Rigidez à Flexão e a Torção do Tabuleiro

A solicitação em linhas ferroviárias comumente ocorre devido à passagem do trem por uma única via, fato que acaba ocasionando um carregamento excêntrico na estrutura, o qual pode

⁶ HOORPAH, W. *Contribution à l'approche numérique du comportement dynamique des ponts-rails*. 1997. Tese (Doutorado) – Université de Technologie de Compiègne, Compiègne.

ser decomposto em duas parcelas (Fig. 4.1): a primeira, simétrica, representando apenas os esforços de flexão e, a segunda, assimétrica, representando os esforços de torção.

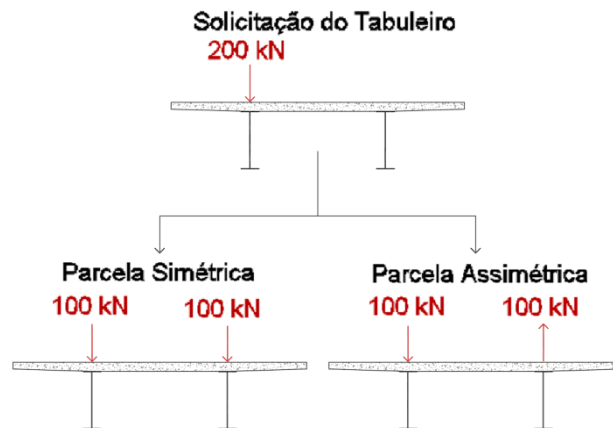


Figura 4.1 – Decomposição de uma solicitação excêntrica

4.2.1 Verificação da Rigidez à Flexão

A fim de verificar a rigidez à flexão, Figueiredo (2007) analisou a deformabilidade e as tensões do tabuleiro não fissurado ao ser submetido a uma ação de 200 kN/m distribuída uniformemente ao longo da extensão da ponte. Tal solicitação é dividida em duas parcelas simétricas de 100 kN/m conforme mostrado na Fig. 4.1. A mesma ação foi aplicada no modelo desenvolvido nesse trabalho para o tabuleiro original e, assim, os dados do deslocamento vertical, medidos na laje sobre o eixo longitudinal da longarina, foram comparados com os resultados obtidos por Figueiredo (2007) (Fig. 4.2).

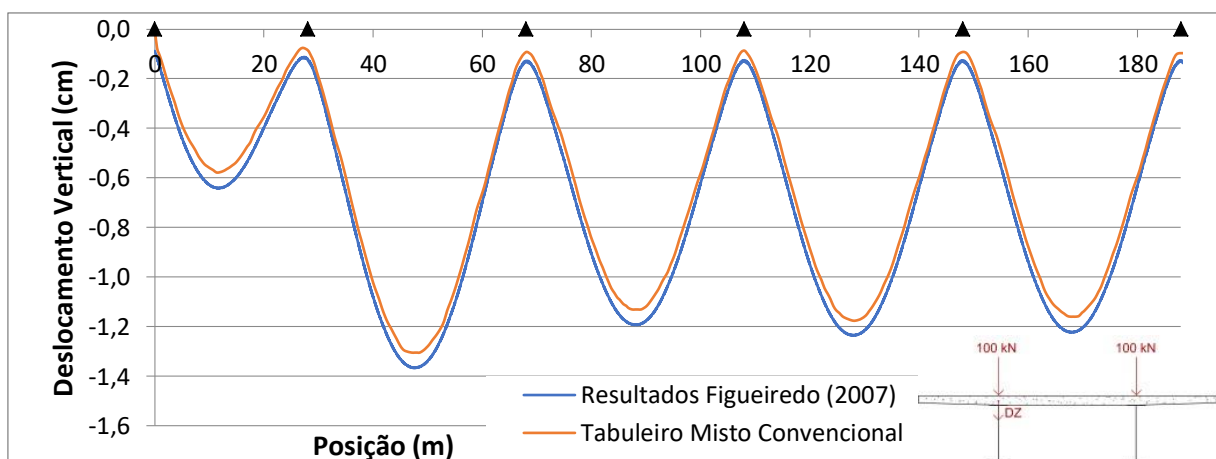


Figura 4.2 – Deslocamento vertical do tabuleiro não fissurado ao ser submetido a uma ação uniforme de 200 kN/m

Os valores do deslocamento vertical do tabuleiro misto convencional não fissurado apresentam boa correlação quando comparados aos resultados apresentados por Figueiredo (2007), não diferindo em mais que 5% ao longo de quase toda extensão, exceção apresentada pelo primeiro vão cuja diferença chega a 9%. As mesmas ações foram aplicadas ao tabuleiro fissurado para verificar a influência da fissuração da laje, resultando nos deslocamentos verticais da laje sobre o eixo longitudinal da longarina conforme mostrado na Fig. 4.3. A concordância com os dados apresentados por Figueiredo (2007) foi maior para o tabuleiro fissurado, não diferindo em mais que 2 % para os vãos centrais e 7 % para o primeiro vão.

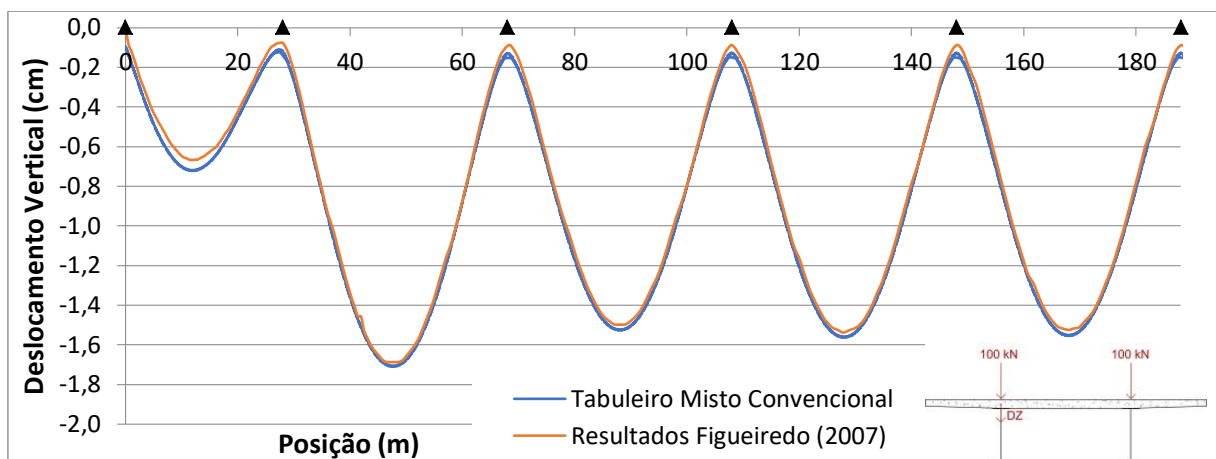


Figura 4.3 – Deslocamento vertical do tabuleiro fissurado ao ser submetida a uma ação uniforme de 200 kN/m

Na Fig. 4.4 estão exibidos os valores para o deslocamento vertical máximo apresentados para os 5 primeiros vãos de ambos os trabalhos, tanto para as condições fissuradas como para não fissuradas. Pode ser observado, em ambos os trabalhos, que a fissuração da laje ocasiona um aumento de até 25% no deslocamento vertical do tabuleiro devida a redução da rigidez.

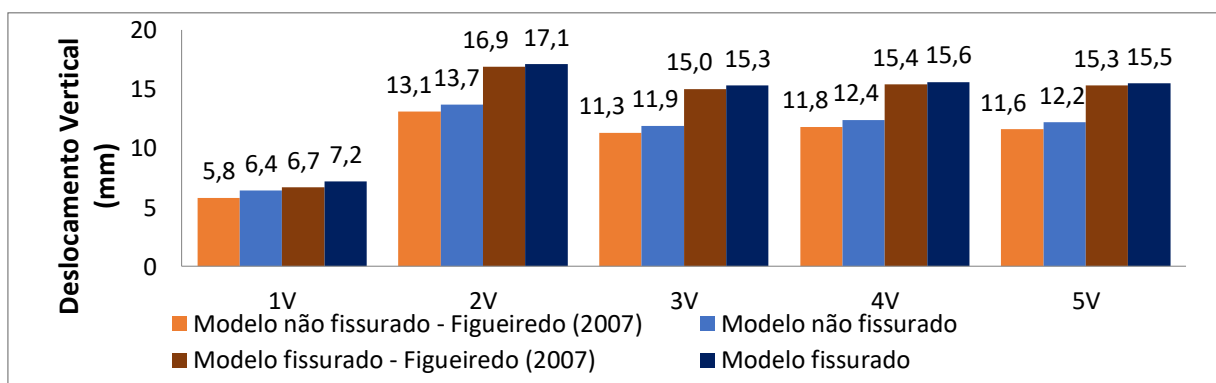


Figura 4.4 – Comparação entre o modelo desenvolvido neste trabalho e os resultados de Figueiredo (2007) para os modelos fissurados e não fissurados.

Os esforços e tensões nas vigas metálicas e laje foram avaliados por Figueiredo (2007) ao longo do quinto vão do tabuleiro não fissurado. As mesmas análises foram realizadas para o modelo desenvolvido neste trabalho e os valores comparados com os resultados fornecidos por Figueiredo (2007). A Figura 4.5 apresenta a distribuição das tensões normais longitudinais nas almas e a Fig. 4.6 a distribuição das forças normais nos flanges do perfil I.

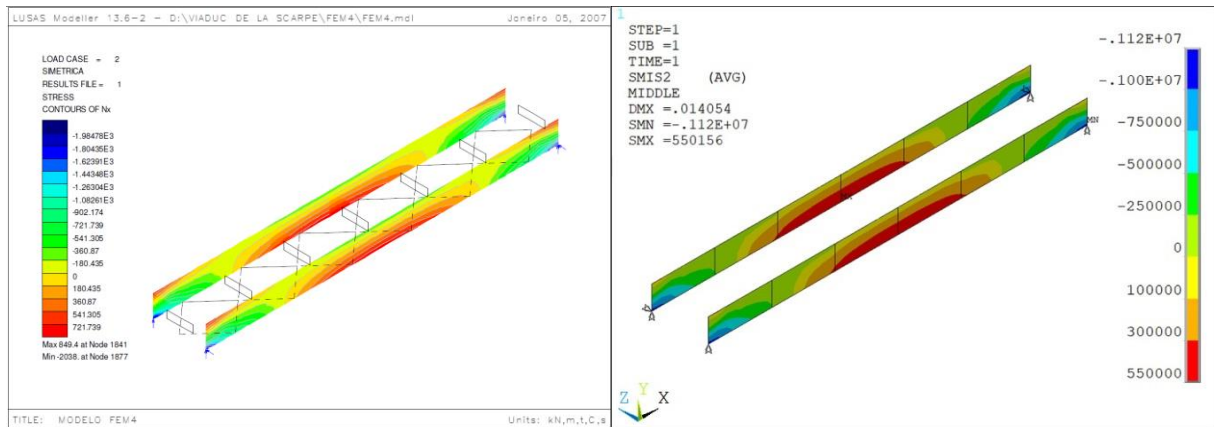


Figura 4.5 – Comparação das tensões normais longitudinais nas almas das vigas entre os resultados de Figueiredo (2007) (esquerda em kN/m²) e o modelo desenvolvido neste trabalho (direita em N/m²), ambos para as condições não fissuradas

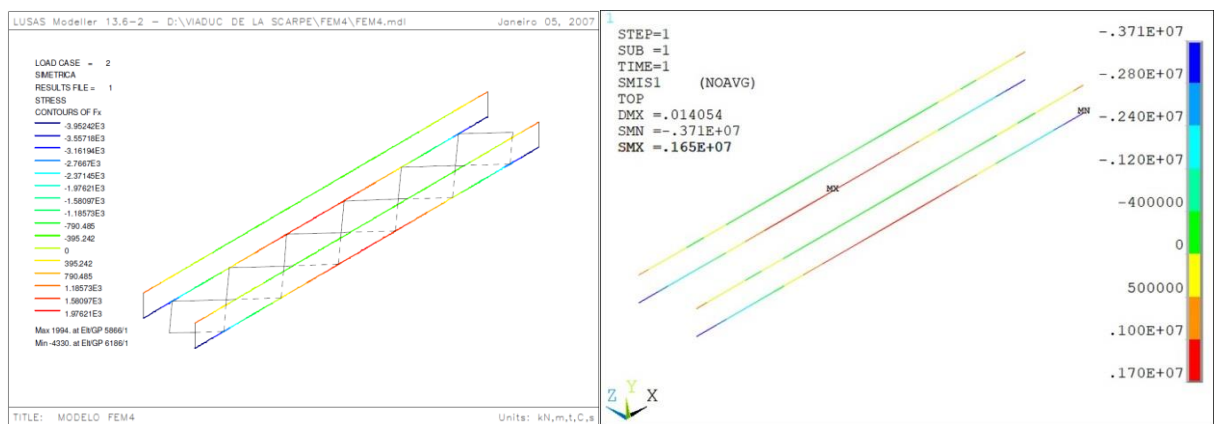


Figura 4.6 – Comparação dos esforços normais nas mesas das vigas entre os resultados de Figueiredo (2007) (esquerda em kN) e o modelo desenvolvido (direita em N), ambos para as condições não fissuradas

Na Figs. 4.7 e 4.8 estão representados os mapas de tensão normal na direção longitudinal (S_x) na seção média das lajes superiores ao longo do quinto vão, tanto para o modelo realizado neste trabalho (localizado a direita), como para os resultados apresentados por Figueiredo (2007) (localizado a esquerda), ambos considerando a rigidez não fissurada e fissurada.

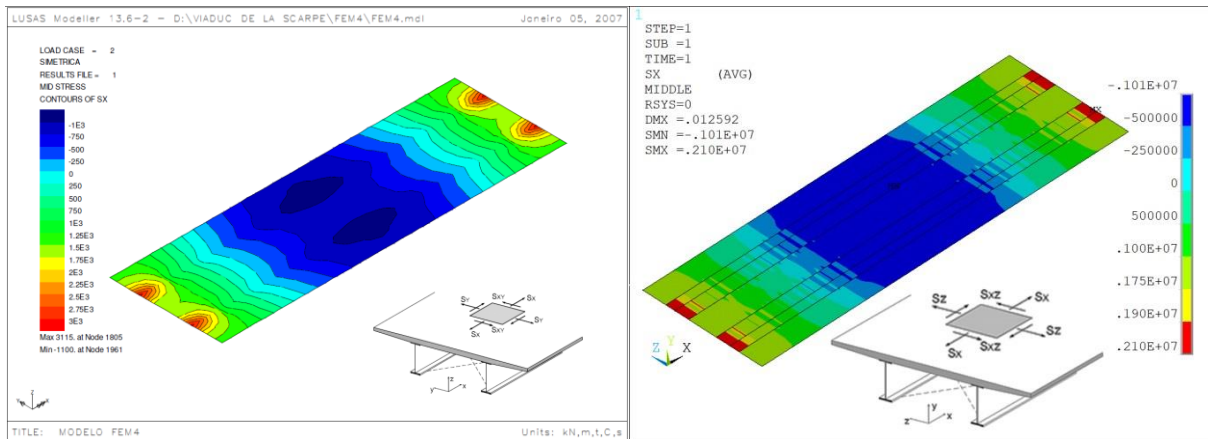


Figura 4.7 – Comparação das tensões normais entre o modelo desenvolvido neste trabalho (direita em N/m^2) e os resultados de Figueiredo (2007) (esquerda em kN/m^2) nas condições não fissuradas.

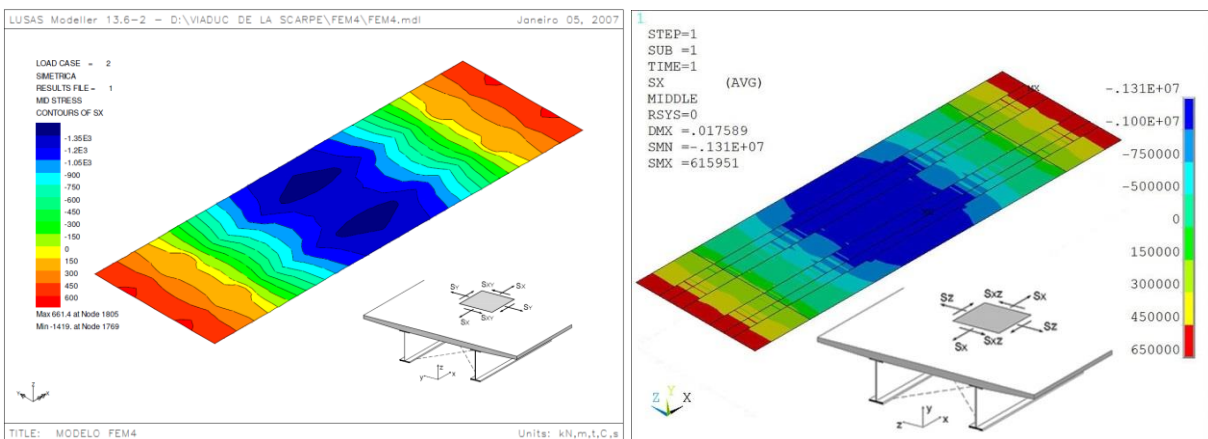


Figura 4.8 – Comparação das tensões normais entre o modelo desenvolvido neste trabalho (direita em N/m^2) e os resultados de Figueiredo (2007) (esquerda em kN/m^2) nas condições fissuradas.

Conforme apresentado nas figuras anteriores, pode-se notar que o comportamento e os valores da tensão do modelo realizado neste trabalho se assemelham aos resultados apresentados por Figueiredo (2007). Assim como observado para os deslocamentos, os mapas de tensões apresentaram uma melhor correlação para o tabuleiro fissurado.

4.2.2 Verificação da Rigidez à Torção

Figueiredo (2007) avaliou a rigidez a torção do tabuleiro não fissurado através da ação de forças com parcelas assimétricas, conforme mostrado na Fig. 4.1. No modelo em estudo foi aplicada uma ação assimétrica constituída por forças uniformemente distribuídas iguais a

± 100 kN/m ao longo do quinto vão. Na Fig. 4.9 estão representados os deslocamentos verticais, medidos no eixo central da longarina à esquerda.

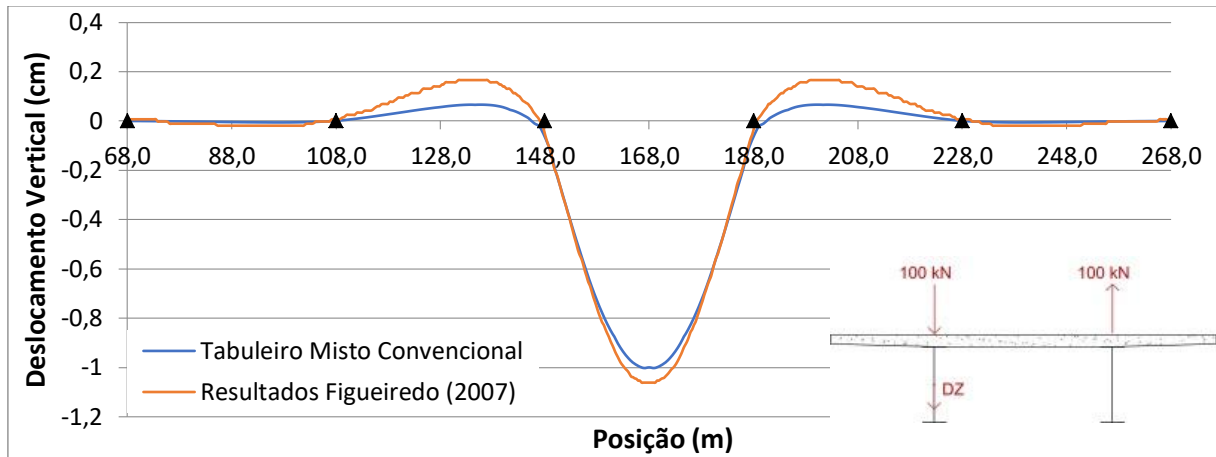


Figura 4.9 – Deslocamento vertical da ponte ao ser submetida a uma ação assimétrica uniforme de ± 100 kN/m

Observa-se que a modelagem em estudo apresenta uma diferença de 6% em relação ao deslocamento do 5º vão, entretanto para o 4º e 6º vãos os resultados apresentaram uma redução em 60 % dos resultados apresentados por Figueiredo (2007). Tal discrepância pode resultar da maior rigidez à torção apresentada pela modelagem desenvolvida neste trabalho, sendo abordada com maiores detalhes no item 4.3.

Nas Figs. 4.10 e 4.11 estão representados, respectivamente, os mapas de tensões normais (S_x) e de cisalhamento (S_{xz}) para o tabuleiro não fissurado. Os valores calculados no presente estudo são comparados com os mapas de tensões obtidos por Figueiredo (2007).

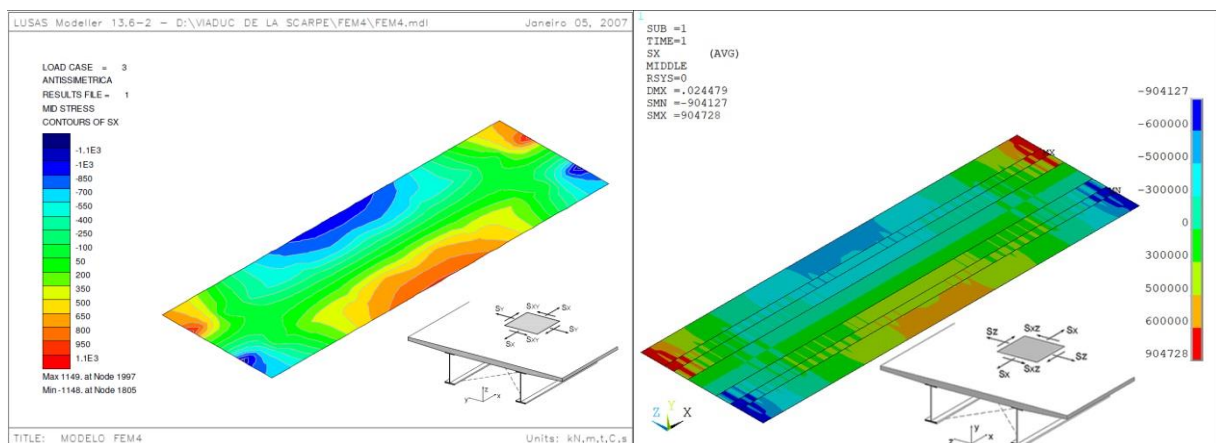


Figura 4.10 – Comparação das tensões normais entre o modelo desenvolvido neste trabalho (direita em N/m²) e os resultados de Figueiredo (2007) (esquerda em kN/m²) nas condições não fissuradas.

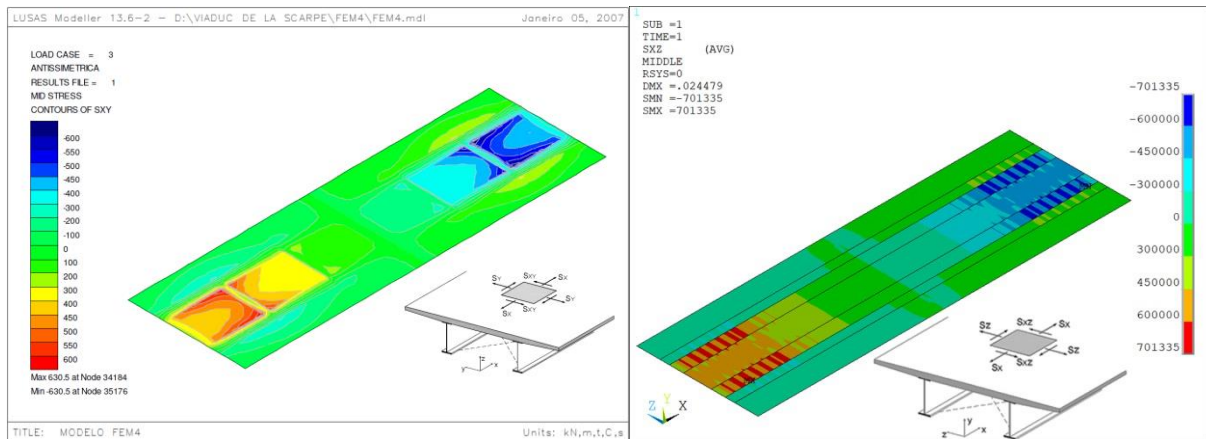


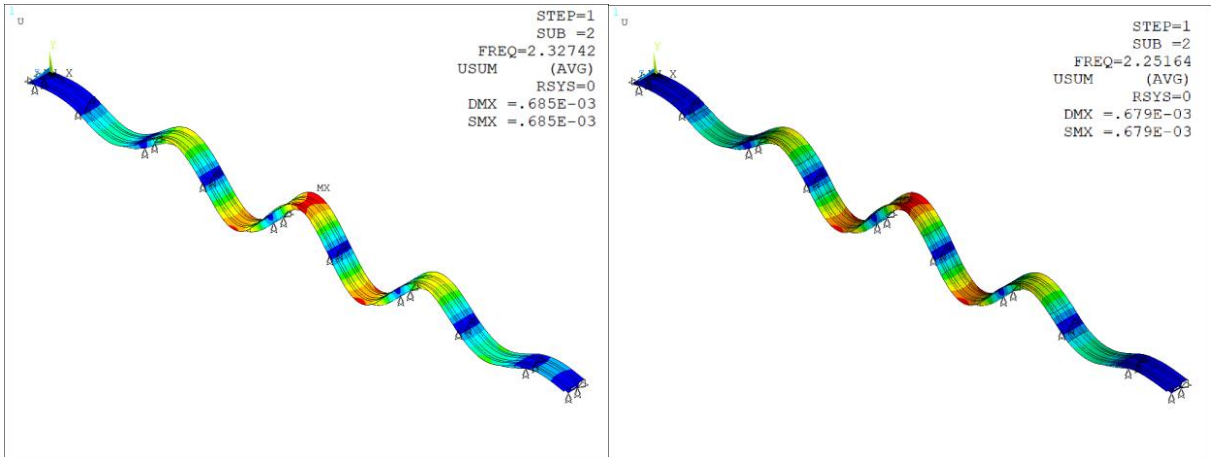
Figura 4.11 – Comparação das tensões de cisalhamento entre o modelo desenvolvido neste trabalho (direita em N/m^2) e os resultados de Figueiredo (2007) (esquerda em kN/m^2) nas condições não fissuradas.

4.3 Comportamento Dinâmico

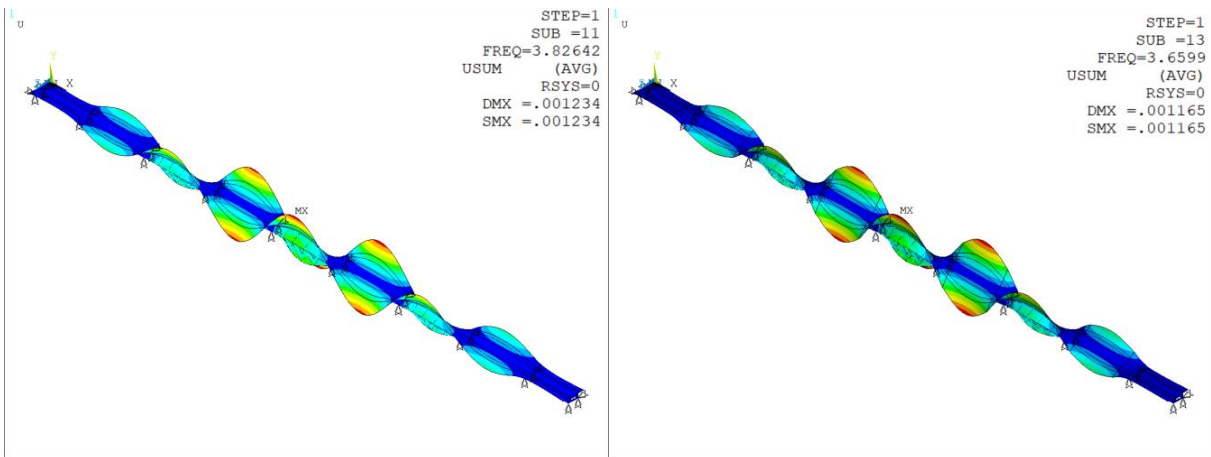
4.3.1 Análise das Frequências Naturais do Tabuleiro

Realizou-se uma análise modal para os modelos fissurados e não fissurados a fim de se comparar as frequências naturais de vibração. Os valores das frequências naturais alcançadas numericamente neste trabalho são confrontados com os resultados obtidos por Figueiredo (2007) e com os dados disponibilizados por Hoopah (1997)⁷ *apud* Figueiredo (2007) obtidos através dos ensaios experimentais durante a inauguração da estrutura em 1991. Foram determinados os 18 primeiros modos de vibração, que consistem em 7 modos de flexão e torção globais e 2 modos locais, para os tabuleiros fissurado e não fissurado. Os primeiros modos de flexão e torção estão representados na Fig. 4.12 e os demais apresentados no apêndice A1.

⁷ HOORPAH, W. *Contribution à l'approche numérique du comportement dynamique des ponts-rails*. 1997. Tese (Doutorado) – Université de Technologie de Compiègne, Compiègne.



1º Modo de Flexão Vertical (1V)



1º Modo de Torção (1T)

Figura 4.12 – Modos de vibração dos modelos não fissurado (esquerda) e fissurado (direita)

A Tab. 4.1 apresenta os valores das frequências naturais de vibração dos modelos não fissurado e fissurado do presente estudo, bem como os resultados numéricos obtidos por Figueiredo (2007) através do programa Lusas Bridge v.13.6.

Tabela 4.1 – Comparação entre as frequências naturais de vibração obtidas numericamente

Tipo do modo	Frequência natural identificada (Hz)			
	Tabuleiro não fissurado		Tabuleiro fissurado	
	Tabuleiro	Figueiredo	Tabuleiro	Figueiredo
	Misto ANSYS® v.12	(2007) Lusas Bridge v.13.6	Misto ANSYS® v.12	(2007) Lusas
1º Flexão vertical	2,327	2,297	2,252	2,221
2º Flexão vertical	2,520	2,500	2,401	2,374
3º Flexão vertical	2,801	2,793	2,622	2,597
4º Flexão vertical	3,134	3,134	2,884	2,858
5º Flexão vertical	3,478	3,482	3,150	3,121
6º Flexão vertical	3,809	3,799	3,257	3,257
1º Torção	3,826	2,929	3,660	2,790
2º Torção	3,873	3,012	3,689	2,860
3º Torção	3,948	3,137	3,695	2,966
7º Flexão vertical	4,054	4,027	3,413	3,369
4º Torção	4,183	3,285	4,030	3,097
5º Torção	4,244	3,435	4,083	3,237
6º Torção	4,338	3,564	4,160	3,364
7º Torção	4,402	3,653	4,218	3,453
1º Flexão vertical local	4,556	4,554	4,476	4,197
2º Flexão vertical local	4,740	5,232	5,317	4,965
1º Torção local	4,899	4,706	4,908	4,594
2º Torção local	5,258	4,840	5,217	4,778

Conforme mostrado na Tab. 4.1, é notória uma boa correlação entre os resultados obtidos para as frequências dos modos de flexão vertical entre os modelos. Entretanto, os resultados obtidos para os modos de torção do modelo desenvolvido neste trabalho (ANSYS® v.12) apresentaram-se superiores aos calculados por Figueiredo (2007), desenvolvido no *Lusas Bridge* v.13.6.

A Fig. 4.13 possibilita uma comparação direta e simples das frequências dos modos obtidos com os resultados apresentados por Figueiredo (2007). Quanto mais próximos os pontos estiverem da reta inclinada de 45°, melhor a correlação entre os modelos.

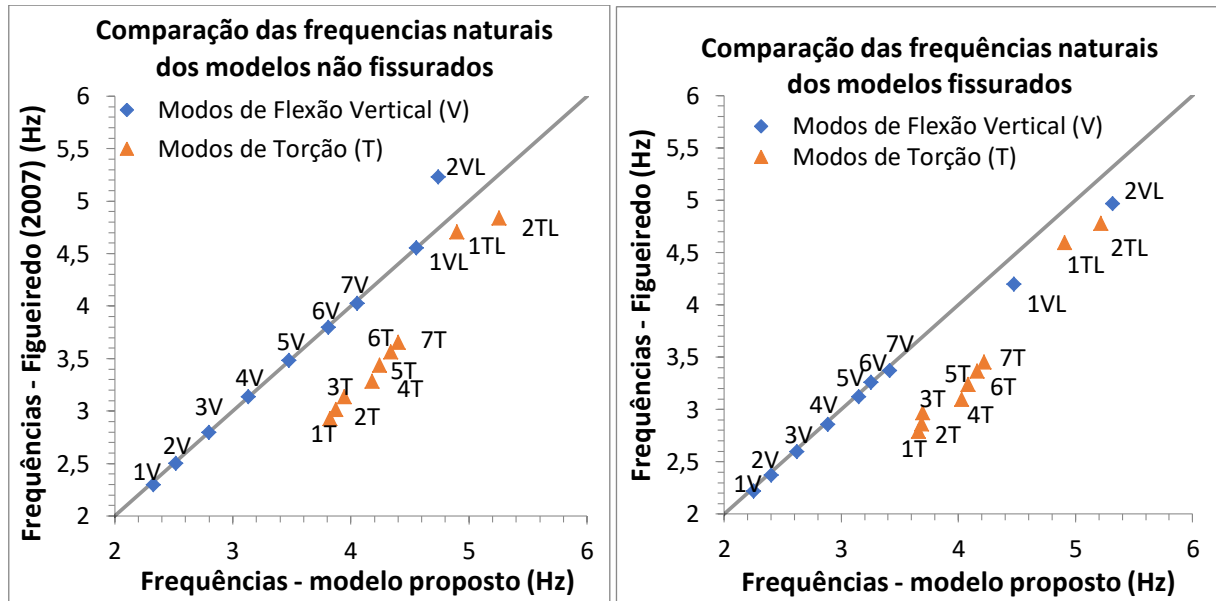


Figura 4.13 – Comparação entre os resultados das frequências naturais para os tabuleiros não fissurados (esquerda) e fissurados (direita)

Os valores das frequências naturais para modelos fissurados, devido à sua menor rigidez, são inferiores aos modelos não fissurados. Em seu trabalho, Figueiredo (2007) observou uma melhor correlação entre os modelos não fissurados ao serem comparados com os dados experimentais fornecidos por Hoopah (1997)⁸ *apud* Figueiredo (2007), concluindo que uma possível explicação se daria pelo fato da laje de concreto não se encontrar fissurada durante o início da vida útil da ponte. Resultados similares foram observados no presente trabalho, sendo assim, são comparados apenas os valores dos modelos não fissurados, conforme demonstrado na Tab. 4.2 e Fig. 4.14.

⁸ HOORPAH, W. *Contribution à l'approche numérique du comportement dynamique des ponts-rails*. 1997. Tese (Doutorado) – Université de Technologie de Compiègne, Compiègne.

Tabela 4.2 – Comparação entre as frequências naturais de vibração obtidas numericamente e experimentalmente

Tipo do modo	Frequência natural identificada (Hz)		
	Hoorpah (1997)	Figueiredo (2007) Lusás Bridge v.13.6	Tabuleiro Misto ANSYS® v.12
1º flexão vertical	2,64	2,297	2,327
2º flexão vertical	2,84	2,500	2,520
3º flexão vertical	3,12	2,793	2,801
4º flexão vertical	3,48	3,134	3,134
5º flexão vertical	3,80	3,482	3,478
1º torção	3,80	2,929	3,826
6º flexão vertical	4,12	3,799	3,809
7º flexão vertical	4,4	4,027	4,054

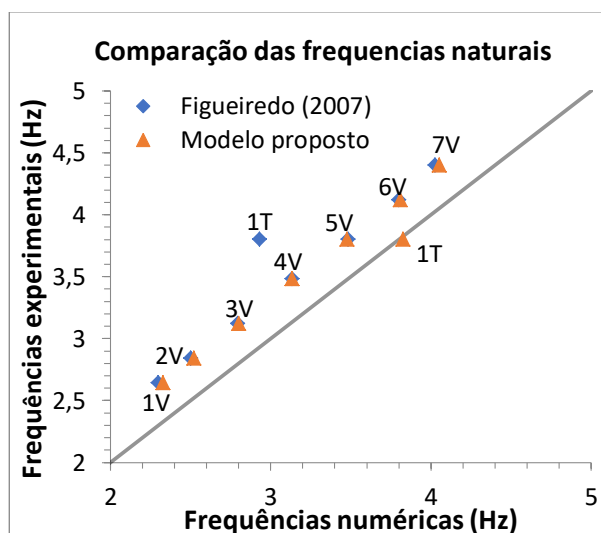


Figura 4.14 – Comparação entre os resultados das frequências naturais obtidas numericamente e experimentalmente.

Os valores numéricos das frequências de vibração dos modos de flexão apresentadas por Figueiredo (2007) são cerca de 10,6 % inferiores aos dados obtidos experimentalmente por Hoorpah (1997)⁹ *apud* Figueiredo (2007), enquanto que para o modo de torção a diferença chega a 23%. Os resultados obtidos para o modelo desenvolvido neste trabalho apresentaram

⁹ HOORPAH, W. *Contribution à l'approche numérique du comportement dynamique des ponts-rails*. 1997. Tese (Doutorado) – Université de Technologie de Compiègne, Compiègne.

uma ótima correlação para os modos de torção quando comparados aos dados experimentais. Já para os modos de flexão, os valores obtidos chegam a ser 9,6% inferiores aos resultados experimentais. Embora seja apresentado por Hoorpah (1997)¹⁰ *apud* Figueiredo (2007) apenas o primeiro modo de torção, são identificados 7 modos de torção global nos ensaios experimentais realizados por Hoorpah (1997) compreendidos na faixa de 3,80 Hz a 6,04 Hz, sendo tais resultados coerentes com o modelo desenvolvido nesse trabalho.

4.3.2 Avaliação dos Parâmetros que Influenciam na Resposta Dinâmica Máxima

As avaliações do tipo de análise, da influência da fissuração do tabuleiro e da variação da massa do lastro, foram realizadas através de análises dinâmicas transientes para o tabuleiro misto convencional ao ser submetido à passagem do trem Europeu articulado *TGV Atlantique* (simples). O comboio apresenta comprimento total de 468 metros e afastamento médio entre vagões de 18,7 metros, com forças verticais médias de 170 kN por eixo.

Na avaliação do tipo de análise (item 4.3.2.1) foram comparados os seguintes métodos: análise dinâmica direta e a superposição modal. A fim de atender a exigência da norma EN 1990-ANNEX A2 (2005) de consideração das frequências naturais da estrutura até 30 Hz na análise, foram considerados 630 modos de vibração. As aplicações das ações foram feitas através de duas linhas de carregamento em apenas um sentido da via, localizadas sobre os eixos dos trilhos, com velocidades variando entre 140 km/h e 350 km/h.

Nas demais verificações (itens 4.3.2.2 e 4.3.2.3), foi adotada a análise por superposição modal, sendo as ações conforme descrito anteriormente. As velocidades adotadas para a passagem dos trens variaram entre 140 km/h e 420 km/h, com intervalos de 3,6 km/h. Para todas as análises dinâmicas, considerou-se o amortecimento igual a 0,5 %, conforme adotado por Figueiredo (2007) e indicado na EN 1990-ANNEX A2 (2005), não ponderando a dissipação de energia devido a fissuração da laje superior.

4.3.2.1 Tipo de Análise

No objetivo de reduzir o tempo e o custo operacional sem perda de precisão, os resultados obtidos para análise realizada pelo método de superposição modal são comparados com os

¹⁰ HOORPAH, W. *Contribution à l'approche numérique du comportement dynamique des ponts-rails*. 1997. Tese (Doutorado) – Université de Technologie de Compiègne, Compiègne.

resultados obtidos para análise transiente completa. Para a estrutura em análise, o tempo gasto na realização da análise transiente completa foi de 66 horas 26 min e 31s, enquanto para a análise de superposição modal o tempo consumido foi de 9 h 33 min 04 s. As análises foram realizadas no computador especificado abaixo:

CPU - AMD Ryzen 7 1700X; GPU - Nvidia GTX 1060-6GB; SSD - Samsung 860 Evo 500GB; RAM - G.SKILL Ripjaws V DDR4 3200 C16 2x8GB e MBD - Asus ROG STRIX B350-F GAMING.

Nas Figs. 4.15 e 4.16 são representados os deslocamentos e acelerações verticais dos 7º e 9º vãos. Devido ao custo computacional da análise transiente completa, a verificação foi realizada para uma velocidade inicial de 140 km/h até a velocidade de projeto da ponte (350 km/h) com intervalos de 3,6 km/h.

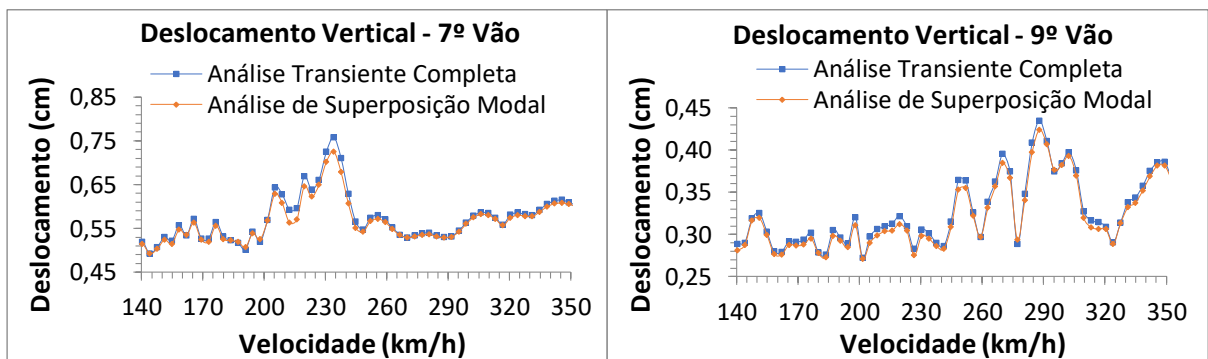


Figura 4.15 – Comparação entre os resultados dos deslocamentos verticais obtidos para a análise transiente completa e para análise de superposição modal.

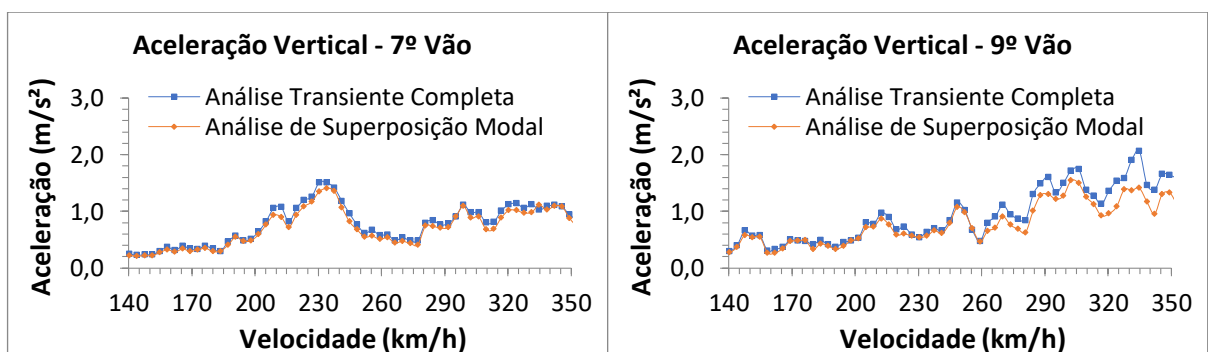


Figura 4.16 – Comparação entre os resultados das acelerações verticais obtidas para a análise transiente completa e para análise de superposição modal.

Na Tab. 4.3 estão representados os valores máximos calculados para o deslocamento e aceleração vertical em todos os vãos provenientes da análise transiente completa e da análise de superposição modal.

Tabela 4.3 – Comparação entre os valores máximos de deslocamento e aceleração vertical em todos os vãos obtidos pela análise transiente completa e pela análise de superposição modal

Vão	v (km/h)	$D_{y,max}$ (mm)		v (km/h)	$A_{y,max}$ (m/s ²)	
		Superposição Modal	Transiente Completa		Superposição Modal	Transiente Completa
1	234,0	0,31	0,31	324,0	1,3	2,1
2	212,4	0,61	0,62	342,0	1,3	1,4
3	237,6	0,69	0,71	234,0	1,3	1,4
4	234,0	0,65	0,66	234,0	1,2	1,3
5	288,0	0,66	0,68	324,0	1,4	1,5
6	230,4	0,68	0,7	324,0	1,4	1,5
7	234,0	0,73	0,76	230,4	1,3	1,4
8	208,8	0,67	0,69	234,0	1,2	1,3
9	288,0	0,42	0,43	334,8	1,4	2,1

Conforme apresentado nas Figs. 4.15 e 4.16 e na Tab. 4.3 é observada uma boa concordância entre os deslocamentos verticais obtidos pelos diferentes métodos, não diferindo em mais do que 4 %. Já para a aceleração vertical, a boa correlação é verificada entre os vãos centrais onde os resultados não diferem em mais do que 8 %. Entretanto, para os vãos de extremidade, a diferença entre os resultados da aceleração vertical chegam a 38 %.

4.3.2.2 Fissuração do Tabuleiro

Assim como mostrado na seção 4.1 para a análise estática, a influência da fissuração da laje foi avaliada através da análise dinâmica. Apresenta-se nas Figs. 4.17 e 4.18 os deslocamentos e acelerações verticais obtidos no centro do 7º vão, onde se observou maiores esforços entre os vão centrais, e no centro do 9º vão (322m), representando um vão de extremidade.

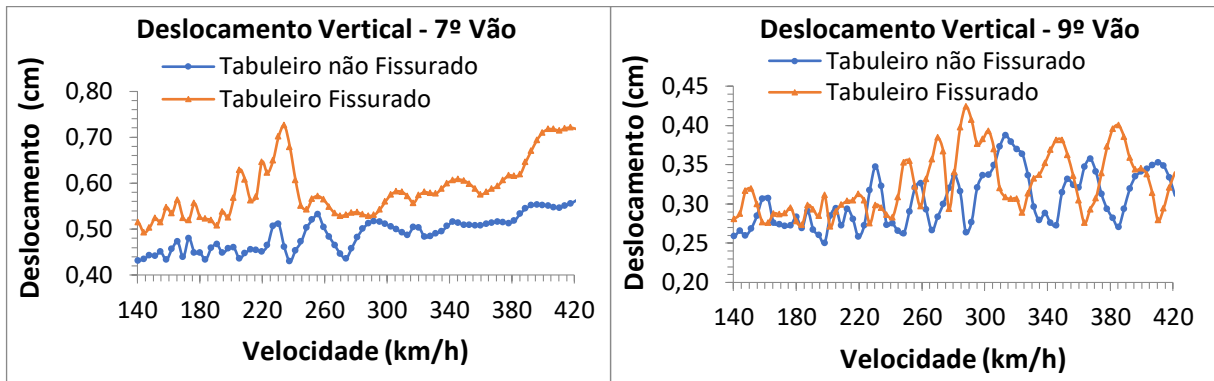


Figura 4.17 – Influência da fissuração da laje no deslocamento vertical do tabuleiro

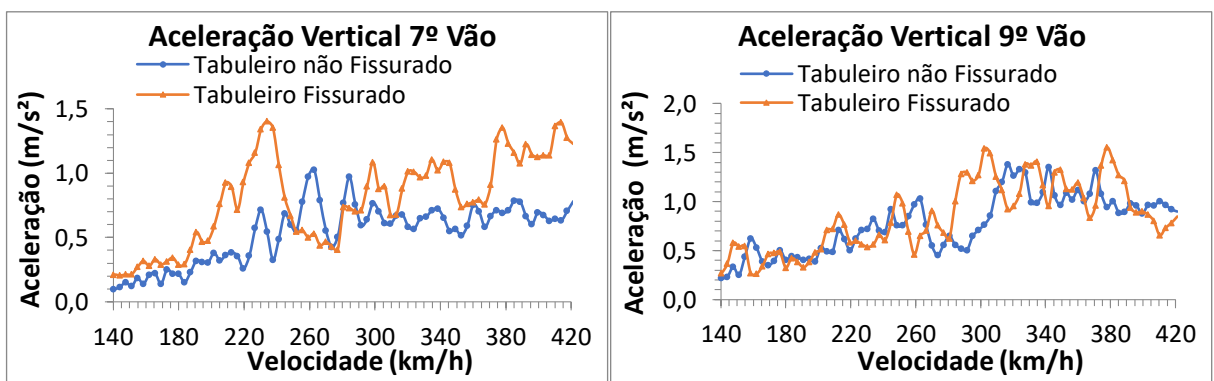


Figura 4.18 – Influência da fissuração da laje na aceleração vertical do tabuleiro

A fissuração da laje de concreto armado nas regiões de apoio acarreta na diminuição global da rigidez do tabuleiro, com conseqüente redução das frequências naturais de torção e flexão. Dos resultados obtidos é possível concluir, que para os vãos centrais, a redução da rigidez desloca o valor máximo da flecha e aceleração vertical em até 20 km/h. Pode-se observar também o aumento do valor máximo do deslocamento vertical em 30 %, sendo que para a aceleração vertical esse valor chega a 40%.

Os vãos de extremidades são menos afetados pela fissuração da laje, onde o valor máximo do deslocamento vertical aumentou na ordem de 7 %, enquanto a aceleração chegou a 10%, quando comparado ao tabuleiro não fissurado.

4.3.2.3 Variação da Massa do Lastro

Segundo a EN1992-1 (2003) quando a frequência de vibração natural da estrutura coincide com a frequência de excitação de uma ação é provável que aconteça a ressonância, sendo que

qualquer subestimação da massa superestima a frequência natural da estrutura, bem como as velocidades de tráfego nas quais a ressonância possa acontecer. A variação da massa do lastro pode ser ocasionada devida a consecutivas reposições ou contaminações por impurezas. Supondo também que a aceleração máxima de uma estrutura é inversamente proporcional a massa da mesma, a norma especifica a avaliação do tabuleiro para uma massa de lastro inferior e uma superior à de projeto.

A norma espanhola IAPF (2010) recomenda a verificação da estrutura utilizando uma variação de 30% da massa do lastro. Dessa maneira, foi avaliada a influência da variação da massa do lastro adotando o valor de projeto, assim como a massa reduzida e a massa aumentada em 30%, conforme Tab. 4.4.

Tabela 4.4 – Valores utilizados para análise da variação de massa

Massa	Projeto	Reduzido	Aumentado
γ_1 (kN/m ³)	17	16	18
t_l (m)	0,50	0,35	0,65
l_l (m)	10,5	10,5	10,5
Massa do Lastro (kN/m)	89,3	58,8	122,8
Massa Total (kN/m)	295,5	260,0	329

Na Fig. 4.19 são comparadas as frequências naturais para os modos de flexão e torção obtidas com a variação da massa do tabuleiro. Conforme esperado, pode ser observado que a variação da massa é inversamente proporcional à frequência natural de vibração do tabuleiro.

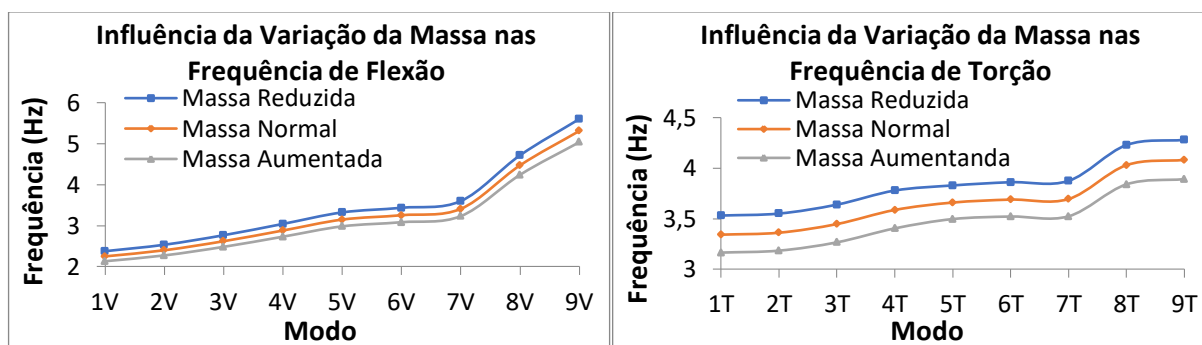


Figura 4.19 – Influência da variação da massa do lastro nas frequências naturais de flexão (esquerda) e torção (direita)

As influências da variação da massa do tabuleiro para o deslocamento e aceleração vertical no centro do 1º e 5º vão estão representadas nas Figs. 4.20 e 4.21.

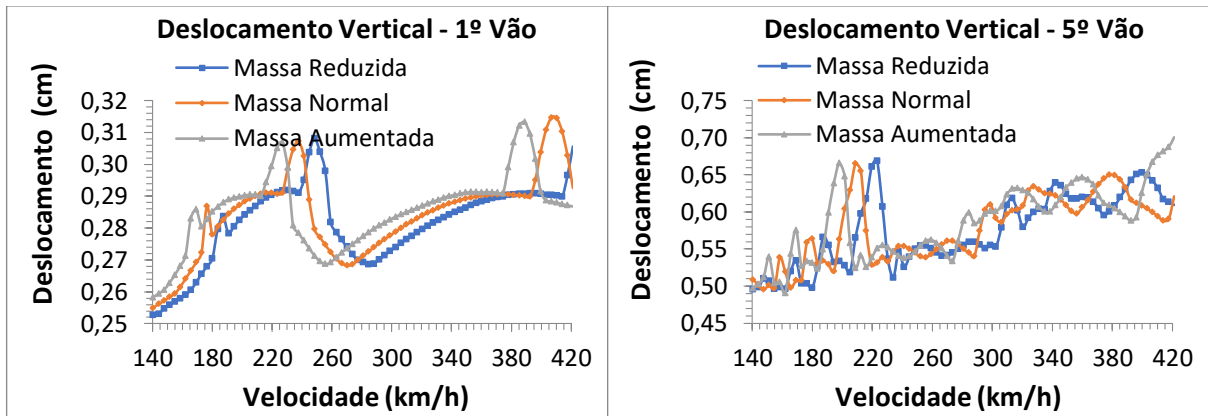


Figura 4.20 – Influência da variação massa do lastro no deslocamento vertical do tabuleiro

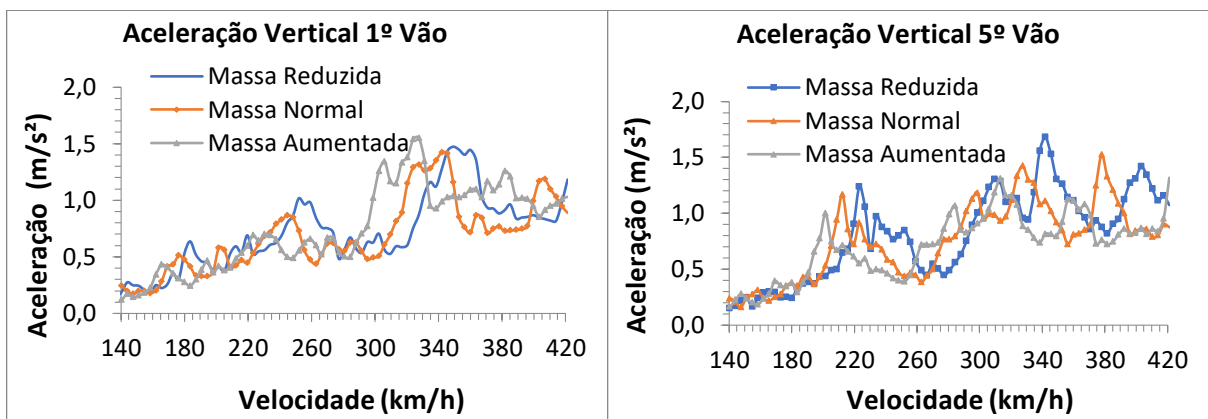


Figura 4.21 – Influência da variação massa do lastro na aceleração vertical do tabuleiro

As figuras acima demonstram que a variação de 10% da massa total do tabuleiro move os picos máximos de deslocamento e aceleração vertical de 10 km/h a 15 km/h em relação aos valores obtidos com a massa de projeto. Nota-se também que os valores máximos de aceleração variam em até 10% quando comparados aos resultados obtidos para o tabuleiro original e os dados obtidos para os deslocamentos máximos praticamente não apresentam influência. De modo geral, o aumento da massa demonstrou ser favorável para a estrutura em estudo, portanto, não foi considerada a massa da composição do trem sobreposta à estrutura.

4.3.3 Comparação do Comportamento Dinâmico

A resposta dinâmica do tabuleiro original é avaliada por meio da análise de superposição modal considerando os 630 primeiros modos de vibração, através do programa ANSYS® v.12 (2009). Os resultados do tabuleiro são obtidos para a passagem dos trens reais e dos modelos *HSLM-A*. No atual subitem são comparados os valores calculados entre o modelo desenvolvido neste trabalho e os resultados fornecidos por Figueiredo (2007).

A Tab. 4.5 apresenta os deslocamentos máximos ($D_{y,max}$) do tabuleiro convencional obtidos para alguns trens tipos reais e modelos *HSLM-A*. Estas foram determinadas no eixo da viga mais solicitada e ao centro do vão.

Tabela 4.5 – Deslocamentos verticais ($D_{y,max}$) obtidos para o tabuleiro convencional e por Figueiredo (2007)

Vão	Trens Reais (RT)					
	Tabuleiro Convencional			Resultados Figueiredo (2007)		
	Modelo	v (km/h)	$D_{y,max}$ (mm)	Modelo	v (km/h)	$D_{y,max}$ (mm)
1	Thalys	238	3,6	TGV	250	3,8
2	ICE 2	450	7,9	ICE 2	450	8,6
3	ICE 2	450	8,3	Eurostar	245	9,6
4	ICE 2	425	8,2	ICE 2	450	9,9
5	Thalys	238	7,9	ICE 2	390	7,8
Vão	HSLM-A					
	Tabuleiro Convencional			Resultados Figueiredo (2007)		
	Modelo	v (km/h)	$D_{y,max}$ (mm)	Modelo	v (km/h)	$D_{y,max}$ (mm)
1	A3	259	5,6	A3	255	5,6
2	A10	443	9,9	A10	435	10,1
3	A10	349	9,9	A2	240	12,2
4	A4	266	10,2	A2	245	11,4
5	A9	310	10,2	A4	265	9,9

No geral, observa-se coerência entre os valores de deslocamento máximo obtidos com o modelo desenvolvido neste trabalho e os apresentados por Figueiredo (2007). Assim como notado nas análises estáticas, os valores de deslocamento calculados para o tabuleiro

convencional são inferiores aos dados fornecidos por Figueiredo (2007), fato justificado pela maior resistência a torção.

Nas Figs. 4.22 e 4.23 são apresentados os valores da aceleração vertical (A_y) de Figueiredo (2007) (à esquerda) e os dados calculados no modelo desenvolvido neste trabalho (à direita), medidos no eixo da viga mais solicitada e ao meio do vão.

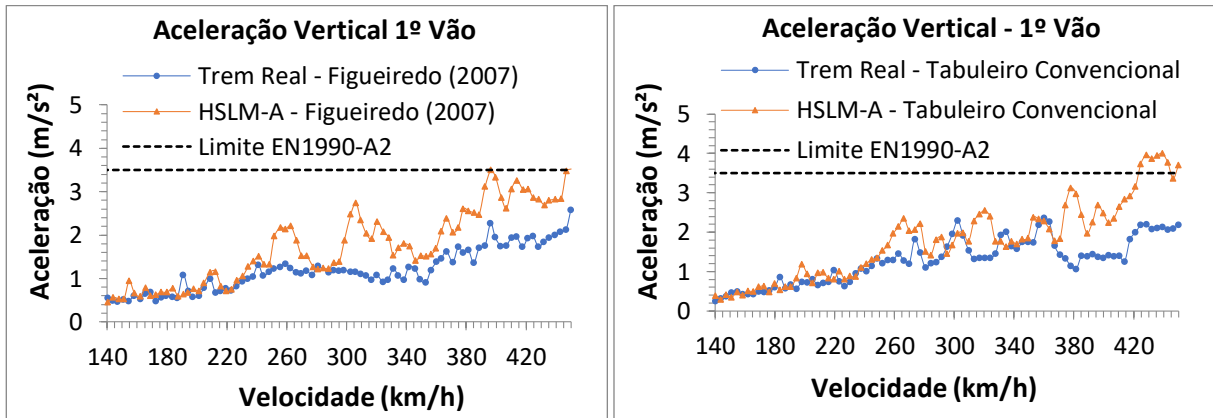


Figura 4.22 – Comparação da aceleração vertical (A_y) no primeiro vão apresentada por Figueiredo (2007) (esquerda) e determinado através do modelo desenvolvido neste trabalho (direita)

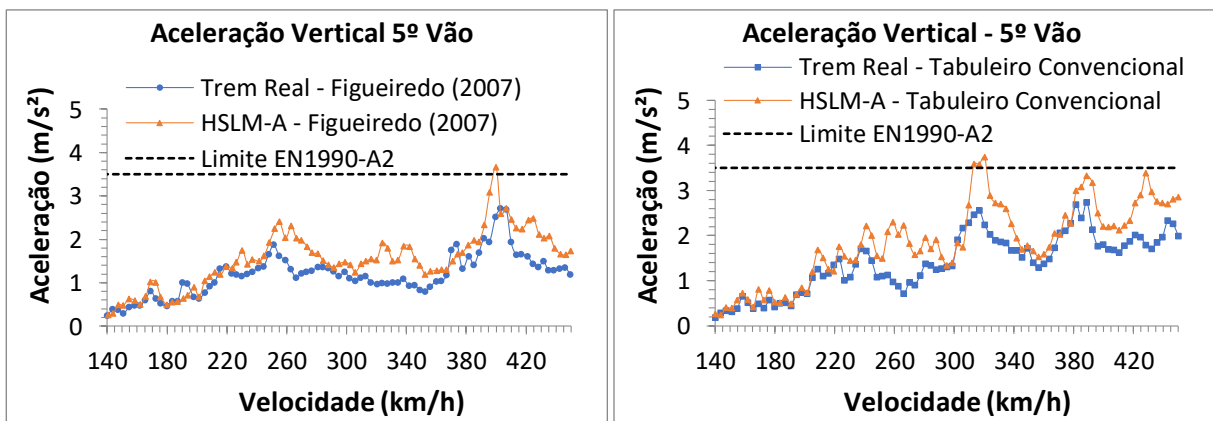


Figura 4.23 – Comparação da aceleração vertical (A_y) no quinto vão apresentada por Figueiredo (2007) (esquerda) e determinado através do modelo desenvolvido neste trabalho (direita)

Na Tab. 4.6 estão resumidos os valores máximos da aceleração vertical ($A_{y,max}$) obtidos nos cinco primeiros vãos dos modelos em análise.

Tabela 4.6 – Acelerações verticais ($A_{y,max}$) obtidos para o tabuleiro convencional e por Figueiredo (2007)

Trens Reais (RT)						
Vão	Tabuleiro Convencional			Resultados Figueiredo (2007)		
	Modelo	v (km/h)	$A_{y,max}$ (m/s ²)	Modelo	v (km/h)	$A_{y,max}$ (m/s ²)
1	Thalys	360	2,4	Virgin	450	2,6
2	Talgo	450	2,7	Talgo	405	2,9
3	ICE 2	382	2,6	Eurostar	245	2,8
4	ICE 2	382	2,6	Talgo	410	2,9
5	Talgo	389	2,7	Talgo	405	2,7

HSLM-A						
Vão	Tabuleiro Convencional			Resultados Figueiredo (2007)		
	Modelo	v (km/h)	$A_{y,max}$ (m/s ²)	Modelo	v (km/h)	$A_{y,max}$ (m/s ²)
1	A5	439	4,0	A9	395	3,5
2	A6	439	3,3	A10	410	2,8
3	A3	385	4,0	A2	240	3,2
4	A3	385	3,5	A3	405	3,4
5	A3	320	3,7	A9	400	3,7

Observa-se, com base nas Figs. 4.22 e 4.23, comportamento semelhante para as acelerações do tabuleiro convencional e das obtidas por Figueiredo (2007). As maiores divergências encontradas se localizaram no 5^o vão, onde se observaram também diferenças nas velocidades de ocorrência dos máximos. No global, diferenças da ordem de 10% entre os valores máximos foram notados. Além disso, os modelos *HSLM-A* implicaram em valores de aceleração superiores aos trens reais.

Na Tab. 4.7 são comparados os valores máximos da rotação longitudinal ($R_{x,max}$) nos cinco primeiros vãos obtidos tanto por Figueiredo (2007) e pelo modelo desenvolvido neste trabalho. Os dados são observados no centro da via mais solicitada próxima às regiões de apoio.

Tabela 4.7 – Rotações longitudinal (R_x) obtidas para o tabuleiro convencional e fornecidos por Figueiredo (2007)

Trens Reais (RT)						
Vão	Tabuleiro Convencional			Resultados Figueiredo (2007)		
	Modelo	v (km/h)	$R_{x,max}$ (rad)	Modelo	v (km/h)	$R_{x,max}$ (rad)
1	TGV	356	0,0006	Virgin	420	0,0008
2	TGV	349	0,0008	TGV	225	0,0008
3	TGV	356	0,0007	Eurostar	240	0,0010
4	Virgin	302	0,0007	Eurostar	245	0,0011
5	TGV	353	0,0007	Thalys	250	0,0009

HSLM-A						
Vão	Tabuleiro Convencional			Resultados Figueiredo (2007)		
	Modelo	v (km/h)	$R_{x,max}$ (rad)	Modelo	v (km/h)	$R_{x,max}$ (rad)
1	A3	378	0,0008	A9	450	0,0012
2	A3	378	0,0009	A2	240	0,0010
3	A3	382	0,0012	A2	240	0,0012
4	A3	382	0,0013	A2	245	0,0012
5	A3	382	0,0014	A3	255	0,0014

É notável que os resultados apresentados da rotação longitudinal são superiores para o modelo *HSLM-A* em relação aos trens reais em ambos os trabalhos. Além disso, verifica-se que o modelo *HSLM-A* apresenta melhor concordância entre os estudos, não diferindo a média dos valores máximos da rotação longitudinal em mais que 7%. Já para as solicitações impostas pelos trens reais, os valores obtidos para o tabuleiro convencional são em média 23 % menores que os dados fornecidos por Figueiredo (2007). Tais reduções são decorrentes da maior rigidez à torção presentes no modelo desenvolvido neste trabalho.

Na Fig. 4.28 são comparados os resultados máximos das rotações transversais (R_z) do encontro C0, calculados ao longo das velocidades de circulação dos trens reais e do modelo *HSLM-A*. Os valores das velocidades em que se observam as rotações transversais máximas ($R_{z,max}$) estão representada na Tab. 4.8.

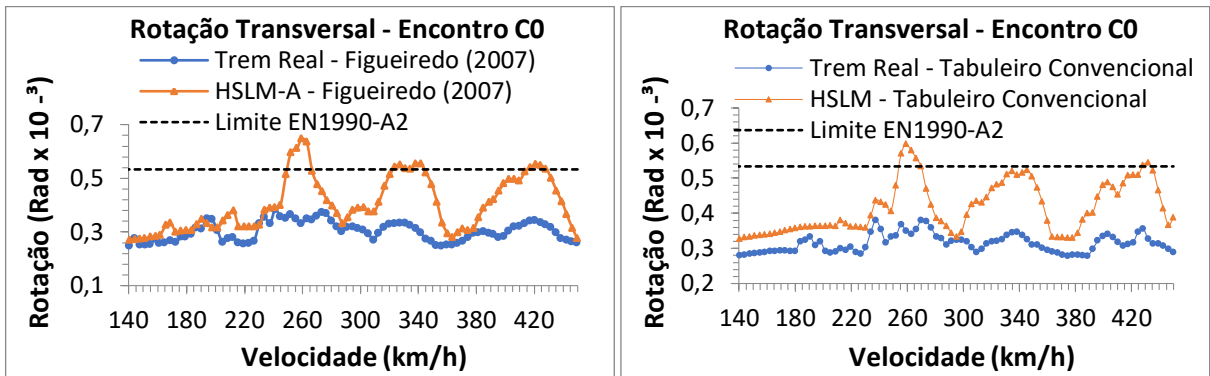


Figura 4.24 – Comparação da rotação transversal (R_z) no encontro C0, entre os resultados apresentados por Figueiredo (2007) (esquerda) e calculados para o tabuleiro convencional (direita)

Tabela 4.8 – Rotação transversal ($R_{z,max}$) obtidos por Figueiredo (2007) e para o tabuleiro convencional

Trens Reais (RT)						
Encontro	Tabuleiro Convencional			Resultados Figueiredo (2007)		
	Modelo	v (km/h)	$R_{z,max}$ (rad)	Modelo	v (km/h)	$R_{z,max}$ (rad)
C0	Thalys	238	0,00038	Eurostar	240	0,00038
HSLM-A						
Encontro	Tabuleiro Convencional			Resultados Figueiredo (2007)		
	Modelo	v (km/h)	$R_{z,max}$ (rad)	Modelo	v (km/h)	$R_{z,max}$ (rad)
C0	A3	259	0,0006	A4	260	0,00065

Os valores apresentados na Fig. 4.28 demonstram boa concordância entre os modelos, onde os valores da torção máxima no encontro C0 coincidem para as solicitações dos trens reais, e diferiram apenas 8% devido às ações provocadas pela passagem do modelo *HSLM-A*.

5

RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

5.1 Considerações Iniciais

O presente capítulo abordou a análise do comportamento estático e dinâmico do tabuleiro original ao ser adaptado para um tabuleiro com dupla ação mista, sendo ambos analisados nas condições fissuradas. Na análise estática foram avaliadas as mesmas ações consideradas no item 4.2, enquanto na modal, foram comparados os 18 primeiros valores das frequências naturais. Para análise dinâmica de superposição modal, consideram-se a redução da massa do lastro e velocidade de circulação dos trens compreendidos entre 140 e 450 km/h com intervalos de 3,6 km/h. O amortecimento adotado para os dois tabuleiros foi igual a 0,5% não ponderando a dissipação de energia devido a fissuração da laje superior.

5.2 Análise Estática dos Tabuleiros Convencional e com Dupla Ação Mista

As análises para verificação da rigidez à flexão e torção desenvolvidas para o tabuleiro original, presentes no item 4.2, foram reproduzidas para o tabuleiro com dupla ação mista. Um comparativo dos deslocamentos e tensões calculadas devido à aplicação de ações estáticas é apresentado em detalhes a seguir.

5.2.1 Análise da Rigidez à Flexão

Os deslocamentos verticais devido à aplicação de uma ação uniforme igual a 200 kN/m ao longo de todo o tabuleiro são apresentados na Fig. 5.1. Os deslocamentos foram medidos sobre o eixo da longarina.

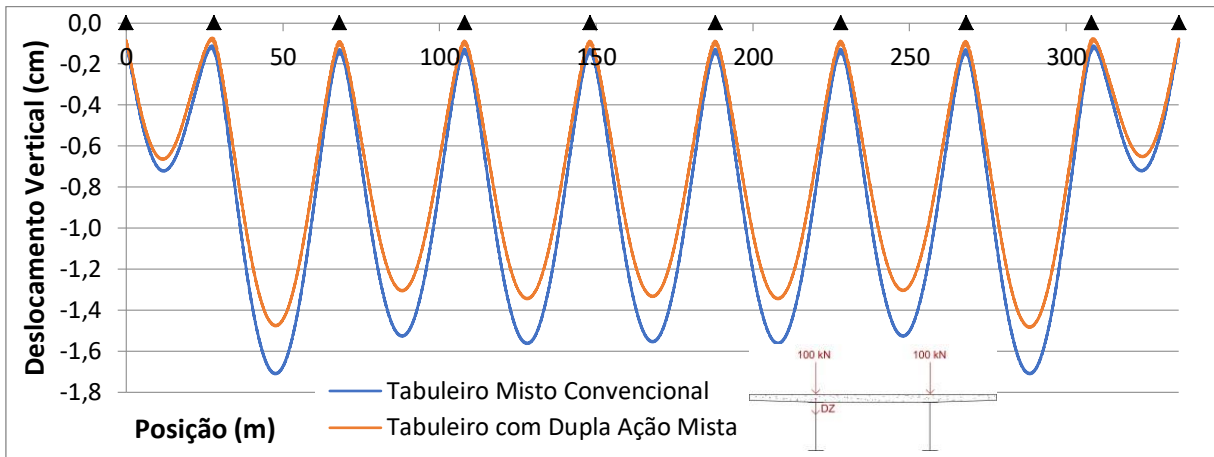


Figura 5.1 – Comparação dos deslocamentos verticais dos tabuleiros ao serem submetidos a uma ação uniforme de 200 kN/m

Pode-se observar que os valores das deformações do tabuleiro com dupla ação mista apresentam uma redução de até 15% quando comparados com os obtidos para o tabuleiro misto convencional. Na Fig. 5.2 estão representados os mapas de tensão normal (S_x) na alma das vigas ao longo do quinto vão, tanto para o tabuleiro misto comum (localizado a esquerda), quanto para o tabuleiro com dupla ação mista (localizado a direita).

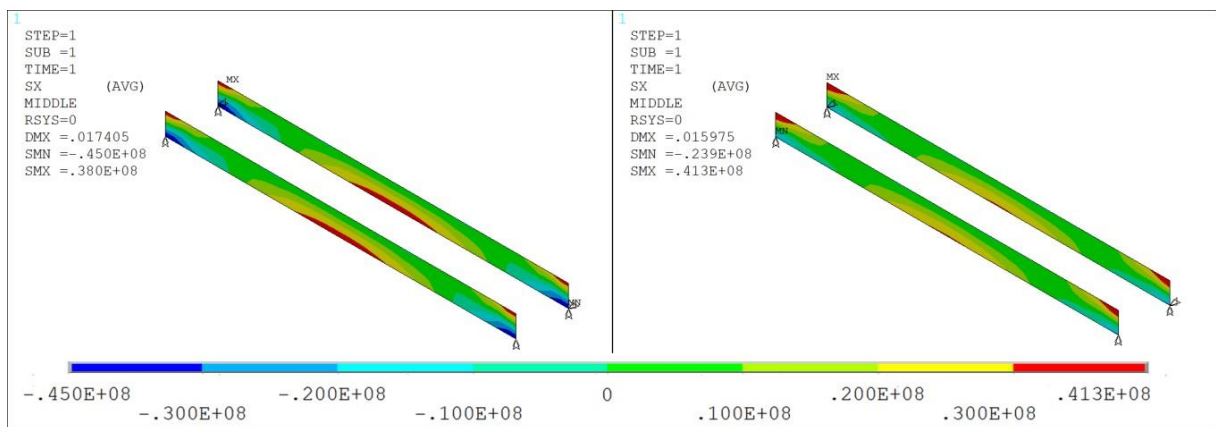


Figura 5.2 – Tensões normais nas almas das vigas longitudinais ao longo do 5º vão em para o tabuleiro original (esquerda) e com dupla ação mista (direita) [N/m²]

Conforme verificado na imagem anterior, ao se utilizar o tabuleiro com dupla ação mista ocorre um acréscimo das tensões na parte superior da viga sobre os apoios e uma redução das tensões na parte inferior na região central do vão. Devido ao aumento da rigidez sobre os apoios e a nova distribuição do carregamento permanente da estrutura, ocorreu uma redistribuição dos momentos fletores para o tabuleiro com dupla ação mista.

Na Fig. 5.3 estão representados os mapas de tensão normal (S_x) nas lajes superiores ao longo do quinto vão, tanto para o tabuleiro misto comum (localizado a esquerda), como para o tabuleiro com dupla ação mista (localizado a direita).

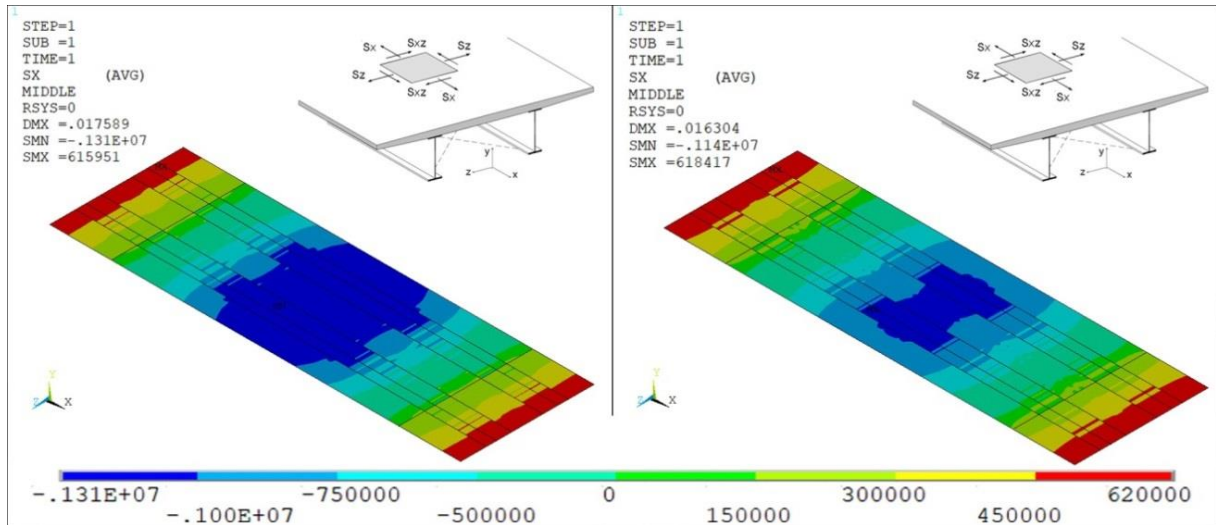


Figura 5.3 – Tensões normais nas lajes ao longo do 5º vão para o tabuleiro original (esquerda) e com dupla ação mista (direita) [N/m²]

Conforme apresentado na Fig. 5.3, ao se utilizar o tabuleiro com dupla ação mista ocorre um pequeno acréscimo das tensões na laje localizada nas regiões próximas aos apoios, e uma pequena redução nas tensões sobre o centro do vão.

5.2.2 Análise da Rigidez à Torção

A fim de avaliar a resistência a torção, foi aplicada ao longo do quinto vão uma ação assimétrica constituída por forças uniformemente distribuídas de ± 100 kN/m ao longo do quinto vão. Na Fig. 5.4 são apresentados os deslocamentos verticais (D_z) medidos sobre o eixo da longarina esquerda.

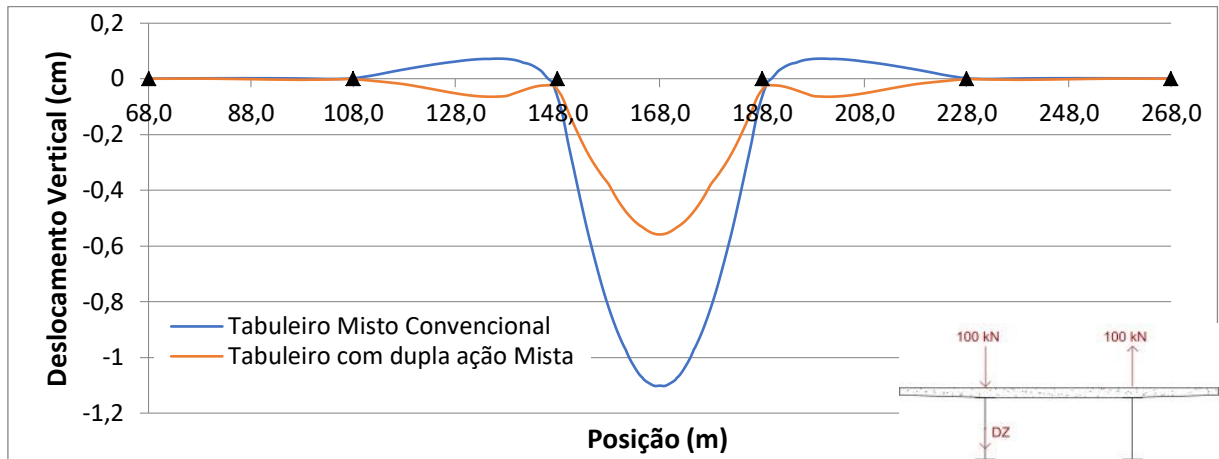


Figura 5.4 – Deslocamento vertical da ponte ao ser submetida a uma ação assimétrica uniforme de ± 100 kN/m

Nota-se uma redução do deslocamento vertical de aproximadamente 50 % quando utilizado o tabuleiro com dupla ação mista em comparação com o tabuleiro original. Isso se deve ao fato dessa tipologia possuir maior rigidez à torção devido ao emprego da laje inferior, uma vez que a seção passa a se comportar como uma seção fechada, similar à viga caixão.

As tensões de cisalhamento nas lajes (S_{xz}) e almas das vigas (S_{xy}) de ambos os tabuleiros são comparadas, respectivamente, nas Figs. 5.5 e 5.6. Enquanto na Fig. 5.7 estão representadas as tensões de cisalhamento para a laje inferior do tabuleiro com dupla ação mista.

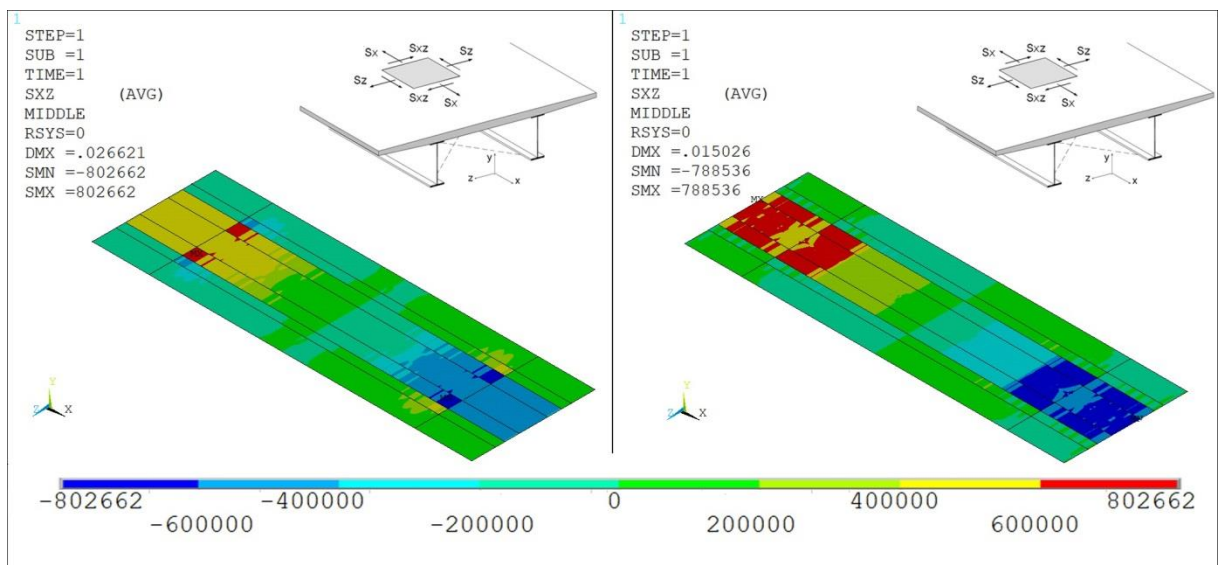


Figura 5.5 – Tensões de cisalhamento nas lajes ao longo do 5º vão para o tabuleiro original (esquerda) e com dupla ação mista (direita) [N/m²]

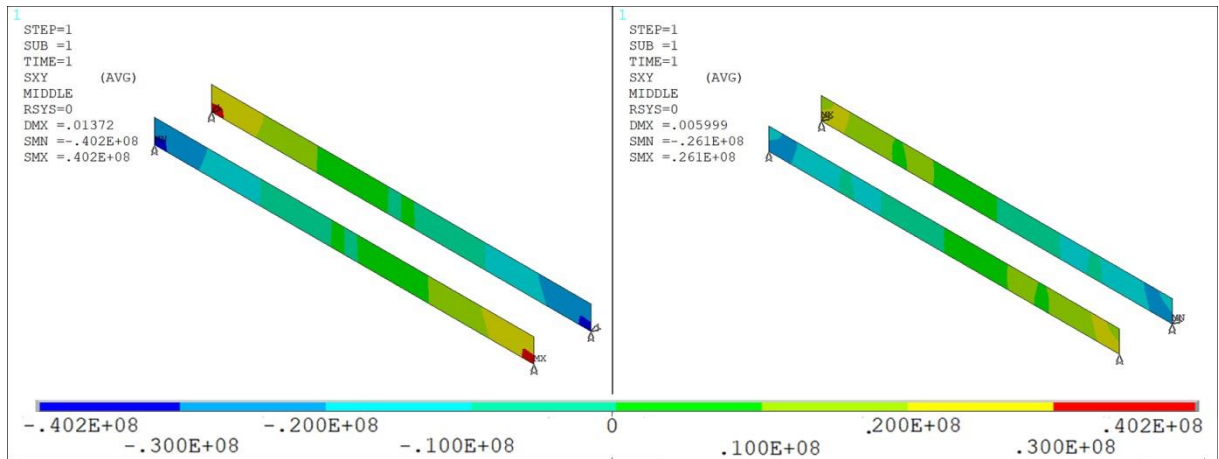


Figura 5.6 – Tensões de cisalhamento nas almas das vigas ao longo do 5º vão para o tabuleiro original (esquerda) e com dupla ação mista (direita) [N/m²]

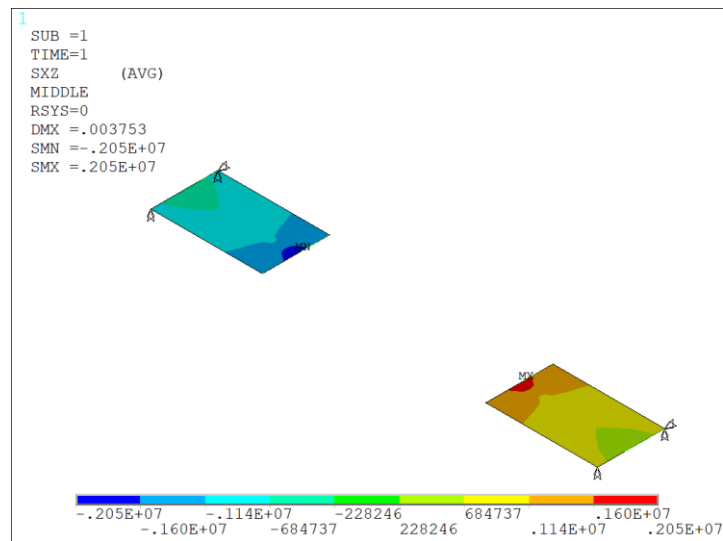


Figura 5.7 – Tensões de cisalhamento na laje inferior ao longo do 5º vão para o tabuleiro com dupla ação mista [N/m²]

O aumento da rigidez apresentado pelo tabuleiro com dupla ação mista proporciona a significativa redução das tensões normais do tabuleiro com dupla ação mista, em relação ao tabuleiro original. As Figs. 5.8 e 5.9 representam os mapas de tensão normal (S_x) nas almas das vigas e na laje tabuleiro, respectivamente, ao longo do quinto vão.

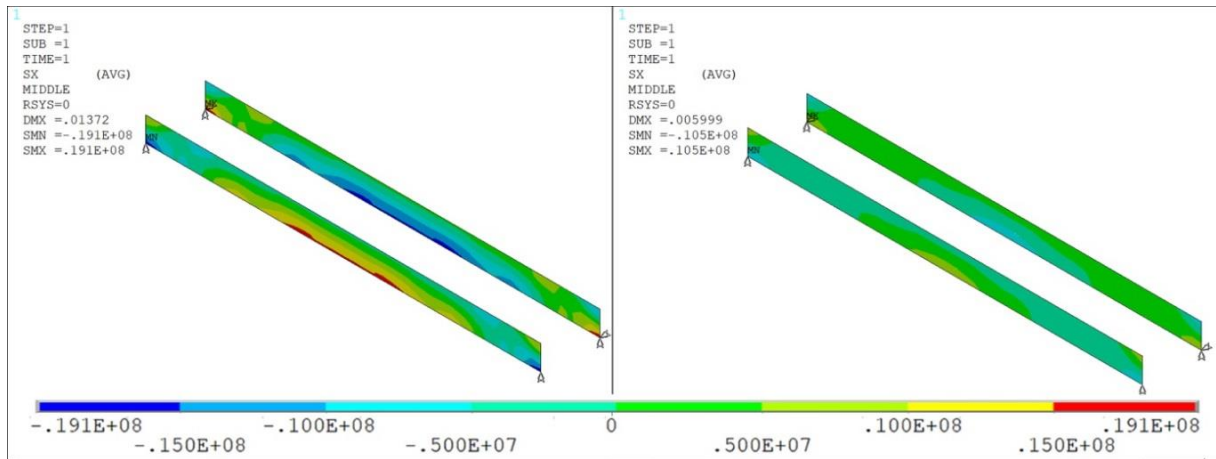


Figura 5.8 – Tensões normais nas lajes ao longo do 5º vão para o tabuleiro original (esquerda) e com dupla ação mista (direita) [N/m²]

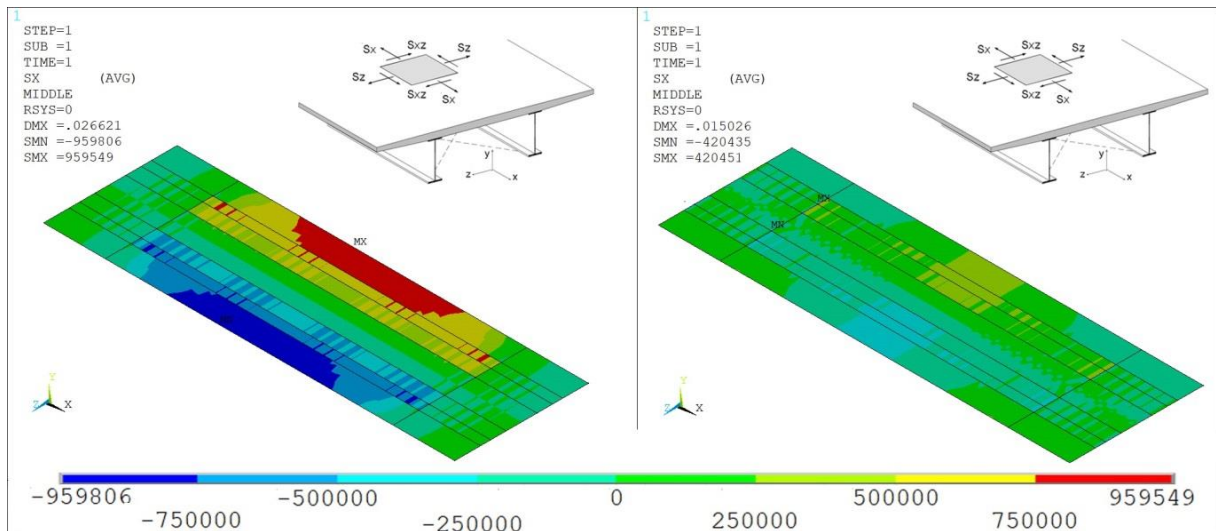


Figura 5.9 – Tensões normais nas lajes ao longo do 5º vão para o tabuleiro original (esquerda) e com dupla ação mista (direita) [N/m²]

5.3 Análise Dinâmica dos Tabuleiros Convencional e Com Dupla Ação Mista

Primeiramente, foram avaliadas as frequências naturais para os primeiros modos de flexão e torção do tabuleiro com dupla ação mista. Posteriormente, os 620 primeiros modos de vibração foram utilizados para uma análise de superposição modal através programa ANSYS[®] v.12 (2009). As ações de tráfego, HSML e trens reais, estipuladas pela EN 1991-2 (2003), foram empregados em ambos os tabuleiros, e os valores de deslocamento, aceleração e rotação, obtidos e comparados com os respectivos valores do tabuleiro convencional.

As ações foram aplicadas em duas linhas de carregamento, em apenas um sentido da via, localizadas sobre os eixos dos trilhos. Conforme realizado no modelo numérico do tabuleiro convencional, a consideração de 620 modos para a análise de superposição modal é suficiente para atender o critério da EN 1990-ANNEX A2 (2005), contemplando as frequências entre 0 a 30 Hz da estrutura.

5.3.1 Análise das Frequências Naturais dos Tabuleiros

Os primeiros 18 modos de vibração do tabuleiro com dupla ação mista em condições fissuradas foram obtidos e comparados, na Tab.5.1, com os calculados anteriormente para o tabuleiro original.

Tabela 5.1 – Frequências naturais de vibração obtidas para os tabuleiros fissurados

Modo de flexão vertical	Frequência natural (Hz)		Modo de torção	Frequência natural (Hz)	
	Tabuleiro Misto Convencional	Tabuleiro com Dupla Ação Mista		Tabuleiro Misto Convencional	Tabuleiro com Dupla Ação Mista
1°	2,252	2,407	1°	3,66	4,237
2°	2,401	2,585	2°	3,689	4,313
3°	2,622	2,847	3°	3,695	4,45
4°	2,884	3,159	4°	4,03	4,654
5°	3,15	3,418	5°	4,083	4,922
6°	3,257	3,482	6°	4,16	5,233
7°	3,413	3,738	7°	4,218	5,54
1° local	4,476	4,699	1° local	4,908	5,8
2° local	5,317	5,009	2° local	5,217	5,889

Foi observado um aumento em média de 8% nos modos de flexão e 20 % nos de torção, para o tabuleiro com dupla ação mista. Justifica-se o acréscimo pelo aumento da rigidez da estrutura, decorrente da adoção da laje inferior.

Nas Figs. 5.10 e 5.11 estão representados os primeiros modos de flexão e torção, respectivamente, para o tabuleiro convencional misto assim como para o tabuleiro com dupla ação mista.

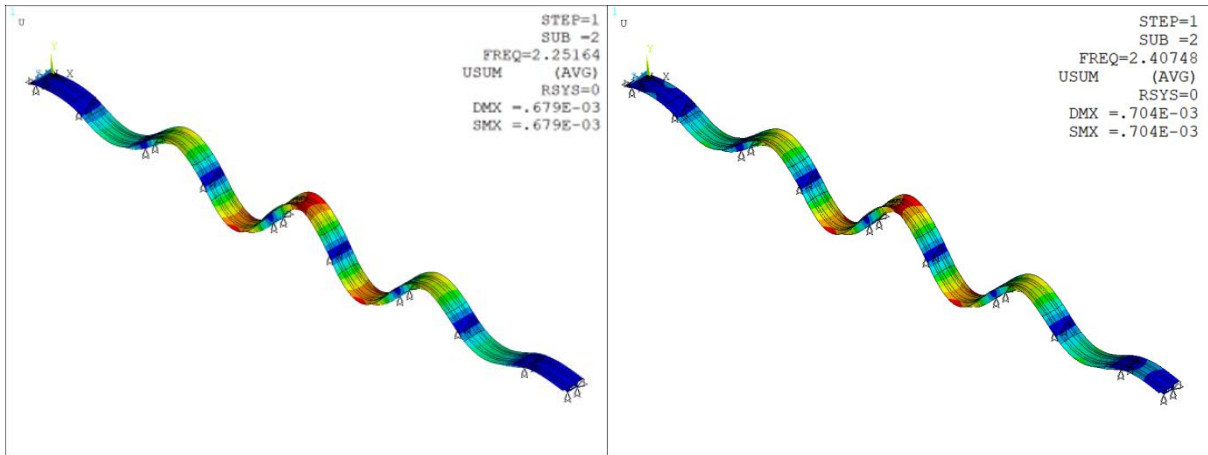


Figura 5.10 – 1º Modo de Flexão vertical para o tabuleiro convencional (esquerda) e para o tabuleiro com dupla ação mista (direita)

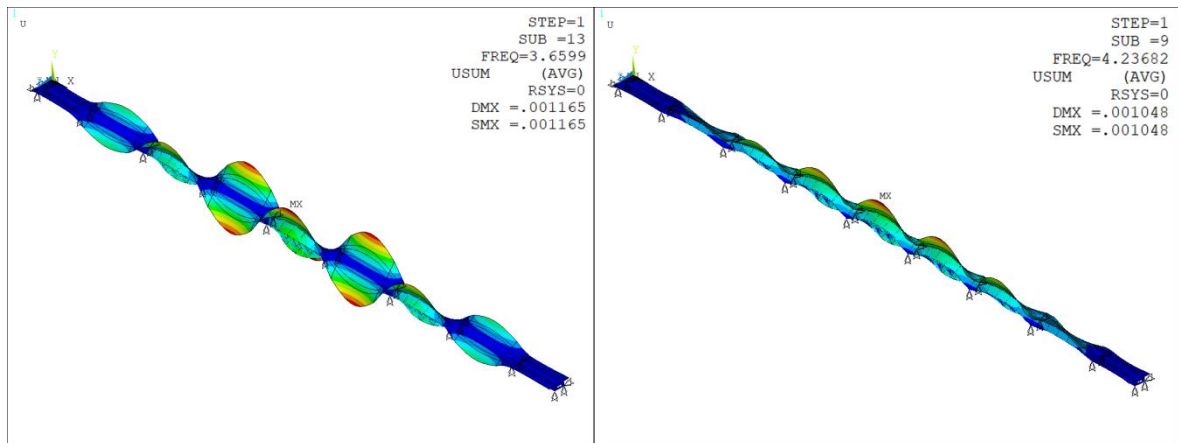


Figura 5.11 – 1º Modo de Torção para o tabuleiro convencional (esquerda) e para o tabuleiro com dupla ação mista (direita)

5.3.2 Análise dos resultados dinâmicos realizados por meio da superposição modal

No atual subitem são comparados os valores do deslocamento vertical (D_y), da aceleração vertical (A_y), da rotação longitudinal (R_x) e da rotação transversal (R_z). Os resultados dos tabuleiros são calculados ao serem solicitados pela passagem dos trens reais e dos modelos HSLM-A, por meio da análise de superposição modal.

5.3.2.1 Deslocamento Vertical do Tabuleiro

Os resultados dos deslocamentos verticais (D_y) no quinto vão dos tabuleiros em análise, medidos no eixo da viga mais solicitada ao longo do vão, são apresentados nas Figs. 5.12 e 5.13. Os demais vãos estão disponíveis no apêndice B.2.

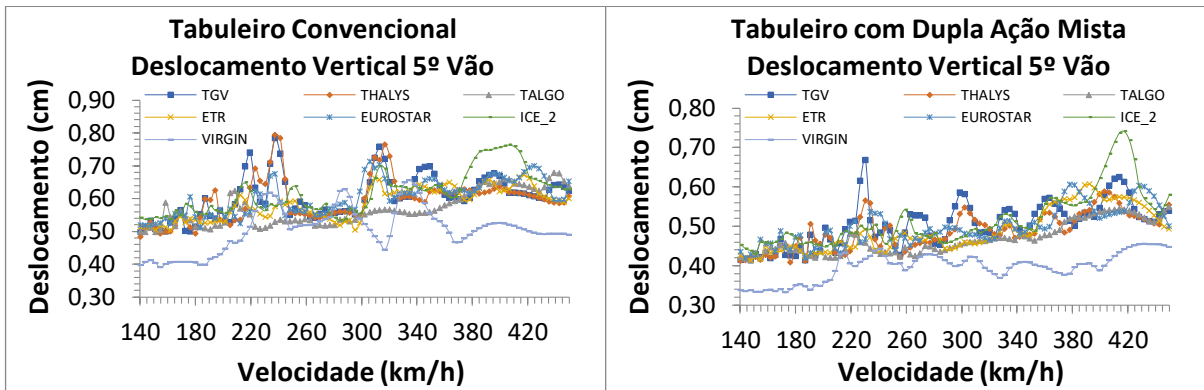


Figura 5.12 – Deslocamentos verticais (D_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

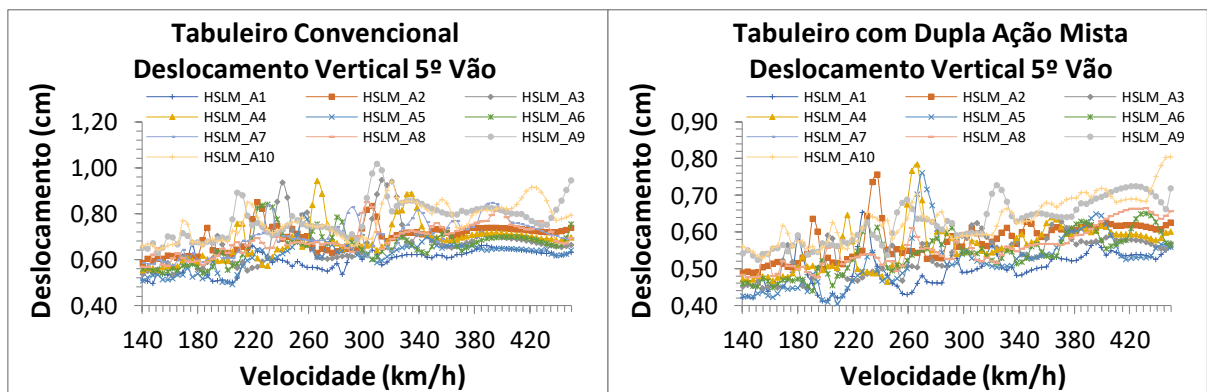


Figura 5.13 – Deslocamentos verticais (D_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A

Na Tab. 5.2 estão resumidos os valores máximos dos deslocamentos verticais ($D_{y,max}$) obtidos para todos os vãos de ambos os tabuleiros solicitados pela passagem de trens reais. A Tab. 5.3 apresenta os máximos para os modelos *HSLM-A*.

Tabela 5.2 – Valores máximos de deslocamento vertical por vão para os tabuleiros solicitados por trens reais

Vão	Trens Reais (RT)					
	Tabuleiro Convencional			Tabuleiro com Dupla Ação Mista		
	Modelo	v (km/h)	$D_{y,max}$ (mm)	Modelo	v (km/h)	$D_{y,max}$ (mm)
1	Thalys	238	3,6	Eurostar	263	3,9
2	ICE 2	450	7,9	ICE 2	450	6,7
3	ICE 2	450	8,3	Eurostar	256	7,2
4	ICE 2	425	8,2	Eurostar	256	7,0
5	Thalys	238	7,9	ICE 2	418	7,4
6	ICE 2	450	9,0	ICE 2	436	7,2
7	ICE 2	425	8,7	ICE 2	446	8,9
8	ICE 2	436	9,3	ICE 2	450	7,9
9	ICE 2	443	9,8	ETR	446	7,3

Tabela 5.3 – Valores máximos de deslocamento vertical por vão para os tabuleiros solicitados por modelos HSLM-A

Vão	HSLM-A					
	Tabuleiro Convencional			Tabuleiro com Dupla Ação Mista		
	modelo	v (km/h)	$D_{y,max}$ (mm)	Modelo	v (km/h)	$D_{y,max}$ (mm)
1	A3	259	5,6	A10	328	5,6
2	A10	443	9,9	A10	450	7,9
3	A10	349	9,9	A9	450	8,2
4	A4	266	10,2	A10	356	8,4
5	A9	310	10,2	A10	450	8,0
6	A9	425	11,6	A9	450	9,2
7	A10	421	11,1	A10	443	10,2
8	A10	450	12,1	A10	342	9,1
9	A9	439	14,9	A10	450	12,0

Dos resultados apresentados anteriormente, pode-se observar que os valores do deslocamento vertical, devido à passagem do modelo *HSLM-A*, são superiores aos obtidos pelos trens reais para ambos os tabuleiros. Também é notório que o trem real *ICE 2* apresentou, na maioria dos vãos, as respostas mais críticas entre os trens reais. Para o tabuleiro com dupla ação mista, os valores críticos de deslocamento foram obtidos com o modelo *HSLM-A10*. Como os trens tipos fictícios (*HSLM-A*) têm por objetivo reproduzir as ações da passagem de trens reais existentes e dos que possam a vir a existir, é intuitivo pensar que esses devem apresentar um padrão de respostas superiores aos trens existentes.

Ao comparar respostas dos tabuleiros é observada uma redução média de 11 %, para a solicitação dos trens reais, e 17 % para o modelo *HSLM-A*. Nota-se também que os resultados máximos são obtidos para as velocidades superiores a 420 km/h, com exceção de alguns valores críticos encontrados na faixa de 240 km/h a 260 km/h. Tais picos ocorrem devido as frequência de excitação dos trens coincidirem com as frequências de vibração natural da estrutura, provocando a ressonância.

5.3.2.2 Aceleração Vertical do Tabuleiro

Nas Figs. 5.14 e 5.15 estão representados os valores da aceleração vertical (A_y) no quinto vão do tabuleiro convencional e do tabuleiro com dupla ação mista para os trens reais e modelos *HSLM-A*. Os demais vãos estão disponíveis no apêndice B.3.

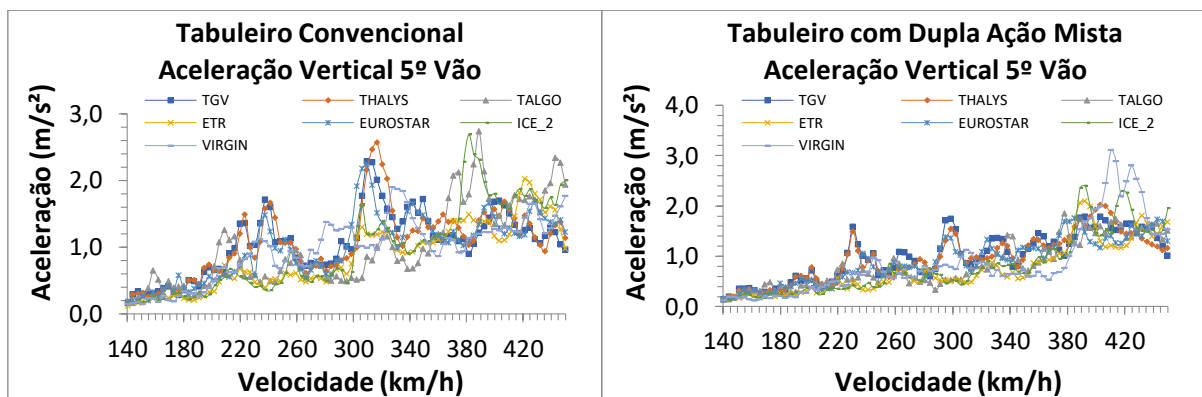


Figura 5.14 – Aceleração vertical (A_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

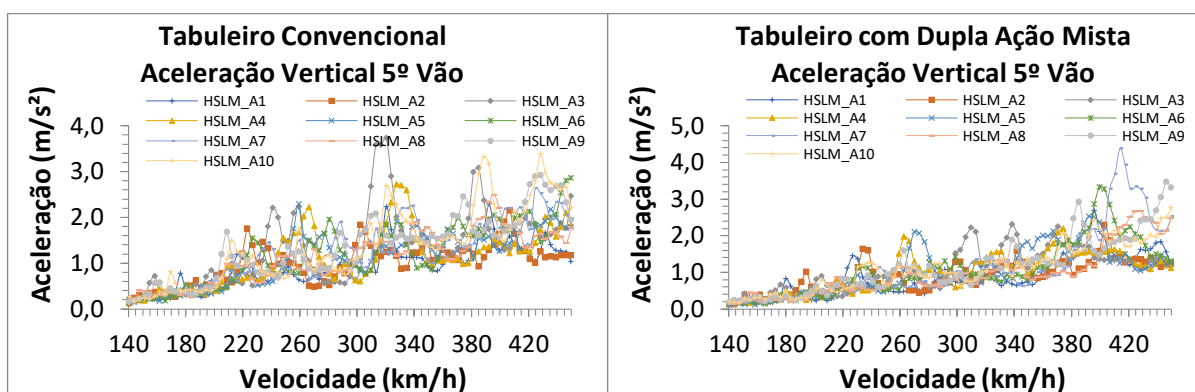


Figura 5.15 – Aceleração vertical (A_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A

Nas Tabs. 5.4 e 5.5 estão resumidos, para todos os vãos, os valores máximos da aceleração ($A_{y,max}$) vertical dos tabuleiros solicitados pela passagem dos trens reais e do modelo *HSLM-A*.

Tabela 5.4 – Valores máximos de aceleração vertical por vão para os tabuleiros solicitados por trens reais

Vão	Trens Reais (RT)					
	Tabuleiro Convencional			Tabuleiro com Dupla Ação Mista		
	Modelo	v (km/h)	$A_{y,max}$ (m/s ²)	Modelo	v (km/h)	$A_{y,max}$ (m/s ²)
1	Thalys	360	2,36	Virgin	425	2,20
2	Talgo	450	2,71	Eurostar	450	2,00
3	ICE 2	382	2,55	ICE 2	450	2,18
4	ICE 2	382	2,55	ICE 2	392	2,30
5	Talgo	389	2,73	Virgin	410	3,31
6	ICE 2	446	3,03	Virgin	410	3,11
7	Talgo	446	3,11	Virgin	410	3,73
8	ICE 2	439	3,00	Virgin	414	3,99
9	ICE 2	443	5,98	Virgin	432	4,21

Tabela 5.5 – Valores máximos de aceleração vertical por vão dos tabuleiros solicitados por modelos *HSLM-A*

Vão	HSLM-A					
	Tabuleiro Convencional			Tabuleiro com Dupla Ação Mista		
	Modelo	v (km/h)	$A_{y,max}$ (m/s ²)	Modelo	v (km/h)	$A_{y,max}$ (m/s ²)
1	A5	439	4,00	A4	450	4,11
2	A6	439	3,32	A9	450	2,82
3	A3	385	3,96	A2	256	2,52
4	A3	385	3,48	A6	407	3,06
5	A3	320	3,73	A7	414	4,38
6	A9	443	4,52	A7	414	4,03
7	A10	389	4,25	A7	414	4,17
8	A10	446	4,38	A6	410	4,19
9	A9	439	11,03	A10	450	8,28

Assim como observado para os deslocamentos verticais, os valores máximos das acelerações verticais em ambos os tabuleiros, quando solicitados pelo modelo *HSLM-A*, são superiores aos resultados obtidos pelos trens reais. Em relação à comparação entre tabuleiros, o trem real *Virgin* é responsável pelos valores extremos de aceleração do tabuleiro com dupla ação mista. Principalmente devido à passagem deste trem real, boa parte dos vãos do tabuleiro com dupla ação mista apresentaram valores superiores aos obtidos para o tabuleiro convencional, sugerindo um possível caso de ressonância. Observa-se um comportamento distinto para a passagem dos modelos *HSLM-A* sendo que praticamente em todos os vãos o tabuleiro convencional apresenta valores de aceleração superiores.

Em resumo, o valor máximo obtido para o vão de 28 metros foi igual a 11,02 m/s² para o tabuleiro convencional e 8,28 m/s² para o tabuleiro com dupla ação mista, indicando uma diferença de 25 %. Já para os vãos intermediários (40 metros), o valor máximo foi igual a 4,52 m/s² para o tabuleiro convencional e 4,38 m/s² para o tabuleiro com dupla ação mista, indicando uma diferença de 3 %.

5.3.2.3 Rotação Longitudinal do Tabuleiro

Nas Figs. 5.16 e 5.17 estão representados os valores da rotação longitudinal (R_x) do tabuleiro convencional e do tabuleiro com dupla ação mista. Devido ao fato da determinação da posição exata onde se obtém os valores máximos em todos os vãos ser um processo moroso e ao se observar que para o trem real *TGV* os valores máximos se deram próximos à região do apoio, foram avaliados somente os valores a 3 metros de distância dos apoios. Na Fig. 5.16 são apresentados os resultados da rotação transversal devido à passagem dos trens reais para o quinto vão, e na Fig. 5.17 os valores referentes à da passagem dos modelos *HSLM-A*. Os demais vãos estão disponíveis no apêndice B.4.

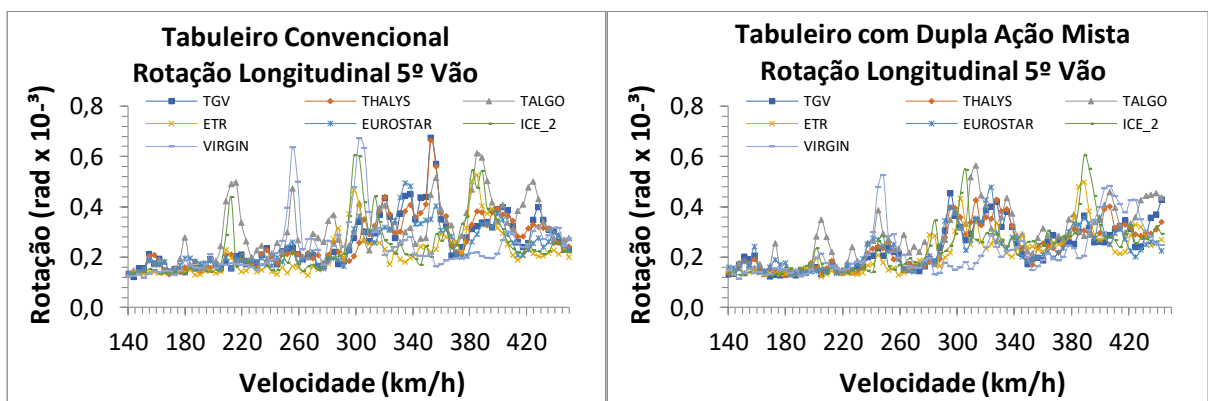


Figura 5.16 – Rotação longitudinal (R_x) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

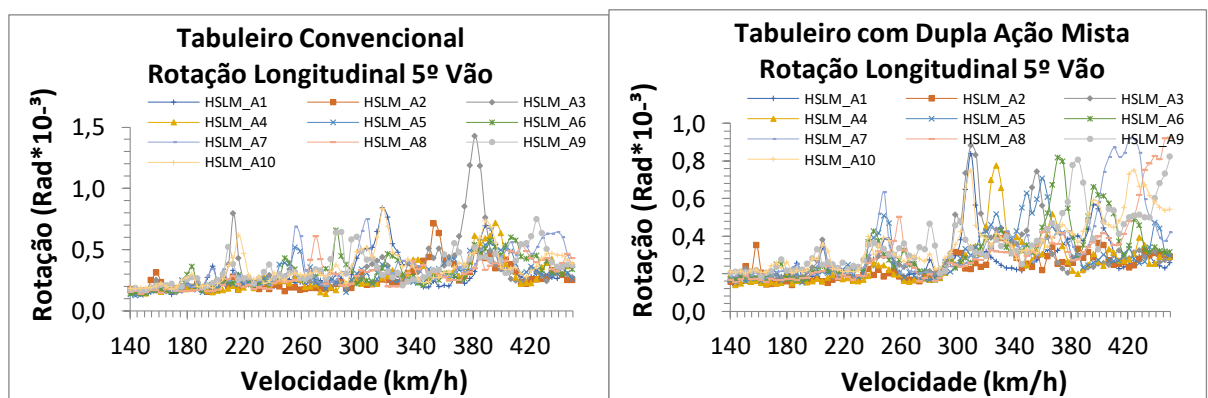


Figura 5.17 – Rotação longitudinal (R_x) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A

As Tabs. 5.6 e 5.7 apresentam os valores máximos da rotação longitudinal ($R_{x,max}$) dos vãos quando da passagem dos trens reais e dos modelos HSLM-A.

Tabela 5.6 – Valores máximos da rotação longitudinal por vão para os tabuleiros solicitados por trens reais

Vão	Trens Reais (RT)					
	Tabuleiro Convencional			Tabuleiro com Dupla Ação Mista		
	Modelo	v (km/h)	$R_{x,max}$ (rad)	Modelo	v (km/h)	$R_{x,max}$ (rad)
1	TGV	356	0,0006	ICE 2	407	0,0004
2	TGV	349	0,0008	Thalys	335	0,0007
3	TGV	356	0,0007	Talgo	313	0,0006
4	Virgin	302	0,0007	Talgo	313	0,0006
5	TGV	353	0,0007	ICE 2	389	0,0006
6	Virgin	306	0,0008	TGV	299	0,0007
7	Talgo	389	0,0008	ICE 2	389	0,0007
8	Talgo	389	0,0007	TGV	299	0,0007
9	Thalys	400	0,0005	VIRGIN	407	0,0006

Tabela 5.7 – Valores máximos da rotação longitudinal por vão para os tabuleiros solicitados por modelos HSLM-A

Vão	HSLM-A					
	Tabuleiro Convencional			Tabuleiro com Dupla Ação Mista		
	Modelo	v (km/h)	$R_{x,max}$ (rad)	Modelo	v (km/h)	$R_{x,max}$ (rad)
1	A3	378	0,0008	A5	360	0,0007
2	A3	378	0,0009	A8	446	0,0011
3	A3	382	0,0012	A7	418	0,0011
4	A3	382	0,0013	A3	313	0,0010
5	A3	382	0,0014	A7	421	0,0009
6	A3	382	0,0015	A3	310	0,0010
7	A3	382	0,0015	A3	310	0,0012
8	A4	392	0,0014	A3	310	0,0009
9	A5	400	0,0011	A6	378	0,0010

Ao comparar ambos os tabuleiros, observa-se uma redução média da rotação longitudinal de 9% para as ações decorrentes dos trens reais, ao se utilizar o tabuleiro com dupla ação mista. Já para os resultados obtidos para os modelos *HSLM-A*, o tabuleiro com dupla ação mista apresentou uma redução média de 17% em relação ao tabuleiro original. Também se verifica que os valores máximos das rotações longitudinais são superiores para ambos os tabuleiros quando solicitados pelos modelos *HSLM-A*.

5.3.2.4 Rotação Transversal do Tabuleiro

As Figs. 5.18 e 5.19 apresentam os valores da rotação transversal (R_z) do tabuleiro convencional e do tabuleiro com dupla ação mista. Os resultados são medidos nas extremidades da via solicitada (encontros C0 e C9 do tabuleiro).

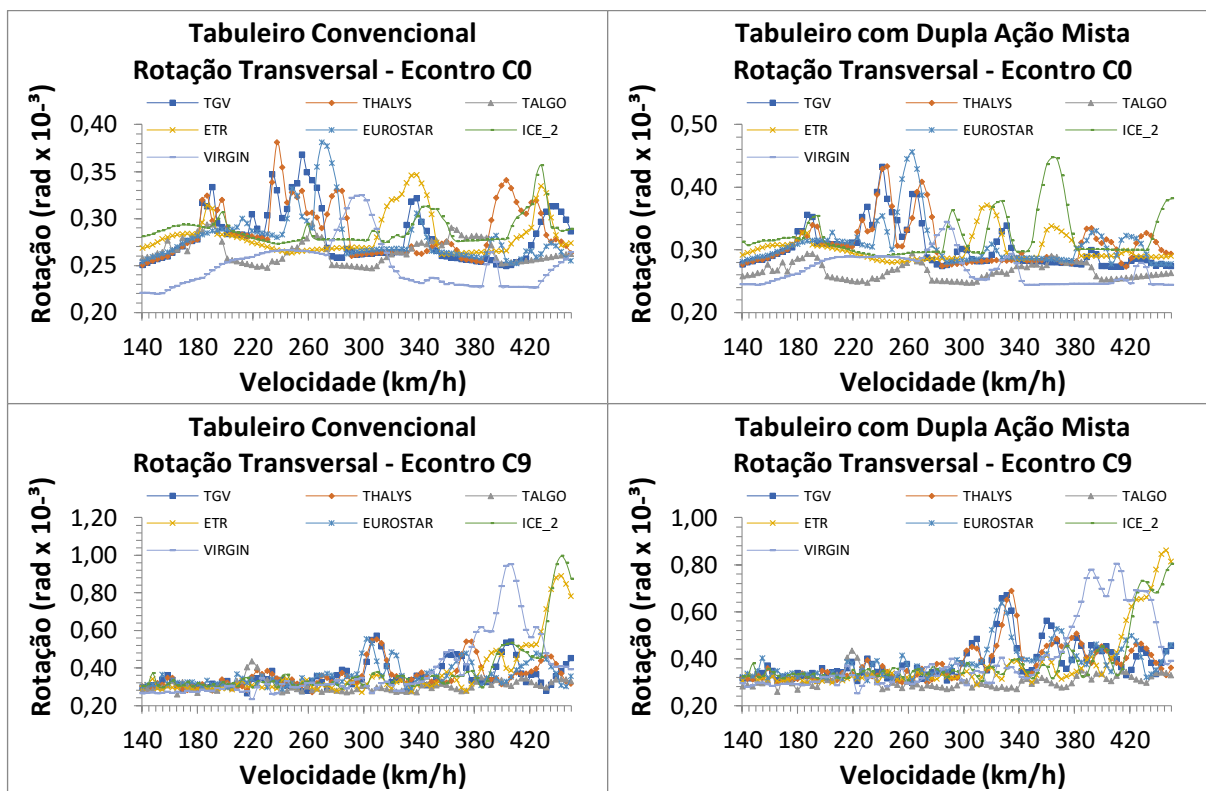


Figura 5.18 – Rotação transversal (R_z) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

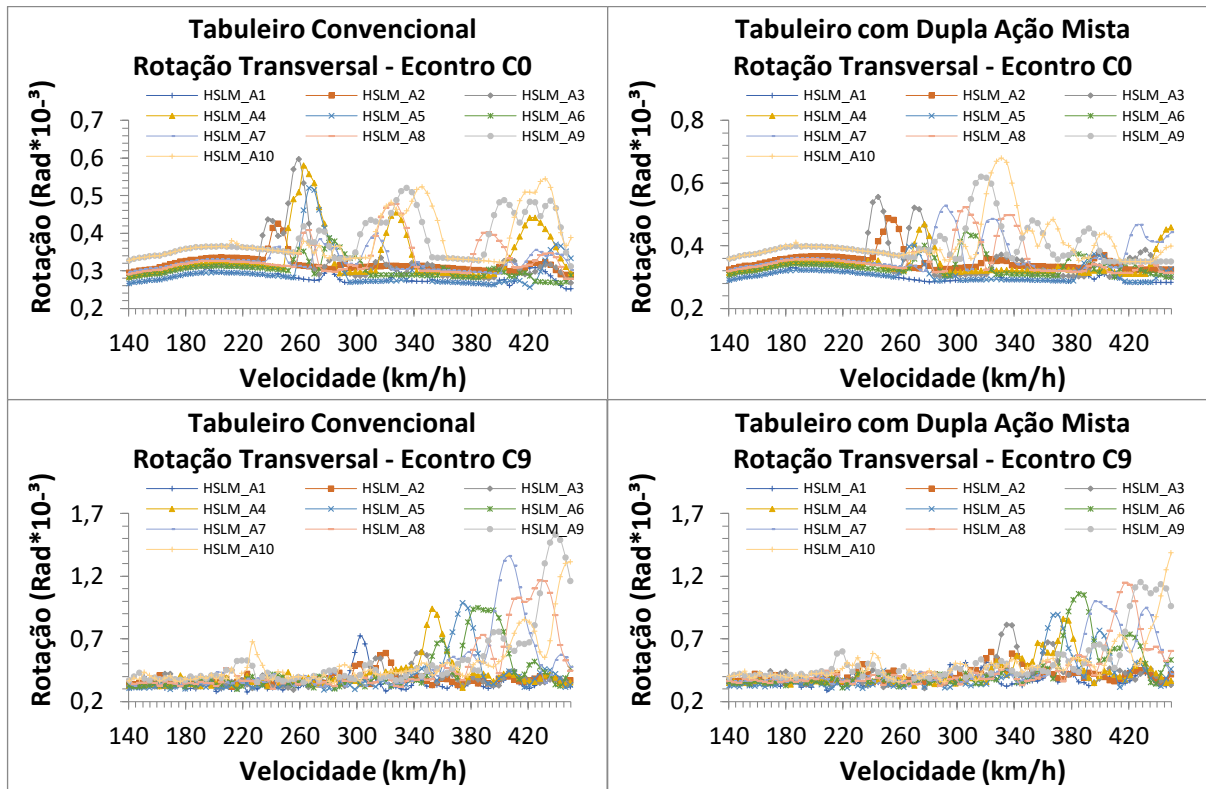


Figura 5.19 – Rotação transversal (R_z) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos *HSLM-A*

Nas Tabs. 5.8 e 5.9 estão resumidos os valores máximos da rotação transversal ($R_{z,max}$) nos encontros C0 e C9 de ambos os tabuleiros ao serem solicitados pela passagem dos trens reais e do modelo *HSLM-A*, respectivamente.

Tabela 5.8 – Valores máximos da rotação transversal por vão para os tabuleiros solicitados por trens reais

Encontro	Trens Reais (RT)					
	Tabuleiro Convencional			Tabuleiro com Dupla Ação Mista		
	Modelo	v (km/h)	$R_{z,max}$ (rad)	Modelo	v (km/h)	$R_{z,max}$ (rad)
C0	Thalys	238	0,0004	Eurostar	263	0,0005
C9	ICE 2	443	0,0010	Thalys	446	0,0009

Tabela 5.9 – Valores máximos da rotação transversal por vão para os tabuleiros solicitados por modelos *HSLM-A*

Encontro	HSLM-A					
	Tabuleiro Convencional			Tabuleiro com Dupla Ação Mista		
	Modelo	v (km/h)	$R_{z,max}$ (rad)	Modelo	v (km/h)	$R_{z,max}$ (rad)
C0	A3	259	0,0006	A10	331	0,0007
C9	A9	439	0,0015	A10	450	0,0014

Podem ser observado que os valores máximos das rotações transversais são superiores quando solicitados pelos modelos *HSLM-A* em relação aos trens reais. Ao se comparar os valores obtidos para os diferentes tabuleiros, observam-se valores semelhantes.

6

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DO TABULEIRO COM DUPLA AÇÃO MISTA

6.1 Considerações Iniciais

O presente capítulo apresenta a verificação da estabilidade da via e o conforto dos passageiros para o tabuleiro com dupla ação mista, conforme os critérios presentes na norma europeia EN 1990-ANNEX A2 (2005) e a regulamentação francesa SNCF (1998). Nas verificações realizadas foram utilizados os modelos estáticos – *LM71* e *SW/O* – e os modelos dinâmicos – trens reais e *HSLM-A* – em conformidade com as regulamentações.

6.2 Estabilidade da Via

Na atual seção foram verificados, para o tabuleiro com dupla ação mista, os critérios estipulados pela norma europeia EN 1990-ANNEX A2 (2005) necessárias para garantir a estabilidade da via. Tais critérios foram apresentados no subitem 2.4.4.2 e propõem o controle dos seguintes parâmetros do tabuleiro da ponte: aceleração vertical, torção, deformação vertical e deformação na extremidade do tabuleiro.

6.2.1 Aceleração Vertical

A EN 1990-ANNEX A2 (2005) limita o valor máximo de aceleração em $3,5 \text{ m/s}^2$ para as vias com lastro, onde o controle do pico máximo de aceleração deve ser realizado através da análise dinâmica dos trens reais de alta velocidade e dos modelos *HSLM-A*.

Na Fig. 6.1 são apresentados os valores máximos da aceleração vertical (A_y) apresentados no subitem 5.3.2.2 devido às solicitações ocasionadas pela passagem dos trens reais e dos modelos *HSLM-A*.

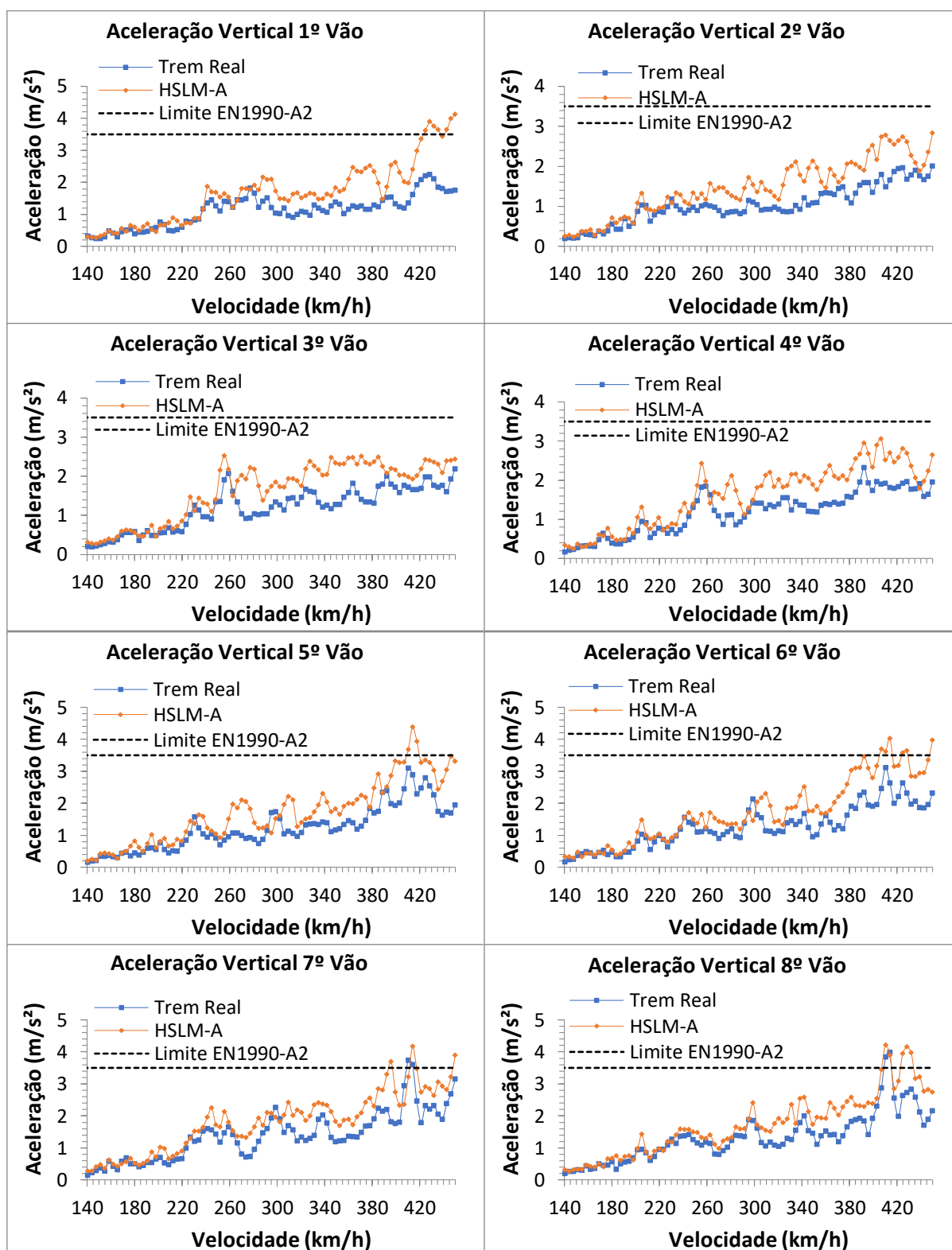


Figura 6.1 – Aceleração vertical (A_y) do tabuleiro com dupla ação mista solicitado por trens reais e modelos
HSLM-A

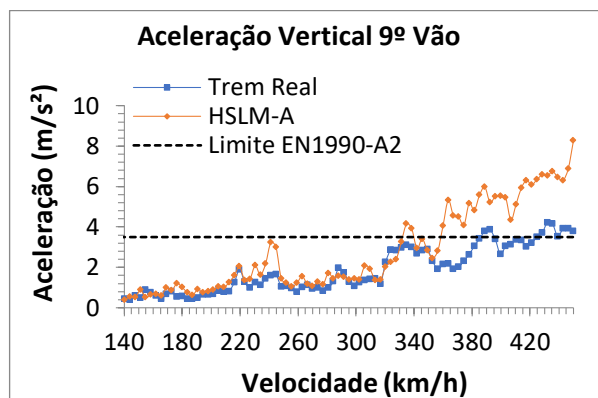


Figura 6.1 (cont.) – Aceleração vertical (A_y) do tabuleiro com dupla ação mista solicitado por trens reais e modelos *HSLM-A*

Conforme apresentado na Fig. 6.1, os valores apresentados pelos modelos *HSLM-A* se mostraram superiores os dados obtidos para as solicitações dos trens reais, onde as maiores diferenças são notadas nos vãos de extremidade. O limite da aceleração vertical de $3,5 \text{ m/s}^2$ é ultrapassado na verificação dos trens reais nos seguintes vãos:

- 7º vão para o modelo de trem real *Virgin* nas velocidades de 410,4 km/h e 414 km/h com acelerações máximas de $3,73 \text{ m/s}^2$ e $3,60 \text{ m/s}^2$, respectivamente.
- No 8º vão para o modelo de trem real *Virgin* nas velocidades de 410,4 km/h e 414 km/h com acelerações máximas de $3,83 \text{ m/s}^2$ e $3,98 \text{ m/s}^2$, respectivamente.
- No 9º vão para o modelo real *Virgin* em algumas velocidades superiores a 385,2 km/h, onde a aceleração máxima de $4,2 \text{ m/s}^2$ ocorre a 420 km/h, e nos modelos *ETR* e *ICE 2* para as velocidades superiores a 442,8 km/h.

Já nos modelos *HSLM-A*, o limite da aceleração vertical de $3,5 \text{ m/s}^2$ é ultrapassado na verificação dos vãos extremos e intermediários, principalmente em velocidades superiores a 396 km/h, conforme listados a seguir:

- 1º vão para os modelos *HSLM-A7* nas velocidades superiores a 424,8 km/h com aceleração máxima de $3,89 \text{ m/s}^2$ e *HSLM-A4* nas velocidades superiores a 442,8 km/h com aceleração máxima de $4,11 \text{ m/s}^2$.
- 5º, 6º, 7º, e 8º vãos para os modelos *HSLM-A5*, *HSLM-A6*, *HSLM-A7*, *HSLM-A9*, e *HSLM-A10* nas velocidades superiores a 396 km/h.
- 9º vão para a maioria dos modelos nas velocidades superiores a 334,8 km/h, com aceleração máxima igual a $8,28 \text{ m/s}^2$ devido ao modelo *HSLM-A10* a 450 km/h.

Os valores de aceleração acima da admissível também foram observados para a estrutura original, porem mais elevados. Apesar da estrutura com o tabuleiro de dupla ação mista apresentar valores acima dos limites, observa-se que estes ocorrem para velocidades superiores a de projeto. Entretanto, para a faixa de velocidade a ser verificada (1,2 vezes a velocidade de projeto) conforme a prescrição da EN1992-1 (2003), o tabuleiro mesmo após a modificação apresentou níveis acima do admissível.

6.2.2 Torção do Tabuleiro

Conforme a EN 1990-ANNEX A2 (2005), o empenamento t do tabuleiro deve ser calculado levando em consideração os valores característicos dos modelos de carregamento estático LM71 e SW/0, devidamente multiplicados pelos coeficientes Φ e α , e dos modelos de carregamento dinâmico *HSLM-A*.

O fator de correção $\alpha = 1,0$ é adotado nas linhas ferroviárias francesas, enquanto o fator dinâmico Φ igual a 1,05 foi calculado através da Eq. (2.6). O comprimento de referência L_Φ , mostrado na Eq. (6.1), é obtido na tabela 6.2 da EN 1991-2 (2003) e utilizado para o calculo de Φ .

$$L_\Phi = k * L_m = 1,5 * 37,3 = 56 \text{ m} \quad (6.1)$$

O empenamento t , medido entre duas seções S_1 e S_2 afastadas entre si 3 metros, é obtido por meio do produto da distância entre os eixos S pela variação da rotação longitudinal entre as seções, conforme mostrado na Fig. 6.2 e Eq. (6.2). O valor calculado de t não deve superar o limite de 1,5 mm/3m, estipulado para velocidades de circulação superiores a 200 km/h.

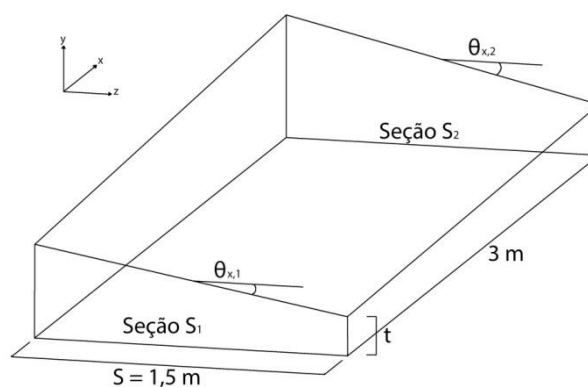


Figura 6.2 – Empenamento do tabuleiro t nas seções S_1 e S_2 afastadas entre si 3 metros

$$t = s (\theta_{x,1} - \theta_{x,2}) \quad (6.2)$$

Devido à complexidade de avaliar o empenamento (t) ao longo de todo o tabuleiro, procurou-se a redução do número de análises estáticas por meio da avaliação das linhas de influência da rotação longitudinal (θ_x). Tal análise permitiu observar que os valores máximos da rotação estão presentes próximos aos apoios. As linhas de influências para o empenamento são apresentadas na Fig. 6.3.

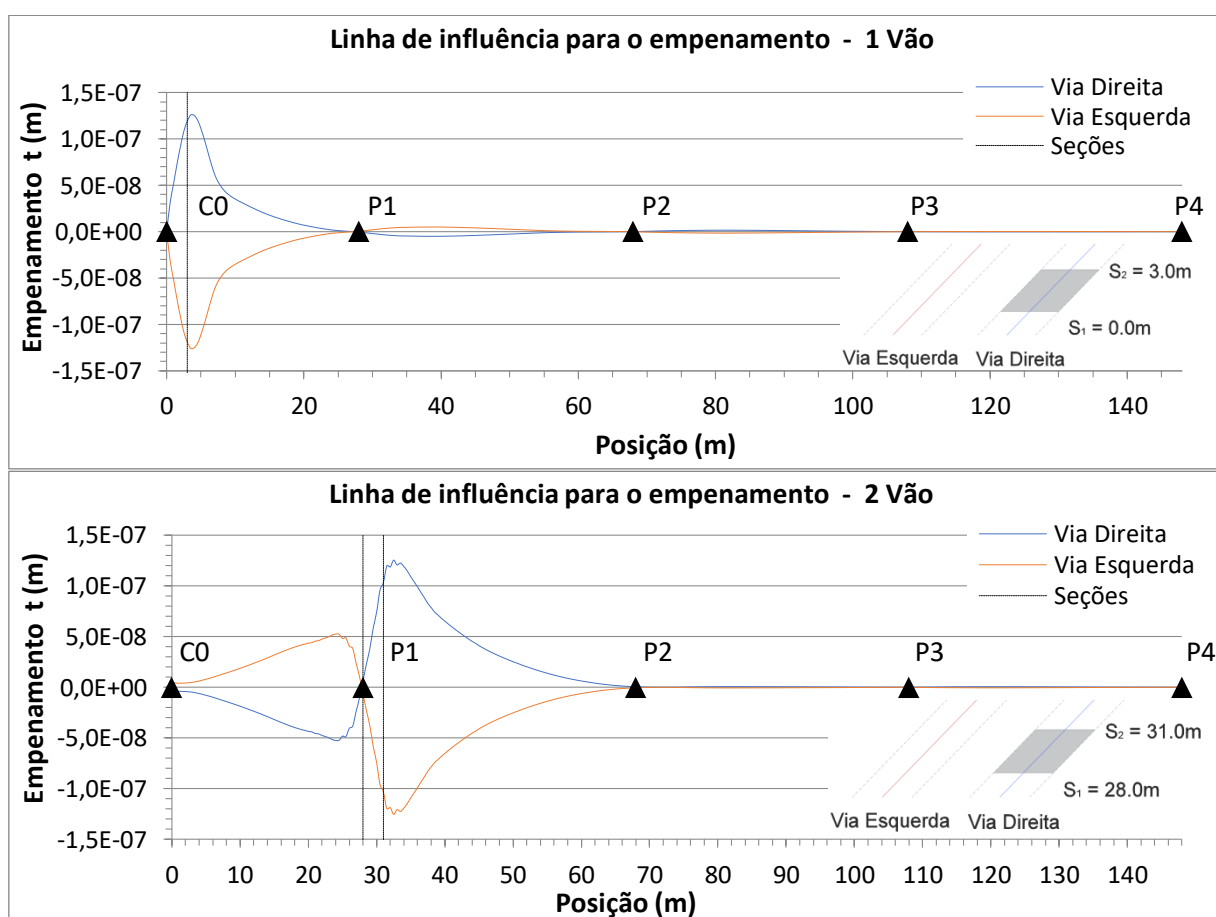


Figura 6.3 – Linhas de influência para o empenamento das seções próximas aos apoios

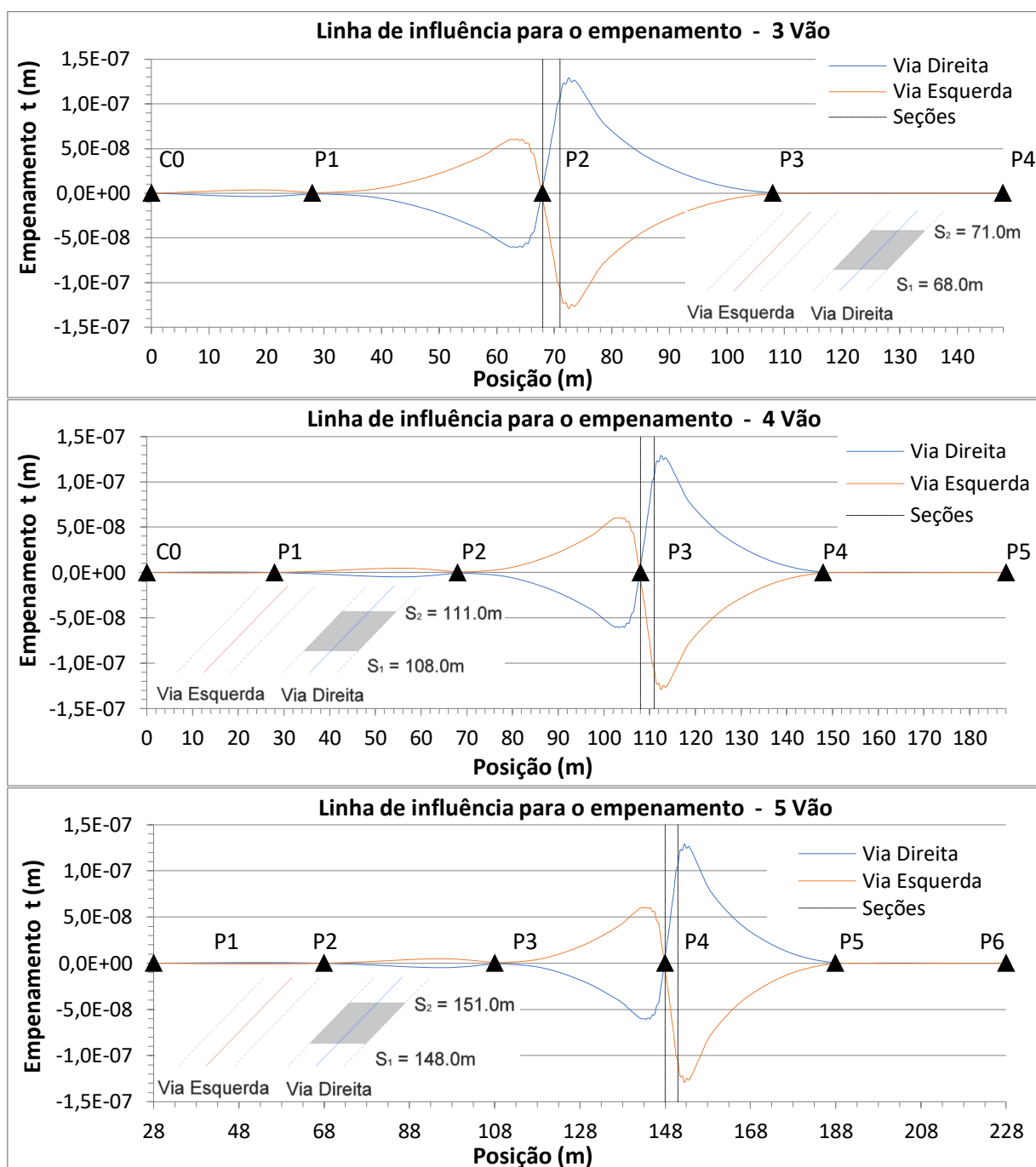


Figura 6.3 (cont.) – Linhas de influência para o empenamento das seções próximas aos apoios

Com base nas linhas de influências os carregamentos foram distribuídos de forma a garantir a configuração mais crítica das ações. Para exemplificação nas Figs. 6.4 e 6.5 estão representadas, respectivamente, a distribuição das forças no modelo *LM71* e *SW/0*, para o 1° e 5° vão do tabuleiro.

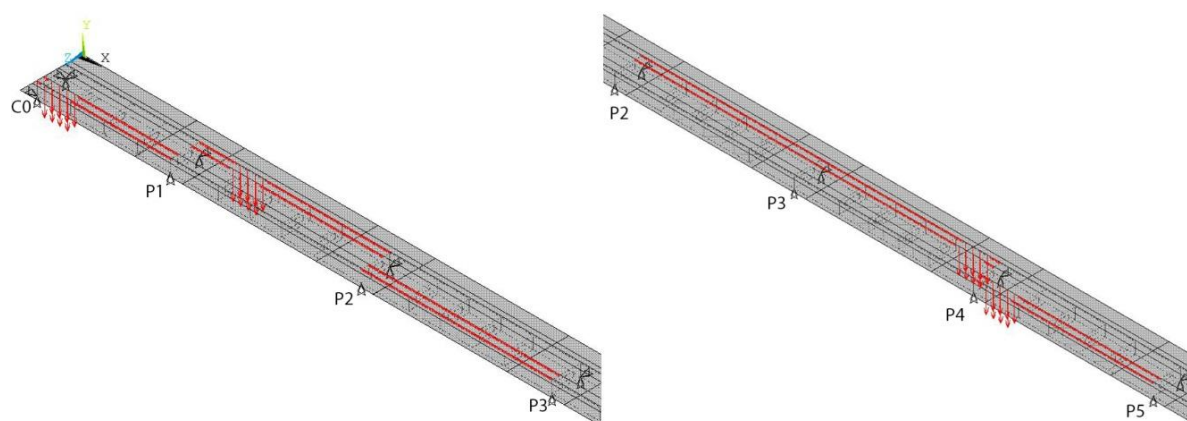


Figura 6.4 – Distribuição das forças do modelo LM71 no 1º vão (a esquerda) e 5º vão (a direita)

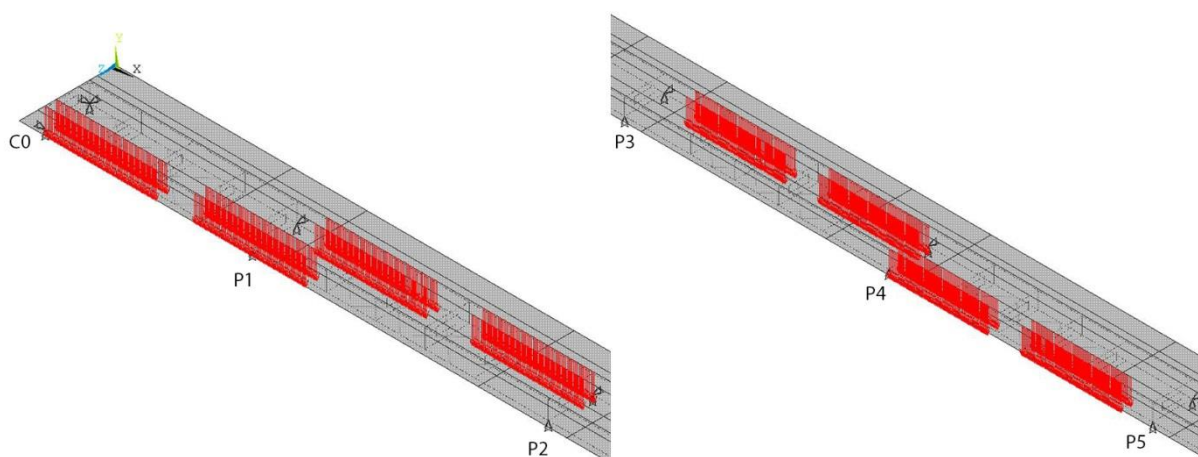


Figura 6.5 – Distribuição das forças do modelo SW/0 no 1º vão (a esquerda) e 5º vão (a direita)

Na Tab. 6.1 estão apresentados os valores máximos do empenamento t para os vãos externos (1º vão) e internos (5º vão), multiplicados pelo fator dinâmico Φ igual a 1,05. Observa que para ambos os modelos de carregamento os valores do empenamento foram inferiores ao limite regulamentar de 1,5 mm/3m.

Tabela 6.1 – Valores máximos do empenamento t devido as solicitações dos modelos LM71 e SW/0

Vão Analisado	Valor máximo do empenamento t (mm/3m)	
	Modelo LM71	Modelo SW/0
1º Vão (L = 28 m)	0,33	0,30
5º Vão (L = 40 m)	0,78	0,74

Segundo SNCF (1998)¹¹ *apud* Figueiredo (2007), a regulamentação francesa apresenta caráter mais conservador que a europeia e limita o valor máximo do empenamento t em 1,2 mm/3m para a verificação dos resultados da análise dinâmica. Sendo assim, por meio das rotações longitudinais apresentadas no subitem 5.3.2.3, calculam-se os valores do empenamento t para a passagem dos trens reais e dos modelos *HLSM-A*, conforme apresentado na Fig. 6.6.

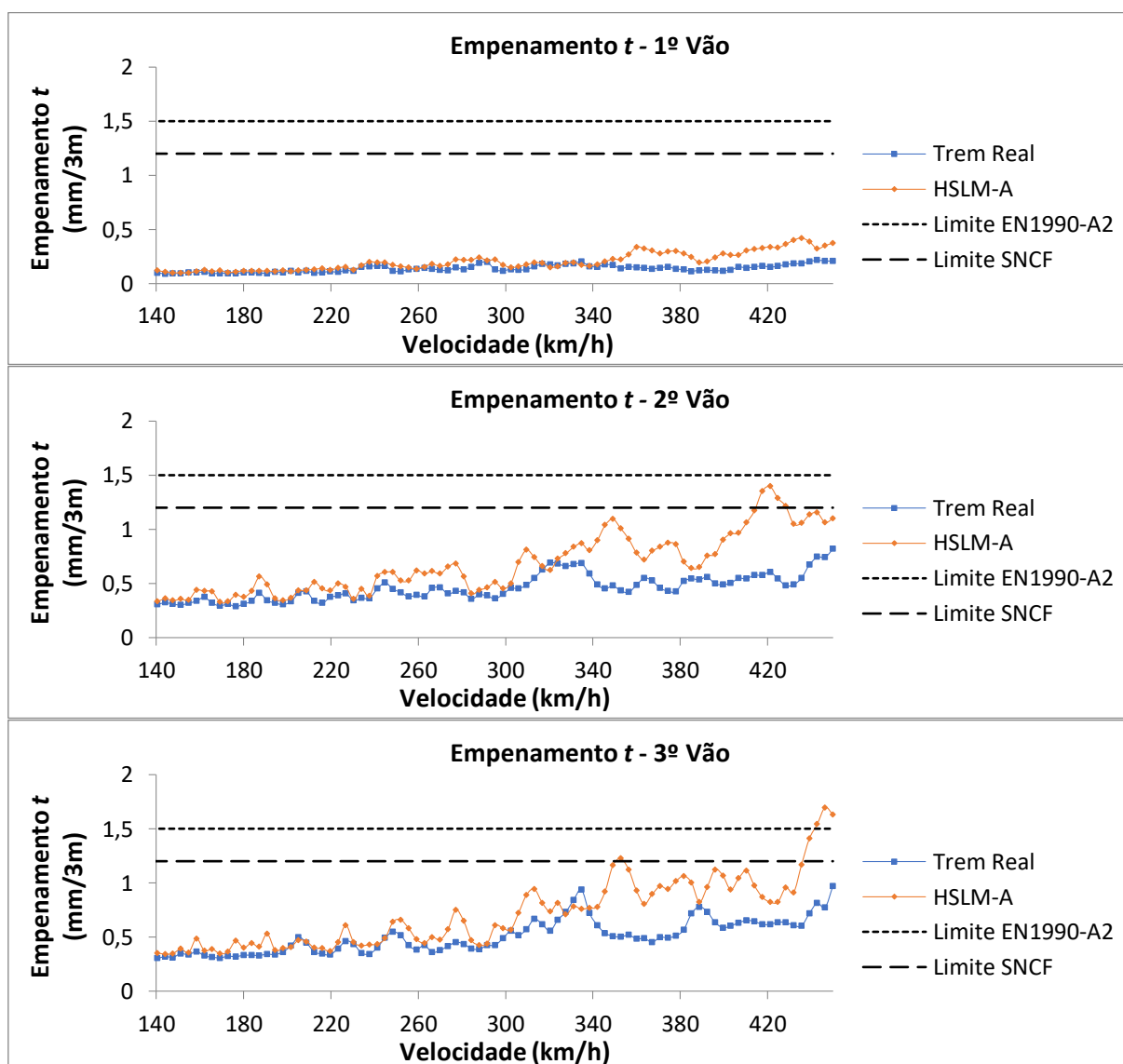


Figura 6.6 – Empenamento (t) do tabuleiro com dupla ação mista solicitado pelos trens reais e modelos *HLSM-A*

¹¹ SOCIÉTÉ NATIONALE DES CHEMINS DE FER – SNCF. *Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes*. Tome IV – Ouvrages d'art - Fascicule 2.01, Société Nationale des Chemins, Fevereiro de 1998.

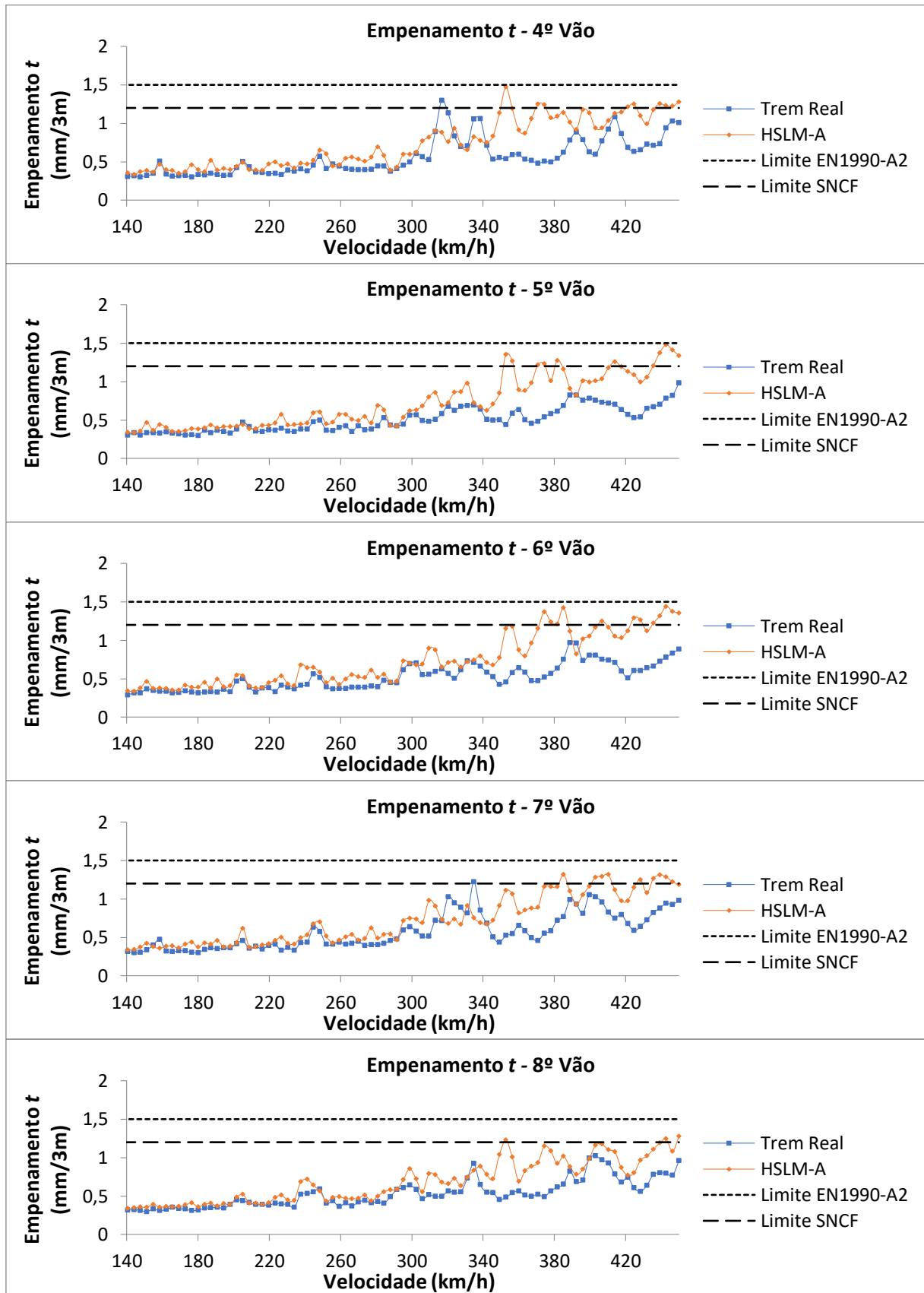


Figura 6.6 (cont.) – Empenamento (t) do tabuleiro com dupla ação mista solicitado pelos trens reais e modelos
HSLM-A

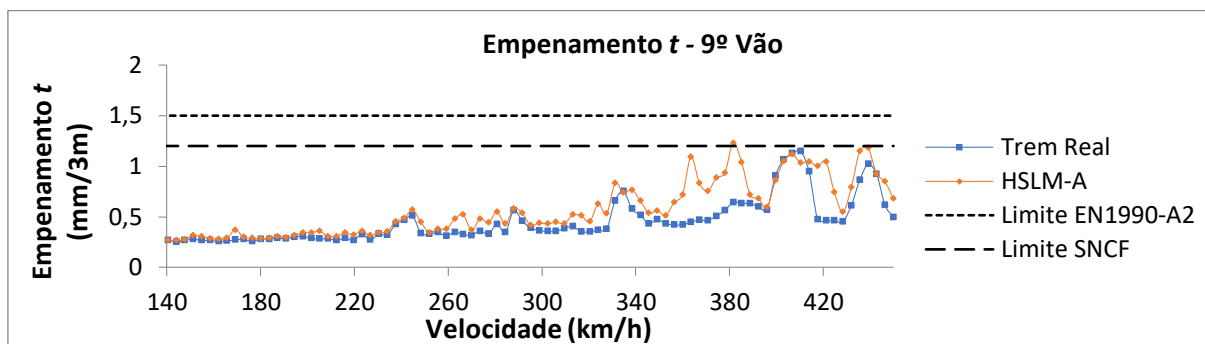


Figura 6.6 (cont.) – Empenamento (t) do tabuleiro com dupla ação mista solicitado pelos trens reais e modelos *HSLM-A*

Através dos gráficos anteriormente apresentados é possível observar que os valores máximos proporcionados pelos modelos *HSLM-A* se mostraram superiores aos dados obtidos para as solicitações dos trens reais. Nota-se também que o limite de 1,5mm/3 m para o empenamento t proposto pela EN 1990-ANNEX A2 (2005) é ultrapassado somente no 3º vão, para o modelo *HSLM-A8*, com velocidades superiores a 442,8 km/h, atingindo o valor máximo de 1,7mm/3m.

No que diz respeito ao limite estipulado pela regulamentação francesa SNCF (1998), o valor de 1,2mm/3m é ultrapassado nos seguintes casos:

- No trem real *TGV* para o 4º vão, na velocidade de 316,8 km/h, com empenamento máximo igual a 1,3mm/3m, e no 7º vão, com empenamento igual a 1,22mm/3m para velocidade de 334,8 km/h.
- Nos modelos *HSLM-A3*, *HSLM-A8* e *HSLM-A9* nos vãos centrais, em velocidades superiores a 350 km/h.

6.2.3 Deslocamento Vertical do Tabuleiro

Conforme a EN 1990-ANNEX A2 (2005) o valor máximo para o deslocamento vertical em qualquer ponto da via para tabuleiros com lastro não deve ultrapassar a relação $L/600$. Os modelos de carregamentos utilizados para essa verificação devem ser o LM71 e o modelo SW/0, com ambas as vias solicitadas. Na Tab. 6.2 estão representados os valores máximos da deformação vertical apresentados ao longo de cada vão, e se observa que o valor limite apresentado pela norma não é ultrapassado em nenhum ponto da via.

Tabela 6.2 – Valores máximos da deslocamento vertical para os vãos externos e internos devido as solicitações dos modelos *LM71* e *SW/0*

Vão Analisado	Deslocamento vertical (mm)		
	Modelo LM71	Modelo SW/0	Valor Limite
1º Vão (L = 28 m)	13,27	11,45	46,67
2º Vão (L = 40 m)	26,59	25,00	66,67
3º Vão (L = 40 m)	27,71	25,44	66,67
4º Vão (L = 40 m)	28,25	25,46	66,67
5º Vão (L = 40 m)	28,28	25,46	66,67

6.2.4 Deslocamentos nas extremidades do Tabuleiro

A verificação dos deslocamentos horizontais e verticais nas extremidades do tabuleiro foi realizada através da obtenção da rotação transversal máxima da ponte, ao ser solicitada pelos modelos de carregamento *LM71* e *SW/0*. A fim de calcular a rotação máxima na extremidade do tabuleiro, é analisada a linha de influência da rotação transversal, conforme mostrado na Fig. 6.7.

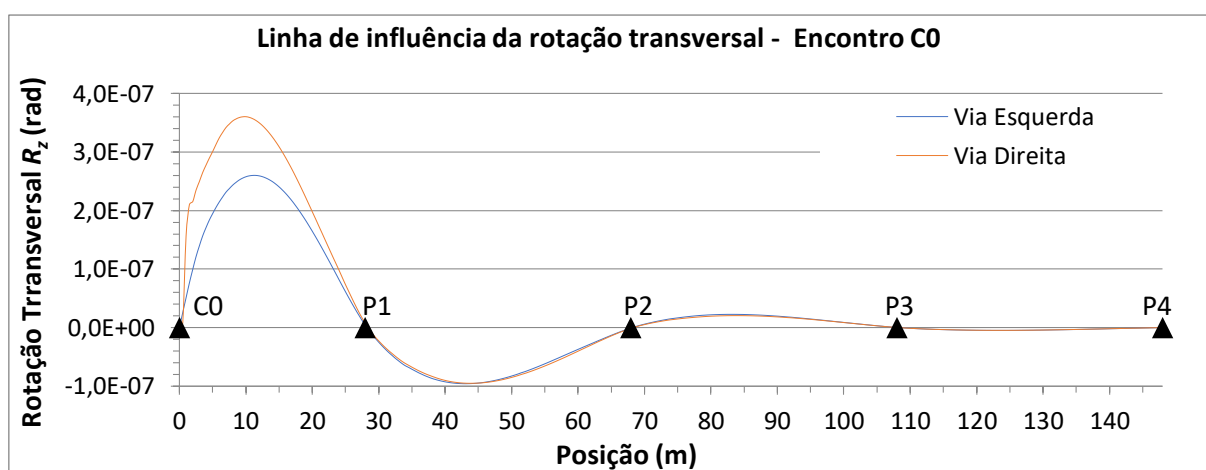


Figura 6.7 – Linha de influência da rotação transversal (R_z) do tabuleiro com dupla ação mista sobre o encontro C0

Ao avaliar a linha de influência da rotação transversal do tabuleiro no encontro C0, as ações oriundas dos modelos *LM71* e *SW/0* foram aplicadas em ambas as vias, de forma a garantir o

valor máximo da rotação. Um exemplo da distribuição das forças se encontra representada na Fig. 6.8.

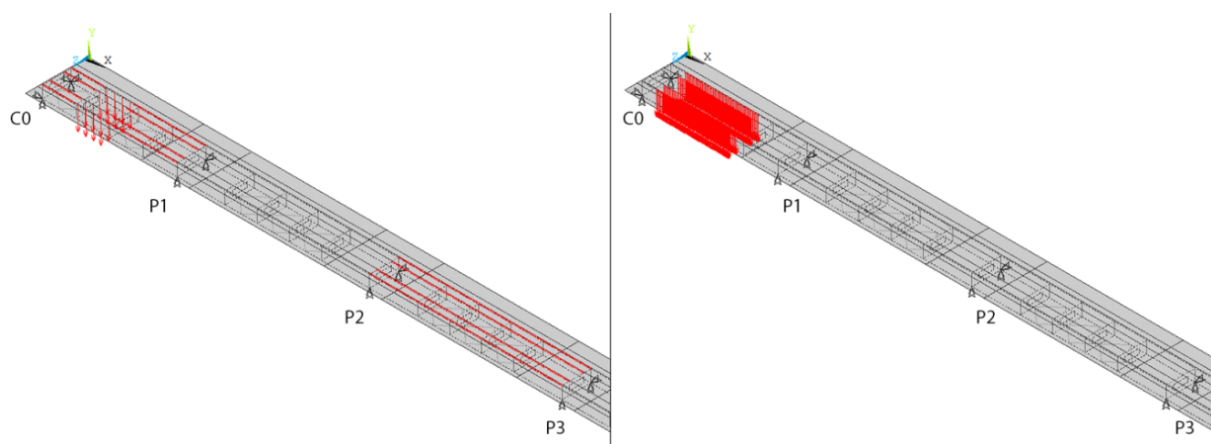


Figura 6.8 – Distribuição das forças do modelos LM71a esquerda e SW/0 a direita, para a máxima rotação transversal no encontro C0

Conforme apresentado na seção 2.4.4.2, os valores do deslocamento horizontal δ_h e vertical δ_v na extremidade do tabuleiro são limitados pela norma EN-1991-2 (2003), onde δ_h não pode ultrapassar o valor de 10 milímetros e δ_v o valor de 2 milímetros. O cálculo dos deslocamentos é realizado por meio da rotação transversal conforme mostrado na Fig. 6.9 e Eqs. 6.3 e 6.4.

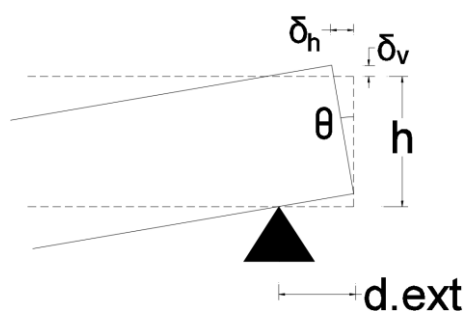


Figura 6.9 – Deslocamento horizontal (δ_h) e vertical (δ_v) na superfície superior da extremidade do tabuleiro

$$\delta_h = h \times \tan(\theta) \quad (6.3)$$

$$\delta_v = d_{\text{ext}} \times \tan(\theta) \quad (6.4)$$

Para a realização do cálculo do deslocamento horizontal (δ_h) e vertical (δ_v), considerou-se a altura h de 2,90 metros (2,50 m + 0,40 m) e a distância entre a extremidade do tabuleiro e o

aparelho de apoio (d_{ext}) igual a 0,50 metro. Dessa forma, os valores de δ_h e δ_v são calculados e cumprem os requisitos exigidos pela norma, conforme apresentado na Tab. 6.3.

Tabela 6.3 – Valores máximos do deslocamento horizontal e vertical na extremidade do tabuleiro devido as solicitações dos modelos LM71 e SW/0

Modelo de Força	Rotação da extremidade θ_z (rad)	Deslocamento Horizontal δ_h (mm)	Deslocamento Vertical δ_v (mm)
LM71	0,00149	$4,31 \leq 10$ mm	$0,74 \leq 2$ mm
SW/0	0,00130	$3,76 \leq 10$ mm	$0,65 \leq 2$ mm

A EN-1991-2 (2003) não especifica nenhuma limitação complementar referente à deslocabilidade da superfície superior da extremidade do tabuleiro caso seja necessária a realização de uma análise dinâmica. Dessa maneira, é adotada a recomendação da SNCF (1998) que limita a rotação transversal do tabuleiro θ_z de forma a garantir que o deslocamento horizontal da extremidade não ultrapasse os 2 mm. O valor limite de θ_z é obtido através da altura h , correspondente à distância entre o aparelho de apoio e o trilho, conforme Eq. 6.5.

$$\theta_z \leq \frac{2 * 10^{-3}}{h (m)} \quad (6.5)$$

O valor para h foi definido igual a 3,75 e por meio da Eq. 6.5 foi calculado o valor máximo limite da rotação transversal θ_z , igual a $0,53 \times 10^{-3}$. Na Fig. 6.10, apresenta-se as rotações transversais no encontro C0 devido à passagem dos trens reais e dos modelos *HSLM-A*

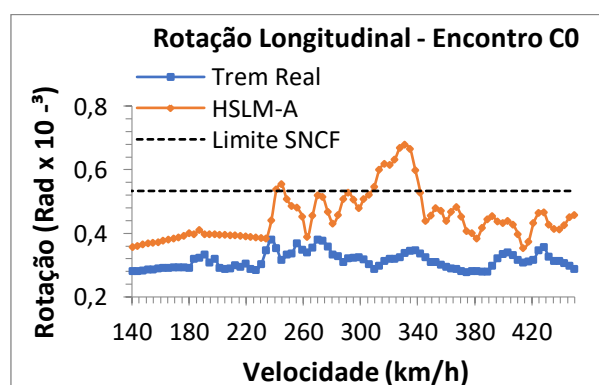


Figura 6.10 – Rotação transversal (θ_z) do tabuleiro com dupla ação mista solicitado por trens reais e modelos *HSLM-A*

Observou-se que o limite da rotação transversal não é ultrapassado pelas solicitações dos trens reais entretanto, ao avaliar os modelos *HSLM-A* foi observado que o limite para rotação é superado pelos modelos *HSLM-A9* e *HSLM-A10*, entre velocidades de 310 km/h a 340 km/h. O valor máximo de $0,68 \times 10^{-3}$, para a velocidade de 331,2 km/h foi apresentado pelo modelo *HSLM-A10* e corresponde ao valor da deformação horizontal igual a 2,54 mm.

6.3 Conforto dos Passageiros

A verificação da aceleração no interior dos vagões é necessária para garantir o conforto dos passageiros e pode ser realizado através das análises dinâmicas ao considerar a iteração entre o veículo e a estrutura, entretanto, tal análise demanda tempo e alto custo computacional. A norma europeia EN 1990-ANNEX A2 (2005) propõe um procedimento simplificado que consiste em limitar a flecha vertical ao longo do tabuleiro solicitado pelo modelo de força *LM71*, multiplicado pelo fator dinâmico Φ .

Conforme apresentado na Fig. 3.32 os valores limites da relação (L/δ) para o nível de conforto ótimo e velocidade de projeto igual a 350 km/h não deve ser superiores a 1500 para os vãos de extremidades ($L = 28$ metros) e 1850 para os vãos centrais ($L = 40$ metros). Devido ao fato de a ponte ser constituída por 9 vãos contínuos, os valores limites da relação (L/δ) devem ainda ser multiplicados por 0,9. Os valores limites para os níveis de conforto ótimo, bom e regular, bem como a relação (L/δ) obtida para o modelo *LM71* aplicado em uma única via, estão representados na Tab. 6.4.

Tabela 6.4 Valores limites para os níveis de conforto ótimo, bom e regular, e valor da relação (L/δ) obtido para o modelo *LM71* ao longo dos vãos

Vão Analisado	Nível de conforto (L/δ)			Resultado	
	Ótimo	Bom	Regular	Flecha δ (mm)	L/δ
1º Vão ($L = 28$ m)	1350	1038	675	8,85	3164
2º Vão ($L = 40$ m)	1665	1281	833	16,29	2455
3º Vão ($L = 40$ m)	1665	1281	833	16,89	2368
4º Vão ($L = 40$ m)	1665	1281	833	17,17	2330
5º Vão ($L = 40$ m)	1665	1281	833	17,19	2327

Conforme apresentado na tabela anterior, os valores da relação (L/δ) obtidos para o tabuleiro com dupla ação mista apresentam nível ótimo de conforto em todos os vãos.

7

CONCLUSÕES

No presente trabalho é apresentado um estudo sobre o comportamento estático e dinâmico da ponte *La Scarpe* inserida na linha de alta velocidade francesa *TGV Nord*. A estrutura original, composta por um tabuleiro misto de aço-concreto com tipologia estrutural de uma viga contínua, foi modificada por meio da adição de uma laje inferior de concreto na região de momento fletor negativo, transformando-a em uma estrutura conhecida como dupla ação mista. Tal modificação possibilita uma economia principalmente devido ao fato do aumento da rigidez à flexão e torção com menor dispêndio de aço. No dimensionamento da seção transversal sujeita ao momento negativo é introduzido o concreto na região comprimida. Já a seção sujeita ao momento positivo, poderá apresentar redução quando comparada à estrutura original, devido à redução dos esforços.

Dessa maneira, primeiramente foi desenvolvida uma metodologia para avaliação estática e dinâmica do tabuleiro original da ponte considerando as condições fissuradas e não fissuradas do tabuleiro. O modelo proposto foi validado através da comparação dos resultados com os dados numéricos e experimentais fornecidos por Figueiredo (2007) e Hoorpah (1997). Foram também avaliados, para o tabuleiro de aço-concreto convencional, os parâmetros que influenciam na resposta dinâmica máxima como: o tipo de análise, a fissuração da laje e a variação da massa do lastro. Posteriormente, a metodologia desenvolvida foi aplicada ao tabuleiro com dupla ação mista, cujos resultados foram comparados com o tabuleiro convencional, a fim de identificar as vantagens e desvantagens resultantes da utilização de tabuleiros de aço-concreto com dupla ação mista. Por último, foi realizada a verificação de segurança do tabuleiro modificado segundo as prescrições da norma europeia.

De modo geral, os modelos numéricos propostos para o tabuleiro original fissurado e o não fissurado apresentaram boa correlação com os resultados numéricos fornecidos por Figueiredo (2007), diferindo essencialmente em relação às frequências naturais dos modos de

torção. Entretanto, ao se comparar o modelo proposto do tabuleiro não fissurado com os resultados experimentais obtidos por Hoorpah (1997), a correlação dos modos de torção se mostraram mais próximas do que as obtidas por Figueiredo (2007), mostrando que o modelo desenvolvido neste trabalho representou melhor o comportamento à torção da estrutura.

O método de superposição modal se mostrou eficiente, reduzindo em mais de 6 vezes o tempo necessário para a realização das análises e sem interferir na qualidade dos resultados obtidos, quando comparados com análise dinâmica pelo método da solução direta. Ao avaliar a fissuração do tabuleiro, foi observado o acréscimo dos valores obtidos de deslocamento e de aceleração vertical para os vãos centrais, além de uma diminuição das frequências naturais devido à redução da rigidez global. Quanto à verificação da variação de massa, notou-se que este parâmetro influencia nas velocidades de ocorrência dos valores máximos, sendo que a consideração de uma massa inferior para o lastro amplifica as respostas da estrutura.

Ao avaliar os resultados obtidos pelas análises estáticas e dinâmicas, concluiu-se que a tipologia com dupla ação mista demonstrou ser mais eficiente que o tabuleiro convencional. Apesar de conservar a mesma inércia sobre o apoio para ambos os tabuleiros, a distribuição dos momentos fletores se mostrou mais favorável quando utilizado o tabuleiro modificado, conforme já apontado pela literatura. Ademais, observou-se melhora do comportamento à flexão e melhora substancial no comportamento à torção do tabuleiro, principalmente face ao carregamento assimétrico nos trilhos (situação na qual somente uma das linhas férreas é carregada pelo trem). Tal melhoria ocorre devido ao tabuleiro com dupla ação mista possuir maior rigidez à torção decorrente do emprego da laje inferior, uma vez que a seção passa a se comportar como uma seção fechada, similar à viga caixão. Tal fato é melhor evidenciado nas análises estáticas, onde as solicitações de torção apresentaram reduções mais significativas dos deslocamentos verticais em relação às ações aplicadas para avaliação da rigidez à flexão.

Como demonstrado no item 4.4.2, o aumento da massa reduz as frequências naturais da estrutura original. Embora o fato do tabuleiro com dupla ação mista apresentar maior massa inercial que o tabuleiro convencional, os valores das frequências naturais se mostraram superiores. Conclui-se então que esse aumento é proveniente da maior rigidez apresentada pelo tabuleiro modificado. A maior rigidez é observada também nos resultados das análises dinâmicas, onde a solução com dupla ação mista apresentou menores amplitudes face às ações provocadas pela passagem do trem real e dos modelos *HLSM-A*.

De acordo com as verificações realizadas no capítulo 6, foi observado que o tabuleiro não apresentou nenhuma irregularidade quando avaliado por solicitações estáticas. Entretanto, ao avaliar as verificações para os modelos de carregamento dinâmicos, notou-se que os modelos de trens reais resultaram em valores inferiores aos limites estipulados pela EN 1990-ANNEX A2 (2005) e SNCF (1998), mas, por outro lado, os resultados obtidos para os modelos de carregamento *HSLM-A* foram superiores. Resultados similares foram obtidos por Figueiredo (2007) ao avaliar o tabuleiro original, onde os limites são ultrapassados pelos modelos de carregamento fictícios em elevadas velocidades. Acredita-se que a ponte *La Scarpe*, em serviço desde 1991, não tenha sido solicitada por tais ações em elevadas velocidades (superiores a 400 km/h), uma vez que não apresenta dano estrutural ou problemas relacionados aos estados limites de serviço. Os resultados obtidos comprovam e intensificam a importância da análise dinâmica de estruturas sujeitas ao tráfego de trens de alta velocidade, na fase de projeto.

O tabuleiro com dupla ação mista se apresentou como uma solução eficiente e competitiva (redução de 12% no peso do aço) para estruturas sujeitas ao tráfego de trens de alta velocidade, principalmente nos casos que se observa o carregamento assimétrico (torção) do tabuleiro. Recomenda-se, para trabalhos futuros, o dimensionamento da tipologia proposta para o tabuleiro com dupla ação mista e, assim, quantificação exata da redução dos custos provenientes da substituição de parte da estrutura metálica pelas lajes inferiores de concreto armado.

A metodologia de análise foi desenvolvida em linguagem *APDL* e pode ser aplicada na análise de estruturas similares ou em outras verificações não avaliadas no presente trabalho, tais como: análise da interação entre o trilho e a roda do trem; verificação à fadiga do tabuleiro; aplicação da tipologia com dupla ação mista em seções fechadas, como o caso da viga caixão; estudo dos conectores de cisalhamento horizontais entre o perfil metálico e a laje inferior, entre outros.

8

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMARAL, P. G. C. *Análise Dinâmica de Pontes Para Trens de Alta Velocidade*. 2017. 134 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION - AREMA. *Steel structures*. Cap. 15. 2014.

ANSYS® Academic Research Mechanical APDL, Release 19, Help System, Mechanical APDL Structural Analysis Guide, ANSYS, Inc.

ANSYS-12.0. *Release 1.0 Documentation for Ansys*. Canonsburg, United States, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. NBR 7189. *Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias*. Rio de Janeiro, 1985.

CALÇADA, R., 1995. Efeitos Dinâmicos em Pontes resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade, Dissertação de Mestrado, Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, Porto, Portugal.

CARVALHO, H. *Avaliação dos Efeitos de Vento em Linhas de Transmissão*. 2015. 166 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. *O sistema ferroviário brasileiro*. Brasília, 2013.

CONSELHO DA UNIÃO EUROPEIA. Diretiva 96/48/CE de 23 de Julho de 1996 relativa à interoperabilidade do sistema ferroviário transeuropeu de alta velocidade. In: *Jornal Oficial* nº L 235 de 17/09/1996 p. 06 – 24.

CRAIG, R. R.; AND KURDILA, A. J. *Fundamentals of Structural Dynamics*, 2^a ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2006, p. 228

CUNHA, P. G. *Análise dinâmica de pontes ferroviárias: uma metodologia simplificada*. 2011. 88 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

DELGADO, R.; CALÇADA, R.; FARIA, I. Bridge-vehicles dynamic interaction: numerical modelling and practical applications. In: CALÇADA, R.; DELGADO, R.; MATOS, A. C. *Bridges for High-Speed Railways*. 1^a ed. London: CRC Press, 2008, Cap. 10, p. 159-180.

DUAN, L.; SALEH, Y.; ALTMAN, STEVE. Steel- Concrete Composite I-Girder Bridges. In: CHEN, W. F.; DUAN, L. *Bridge Engineering Handbook*. 1^a ed. Boca Raton: CCR Press, 2000. Cap. 12, p 304-335.

ELLOBODY, E. *Finite element analysis of steel and steel-concrete composite bridges*. 1^a ed. Butterworth-Heinemann. 2014. P. 1-7.

ENGINEERING SIMULATION AND SCIENTIFIC SOFTWARE – ESSS. “*APDL: Linguagem fundamental na modelagem em ANSYS*”, 2009. Disponível em: <https://www.esss.co/blog/wp-content/uploads/2009/05/ESSS_Artigo_Tecnico_18.pdf> - Acesso em 03/2017.

EUROPEAN UNION PER REGULATION. EN 1990- Annex A2: *Basis of Structural Design*. Annex A2: Applications for bridges (normative). Eurocode, 2005.

EUROPEAN UNION PER REGULATION. EN1991-2: *Actions on Structures*. Part 2: General Actions – Traffic loads on bridges. Eurocode 1, 2003.

FIGUEIREDO, H. S. *Dinâmica de pontes mistas aço-betão em linhas de alta velocidade*. 2007. 355p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto.

INSTRUCCIÓN DE ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE FERROCARRIL. *Serie normativas* – IAPF, Ministério de Fomento, Espanha, 2010.

KALOOP, M.R.; HU, J.W.; ELBELTAGI, E. Evaluation of high-speed railway bridges based on a nondestructive monitoring system, *Applied Sciences*, 2016. vol. 6, no. 1, p. 24.

KANG, C.; SCHNEIDER, S.; WENNER, M.; MARX, S. Development of design and construction of high-speed railway bridges in Germany. *Engineering Structures*. 15 Maio 2018. Vol. 163. P. 184-196.

KIM, H.H.; SHIM, C.S. Experimental investigation of double composite twin-girder railway bridges. *Journal of Constructional Steel Research*, June 2009. Volume 65, Issue 6, p. 1355-1365.

KUHLMANN, U.; KÜRSCHNER, K. Structural Behaviour of Horizontally Lying Shear Studs. In: ROBERTO, T. L.; JORG, L. *Composite Construction in Steel and Concrete V*. 1^a ed. London: ASCE, 2006, p. 534 – 543.

KWARD, J.; ALENCAR, G.; CORREIA, J. JESUS, A. CALÇADA, R.; KRIPAKARAN, P. Fatigue assessment of an existing steel bridge by finite element modelling and field measurements. *Journal of Physics: Conference Series*, 2017. Volume 843, 012038.

MALVEIRO, J.; RIBEIRO, D.; SOUSA, C.; CALÇADA, R. Model updating of a dynamic model of a composite steel-concrete railway viaduct based on experimental tests. *Engineering Structures*, 1 June 2018. Volume 164. p. 40-52.

MELO, L. R. T.; BITTENCOURT, T. N.; RIBEIRO, D.; CALÇADA, R. Dynamic response of a railway bridge to heavy axle-load trains considering vehicle–bridge interaction. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. 2018. Vol. 18, No. 01. 1850010. p. 27.

MENDES, A. T. A. *Tabuleiros mistos aço-betão com dupla acção mista*. 2010. 151 p. Dissertação (Mestrado) – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

MILLANES, F.; MATUTE, L.; ORTEGA, M.; MARTINEZ, D.; BORDÓ, E., Development of steel and composite solutions for outstanding viaducts on the spanish H.S.R. Lines. *In: VII CONGRESSO DE CONSTRUÇÃO METÁLICA E MISTA*. Graz, Portugal. 2009.

MILLANES F.; PASCUAL J.; ORTEGA M. Arroyo las Piedras Viaduct: The first Composite Steel-Concrete High Speed Railway Bridge in Spain. *Structural Engineering International*, November 2007. Vol. 17. Nr. 4 (Eds.: IABSE). p. 292-297.

OBRIEN, E.J.; KEOGH, D.L.; O'CONNOR, A. J. *Bridge deck analysis*. 2^a ed. London: CRC Press. 2014. P. 351.

PATEL, P. *LRFD design of double composite box girder bridges*. 2009. Dissertação (Mestrado) – College of Engineering, University of South Florida, Tampa.

RAMONDENC, P. Dynamic behavior of rail bridges: The trains excitation. *In: DELGADO, R.; CALÇADA, R.; GOICOLEA, J.M.; GOBALDÓN, F. Dynamics of High-Speed Railway Bridges*. 1^a ed. London: CRC Press, 2008, Cap. 1, p. 12-19.

RAUERT, T.; HOFFMEISTER, B. Fatigue Verification of a Composite Railway Bridge Detail Based on Testing. *Procedia Engineering*, 2011. Volume 14. p. 1855-1862.

RIBEIRO, D. R. F. *Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade*. 2004. 309 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto.

RIBEIRO, D.; CALÇADA, R.; RIBEIRO, R.; BREHM, M.; ZABEL, V. Finite element model updating of a bowstring-arch railway bridge based on experimental modal parameters. *Engineering Structures*. July 2012. Volume 40. p. 413-35.

SALEH, Y.; DUAN, L. Steel-Concrete Composite Box Girder Bridges. *In: CHEN, W. F.; DUAN, L. Bridge Engineering Handbook*. 1^a ed. Boca Raton: CCR Press, 2000. Cap. 13, p 336-359.

SAUL, R., Bridges with Double Composite Action. *Structural Engineering International*. International Association for Bridge and Structural Engineering, 1996 .Vol. 6, No 1. p. 32 - 36.

SEN, R.; STROH, S., Design and evaluation of steel bridges with double composite action. Final Report on a Research Project Sponsored by Florida and US Department of Transportation. University of South Florida, 2010.

SHEN, M. H.; CHUNG, K. F. Experimental investigation into stud shear connections under combined shear and tension forces, June 2017. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 133, p. 434-447.

SOMASCHINI, C.; MATSUOKA, K.; COLLINA, A.; SOGABE, M. (2017). Experimental analysis of a composite bridge under high-speed train passages. *Procedia Engineering*. International Conference on Structural Dynamics – EURODYN, 2017. Vol. 199, p. 3071-3076

STROH, S. L; SEN, R., 2000. Steel bridges with double-composite action. Transportation research record. vol 1696. paper No.5B0077.

UNIVERSITY OF ALBERTA. *Ansys Tutorials*, 2003, <<http://www.mece.ualberta.ca/tutorials/ansys/>>. Acesso em 2017

UNION INTERNATIONALE DES CHEMINS DE FER – UIC. *High Speed trains : Fast track to sustainable mobility*. Paris: Passenger & High Speed Department, 2015. 39 p.

XU, C.; SU, Q.; WU, X.; SUGIURA, K. Experimental study on double composite action in the negative flexural region of two-span continuous composite box girder. *Journal of Constructional Steel Research*. October 2011. Vol. 67, Issue 10, p. 1636-1648

Disponível em:
<<https://earth.google.com/web/@50.29548241,2.8845069,49.74385243a,511.34772007d,35y,100.42230902h,51.74328199t,0r/data=CjoaOBIwCgAZUXBnFewlSUAhidLe4AsTB0AqGjUwwrAxNyc0Ni42Ik4gMsKwNTMnMDMuNSJFGAEgASg>>. Acesso em 15/02/2018.

Disponível em: <<http://www.japantimes.co.jp/news/2015/11/27/national/history/grand-bullet-train-system-sought-expansion-threatens-slow-parallel-routes/#.WRXFV1XyuUk>>. Acesso em 12/05/2017.

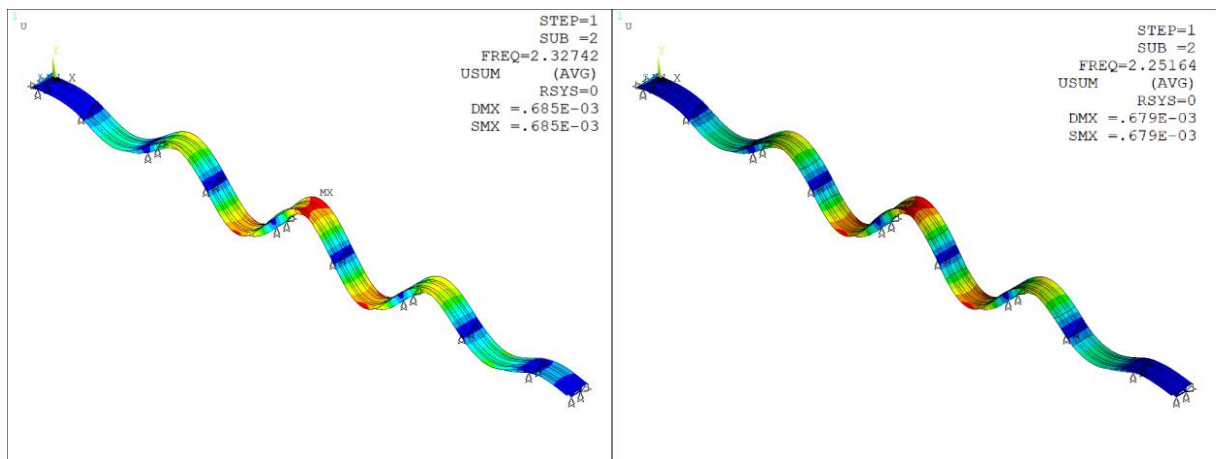
Disponível em: <<http://www.uic.org/IMG/jpg/01europe.jpg>>. Acesso em 10/05/2017.

Disponível em: <<https://structurae.net/structures/jaulny-viaduct,2017>>. Acesso em 20/12/2017.

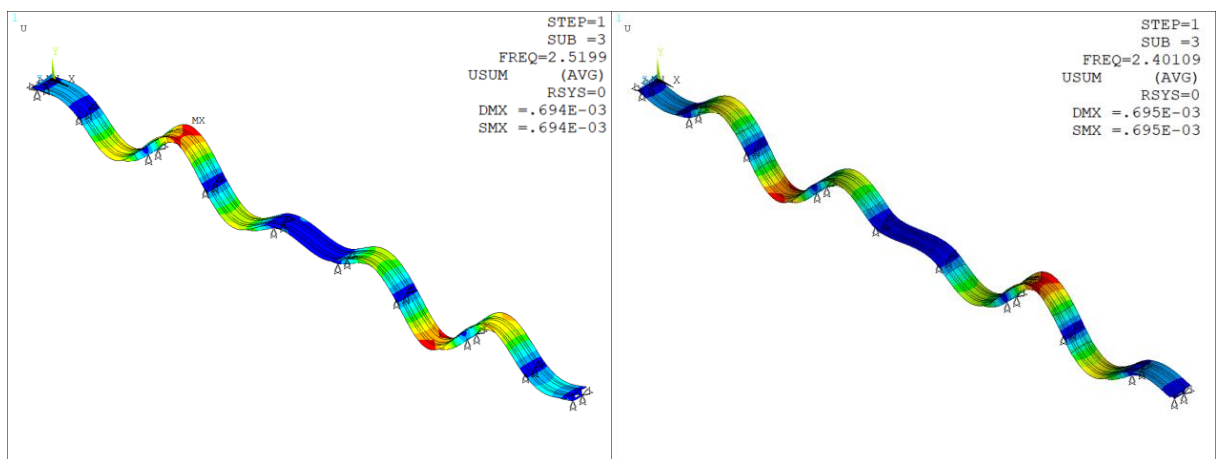
9

APÊNDICE A

A.1 Modos de Vibração

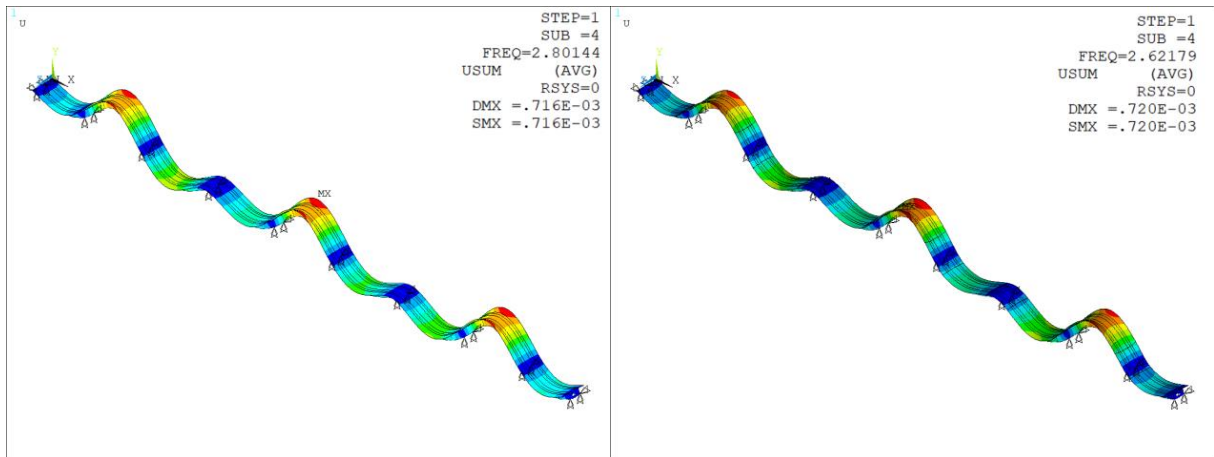


1° Modo de Flexão Vertical (1V)

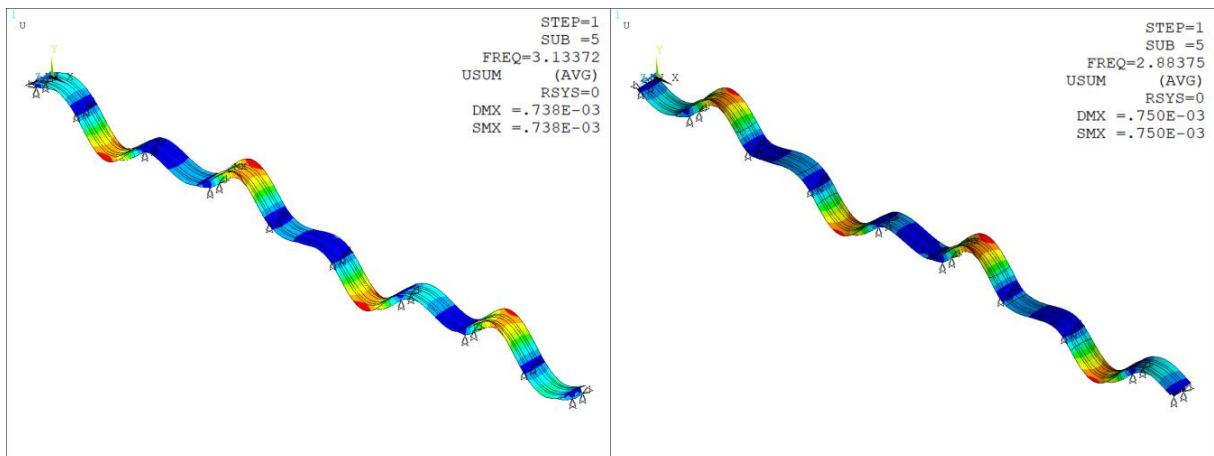


2° Modo de Flexão Vertical (2V)

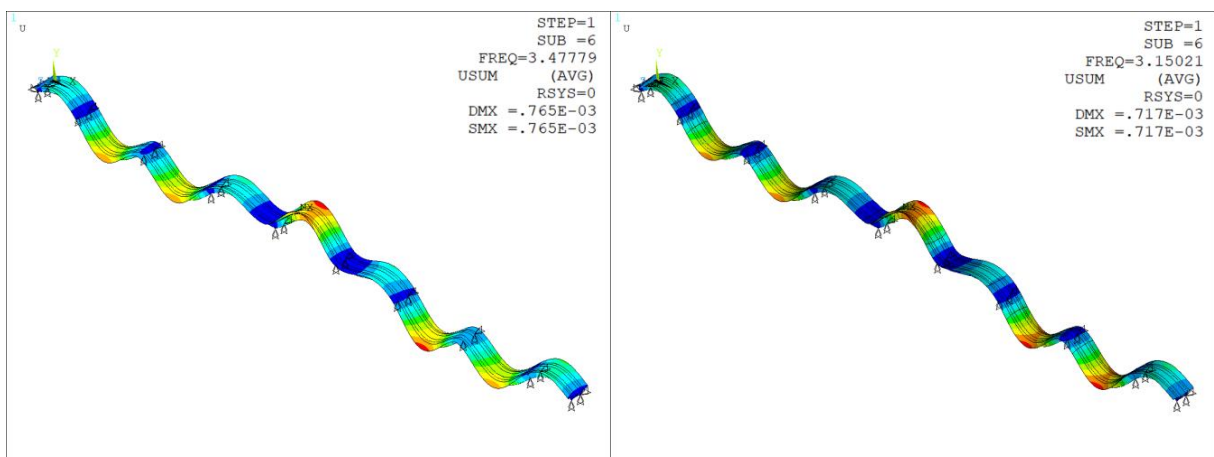
Figura A.1 – Modos de vibração dos modelos não fissurado (esquerda) e fissurado (direita)



3° Modo de Flexão Vertical (3V)

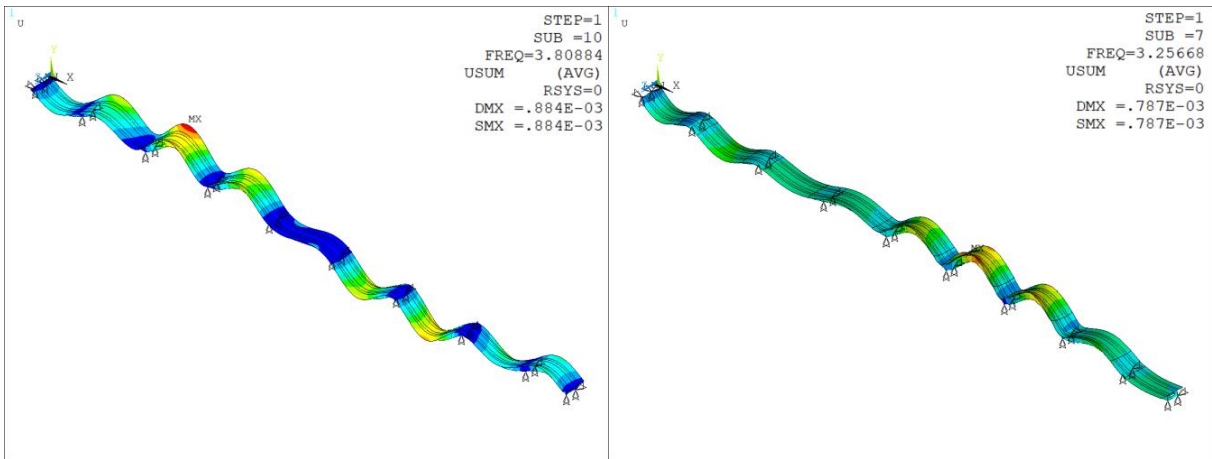


4° Modo de Flexão Vertical (4V)

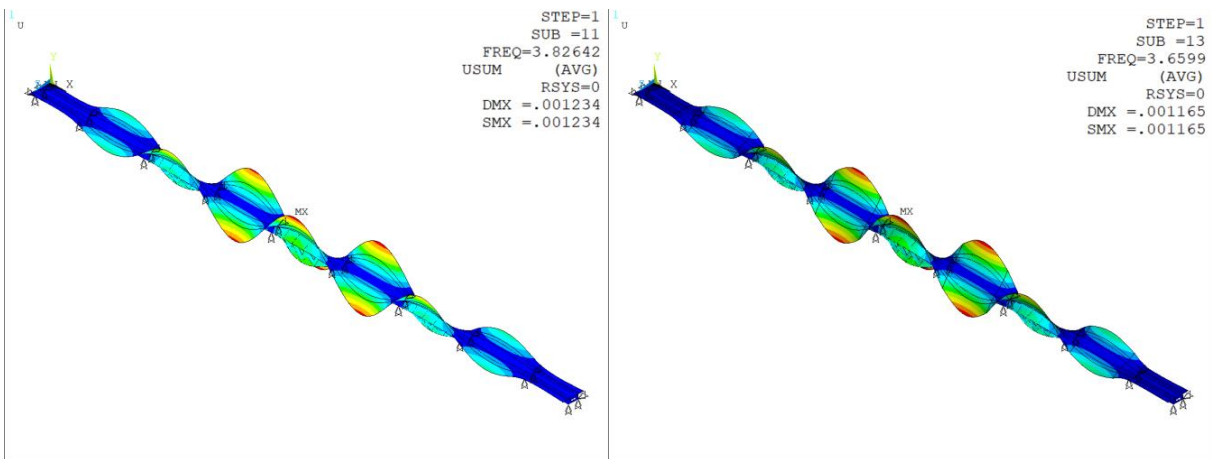


5° Modo de Flexão Vertical (5V)

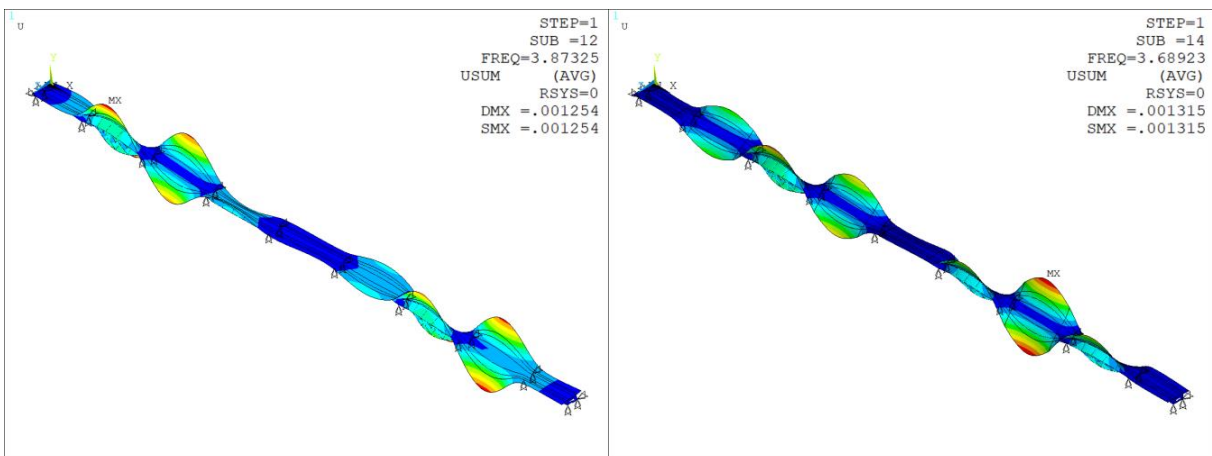
Figura A.1 (cont.) – Modos de vibração dos modelos não fissurado (esquerda) e fissurado (direita)



6º Modo de Flexão Vertical (6V)

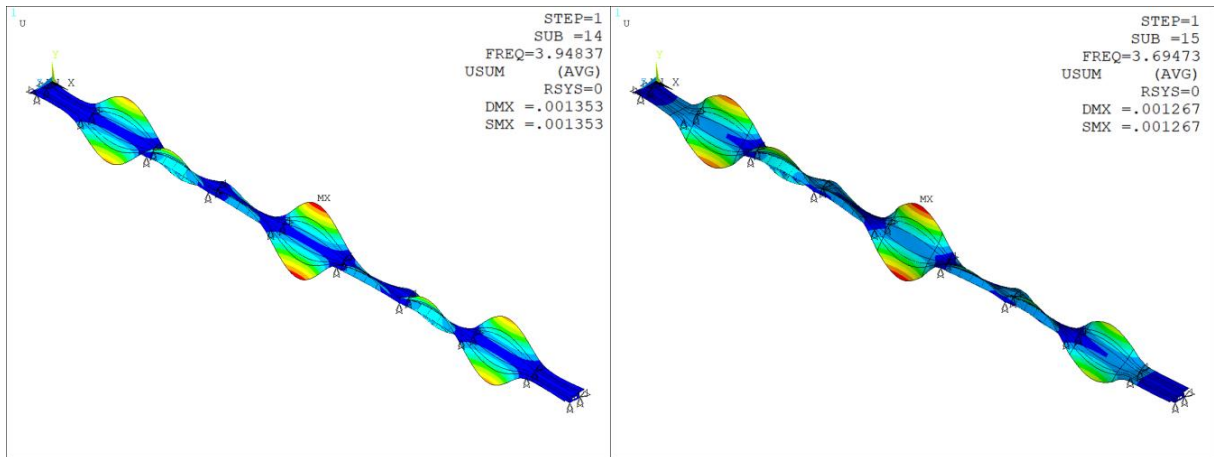


1º Modo de Torção (1T)

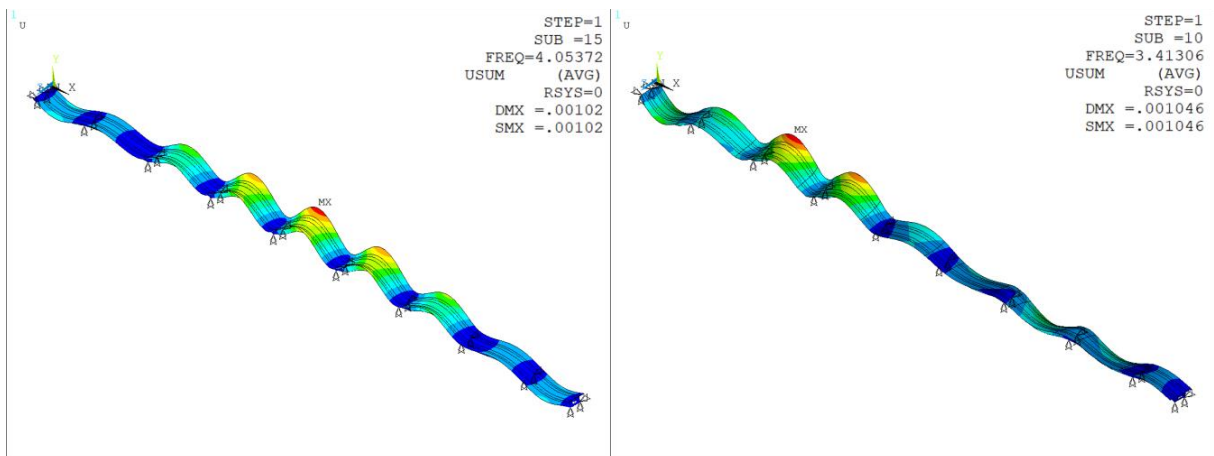


2º Modo de Torção (2T)

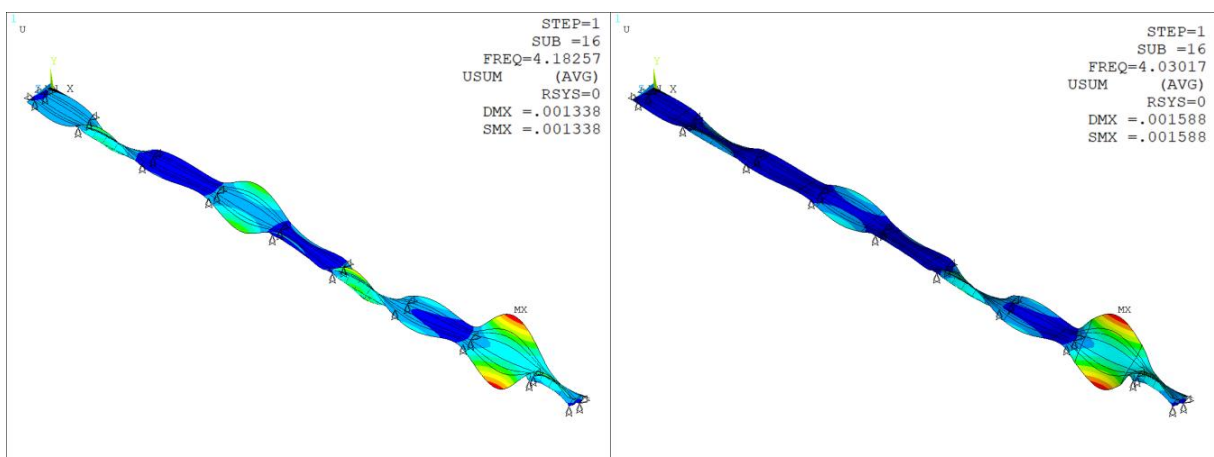
Figura A.1 (cont.) – Modos de vibração dos modelos não fissurado (esquerda) e fissurado (direita)



3º Modo de Torção (3T)

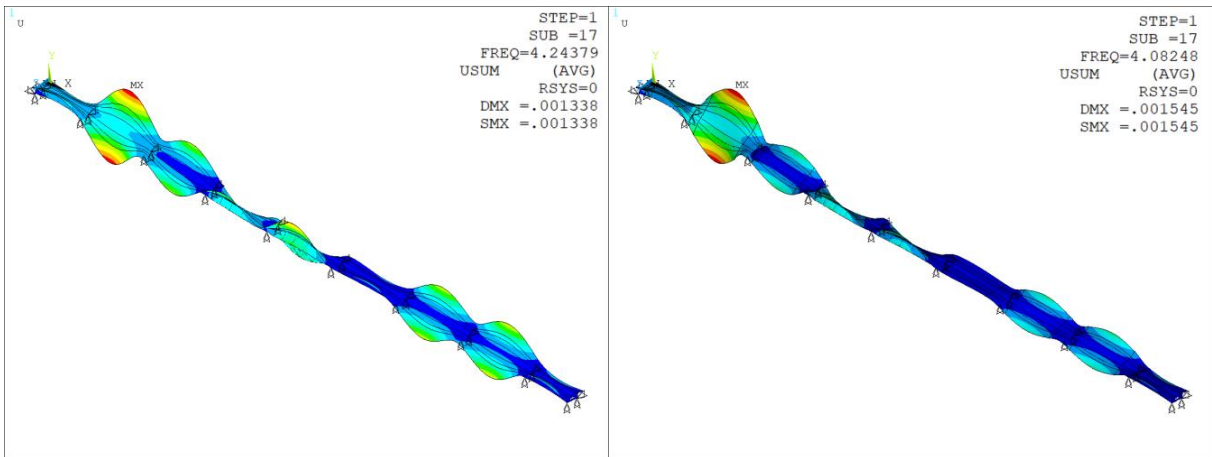


7º de Flexão Vertical (7V)

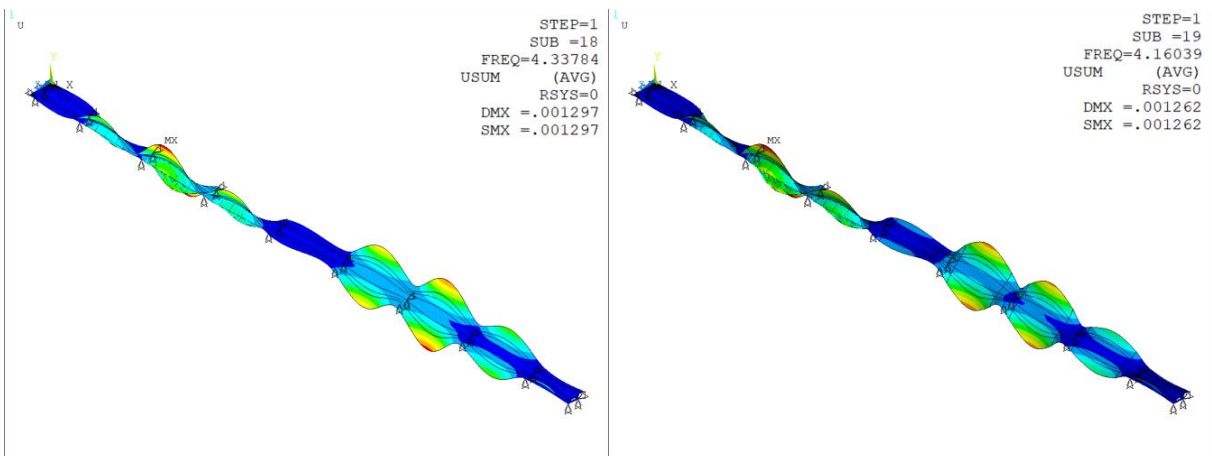


4º Modo de Torção (4T)

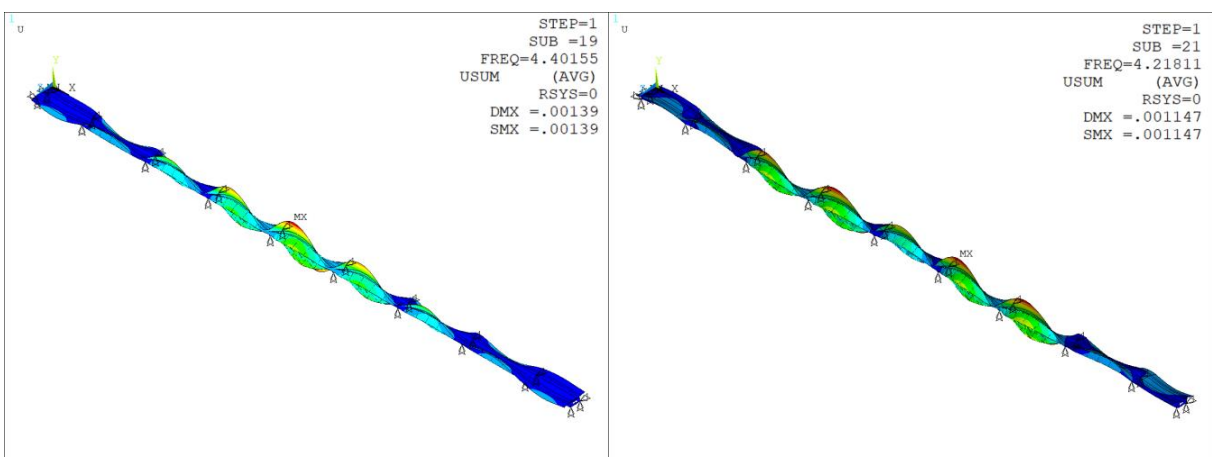
Figura A.1 (cont.) – Modos de vibração dos modelos não fissurado (esquerda) e fissurado (direita)



5° Modo de Torção (5T)

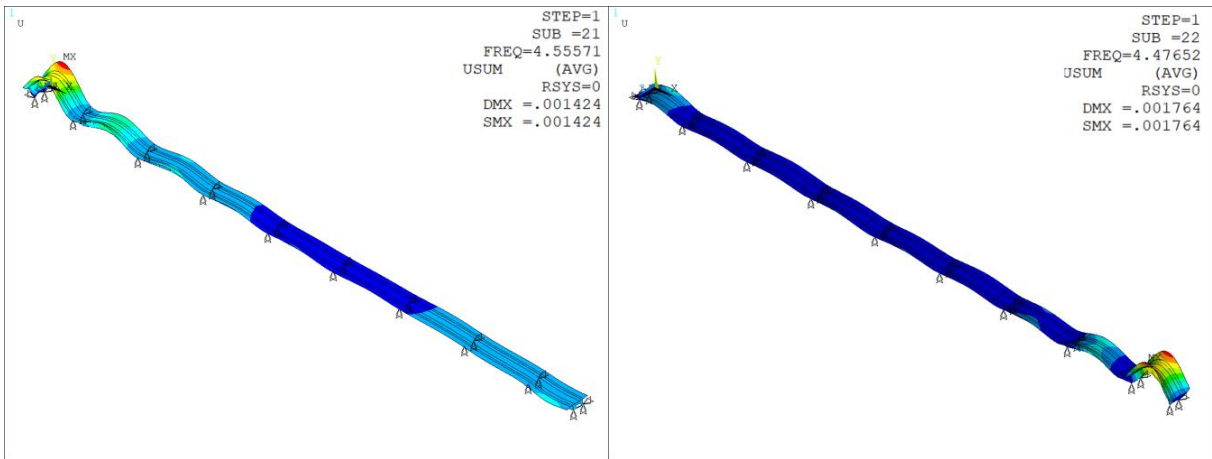


6° Modo de Torção (6T)

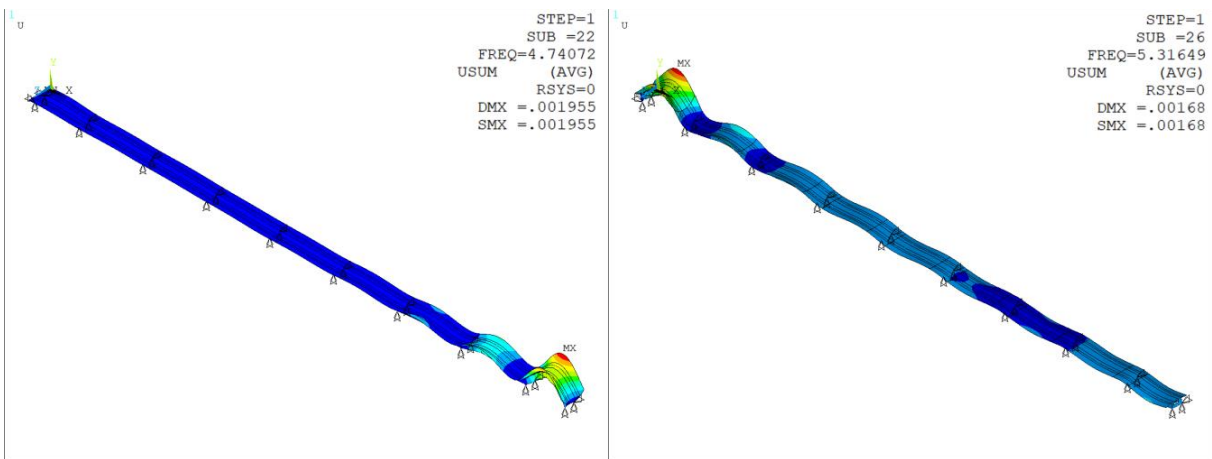


7° Modo de Torção (7T)

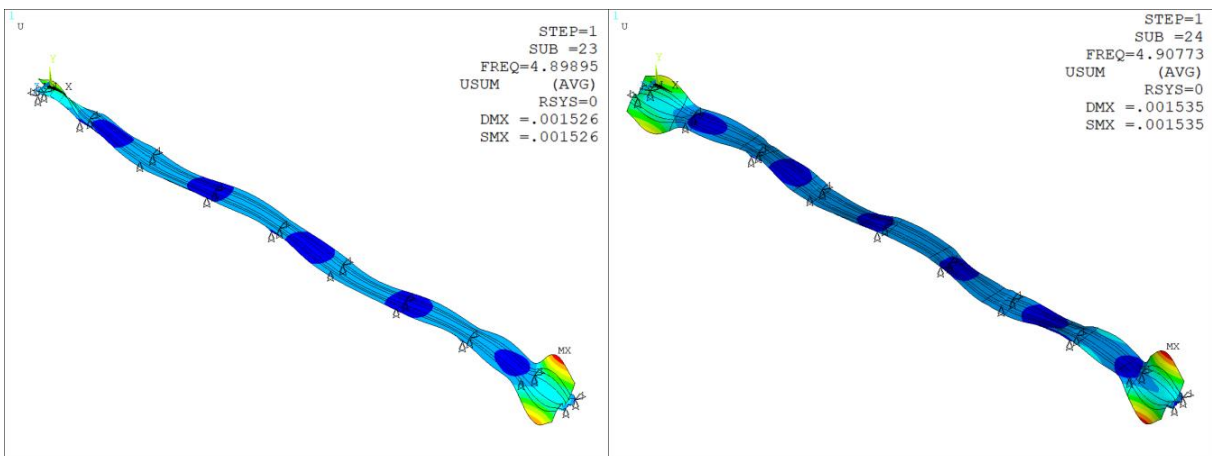
Figura A.1 (cont.) – Modos de vibração dos modelos não fissurado (esquerda) e fissurado (direita)



1º Modo de Flexão Vertical Local (1VL)

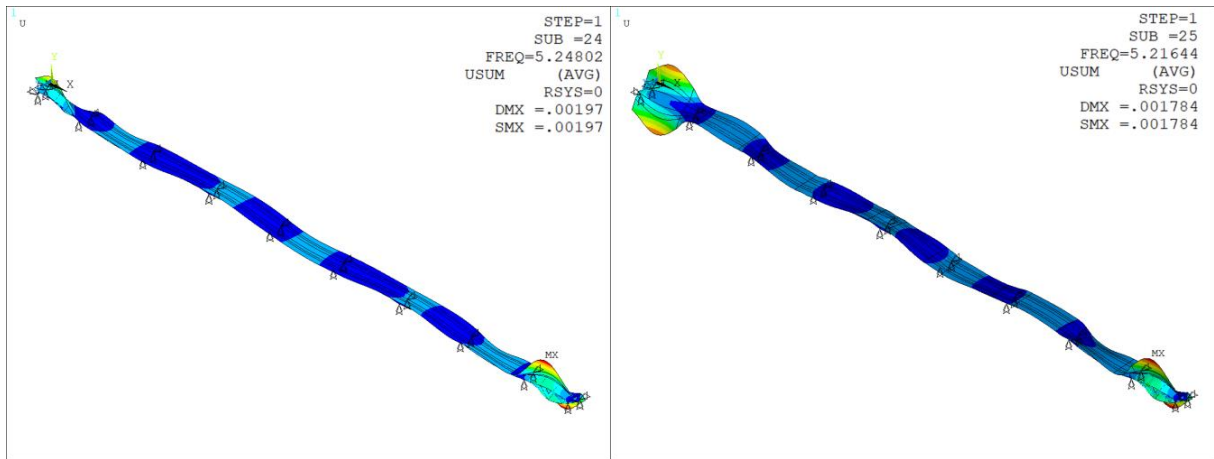


2º Modo de Flexão Vertical Local (2VL)



1º Modo de Torção Local (1TL)

Figura A.1 (cont.) – Modos de vibração dos modelos não fissurado (esquerda) e fissurado (direita)



2º Modo de Torção Local (2TL)

Figura A.1 (cont.) – Modos de vibração dos modelos não fissurado (esquerda) e fissurado (direita)

10

APÊNDICE B

B.1 Resultados Dinâmicos Realizados por meio da Superposição Modal

No apêndice “C” estão representado os valores do deslocamento vertical (D_y), da aceleração vertical (A_y), da rotação longitudinal (R_x) e da rotação transversal (R_z).

B.2 Deslocamento Vertical (D_y)

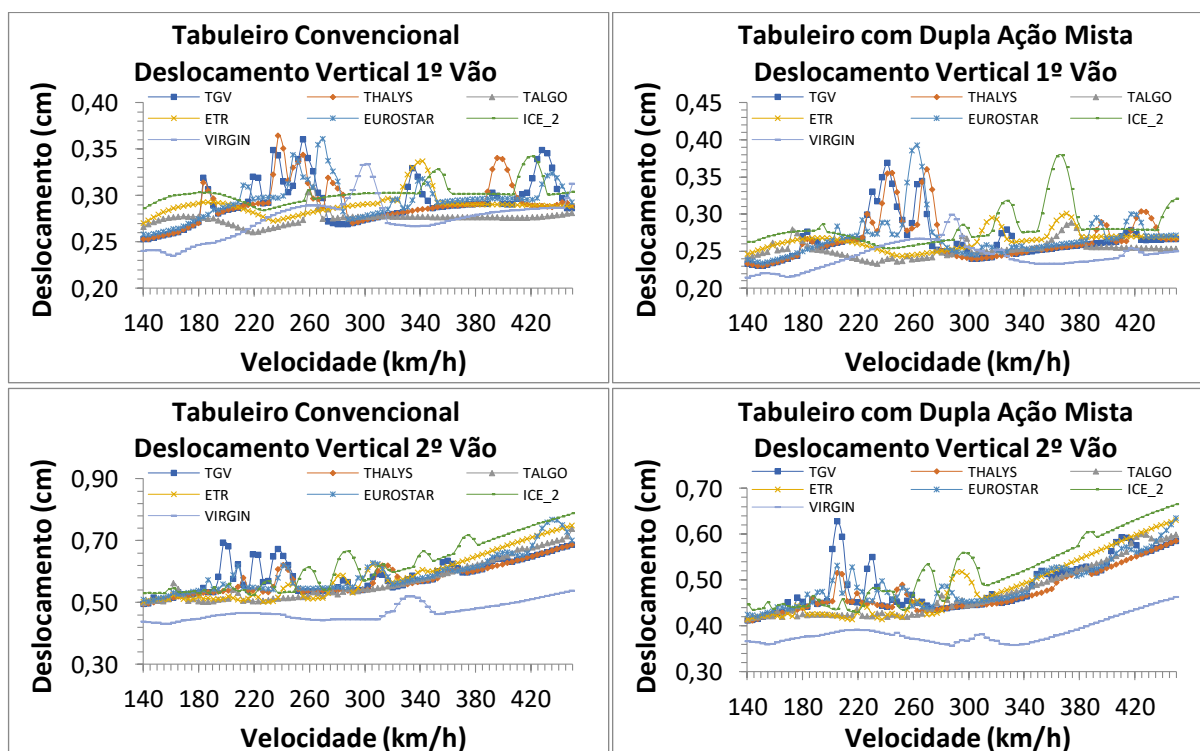


Figura B.1 – Deslocamentos verticais (D_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

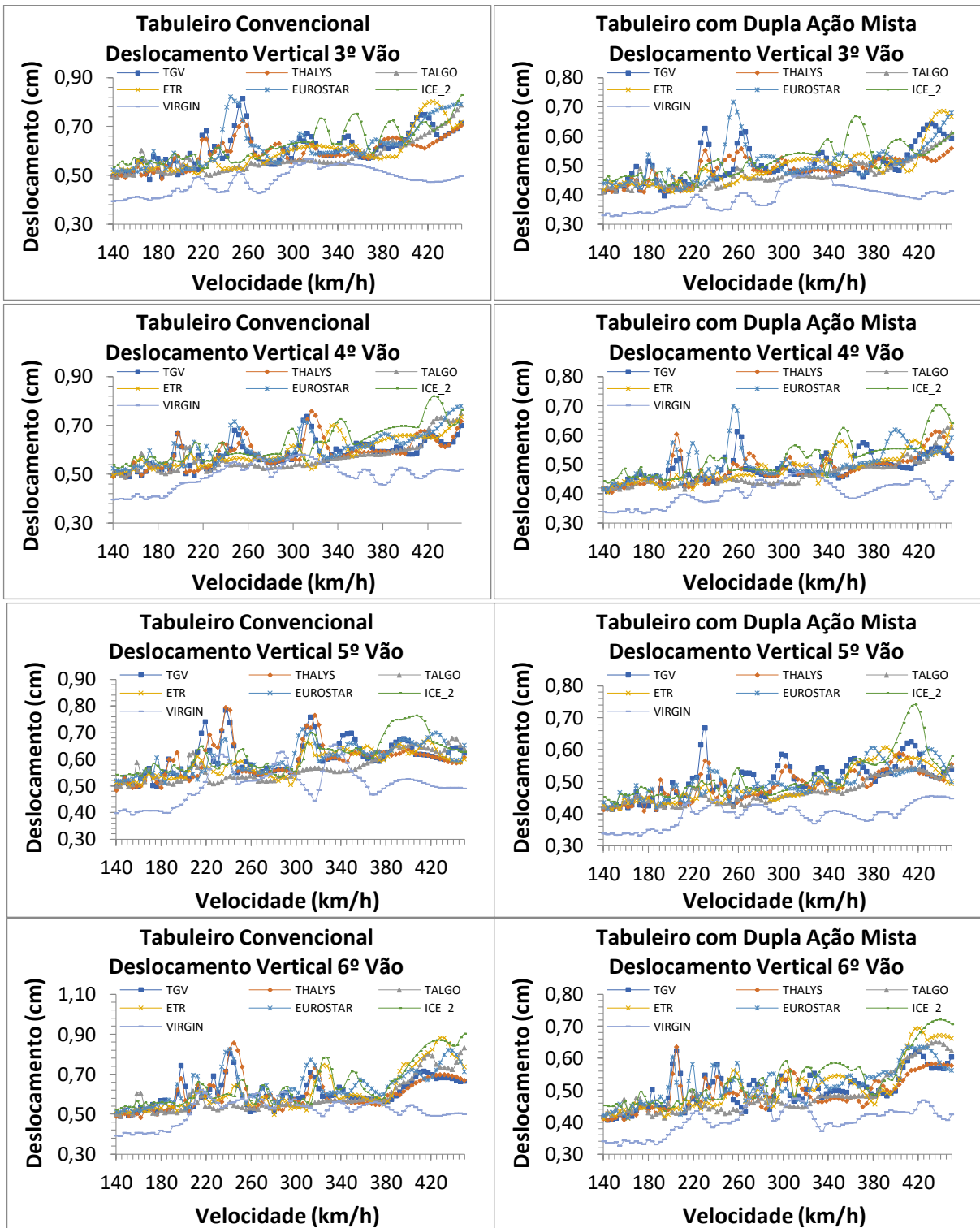


Figura B.1 (cont.) – Deslocamentos verticais (D_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

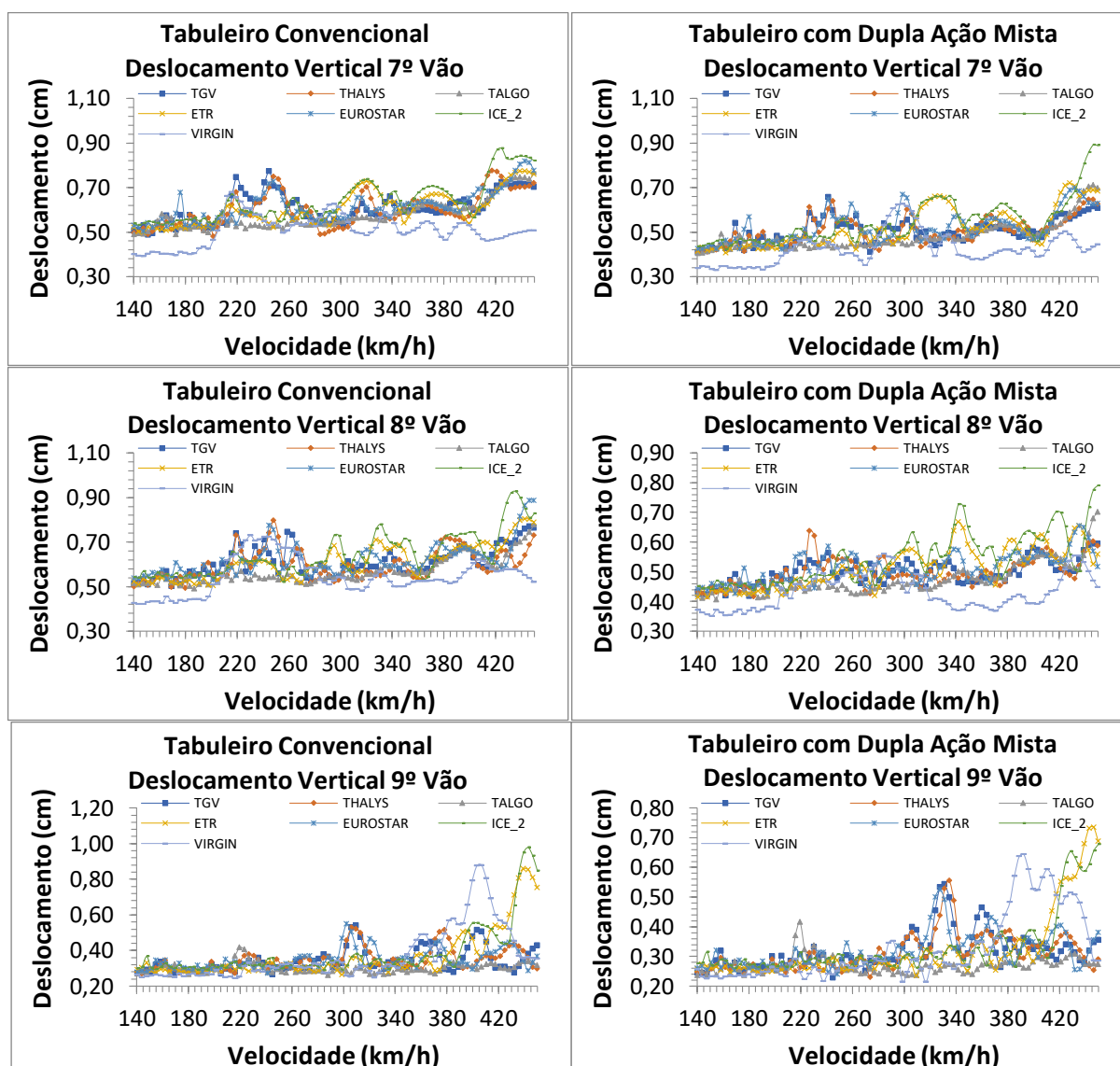


Figura B.1 (cont.) – Deslocamentos verticais (D_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

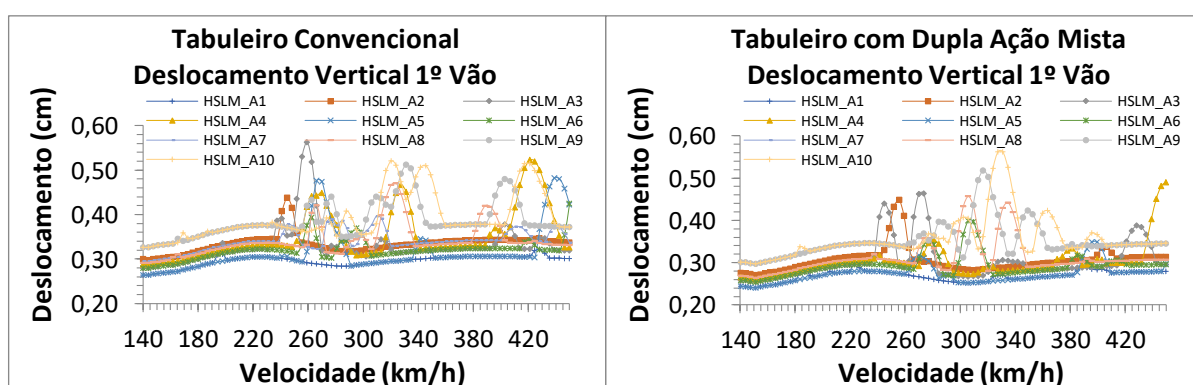


Figura B.2 – Deslocamentos verticais (D_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A

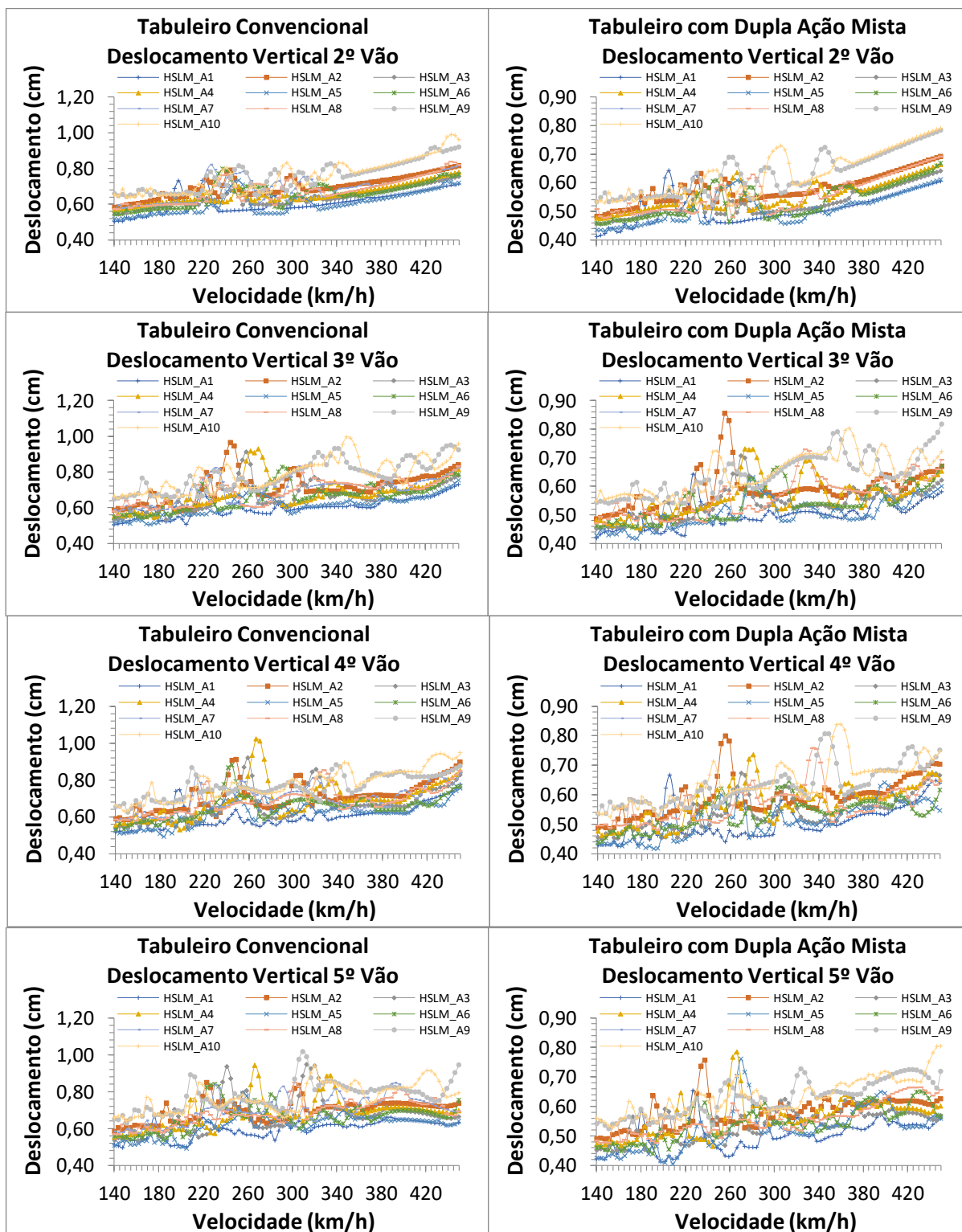


Figura B.2 (cont.) – Deslocamentos verticais (D_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A

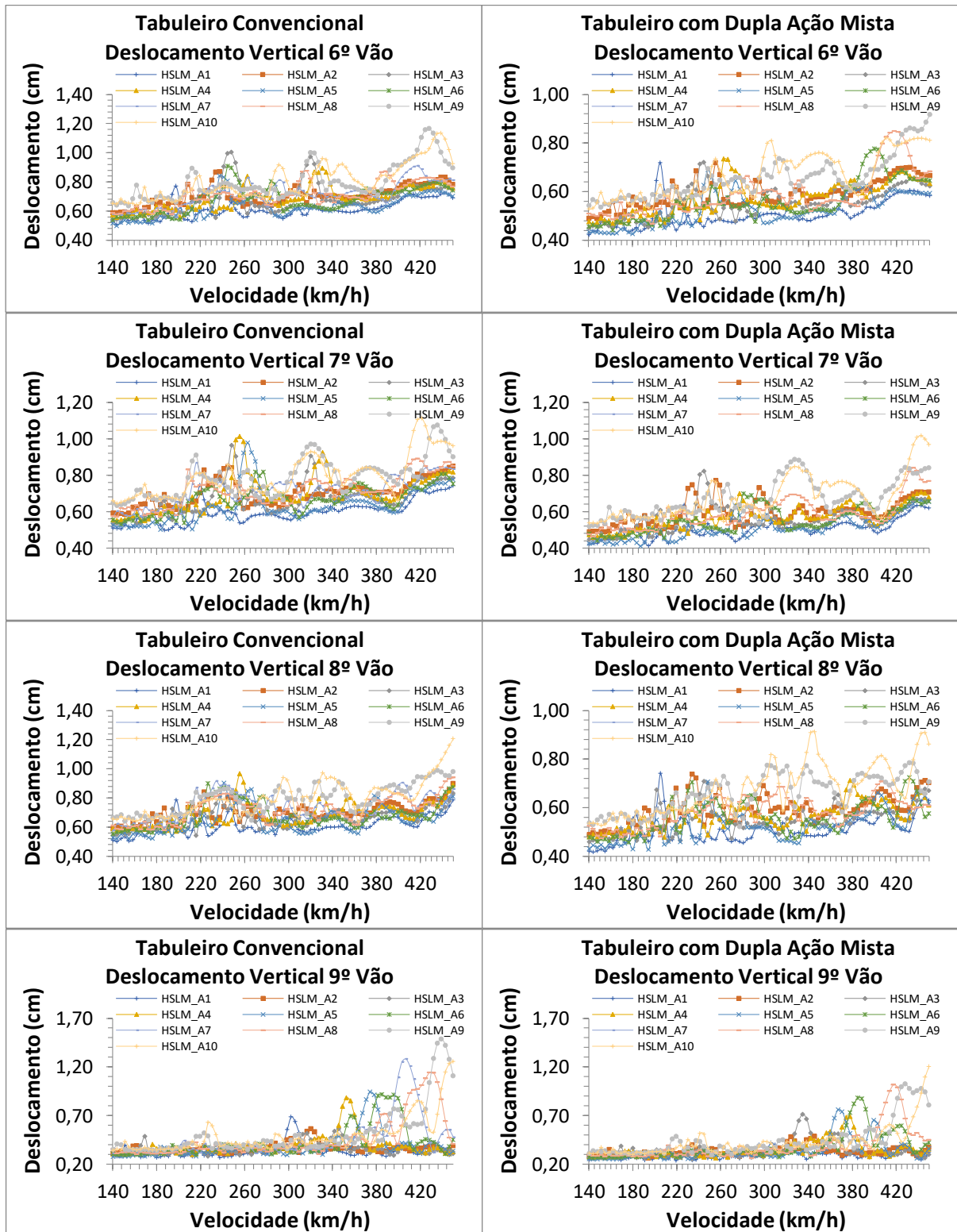


Figura B.2 (cont.) – Deslocamentos verticais (D_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A

B.3 Aceleração Vertical (A_y)

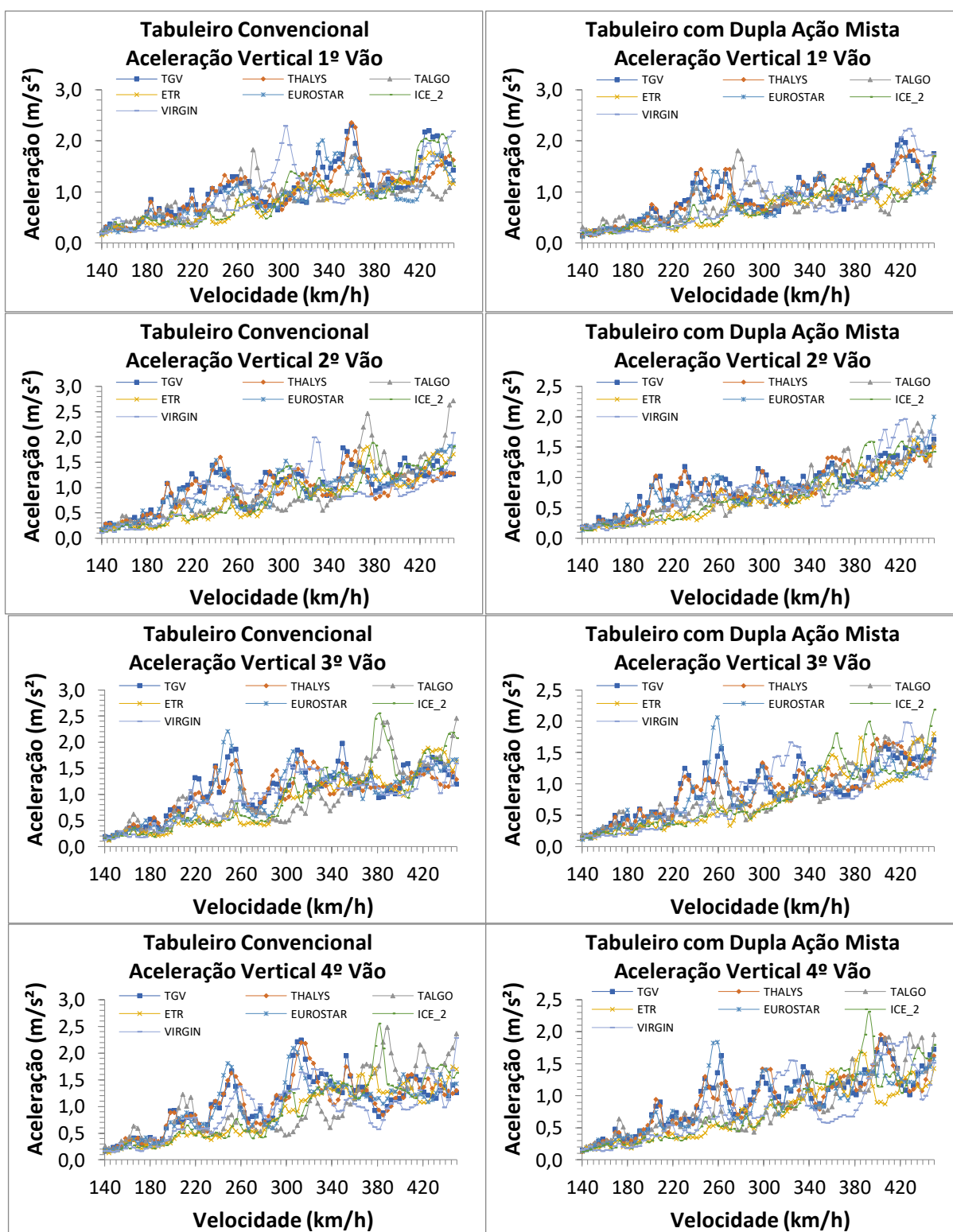


Figura B.3 – Aceleração vertical (A_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

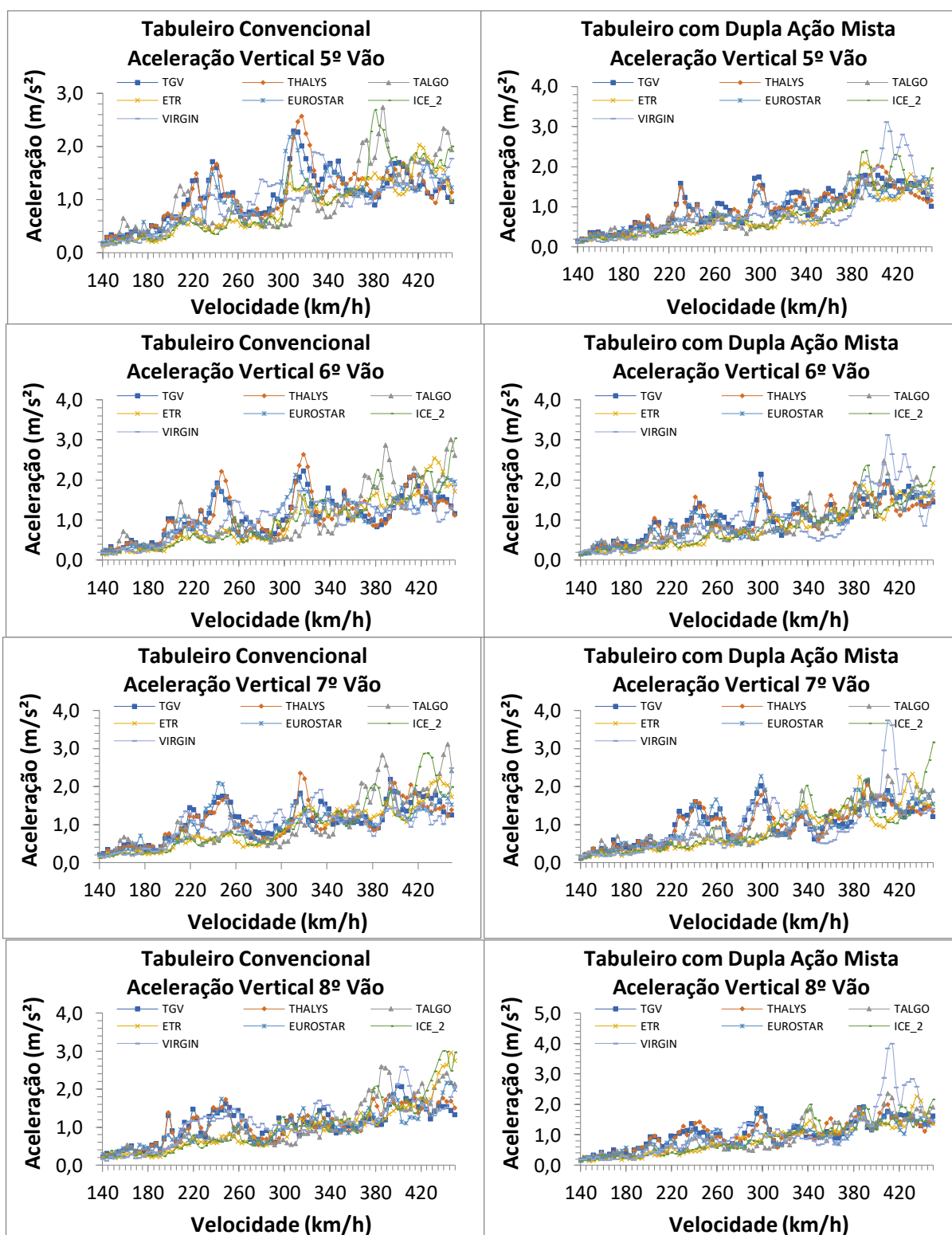


Figura B.3 (cont.) – Aceleração vertical (A_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

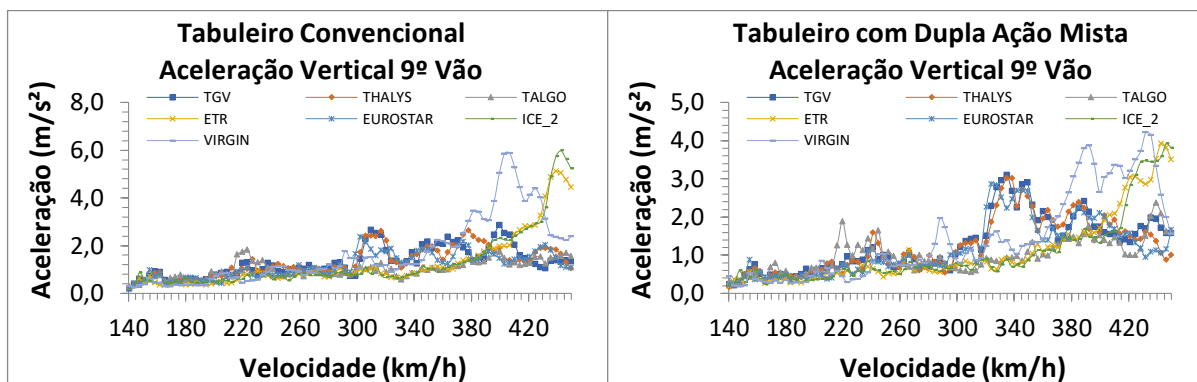


Figura B.3 (cont.) – Aceleração vertical (A_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

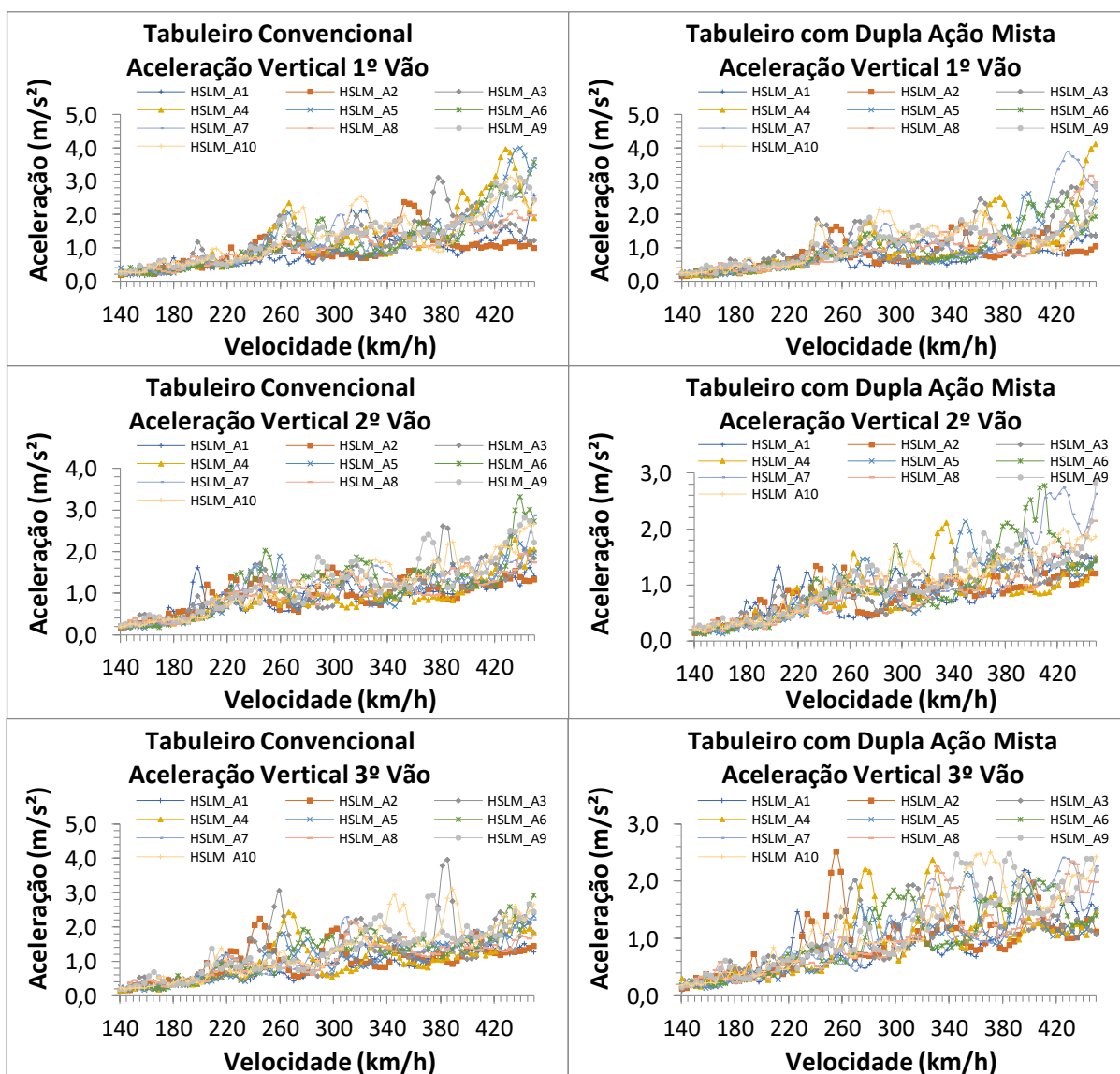


Figura B.4 – Aceleração vertical (A_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A

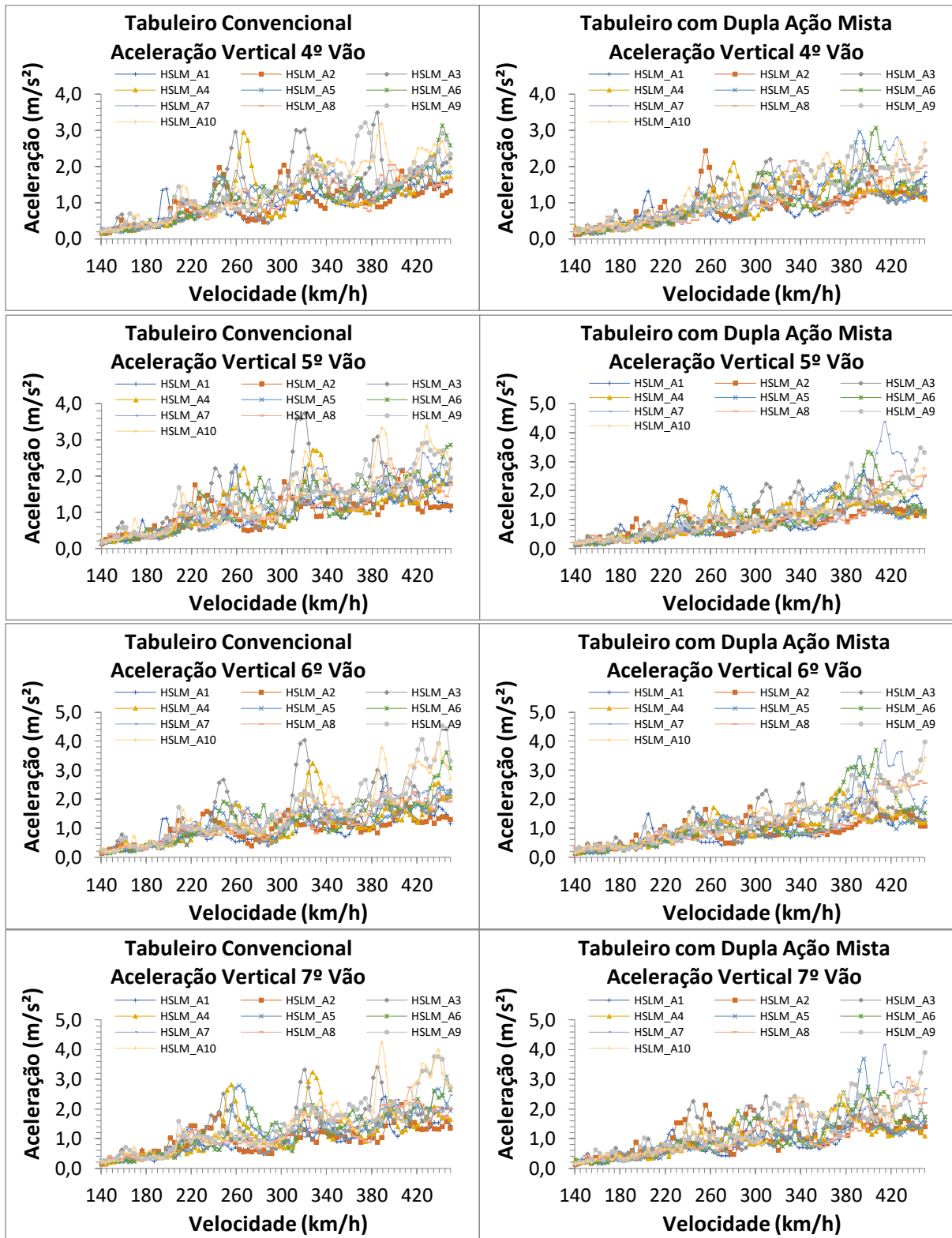


Figura B.4 (cont.) – Aceleração vertical (A_v) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A

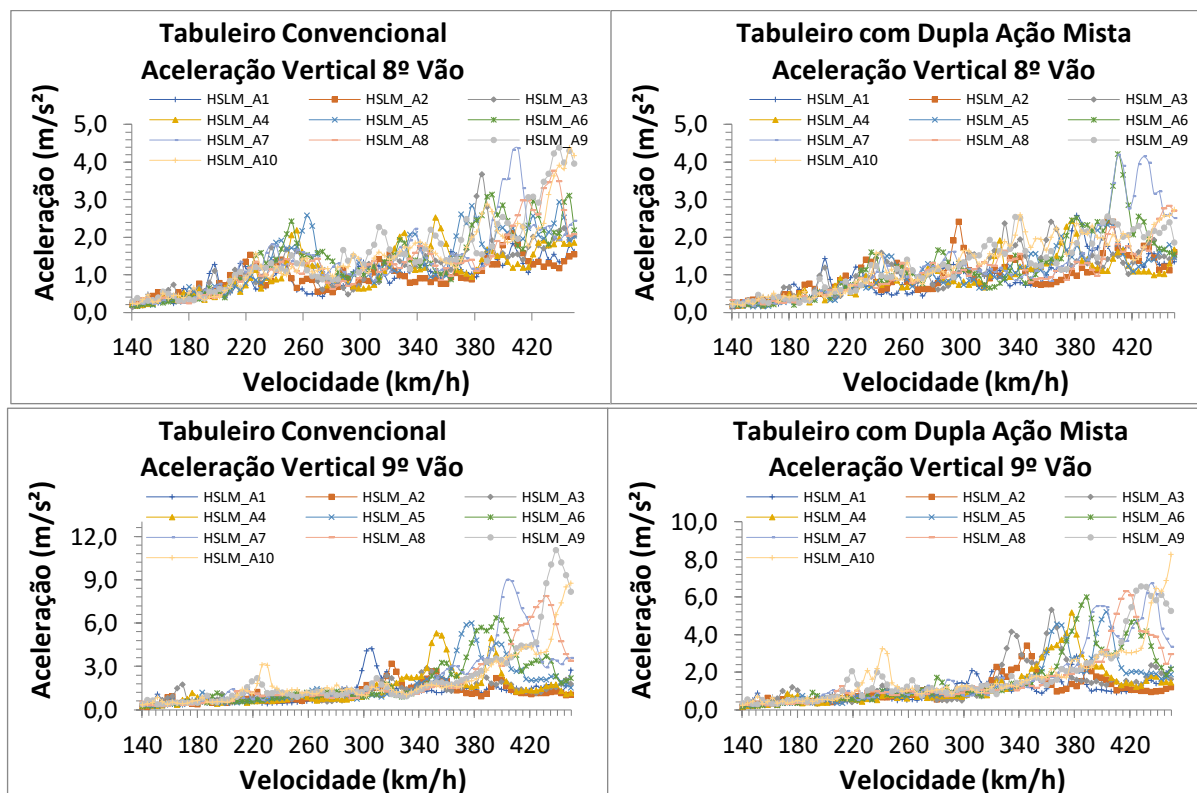


Figura B.4 (cont.) – Aceleração vertical (A_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A

B.4 Rotação longitudinal (R_x)

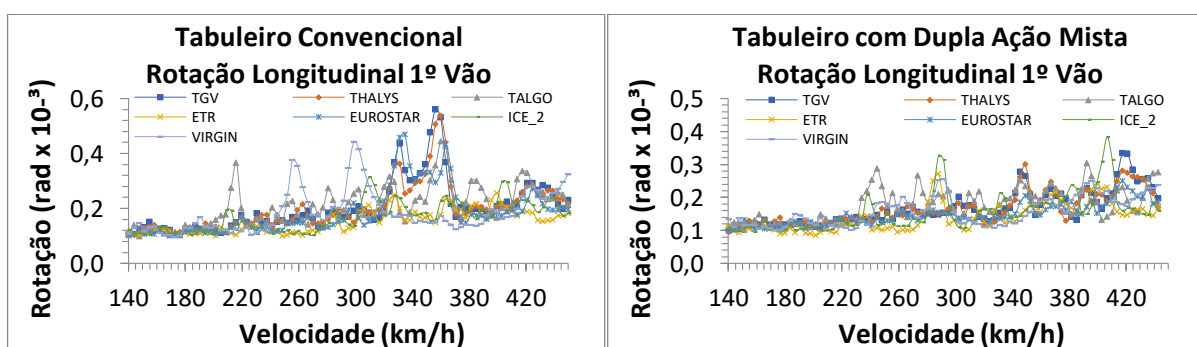


Figura B.5 – Rotação longitudinal (R_x) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

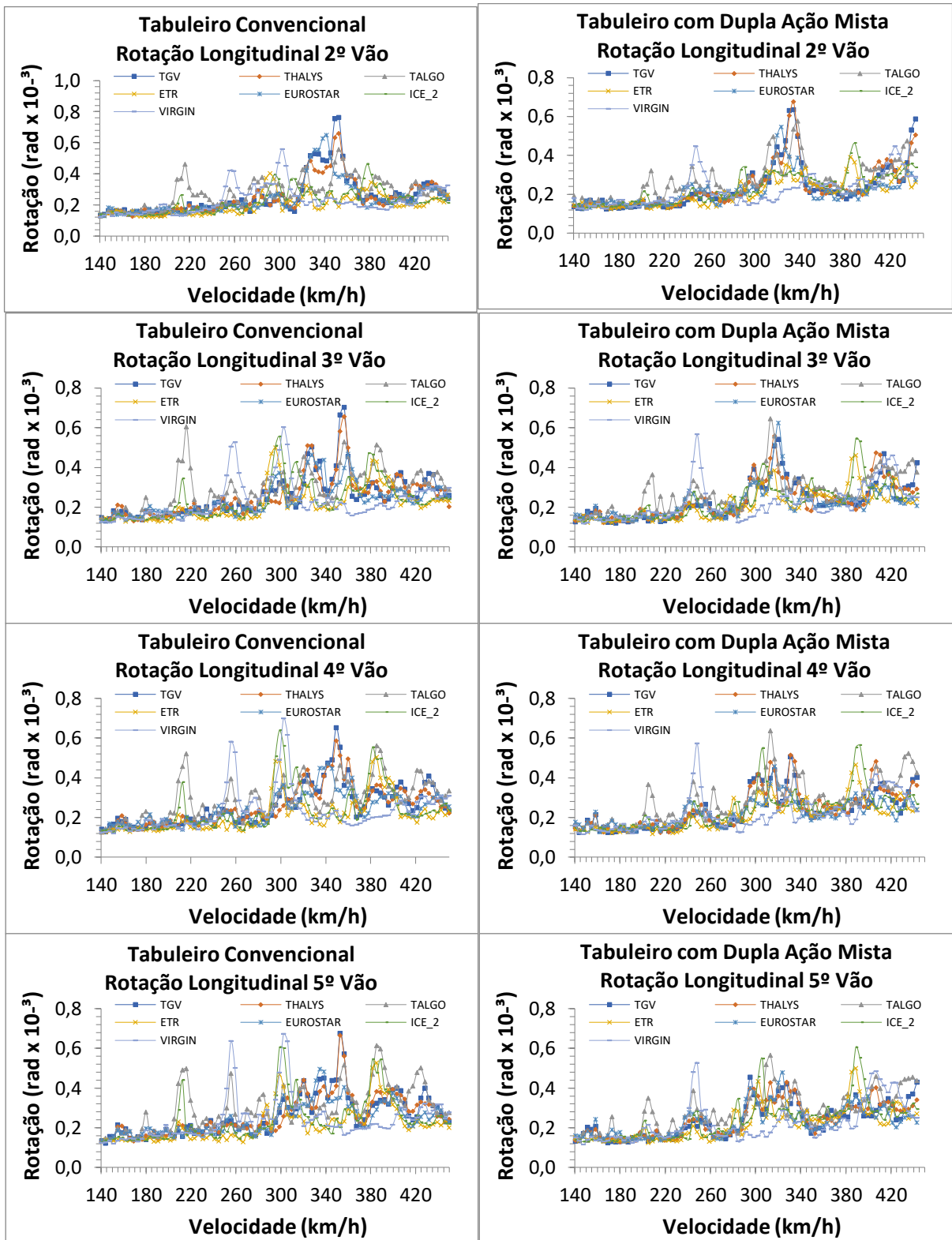


Figura B.5 (cont.) – Rotação longitudinal (R_x) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

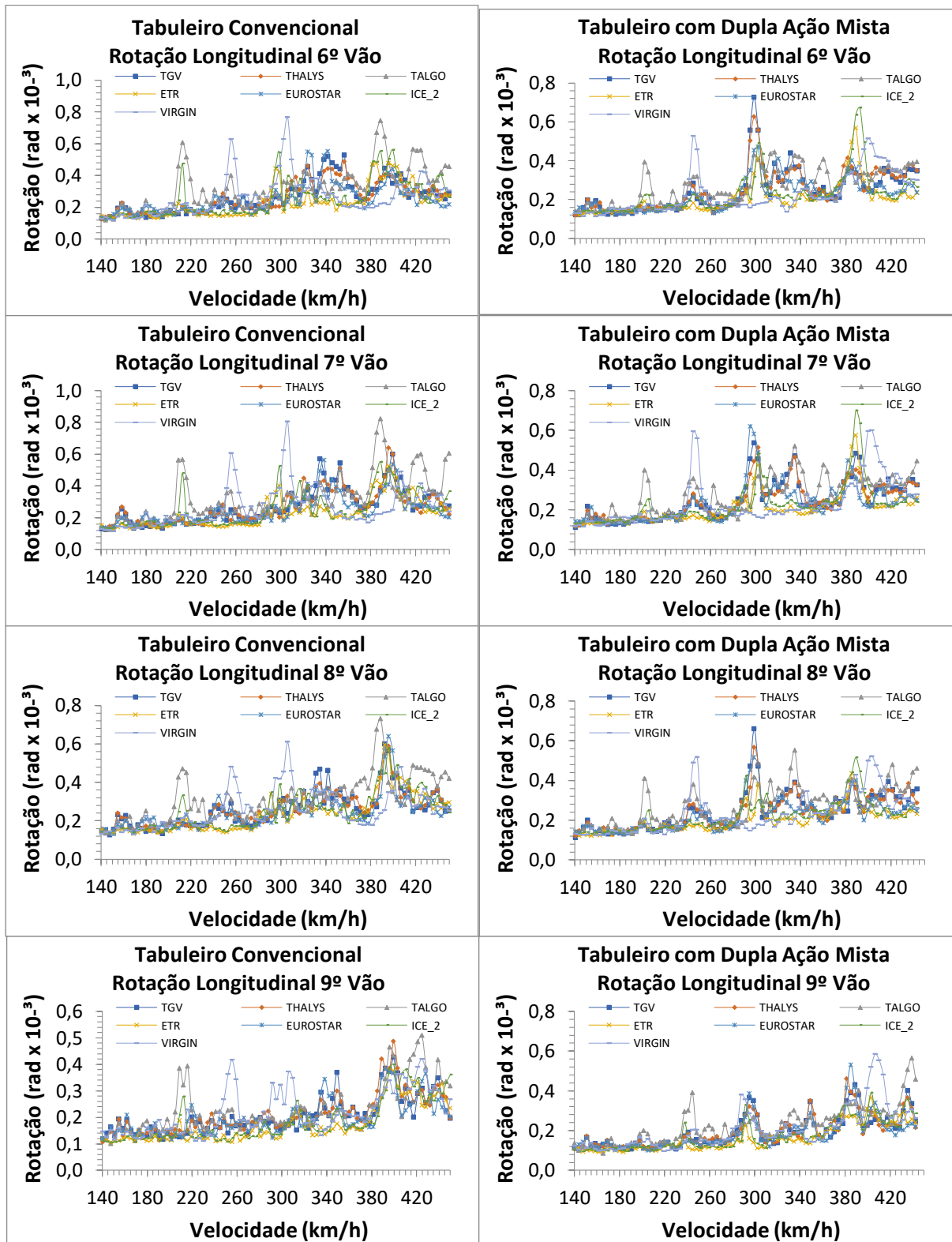


Figura B.5 (cont.) – Rotação longitudinal (R_x) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por trens reais

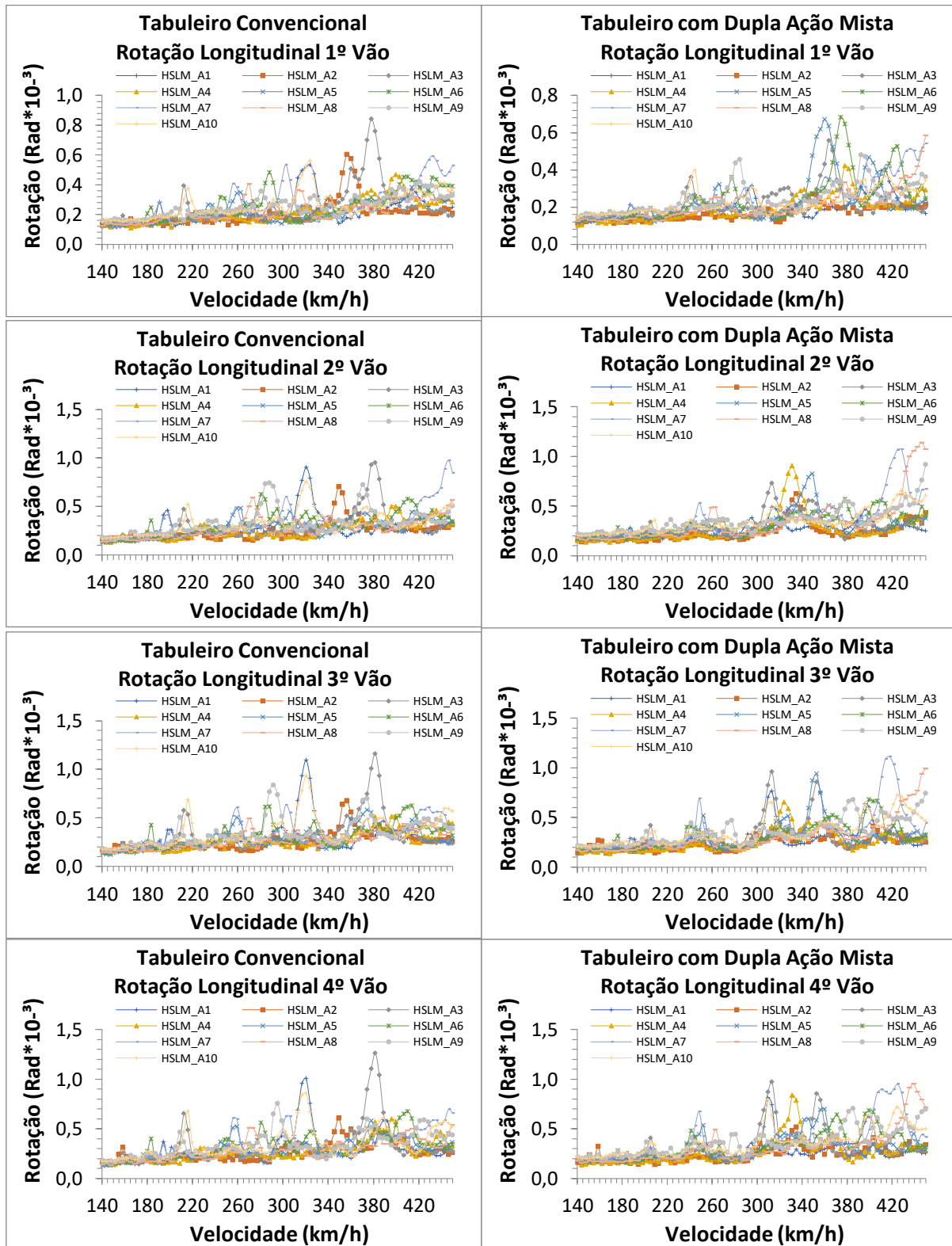


Figura B.6 – Rotação longitudinal (R_y) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A

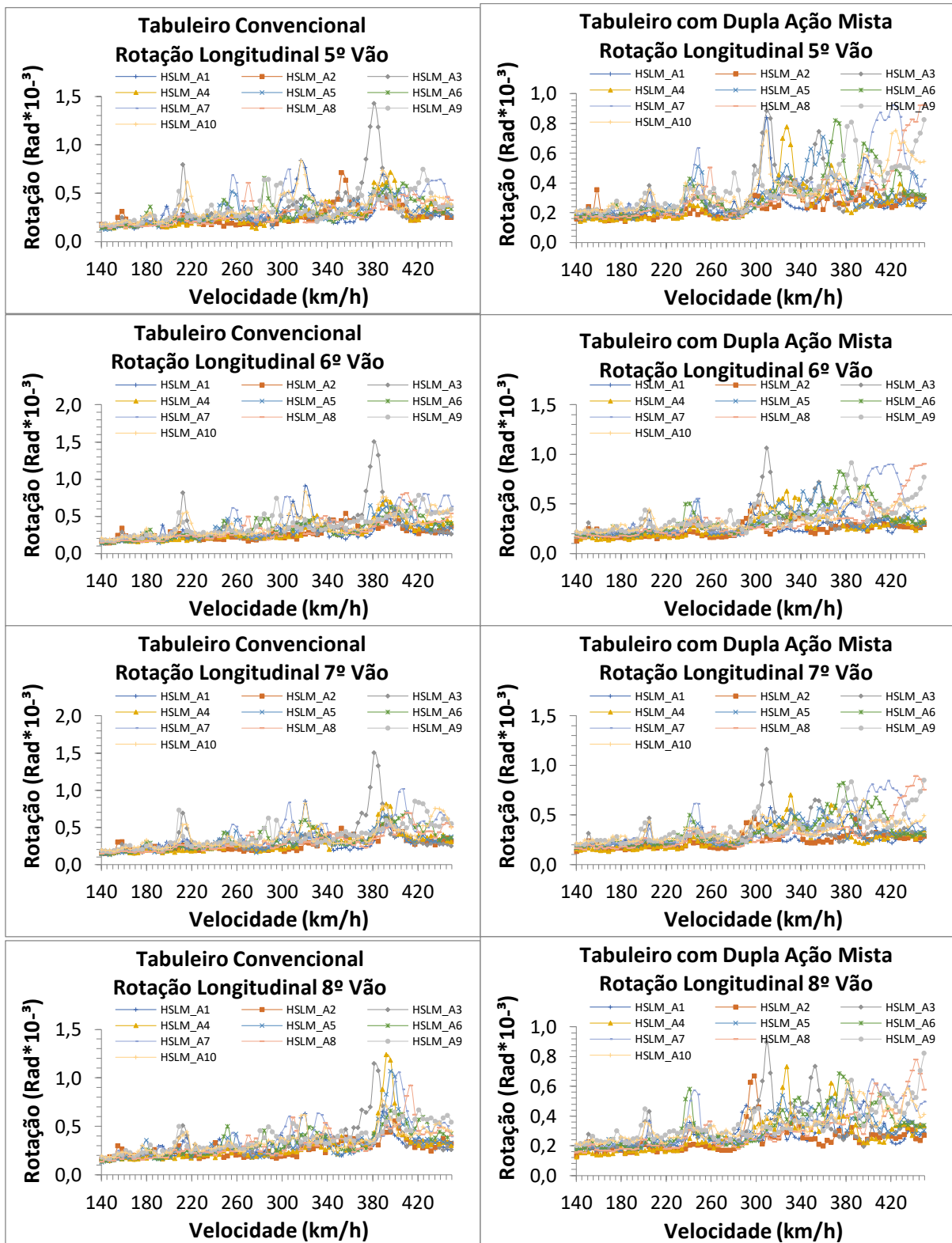


Figura B.6 (cont.) – Rotação longitudinal (R_x) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A

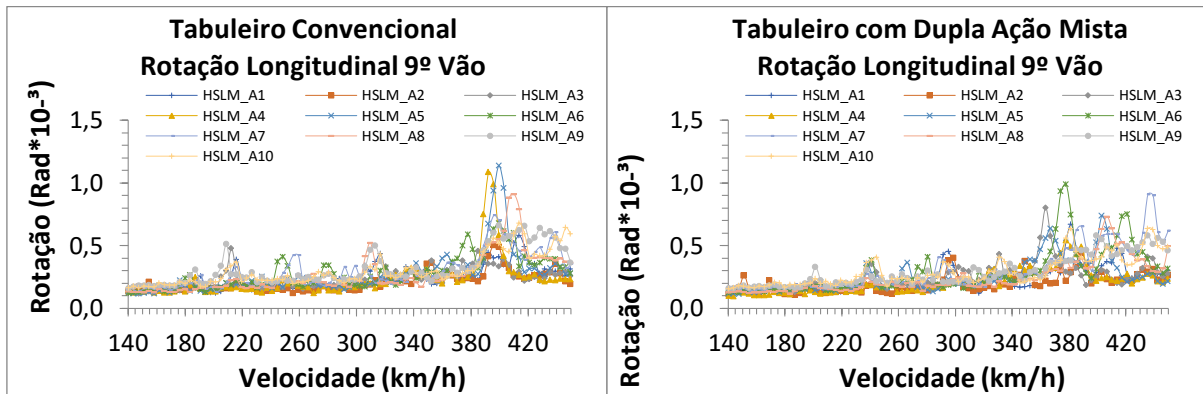


Figura B.6 (cont.) – Rotação longitudinal (R_x) dos tabuleiros convencional (esquerda) e com dupla ação mista (direita), solicitados por modelos HSLM-A

11

APÊNDICE C

C.1 Códigos De Programação

No apêndice “C” está representado um dos códigos utilizados na programação do tabuleiro. A linguagem utilizada para o programa ANSYS é conhecida como APDL e todos os códigos foram realizados baseados nela.

C.2 APDL do Tabuleiro Original nas Condições Fissuradas

```

/REP7
/COM, Structural
!----- 1.0 DADOS DE ENTRADA -----
c_ponte=336                ! (comprimento da ponte m)
h_laje_c = 0.46            ! (Altura da laje no centro em m)
b_laje_c = 6               ! (Largura da laje no centro em m)
h_laje_ext = 0.25         ! (Altura da laje na extremidade em m)
b_laje_ext = 3.5          ! (Largura da laje na extremidade em m)
a_canto = 0.150           ! (Altura da cantoneira em m)
l_canto = 0.150           ! (Altura da cantoneira em m)
e_canto = 0.015           ! (espessura da cantoneira em m)
tw_sep = 0.015            ! (Espessura alma do septo em m)
tf_sep = 0.025            ! (Espessura mesas do septo em m)
b_sep = 0.350             ! (Largura mesas do septo em m)
binf = 0.800              ! (Altura das vigas em m)
h_viga = 2.500            ! (Largura da mesa em m)
tf_sup_ve = 0.025        ! (Espessura mesa superior - viga VE em m)
tf_inf_ve = 0.045        ! (Espessura mesa inferior- viga VE em m)
tw_ve = 0.020            ! (Espessura alma - viga VE em m)
vinf_ve = 1.069          ! (Distancia entre a base e o CG - viga VE em m)
tf_sup_vc = 0.025        ! (Espessura mesa superior - viga VC em m)
tf_inf_vc = 0.060        ! (Espessura mesa inferior- viga VC em m)
tw_vc = 0.020            ! (Espessura alma - viga VC em m)
vinf_vc = 0.967          ! (Distancia entre a base e o CG - viga VC em m)

```

tf_sup_a1 = 0.03375	! (Espessura mesa superior - viga A1 em m)
tf_inf_a1 = 0.06375	! (Espessura mesa inferior- viga A1 em m)
tw_a1 = 0.022	! (Espessura alma - viga A1 em m)
vinf_a1 = 1.036	! (Distancia entre a base e o CG - viga A1 em m)
tf_sup_a2 = 0.04125	! (Espessura mesa superior - viga A2 em m)
tf_inf_a2 = 0.07125	! (Espessura mesa inferior- viga A2 em m)
tw_a2 = 0.022	! (Espessura alma - viga A2 em m)
vinf_a2 = 1.055	! (Distancia entre a base e o CG - viga A2 em mm)
tf_sup_a3 = 0.04875	! (Espessura mesa superior - viga A3 em m)
tf_inf_a3 = 0.07875	! (Espessura mesa inferior- viga A3 em m)
tw_a3 = 0.022	! (Espessura alma - viga A3 em m)
vinf_a3 = 1.070	! (Distancia entre a base e o CG - viga A3 em m)
tf_sup_a4 = 0.05625	! (Espessura mesa superior - viga A4 em m)
tf_inf_a4 = 0.08625	! (Espessura mesa inferior- viga A4 em m)
tw_a4 = 0.022	! (Espessura alma - viga A4 em mm)
vinf_a4 = 1.084	! (Distancia entre a base e o CG - viga A4 em m)
v_central= 40	! (Tamanho do vão central em m)
v_extremidade= 28	! (Tamanho do vão inicial em m)
d_septos = v_central/6	! (Distancia entre os septos transversais em m)
!----- 2.0 TIPOS DE ELEMENTOS -----	
ET,1,SHELL181	!Laje e alma das vigas
ET,2,BEAM188	!Mesa das vigas
!----- 3.0 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS -----	
!3.1 MATERIAL 1-4 = concreto Laje	
!3.1.1 MATERIAL 1 = concreto Laje Elementos 1,9	
MPTEMP,,,,,,,,	!Material 1
MPTEMP,1,0	
MPDATA,EX,1,,3.5E010	!Econcreto (N/m ²)
MPDATA,PRXY,1,,0.2	!vconcreto
MPDATA,DENS,1,,5.2755E03	!Densidade do concreto (kg/m ³)
!3.1.2 MATERIAL 2 = concreto Laje Elementos 2 e 8	
MPTEMP,,,,,,,,	!Material 2
MPTEMP,1,0	
MPDATA,EX,2,,3.5E010	!Econcreto
MPDATA,PRXY,2,,0.2	!vconcreto
MPDATA,DENS,2,,4.3608E03	!Densidade do concreto
!3.1.3 MATERIAL 3 = concreto Laje Elementos 3 e 7	
MPTEMP,,,,,,,,	!Material 3
MPTEMP,1,0	
MPDATA,EX,3,,3.5E010	!Econcreto
MPDATA,PRXY,3,,0.2	!vconcreto
MPDATA,DENS,3,,5.0247E03	!Densidade do concreto
!3.1.4 MATERIAL 4 = concreto Laje Elementos 4 .5 e 6	
MPTEMP,,,,,,,,	!Material 4
MPTEMP,1,0	
MPDATA,EX,4,,3.5E010	!Econcreto

```

MPDATA,PRXY,4,,0.2
MPDATA,DENS,4,,4.2496E03
!3.2 MATERIAL 5 = material das vigas (aço estrutural)
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,5,,2.1E011
MPDATA,PRXY,5,,0.3
MPDATA,DENS,5,,7.85E03
!3.3 MATERIAL 6 = Conectores de cisalhamento
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,6,,2.1E011
MPDATA,PRXY,6,,0.3
MPDATA,DENS,6,,1
!3.4 CONCRETO FISSURADO
! Propriedades do concreto fissurado
!Modulos of elasticity
Ex = 2E09
Ey = 3.5E10
Ez = 3.5E10
!poisom
vxy = 0
vyx = vxy
vyz = 0.2
vzy = vyz
vxz = 0.2
vzx = vxz
!Shear moduli
Gxy =4.1833E09
Gyz =1.45833E10
Gxz =4.1833E09
!3.5.1 MATERIAL 7 = concreto FISSURADO Laje Elementos 1,9
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,7,,Ex
MPDATA,EY,7,,Ey
MPDATA,EZ,7,,Ez
MPDATA,PRXY,7,,vxy
MPDATA,PRYZ,7,,vyz
MPDATA,PRXZ,7,,vxz
MPDATA,GXY,7,,Gxy
MPDATA,GYZ,7,,Gyz
MPDATA,GXZ,7,,Gxz
MPDATA,DENS,7,,5.2755E03
!3.4.2 MATERIAL 8 = concreto FISSURADO Laje Elementos 2 e 8
MPTEMP,,,,,,,,
!vconcreto
!Densidade do concreto
!Material 1
!Eaço
!vaço
!Densidade do aço
!Ex*Ey/(Ex(1+vxy)+Ey(1+vyx))
!Ey*Ez/(Ey(1+vyz)+Ez(1+vzy))
!Ex*Ez/(Ex(1+vxz)+Ez(1+vzx))

```

MPTEMP,1,0
 MPDATA,EX,8,,Ex
 MPDATA,EY,8,,Ey
 MPDATA,EZ,8,,Ez
 MPDATA,PRXY,8,,vxy
 MPDATA,PRYZ,8,,vyz
 MPDATA,PRXZ,8,,0
 MPDATA,GXY,8,,Gxy
 MPDATA,GYZ,8,,Gyz
 MPDATA,GXZ,8,,Gxz
 MPDATA,DENS,8,,4.3608E03

!3.4.3 MATERIAL 9 = concreto FISSURADO Laje Elementos 3 e 7

MPTEMP,,,,,,,,
 MPTEMP,1,0
 MPDATA,EX,9,,Ex
 MPDATA,EY,9,,Ey
 MPDATA,EZ,9,,Ez
 MPDATA,PRXY,9,,vxy
 MPDATA,PRYZ,9,,vyz
 MPDATA,PRXZ,9,,vxz
 MPDATA,GXY,9,,Gxy
 MPDATA,GYZ,9,,Gyz
 MPDATA,GXZ,9,,Gxz
 MPDATA,DENS,9,,5.0247E03

!3.1.4 MATERIAL 10 = concreto Laje Elementos 4 .5 e 6

MPTEMP,,,,,,,,
 MPTEMP,1,0
 MPDATA,EX,10,,Ex
 MPDATA,EY,10,,Ey
 MPDATA,EZ,10,,Ez
 MPDATA,PRXY,10,,vxy
 MPDATA,PRYZ,10,,vyz
 MPDATA,PRXZ,10,,vxz
 MPDATA,GXY,10,,Gxy
 MPDATA,GYZ,10,,Gyz
 MPDATA,GXZ,10,,Gxz
 MPDATA,DENS,10,,4.2496E03

!----- 4.0 SEÇÕES TRANSVERSAIS -----

!4.1 SEÇÃO DA LAJE

!4.1.3 SEÇÃO DA LAJE elementos 1 e 9

sect,1,shell,,lajext1_9

secdata, 0.314,1,0,3

secoffset,MID

seccontrol,0,0,0, 0, 1, 1, 1

!4.1.2 SEÇÃO DA LAJE elementos 2 e 8

sect,2,shell,,lajext2_8

!(t,material, orientação, n integração)

secdata, 0.404,2,0,3

secoffset,MID

seccontrol,0,0,0, 0, 1, 1, 1

!4.1.3 SEÇÃO DA LAJE elementos 3 e 7

sect,3,shell,,lajcen3_7

secdata, 0.430,3,0,3

secoffset,MID

seccontrol,0,0,0, 0, 1, 1, 1

!4.1.4 SEÇÃO DA LAJE elementos 4,5 e 6

sect,4,shell,,lajcen4_5_6

secdata, 0.430,4,0,3

secoffset,MID

seccontrol,0,0,0, 0, 1, 1, 1

!4.2 SEÇÃO DA ALMA DA VIGA

!4.2.1 LONGARINAS - EXTREMIDADES E CENTRAIS

sect,5,shell,,almav_E

secdata, tw_ve,5,0,3

secoffset,MID

seccontrol,0,0,0, 0, 1, 1, 1

!4.2.2 LONGARINAS - SOBRE OS APOIOS A1 A2 A3 A4

sect,6,shell,,almav_A1

secdata, tw_a1,5,0,3

secoffset,MID

seccontrol,0,0,0, 0, 1, 1, 1

!4.3 SEPTOS

!4.3.1 SEÇÃO DA ALMA DO SEPTO

sect,7,shell,,almaspeto

secdata, tw_sep,5,0,3

secoffset,MID

seccontrol,0,0,0, 0, 1, 1, 1

!4.3.2 SEÇÃO DA MESA DO SEPTO

SECTYPE, 8, BEAM, RECT, V_septo, 0 !(ID,tipo,modelo, nome)

SECOFFSET, CENT !(ID,tipo,modelo, nome)

SECADATA,tf_sep,b_sep,4,4,0,0,0,0,0,0,0 !(bsup,tsup,nb,nw,0,0) altura e base !invertidas para não ter que orientar

!4.3 SEÇÃO DAS MESAS VIGAS SUPERIORES E INFERIORES

!Seção da viga superior vão externo

SECTYPE, 9, BEAM, RECT, VE_sup, 0 !(ID,tipo,modelo, nome)

SECOFFSET, CENT !(ID,tipo,modelo, nome)

SECADATA,tf_sup_ve,binf,4,4,0,0,0,0,0,0,0 !(bsup,tsup,nb,nw,0,0)

!Seção da viga inferior vão externo

SECTYPE, 10, BEAM, RECT, VE_inf, 0 !(ID,tipo,modelo, nome)

SECOFFSET, CENT !(ID,tipo,modelo, nome)

SECADATA,tf_inf_ve,binf,4,4,0,0,0,0,0,0,0 !(binf,tinf,nb,nw,0,0)

!Seção da viga superior vão A1

SECTYPE, 11, BEAM, RECT,A1_sup, 0 !(ID,tipo,modelo, nome)

SECOFFSET, CENT	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECDATA,tf_sup_a1,binf,4,4,0,0,0,0,0,0,0	!(bsup,tsup,nb,nw,0,0)
!Seção da viga inferior vão A1	
SECTYPE, 12, BEAM, RECT, A1_inf, 0	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECOFFSET, CENT	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECDATA,tf_inf_a1,binf,4,4,0,0,0,0,0,0,0	!(binf,tinf,nb,nw,0,0)
!Seção da viga superior vão A2	
SECTYPE, 13, BEAM, RECT,A2_sup, 0	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECOFFSET, CENT	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECDATA,tf_sup_a2,binf,4,4,0,0,0,0,0,0,0	!(bsup,tsup,nb,nw,0,0)
!Seção da viga inferior vão A2	
SECTYPE, 14, BEAM, RECT, A2_inf, 0	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECOFFSET, CENT	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECDATA,tf_inf_a2,binf,4,4,0,0,0,0,0,0,0	!(binf,tinf,nb,nw,0,0)
!Seção da viga superior vão A3	
SECTYPE, 15, BEAM, RECT,A3_sup, 0	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECOFFSET, CENT	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECDATA,tf_sup_a3,binf,4,4,0,0,0,0,0,0,0	!(bsup,tsup,nb,nw,0,0)
!Seção da viga inferior vão A3	
SECTYPE, 16, BEAM, RECT, A3_inf, 0	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECOFFSET, CENT	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECDATA,tf_inf_a3,binf,4,4,0,0,0,0,0,0,0	!(binf,tinf,nb,nw,0,0)
!Seção da viga superior vão A4	
SECTYPE, 17, BEAM, RECT,A4_sup, 0	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECOFFSET, CENT	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECDATA,tf_sup_a4,binf,4,4,0,0,0,0,0,0,0	!(bsup,tsup,nb,nw,0,0)
!Seção da viga inferior vão A4	
SECTYPE, 18, BEAM, RECT, A4_inf, 0	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECOFFSET, CENT	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECDATA,tf_inf_a4,binf,4,4,0,0,0,0,0,0,0	!(binf,tinf,nb,nw,0,0)
!Seção da viga superior vão central	
SECTYPE, 19, BEAM, RECT, VC_sup, 0	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECOFFSET, CENT	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECDATA,tf_sup_vc,binf,4,4,0,0,0,0,0,0,0	!(bsup,tsup,nb,nw,0,0)
!Seção da viga inferior vão central	
SECTYPE, 20, BEAM, RECT, VC_inf, 0	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECOFFSET, CENT	!(ID,tipo,modelo, nome)
SECDATA,tf_inf_vc,binf,4,4,0,0,0,0,0,0,0	!(binf,tinf,nb,nw,0,0)
!4.5 SEÇÃO DA CANTONEIRA INFERIOR	
SECTYPE, 21, BEAM, HREC, CANTONEIRA , 4	
SECOFFSET, CENT	
SECDATA,a_canto,l_canto,e_canto,e_canto,e_canto,0,0,0,0,0,0	
!4.6 SEÇÃO DA BARRA DE LIGAÇÃO	
SECTYPE, 22, BEAM, CSOLID, CONECTOR, 0	
SECOFFSET, CENT	
SECDATA,0.1,4,4,0,0,0,0,0,0,0,0	

!4.7 SEÇÃO DA LAJE FISSURADA

!4.7.1 SEÇÃO DA LAJE elementos 1 e 9

sect,23,shell,,lajext1_9

secdata, 0.314,7,0,3

!(t,material, orientação, n integração)

secoffset,MID

seccontrol,0,0,0, 0, 1, 1, 1

!4.7.2 SEÇÃO DA LAJE elementos 2 e 8

sect,24,shell,,lajext2_8

secdata, 0.404,8,0,3

secoffset,MID

seccontrol,0,0,0, 0, 1, 1, 1

!4.7.3 SEÇÃO DA LAJE elementos 3 e 7

sect,25,shell,,lajcn3_7

secdata, 0.430,9,0,3

secoffset,MID

seccontrol,0,0,0, 0, 1, 1, 1

!4.7.4 SEÇÃO DA LAJE elementos 4,5 e 6

sect,26,shell,,lajcn4_5_6

secdata, 0.430,10,0,3

secoffset,MID

seccontrol,0,0,0, 0, 1, 1, 1

!----- 5.0 CRIAÇÃO DO MODELO -----

!5.1 LAJE

!5.1.1 PONTOS - LAJE

TRUE = 1

!verdadeiro ou falso dowhile

COUNT = 0

!contador da distancia percorrida pela rotina

i=1

!numero do keypoint

*dowhile,TRUE

!(fazer, enquanto maior que zero)

K,i,COUNT,h_laje_c/2,0,

!(comando k, número i, coordenadas x,y,z)

K,i+1,COUNT,h_laje_c/2,2.500,

K,i+2,COUNT,h_laje_c/2,3.500,

K,i+3,COUNT,h_laje_c/2,5.000,

K,i+4,COUNT,h_laje_c/2,6.000,

K,i+5,COUNT,h_laje_c/2,7.000,

K,i+6,COUNT,h_laje_c/2,8.000,

K,i+7,COUNT,h_laje_c/2,9.500,

K,i+8,COUNT,h_laje_c/2,10.500,

K,i+9,COUNT,h_laje_c/2,13.000,

COUNT = COUNT + 1

!atualiza count em 1m

i= i + 10

*if,COUNT,GT,v_extremidade,THEN

!verificação para interromper a rotina

TRUE = -1

*endif

*enddo

TRUE = 1

!verdadeiro ou falso dowhile

j=1

```

COUNT1 = j*d_septos+v_extremidade                                !contador da distancia entre septos
*dowhile,TRUE                                                    !(fazer, enquanto maior que zero)
  K,i,COUNT,h_laje_c/2,0,                                        !(comando k, número i, coordenadas x,y,z)
  K,i+1,COUNT,h_laje_c/2,2.500,
  K,i+2,COUNT,h_laje_c/2,3.500,
  K,i+3,COUNT,h_laje_c/2,5.000,
  K,i+4,COUNT,h_laje_c/2,6.000,
  K,i+5,COUNT,h_laje_c/2,7.000,
  K,i+6,COUNT,h_laje_c/2,8.000,
  K,i+7,COUNT,h_laje_c/2,9.500,
  K,i+8,COUNT,h_laje_c/2,10.500,
  K,i+9,COUNT,h_laje_c/2,13.000,
  *if,COUNT,EQ,COUNT1,THEN                                       !(SE, parametro 1, igual a, parametro 2,então)
    j= j+1
    COUNT1 = j*d_septos+v_extremidade                             !(pula o septo para não duplicar os pontos)
  *endif
  COUNT = COUNT + 1                                             !atualiza count em 1m
  i= i + 10
  *if,COUNT,GT,COUNT1,THEN                                       !(SE, parametro 1, maior que, parametro 2,então)
    K,i,COUNT1,h_laje_c/2,0,
    K,i+1,COUNT1,h_laje_c/2,2.500,
    K,i+2,COUNT1,h_laje_c/2,3.500,
    K,i+3,COUNT1,h_laje_c/2,5.000,
    K,i+4,COUNT1,h_laje_c/2,6.000,
    K,i+5,COUNT1,h_laje_c/2,7.000,
    K,i+6,COUNT1,h_laje_c/2,8.000,
    K,i+7,COUNT1,h_laje_c/2,9.500,
    K,i+8,COUNT1,h_laje_c/2,10.500,
    K,i+9,COUNT1,h_laje_c/2,13.000,
    j= j+1
    COUNT1 = j*d_septos+v_extremidade
    i= i + 10
  *endif
  *if,COUNT,GT,c_ponte-v_extremidade,THEN                       !verificação para interromper a rotina
    TRUE = -1
  *endif
*enddo
TRUE = 1
*dowhile,TRUE                                                    !(fazer, enquanto maior que zero)
  K,i,COUNT,h_laje_c/2,0,                                        !(comando k, número i, coordenadas x,y,z)
  K,i+1,COUNT,h_laje_c/2,2.500,
  K,i+2,COUNT,h_laje_c/2,3.500,
  K,i+3,COUNT,h_laje_c/2,5.000,
  K,i+4,COUNT,h_laje_c/2,6.000,
  K,i+5,COUNT,h_laje_c/2,7.000,
  K,i+6,COUNT,h_laje_c/2,8.000,

```

```

K,i+7,COUNT,h_laje_c/2,9.500,
K,i+8,COUNT,h_laje_c/2,10.500,
K,i+9,COUNT,h_laje_c/2,13.000,
COUNT = COUNT + 1                                !atualiza count em 1m
i= i + 10
*if,COUNT,GT,c_ponte,THEN                          !verificação para interromper a rotina
  TRUE = -1
*endif
*enddo
!5.1.2 AREAS - LAJE
NUM_K = i                                          !limite dos pontos da rotina
*do,i,1,NUM_K-18,10                               !pular o conjunto de pontos que não deve ser feita a area
  *do,j,0,8,1
    FLST,2,4,3
    FITEM,2,i+j
    FITEM,2,i+j+10
    FITEM,2,i+j+11
    FITEM,2,i+j+1
    A,P51X
  *enddo
*enddo
!5.2 VIGA
!5.2.1 PONTOS - VIGA                              !rotina parecida com a da laje
TRUE = 1
COUNT = 0
i=NUM_K
j=0.5
COUNT1 = j*7
*dowhile,TRUE
  K,i,COUNT,0,3.500,
  K,i+1,COUNT,-0.700,3.500,
  K,i+2,COUNT,-1.700,3.500,
  K,i+3,COUNT,-2.500,3.500,
  K,i+4,COUNT,0,9.500,
  K,i+5,COUNT,-0.700,9.500,
  K,i+6,COUNT,-1.700,9.500,
  K,i+7,COUNT,-2.500,9.500,
  COUNT = COUNT + 1.000
  i= i + 8
  *if,COUNT,GT,COUNT1,THEN
    K,i,COUNT1,0,3.500,
    K,i+1,COUNT1,-0.700,3.500,
    K,i+2,COUNT1,-1.700,3.500,
    K,i+3,COUNT1,-2.500,3.500,
    K,i+4,COUNT1,0,9.500,
    K,i+5,COUNT1,-0.700,9.500,

```

```

K,i+6,COUNT1,-1.700,9.500,
K,i+7,COUNT1,-2.500,9.500,
j= j+1
COUNT1 = j*7
i= i + 8
*endif
*if,COUNT,GT,v_extremidade,THEN
TRUE = -1
*endif
*enddo
TRUE = 1
j=0.5
COUNT1 = j*d_septos+v_extremidade
*dowhile,TRUE
K,i,COUNT,0,3.500,
K,i+1,COUNT,-0.700,3.500,
K,i+2,COUNT,-1.700,3.500,
K,i+3,COUNT,-2.500,3.500,
K,i+4,COUNT,0,9.500,
K,i+5,COUNT,-0.700,9.500,
K,i+6,COUNT,-1.700,9.500,
K,i+7,COUNT,-2.500,9.500,
*if,COUNT,EQ,COUNT1,THEN
j= j+0.5
COUNT1 = j*d_septos+v_extremidade
*endif
COUNT = COUNT + 1.000
i= i + 8
*if,COUNT,GT,COUNT1,THEN
K,i,COUNT1,0,3.500,
K,i+1,COUNT1,-0.700,3.500,
K,i+2,COUNT1,-1.700,3.500,
K,i+3,COUNT1,-2.500,3.500,
K,i+4,COUNT1,0,9.500,
K,i+5,COUNT1,-0.700,9.500,
K,i+6,COUNT1,-1.700,9.500,
K,i+7,COUNT1,-2.500,9.500,
j= j+0.5
COUNT1 = j*d_septos+v_extremidade
i= i + 8
*endif
*if,COUNT,GT,c_ponte-v_extremidade,THEN
TRUE = -1
*endif
*enddo
j= 0.5

```

!atualiza o j com 0.5 para percorrer os pontos em que as cantoneiras tocam as longarinas

```

COUNT1 = j*7+c_ponte-v_extremidade
TRUE = 1
*dowhile,TRUE
K,i,COUNT,0,3.500,
K,i+1,COUNT,-0.700,3.500,
K,i+2,COUNT,-1.700,3.500,
K,i+3,COUNT,-2.500,3.500,
K,i+4,COUNT,0,9.500,
K,i+5,COUNT,-0.700,9.500,
K,i+6,COUNT,-1.700,9.500,
K,i+7,COUNT,-2.500,9.500,
COUNT = COUNT + 1.000
i= i + 8
*if,COUNT,GT,COUNT1,THEN
K,i,COUNT1,0,3.500,
K,i+1,COUNT1,-0.700,3.500,
K,i+2,COUNT1,-1.700,3.500,
K,i+3,COUNT1,-2.500,3.500,
K,i+4,COUNT1,0,9.500,
K,i+5,COUNT1,-0.700,9.500,
K,i+6,COUNT1,-1.700,9.500,
K,i+7,COUNT1,-2.500,9.500,
j= j+1
COUNT1 = j*7+c_ponte-v_extremidade
i= i + 8
*endif
*if,COUNT,GT,c_ponte,THEN
TRUE = -1
*endif
*enddo
15.2.2 ÁREAS - VIGAS
START_I = NUM_K
NUM_K = i
*do,i,START_I,NUM_K-16,8
*do,j,0,2,1
FLST,2,4,3
FITEM,2,i+j
FITEM,2,i+j+1
FITEM,2,i+j+9
FITEM,2,i+j+8
A,P51X
FLST,2,4,3
FITEM,2,i+j+4
FITEM,2,i+j+5
FITEM,2,i+j+13
FITEM,2,i+j+12

```

!rotina parecida com a da laje

```

A,P51X
*enddo
*enddo
!5.3 SEPTOS
!5.3.1 PONTOS - SEPTOS
TRUE = 1
COUNT = 0
i=NUM_K
*dowhile,TRUE
K,i,COUNT,0,5.000,
K,i+1,COUNT,-0.700,5.000,
K,i+2,COUNT,-1.700,5.000,
K,i+3,COUNT,-2.500,5.000,
K,i+4,COUNT,0,6.000,
K,i+5,COUNT,-0.700,6.000,
K,i+6,COUNT,-1.700,6.000,
K,i+7,COUNT,-2.500,6.000,
K,i+8,COUNT,-1.700,6.500,
K,i+9,COUNT,-2.500,6.500,
K,i+10,COUNT,0,7.000,
K,i+11,COUNT,-0.700,7.000,
K,i+12,COUNT,-1.700,7.000,
K,i+13,COUNT,-2.500,7.000,
K,i+14,COUNT,0,8.000,
K,i+15,COUNT,-0.700,8.000,
K,i+16,COUNT,-1.700,8.000,
K,i+17,COUNT,-2.500,8.000,
COUNT = COUNT + 7
i= i + 18
*if,COUNT,GT,v_extremidade,THEN
TRUE = -1
*endif
*enddo
TRUE = 1
j=1
COUNT = j*d_septos+v_extremidade
*dowhile,TRUE
K,i,COUNT,0,5.000,
K,i+1,COUNT,-0.700,5.000,
K,i+2,COUNT,-1.700,5.000,
K,i+3,COUNT,-2.500,5.000,
K,i+4,COUNT,0,6.000,
K,i+5,COUNT,-0.700,6.000,
K,i+6,COUNT,-1.700,6.000,
K,i+7,COUNT,-2.500,6.000,
K,i+8,COUNT,-1.700,6.500,

```

!Criação dos pontos internos do septo

!ponto em que a cantoneira toca o septo

!Criação dos pontos internos do septo

```

K,i+9,COUNT,-2.500,6.500,
K,i+10,COUNT,0,7.000,
K,i+11,COUNT,-0.700,7.000,
K,i+12,COUNT,-1.700,7.000,
K,i+13,COUNT,-2.500,7.000,
K,i+14,COUNT,0,8.000,
K,i+15,COUNT,-0.700,8.000,
K,i+16,COUNT,-1.700,8.000,
K,i+17,COUNT,-2.500,8.000,
j= j+1
COUNT = j*d_septos+v_extremidade
i= i + 18
*if,COUNT,GT,c_ponte-v_extremidade,THEN
  TRUE = -1
*endif
*enddo
COUNT = c_ponte-v_extremidade+7
TRUE = 1
*dowhile,TRUE
  K,i,COUNT,0,5.000,
  K,i+1,COUNT,-0.700,5.000,
  K,i+2,COUNT,-1.700,5.000,
  K,i+3,COUNT,-2.500,5.000,
  K,i+4,COUNT,0,6.000,
  K,i+5,COUNT,-0.700,6.000,
  K,i+6,COUNT,-1.700,6.000,
  K,i+7,COUNT,-2.500,6.000,
  K,i+8,COUNT,-1.700,6.500,
  K,i+9,COUNT,-2.500,6.500,
  K,i+10,COUNT,0,7.000,
  K,i+11,COUNT,-0.700,7.000,
  K,i+12,COUNT,-1.700,7.000,
  K,i+13,COUNT,-2.500,7.000,
  K,i+14,COUNT,0,8.000,
  K,i+15,COUNT,-0.700,8.000,
  K,i+16,COUNT,-1.700,8.000,
  K,i+17,COUNT,-2.500,8.000,
COUNT = COUNT + 7
i= i + 18
*if,COUNT,GT,c_ponte,THEN
  TRUE = -1
*endif
*enddo
!5.3.2 AREAS - SEPTOS
TRUE = 1
START_I=6859

```

!ponto em que a cantoneira toca o septo

!Criação dos pontos internos do septo

!ponto em que a cantoneira toca o septo

!Criação das areas de cada septo


```

j= 3651
k=0
*dowhile,TRUE
*do,i,START_I,START_I+2,1
  FLST,2,4,3
  FITEM,2,j
  FITEM,2,j+1
  FITEM,2,i+1
  FITEM,2,i
  A,P51X
  j=j+1
*enddo
*do,i,START_I,START_I+2,2
  FLST,2,4,3
  FITEM,2,i
  FITEM,2,i+1
  FITEM,2,i+5
  FITEM,2,i+4
  A,P51X
*enddo
i= START_I+4
  FLST,2,4,3
  FITEM,2,i
  FITEM,2,i+1
  FITEM,2,i+7
  FITEM,2,i+6
  A,P51X
  FLST,2,4,3
  FITEM,2,i+2
  FITEM,2,i+3
  FITEM,2,i+5
  FITEM,2,i+4
  A,P51X
START_I= START_I+8
*do,i,START_I,START_I+4,2
  FLST,2,4,3
  FITEM,2,i
  FITEM,2,i+1
  FITEM,2,i+5
  FITEM,2,i+4
  A,P51X
*enddo
START_I=START_I + 6
*do,i,START_I,START_I+2,1
  FLST,2,4,3
  FITEM,2,i

```

```

FITEM,2,i+1
FITEM,2,j+2
FITEM,2,j+1
A,P51X
j=j+1
*enddo

```

```
START_I=START_I+4
```

```

j= j+58
*if,j,GT,6851,THEN
TRUE = -1
*endif
*enddo

```

15.4 CRIAÇÃO DAS BARRAS ENTRE VIGA E LAJE

15.4.1 ENTRE LONGATRINAS E LAJE

```

i = 3651
j = 3
TRUE = 1
k=3
*dowhile,TRUE
L, i, j
L, i+4, j+5
i = i+8
j = j+10
k=k+1
*if,k,GT,6,THEN
i = i + 8
k=0
*endif
*if,j,GT,283,THEN
TRUE = -1
*endif
*enddo
TRUE = 1
k=4
l=1
*dowhile,TRUE
L, i, j
L, i+4, j+5
i = i+8
j = j+10
k=k+1
*if,k,GT,6,THEN
*if,l,LT,2,THEN
i = i + 8
l=l+1
k=0

```

```

*else
k=-1
l=0
*endif
*endif
*if,j,GT,3363,THEN
TRUE = -1
*endif
*enddo
TRUE = 1
k=4
*dowhile,TRUE
L, i, j
L, i+4,j+5
i = i+8
j = j+10
k=k+1
*if,k,GT,6,THEN
i = i + 8
k=0
*endif
*if,j,GT,3643,THEN
TRUE = -1
*endif
*enddo
!5.4.2 ENTRE SEPTOS E LAJE
i = 6859
j = 4
TRUE = 1
*dowhile,TRUE
L, i, j
L, i+4, j+1
L, i+10, j+2
L, i+14, j+3
i = i+18
j= j+70
*if,j,GT,284,THEN
TRUE = -1
*endif
*enddo
k=2
TRUE = 1
*dowhile,TRUE
L, i, j
L, i+4, j+1
L, i+10, j+2

```

```

L, i+14, j+3
i = i+18
*if,k,LT,2,THEN
j= j+70
k=k+1
*else
j= j+80
k = 0
*endif
*if,j,GT,3364,THEN
TRUE = -1
*endif
*enddo
TRUE = 1
*dowhile,TRUE
L, i, j
L, i+4, j+1
L, i+10, j+2
L, i+14, j+3
i = i+18
j= j+70
*if,j,GT,3644,THEN
TRUE = -1
*endif
*enddo
!5.5 CRIAÇÃO DAS CANTONEIRAS
!5.5.2 AREAS CANTONEIRAS
TRUE=1
i = 6868
j = 3686
*dowhile,TRUE
*if,l,LT,3,THEN
L, i, j
L, i, j+4
L, j, i+18
L, j+4, i+18
i = i+18
j = j+64
*endif
*if,i,GT,7750,THEN
TRUE = -1
*endif
*enddo
!----- 6.0 CRIAÇÃO DA MALHA -----
!AREAS
AESIZE,ALL,1,

```

!6.1 DEFINIÇÕES DA MALHA - LAJE

FLST,5,544,5,ORDE,544

*do,i,1,208,9

FITEM,5,i

!(area inicial)

FITEM,5,i+8

!(sem o - apenas soma uma nova area)

*enddo

*do,i,307,2683,396

*do,j,0,279,9

FITEM,5,i+j

FITEM,5,i+j+8

*enddo

*enddo

*do,i,3061,3268,9

FITEM,5,i

FITEM,5,i+8

*enddo

CM,_Y,AREA

ASEL, , , P51X

CM,_Y1,AREA

CMSEL,S,_Y

CMSEL,S,_Y1

AATT, 1, , 1, 0, 1

!(material, , , seção)

CMSEL,S,_Y

CMDELE,_Y

CMDELE,_Y1

FLST,5,184,5,ORDE,184

*do,i,217,298,9

FITEM,5,i

FITEM,5,i+8

*enddo

*do,i,595,2575,396

*do,j,0,99,9

FITEM,5,i+j

FITEM,5,i+j+8

*enddo

*enddo

*do,i,2971,3052,9

FITEM,5,i

FITEM,5,i+8

*enddo

CM,_Y,AREA

ASEL, , , P51X

CM,_Y1,AREA

CMSEL,S,_Y

CMSEL,S,_Y1

AATT, 7, , 1, 0, 23

!(material, , , seção)

```

CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
FLST,5,544,5,ORDE,544
*do,i,2,209,9
  FITEM,5,i
  FITEM,5,i+6
*enddo
*do,i,308,2684,396
  *do,j,0,279,9
    FITEM,5,i+j
    FITEM,5,i+j+6
  *enddo
*enddo
*do,i,3062,3269,9
  FITEM,5,i
  FITEM,5,i+6
*enddo
CM,_Y,AREA
ASEL, , , P51X
CM,_Y1,AREA
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
AATT, 2, , 1, 0, 2          !(material, , , seção)
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
FLST,5,184,5,ORDE,184
*do,i,218,299,9
  FITEM,5,i
  FITEM,5,i+6
*enddo
*do,i,596,2576,396
  *do,j,0,99,9
    FITEM,5,i+j
    FITEM,5,i+j+6
  *enddo
*enddo
*do,i,2972,3053,9
  FITEM,5,i
  FITEM,5,i+6
*enddo
CM,_Y,AREA
ASEL, , , P51X
CM,_Y1,AREA
CMSEL,S,_Y

```

```

CMSEL,S,_Y1
AATT, 8, , 1, 0, 24 !(material, , , seção)
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
FLST,5,544,5,ORDE,544
*do,i,3,210,9
FITEM,5,i
FITEM,5,i+4
*enddo
*do,i,309,2685,396
*do,j,0,279,9
FITEM,5,i+j
FITEM,5,i+j+4
*enddo
*enddo
*do,i,3063,3270,9
FITEM,5,i
FITEM,5,i+4
*enddo
CM,_Y,AREA
ASEL, , , P51X
CM,_Y1,AREA
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
AATT, 3, , 1, 0, 3 !(material, , , seção)
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
FLST,5,184,5,ORDE,184
*do,i,219,300,9
FITEM,5,i
FITEM,5,i+4
*enddo
*do,i,597,2577,396
*do,j,0,99,9
FITEM,5,i+j
FITEM,5,i+j+4
*enddo
*enddo
*do,i,2973,3054,9
FITEM,5,i
FITEM,5,i+4
*enddo
CM,_Y,AREA
ASEL, , , P51X

```

```

CM,_Y1,AREA
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
AATT, 9, , 1, 0, 25      !(material, , , seção)
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
FLST,5,816,5,ORDE,544
*do,i,4,211,9
FITEM,5,i
FITEM,5,-(i+2)
*enddo
*do,i,310,2686,396
*do,j,0,279,9
FITEM,5,i+j
FITEM,5,-(i+j+2)
*enddo
*enddo
*do,i,3064,3271,9
FITEM,5,i
FITEM,5,-(i+2)
*enddo
CM,_Y,AREA
ASEL, , , ,P51X
CM,_Y1,AREA
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
AATT, 4, , 1, 0, 4      !(material, , , seção)
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
FLST,5,276,5,ORDE,184
*do,i,220,301,9
FITEM,5,i
FITEM,5,-(i+2)
*enddo
*do,i,598,2578,396
*do,j,0,99,9
FITEM,5,i+j
FITEM,5,-(i+j+2)
*enddo
*enddo
*do,i,2974,3055,9
FITEM,5,i
FITEM,5,-(i+2)
*enddo

```



```

CM,_Y,AREA
ASEL, , , P51X
CM,_Y1,AREA
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
AATT, 10, , 1, 0, 26 !(material, , , seção)
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.1.2 MALHA QUE O HERMES PEDIU
NUM_K=363
FLST,2,3276,5,ORDE,2
FITEM,2,1 !seleção da área
FITEM,2,-3276
AESIZE,P51X,0.25, !Definição tamanho da malha pela área
FLST,2,728,5,ORDE,728
*do,i,0,NUM_K,1
FITEM,2,1 + 9*i !seleção da área
FITEM,2,9 + 9*i
*enddo
AESIZE,P51X,1.25, !Definição tamanho da malha pela área
FLST,2,1456,5,ORDE,1456
*do,i,0,NUM_K,1
FITEM,2,2 + 9*i
FITEM,2,4 + 9*i
FITEM,2,6 + 9*i
FITEM,2,8 + 9*i
*enddo
AESIZE,P51X,1,
FLST,2,728,5,ORDE,728
*do,i,0,NUM_K,1
FITEM,2,3 + 9*i
FITEM,2,7 + 9*i
*enddo
AESIZE,P51X,1.5,
FLST,5,3276,5,ORDE,2
FITEM,5,1
FITEM,5,-3276
CM,_Y,AREA
ASEL, , , P51X
CM,_Y1,AREA
CHKMSH,'AREA'
CMSEL,S,_Y
MSHKEY,2
AMESH,_Y1
MSHKEY,0

```

```

CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
FLST,2,364,5,ORDE,364
*do,i,0,NUM_K,1
FITEM,2,5 + 9*i                               !seleção da área
*enddo
AESIZE,P51X,1,
FLST,5,364,5,ORDE,364
*do,i,0,NUM_K,1
FITEM,5,5 + 9*i                               !seleção da area
*enddo
CM,_Y,AREA
ASEL, , , P51X
CM,_Y1,AREA
CHKMSH,'AREA'
CMSEL,S,_Y
ACLEAR,_Y1
MSHKEY,2
AMESH,_Y1
MSHKEY,0
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.2 DEFINIÇÕES DA MALHA - ALMA DA VIGA
FLST,5,1452,5,ORDE,18
FITEM,5,3277
FITEM,5,-3414
*do,i,3529,5257,288
FITEM,5,i
FITEM,5,-(i+167)
*enddo
FITEM,5,5539
FITEM,5,-5676
CM,_Y,AREA
ASEL, , , P51X
CM,_Y1,AREA
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
AATT, 5, , 1, 0, 5                             !(material, , , seção)
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
FLST,5,948,5,ORDE,16
FITEM,5,3415
FITEM,5,-3528
*do,i,3697,5137,288

```

```

FITEM,5,i
FITEM,5,-(i+119)
*enddo
FITEM,5,5425
FITEM,5,-5538
CM,_Y,AREA
ASEL,, ,P51X
CM,_Y1,AREA
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
AATT, 5, , 1, 0, 6          !(material, , , seção)
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.2.1 MALHA COM 1m VIGA
FLST,5,2400,5,ORDE,2
FITEM,5,3277
FITEM,5,-5676
CM,_Y,AREA
ASEL,, ,P51X
CM,_Y1,AREA
CHKMSH,'AREA'
CMSEL,S,_Y
MSHKEY,2
AMESH,_Y1
MSHKEY,0
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
!6.3 DEFINIÇÕES DA MALHA - ALMA SEPTO
FLST,5,676,5,ORDE,2
FITEM,5,5677
FITEM,5,-6352
CM,_Y,AREA
ASEL,, ,P51X
CM,_Y1,AREA
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
AATT, 5, , 1, 0, 7
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.3.1 MALHA COM 1,5m - SEPTO
FLST,2,676,5,ORDE,2
FITEM,2,5677
FITEM,2,-6352

```

```

AESIZE,P51X,1.5,
FLST,5,676,5,ORDE,2
FITEM,5,5677
FITEM,5,-6352
CM,_Y,AREA
ASEL,, , ,P51X
CM,_Y1,AREA
CHKMSH,'AREA'
CMSEL,S,_Y
MSHKEY,2
AMESH,_Y1
MSHKEY,0
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
CMDELE,_Y2
!LINHAS
LESIZE,ALL,1,
!6.4 DEFINIÇÕES DA MALHA - MESA SEPTO

```

```

FLST,5,561,4,ORDE,561
*do,i,12534,14184,33
FITEM,5,i
FITEM,5,i+3
FITEM,5,i+7
FITEM,5,i+8
FITEM,5,i+13
FITEM,5,i+14
FITEM,5,i+17
FITEM,5,i+22
FITEM,5,i+23
FITEM,5,i+27
FITEM,5,i+30
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL,, , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5, ,2, , , ,8
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.4.1 MALHA COM 1,5m - MESA SEPTO
FLST,2,561,4,ORDE,561
*do,i,12534,14184,33
FITEM,2,i

```

```
FITEM,2,i+3
FITEM,2,i+7
FITEM,2,i+8
FITEM,2,i+13
FITEM,2,i+14
FITEM,2,i+17
FITEM,2,i+22
FITEM,2,i+23
FITEM,2,i+27
FITEM,2,i+30
*enddo
AESIZE,P51X,1.5,
FLST,2,561,4,ORDE,561
*do,i,12534,14184,33
FITEM,2,i
FITEM,2,i+3
FITEM,2,i+7
FITEM,2,i+8
FITEM,2,i+13
FITEM,2,i+14
FITEM,2,i+17
FITEM,2,i+22
FITEM,2,i+23
FITEM,2,i+27
FITEM,2,i+30
*enddo
LMESH,P51X
!6.5 DEFINIÇÕES DA MALHA - MESA
!6.5.1 MESAS VÃO EXTERNO SUPERIOR
FLST,5,92,4,ORDE,92
FITEM,5,6929
FITEM,5,6933
*do,i,6948,7242,14
FITEM,5,i
FITEM,5,i+3
*enddo
*do,i,12212,12520,14
FITEM,5,i
FITEM,5,i+3
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL,, ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5,,2,, ,9
```

```

CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.5.2 MESAS VÃO EXTERNO INFERIOR
FLST,5,92,4,ORDE,92
FITEM,5,6941
FITEM,5,6944
*do,i,6956,7250,14
FITEM,5,i
FITEM,5,i+2
*enddo
*do,i,12220,12528,14
FITEM,5,i
FITEM,5,i+2
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL,,,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5,,2,,,10
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.4.4 MESAS VÃO A1 SUPERIOR
FLST,5,92,4,ORDE,92
i=7256
*do,j,0,14,14
FITEM,5,i+j
FITEM,5,i+j+3
*enddo
*do,j,224,252,14
FITEM,5,i+j
FITEM,5,i+j+3
*enddo
START_I=i+658
*do,i,START_I,11274,672
*do,j,0,28,14
FITEM,5,i+j
FITEM,5,i+j+3
FITEM,5,i+j+238
FITEM,5,i+j+241
*enddo
*enddo
*do,j,672,700,14
FITEM,5,i+j

```

```

FITEM,5,i+j+3
*enddo
*do,j,910,924,14
FITEM,5,i+j
FITEM,5,i+j+3
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL, , , P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5, ,2, , , ,11
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.4.5 MESAS VÃO A1 INFERIOR
FLST,5,92,4,ORDE,92
i=7264
*do,j,0,14,14
FITEM,5,i+j
FITEM,5,i+j+2
*enddo
*do,j,224,252,14
FITEM,5,i+j
FITEM,5,i+j+2
*enddo
START_I=i+658
*do,i,START_I,11282,672
*do,j,0,28,14
FITEM,5,i+j
FITEM,5,i+j+2
FITEM,5,i+j+238
FITEM,5,i+j+240
*enddo
*enddo
*do,j,672,700,14
FITEM,5,i+j
FITEM,5,i+j+2
*enddo
*do,j,910,924,14
FITEM,5,i+j
FITEM,5,i+j+2
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL, , , P51X
CM,_Y1,LINE

```

```

CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5, ,2, , , ,12
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.4.5 MESAS VÃO A2 SUPERIOR
FLST,5,64,4,ORDE,64
*do,i,7284,11988,672
  *do,j,0,14,14
    FITEM,5,i+j
    FITEM,5,i+j+3
    FITEM,5,i+j+168
    FITEM,5,i+j+171
  *enddo
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5, ,2, , , ,13
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.4.6 MESAS VÃO A2 INFERIOR
FLST,5,64,4,ORDE,64
*do,i,7292,11996,672
  *do,j,0,14,14
    FITEM,5,i+j
    FITEM,5,i+j+2
    FITEM,5,i+j+168
    FITEM,5,i+j+170
  *enddo
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5, ,2, , , ,14
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.4.5 MESAS VÃO A3 SUPERIOR
FLST,5,96,4,ORDE,96

```



```

*do,i,7312,12016,672
*do,j,0,28,14
  FITEM,5,i+j
  FITEM,5,i+j+3
  FITEM,5,i+j+98
  FITEM,5,i+j+101
*enddo
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL, , , P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5, ,2, , , ,15
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.4.6 MESAS VÃO A3 INFERIOR
FLST,5,96,4,ORDE,96
*do,i,7320,12024,672
*do,j,0,28,14
  FITEM,5,i+j
  FITEM,5,i+j+2
  FITEM,5,i+j+98
  FITEM,5,i+j+100
*enddo
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL, , , P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5, ,2, , , ,16
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.4.7 MESAS VÃO A4 SUPERIOR
FLST,5,64,4,ORDE,64
*do,i,7354,12058,672
*do,j,0,42,14
  FITEM,5,i+j
  FITEM,5,i+j+3
*enddo
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL, , , P51X

```

```

CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5, ,2, , , ,17
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.4.8 MESAS VÃO A4 INFERIOR

```

```

FLST,5,64,4,ORDE,64
*do,i,7362,12066,672
*do,j,0,42,14
  FITEM,5,i+j
  FITEM,5,i+j+2
*enddo
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5, ,2, , , ,18
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.4.9 MESAS VÃO CENTRAL SUPERIOR

```

```

FLST,5,392,4,ORDE,392
*do,i,7522,11554,672
*do,j,0,378,14
  FITEM,5,i+j
  FITEM,5,i+j+3
*enddo
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL, , , ,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5, ,2, , , ,19
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.4.9 MESAS VÃO CENTRAL INFERIOR

```

```

FLST,5,392,4,ORDE,392
*do,i,7530,11562,672
*do,j,0,378,14

```

```
FITEM,5,i+j
FITEM,5,i+j+2
*enddo
*enddo
CM,_Y,LINE
LSEL,,,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5,2,,,20
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.5 CANTONEIRAS
FLST,5,200,4,ORDE,2
FITEM,5,15149
FITEM,5,-15348
CM,_Y,LINE
LSEL,,,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,5,2,,,21
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.6 BARRAS DE LIGAÇÃO
FLST,5,934,4,ORDE,2
FITEM,5,14215
FITEM,5,-15148
CM,_Y,LINE
LSEL,,,P51X
CM,_Y1,LINE
CMSEL,S,_Y
CMSEL,S,_Y1
LATT,6,2,,,22
CMSEL,S,_Y
CMDELE,_Y
CMDELE,_Y1
!6.6 MALHA DE TODAS AS LINHAS
FLST,2,1600,4,ORDE,1600
FITEM,2,6929
FITEM,2,6933
FITEM,2,6941
FITEM,2,6944
*do,i,6948,12520,14
```

```

FITEM,2,i
FITEM,2,i+3
FITEM,2,i+8
FITEM,2,i+10
*enddo
LMESH,P51X
FLST,2,200,4,ORDE,2
FITEM,2,15149
FITEM,2,-15348
LMESH,P51X

FLST,2,934,4,ORDE,2
FITEM,2,14215
FITEM,2,-15148
LMESH,P51X
!----- 7.0 CONDIÇÕES DE CONTORNO -----
!7.1 RESTRIÇÃO NOS NÓS INICIAIS
!7.1 UX, UY, UZ NO PRIMEIRO NÓ
FLST,2,1,3,ORDE,1
FITEM,2,3654
/GO
DK,P51X, , , 0,UX,UY,UZ, , , ,
!(restrição no keypoint, selecionado, , , 0...)
!7.1 UX, UY, NO SEGUNDO NÓ
FLST,2,1,3,ORDE,1
FITEM,2,3658
/GO
DK,P51X, , , 0,UX,UY, , , ,
!7.2 RESTRIÇÃO NOS DEMAIS NÓS
FLST,2,9,3,ORDE,9
*do,i,3910,6598,384
FITEM,2,i
*enddo
FITEM,2,6854
/GO
Dk,P51X, , , 0,UY,UZ, , , ,
FLST,2,9,3,ORDE,9
*do,i,3914,6602,384
FITEM,2,i
*enddo
FITEM,2,6858
/GO
Dk,P51X, , , 0,UY, , , ,
!----- 8.0 SOLUTION -----
FINISH
/SOL
ANTYPE,2
! Tipo de análise: análise modal

```

```

MODEOPT,LANB,632                                ! Tipo de extração na análise modal: block
EQSLV,SPAR                                       ! Especifica o tipo de método para resolução das equações, Sparse Direct Equation Solver.
MXPAND,ALL,,YES,,YES                             ! n° de modos para expandir e escrever, freqmin, freqmax, cálculo dos resultados
LUMPM,0                                          ! OFF Usar a 'element-dependent default mass matrix formulation'
PSTRES,0                                         ! Não incluir efeitos de tensão inicial
SAVE                                             ! Salvar
SOLVE                                           ! Resolver
FINISH

```

C.3 APDL Aplicação das Ações

```

!----- 1.0 DADOS DE ENTRADA -----
c_ponte=336

!DADOS DE ENTRADA DO TREM

N = 18                                           !Numero de vagões intermediários
c_vag = 18                                       !Comprimento do vagão intermediário em metros
d_eix = 2                                       !Distancia entre eixos em metros
P = 170000                                       !Carga por eixo N
c_loc= 3+11+3                                    !Comprimento da locomotiva em metros
c_trem = (N+2)*c_vag-d_eix+(c_loc+3.5)*2

!Dados calculados
N_NO = c_ponte*2+1                               ! N° DE NÓS
lsteps = (c_trem + c_ponte)*2+1                 !Número de passos
n_P = 8 + (N+3)*2                               !Números de Carregamento do HSLM-A

*DIM, pos_P, ARRAY, n_P                          !Vetor com posicionamento das cargas

!POSICIONAMENTO DAS CARGAS DA LOCOMOTIVA E PRIMEIRO VAGÃO
pos_P(1) = 0
pos_P(2) = pos_P(1)-3
pos_P(3) = pos_P(2)-11
pos_P(4) = pos_P(3)-3
pos_P(5) = pos_P(4)-3.5
pos_P(6) = pos_P(5)-d_eix
pos_P(7) = pos_P(6)-c_vag + 2*d_eix

!POSICIONAMENTO DAS CARGAS DOS VAGÕES INTERMEDIÁRIOS
TRUE = 1
COUNT = 8
*dowhile, TRUE
pos_P(COUNT) = pos_P(COUNT-1)-d_eix
pos_P(COUNT+1) = pos_P(COUNT)-c_vag + d_eix

```



```

velo = v/3.6
tt = (c_trem + c_ponte)/velo
tau = tt/lsteps

!----- 8.0 SOLUTION -----

! Obtain the Mode-Superposition Transient Solution
/solu
anty,TRAN
TRNOPT,MSUP,620, ,1,1,0,1 !TRNOPT, Method, MAXMODE, --, MINMODE, MCOut, TINTOPT, VAout
OUTPR,ALL
OUTRES,ALL,ALL
kbc,0
pstres,1
timint,on
autots,0
alphad,0.08019629
betad,0.0000508918
*do,lst,1,lsteps
fdel,all,all
time,tau*lst
*do,i,1,N_NO,1
*if,FUNCGERAL(i,lst),GT,0,THEN
xc=(i*0.5-0.5)
nf1=node(xc,h_laje_c/2,8.0)
nf2=node(xc,h_laje_c/2,9.5)
f,nf1,fy,-FUNCGERAL(i,lst)/2
f,nf2,fy,-FUNCGERAL(i,lst)/2
*endif
*enddo
nsubst,1
lswr,lst
*enddo
lssolve,1,lsteps
FINISH
/INPUT,'Posprocessador','txt','C:\Users\Peixer\Desktop\Ansys\Ponte Completa\carregamentos',, 0
*enddo

```

!Tempo total

!Approx. fundamental period through separate analysis

! Análise transiente

! Escrever todas as soluções

! O que escrever no arquivo de saída, frequência (todo substep)

! Determina se o carregamento é: linearmente interpolado

! Considera tensões iniciais

! Considera efeitos transientes

! Não usa espaçamento de tempo automático

! Multiplicador da matriz de massa

! Multiplicador da matriz de rigidez

! Para todos os passos de tempo

! Apaga todas as forças nos nós

! Define o tempo

! Para todos os nos

! Se o termo (i, lst) de FUNCGERAL for maior que zero

! Posição em x

! Seleção dos nós

!Definição das forcas nos nós

!Número de substeps no passo

!Escreve os dados de carregamento e passos de carregamento em um arquivo

!Lê e resolve vários passos de tempo