

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES FERROVIÁRIAS COM PLATAFORMA BALASTRADA

Constança Rigueiro^{1*}, Carlos Rebelo², Luís Simões da Silva², Marko Heiden³ e
Martin Pircher⁴

1: Departamento de Engenharia Civil
Escola Superior de Tecnologia
Instituto Politécnico de Castelo Branco
Av^a do Empresário, 6000-767 Castelo Branco
e-mail: constanca@est.ipcb.pt

2: Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Ciências e Tecnologia
Universidade de Coimbra
Pólo II – Pinhal de Marrocos, 3000 Coimbra
e-mail: crebelo@dec.uc.pt; luiss@dec.uc.pt; web: <http://www.cmm.pt/gcom>

3: TDV GmbH – Graz Áustria
e-mail: office@tdv.at; web: <http://www.tdv.at>

4: Centre for Construction Technology & Research
University of Western Sydney, Australia
e-mail: m.pircher@uws.edu.au

Palavras-chave: Pontes Ferroviárias, Alta velocidade, Plataformas Balastradas, Análise Dinâmica, Métodos simplificados.

Resumo. *Neste estudo procede-se à caracterização de dois modelos dinâmicos de plataformas ferroviárias balastradas e faz-se a sua implementação num modelo de elementos finitos de uma ponte. Efectua-se a análise dinâmica da referida ponte, com e sem plataforma balastrada, quando sujeita a um comboio ICE. Medições efectuadas a várias pontes com plataforma balastrada, permitiu fazer a aplicação dos modelos a uma situação real de uma ponte ferroviária e comparar os resultados com os valores medidos. Por último aplicaram-se os métodos simplificados DER e LIV, que estimam o valor máximo dos deslocamentos e das acelerações nas velocidades próximas da ressonância.*

1. INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias tem sido objecto de grande interesse e desenvolvimento, em particular nos últimos anos, conforme se pode constatar em [1], bem como na diversidade de temas e artigos apresentados em IABSE Symposium – Structures for High-speed Railway Transportation, [2].

A investigação começou por ser analítica, incidindo sobre a resolução de problemas fundamentais de vigas com diversas condições de apoio e acções, nomeadamente força de valor constante e força sinusoidal a velocidade constante ([3], [4] e [5]).

O modelo de *forças rolantes* considera que a força transmitida pelos eixos do veículo à estrutura se mantém constante durante o tempo em que a composição demora a percorrer a estrutura. Este modelo, embora tenha como vantagem a simplicidade analítica e numérica, apresenta algumas desvantagens, nomeadamente devido ao valor da força transmitida pelos eixos durante a passagem do comboio na ponte ser considerada constante, o que não traduz a realidade, pois estas forças variam devido à existência das forças de inércia, forças elásticas e de amortecimento desenvolvidas no veículo. Este efeito da interacção veículo/via torna-se pertinente quando se deseja avaliar a segurança da circulação, nomeadamente a possível perda de contacto entre a roda e o carril, e na verificação do conforto dos passageiros.

A necessidade de modelar de forma mais elaborada o efeito dos veículos levou ao desenvolvimento de outros modelos desde as *massas rolantes* até aos modelos dinâmicos mais sofisticados das próprias composições, [1], [6]. Recentemente alguns investigadores, [7] e [1], bem como o comité ERRI D214, [8] têm realizado estudos em que se inclui também a plataforma balastrada.

A caracterização da plataforma balastrada para a avaliação do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias tem-se resumido às propriedades elásticas e de amortecimento do balastro, bem como à introdução das irregularidades da plataforma balastrada.

Se o cálculo numérico para a determinação dos efeitos da passagem do comboio sobre a ponte se encontra bem desenvolvido, há no entanto uma componente desta investigação que se encontra por concretizar: a comparação destes resultados, tendo em conta os diferentes métodos que eles implicam, com os resultados obtidos de medições em estruturas reais. De referir que o Relatório 9 do Comité ERRI D214, 1999 [8] aponta esta necessidade como premente para consolidar conclusões sobre esta matéria.

A realização de uma campanha de medições de vibrações em pontes ferroviárias de betão com plataformas balastradas, isostáticas e de médio vão, constituiu uma oportunidade de confrontar resultados obtidos em modelos numéricos, com os medidos em estruturas reais, permitindo identificar alguns dos parâmetros que determinam a resposta da ponte ferroviária quando solicitada pela passagem de diversas composições e velocidades, nomeadamente no que diz respeito à contribuição da plataforma balastrada.

2. PLATAFORMAS BALASTRADAS – MODELOS DINÂMICOS

A plataforma balastrada é composta por vários elementos que constituem dois grupos. O primeiro grupo, designado por super-estrutura, consiste no carril, no sistema de ligação

carril/travessa e nas travessas. O segundo grupo, designado por infra-estrutura, consiste no balastro, estrutura: ponte ou passagem inferior.

Os carris mais utilizados em toda a Europa nas vias de alta velocidade são os UIC60, sendo o número que os identificam correspondente à massa arredondada que os perfis possuem por unidade de comprimento.

O sistema de ligação carril/travessa efectuado por meio de presilhas e palmilhas permite a transmissão das forças impostas pelo carril à travessa, amortece as vibrações e impactos causados pela passagem do comboio e mantém a distância entre carris e a inclinação do carril dentro de valores pré-definidos.

Devido à vida útil e ao comportamento dinâmico que a plataforma balastrada apresenta quando solicitada pela passagem do comboio as travessas utilizadas hoje em dia são de betão (monobloco ou blocos gémeos). Estes elementos têm várias funções: transmitir a força do carril para o balastro o mais uniforme possível, preservar a distância entre carris e a inclinação destes elementos, promover ao isolamento eléctrico entre os dois carris, [9].

O balastro consiste num material não coesivo, granular cujas partículas apresentam dimensões que variam de 30 a 60 mm. Devido ao modo como os inertes estão compactados dentro da camada, o balastro apresenta rigidez na direcção vertical e horizontal, permitindo deste modo suportar elevadas forças verticais e horizontais (laterais e longitudinais) exercidas pela passagem do comboio. A altura do balastro é determinada de modo a assegurar que a estrutura de suporte seja carregada o mais uniforme possível, sendo recomendável uma altura não inferior a 30 cm, podendo atingir os 55 cm. As funções desta camada são várias: o suporte do armamento da via, a transmissão das forças para o apoio da via-férrea e o amortecimento das vibrações. Devido à sua granulometria favorece ainda a drenagem e a evacuação rápida das águas pluviais, retardando o aparecimento de vegetação e reduzindo os efeitos causados pelo gelo. Permite também uma rápida rectificação da geometria da via (nivelamento e alinhamento) mediante operações mecânicas de manutenção, [10].

São apresentados na bibliografia diversos modelos de plataformas balastradas com diferentes valores para os respectivos parâmetros ([9], [6], [11], [12], [13], [8], [1]). Apesar dos valores dos parâmetros variarem pode-se, no entanto, afirmar que existem actualmente quatro modelos dinâmicos distintos para as plataformas balastradas. Apesar de diferentes, estes modelos são bidimensionais e baseiam-se na sua maioria, na hipótese de que o comportamento dinâmico da plataforma se pode definir recorrendo a uma série de massas suspensas unidas por molas elásticas e amortecedores.

No presente estudo são utilizados dois dos modelos dinâmicos de plataformas: o modelo apresentado em [6], também usado por [9] e [11], com algumas diferenças nos valores dos parâmetros (ver Fig. 1) e o modelo apresentado pelo Comité ERRI D214, 1999 [8], (ver Fig. 2).

Nos modelos dinâmicos propostos, o carril apresenta um comprimento infinito, tem rigidez à flexão segundo a direcção longitudinal e lateral e rigidez axial na direcção longitudinal. Relativamente ao sistema de ligação carril/travessa é modelado segundo a vertical entre estes dois elementos, recorrendo a uma mola elástica e amortecedor ligados

em paralelo. As travessas são modeladas como corpos rígidos, cuja massa depende do material e das dimensões deste elemento. Quanto ao balastro, a ligação que este materializa entre a travessa e a ponte é modelada segundo a direcção vertical com molas elásticas e amortecedores dispostos em paralelo. No modelo apresentado pelo Comité ERII D214, aparece quantificada a massa vibrante do balastro sobre a ponte.

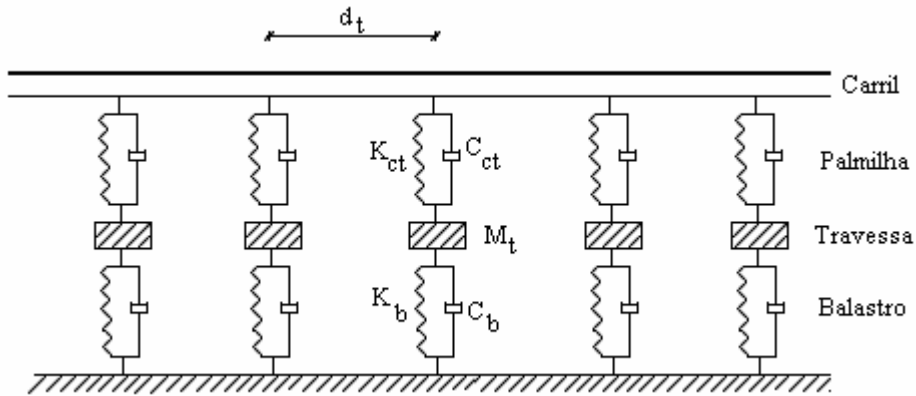


Figura 1. Modelo de plataforma balastrada, [6].

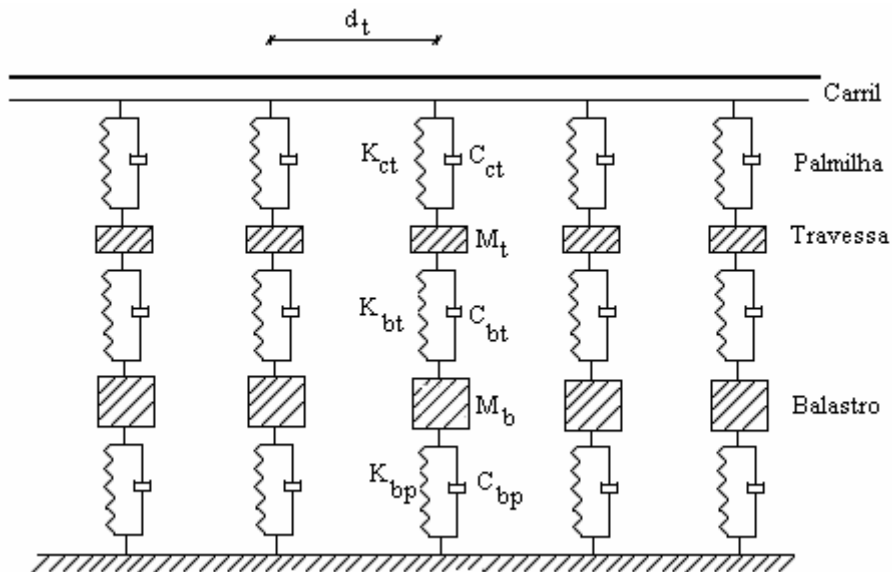


Figura 2. Modelo de plataforma balastrada, [8].

Na Tabela 1 são apresentados os valores para os diferentes parâmetros que constituem o modelo utilizado por [6]. Realce-se que, decorrente do tipo de via que se pretende simular, foram usadas as características do carril corrente em alta velocidade UIC60, e da travessa de betão.

Elemento da plataforma	Valor	Unidades
Carril UIC-60		
Módulo de elasticidade	210E+09	N/m ²
Densidade	7850	kg/m ³
Momento de inércia	3055E-08	m ⁴
Secção Transversal	76.9E-04	m ²
Sistema de ligação carril/travessa		
Rigidez K_{ct}	500E+06	N/m
Coefficiente de amortecimento C_{ct}	918E+03	N.s/m
Travessa		
Massa M_t	290	kg
Distância entre eixos das travessas d_t	0.60	m
Balastro		
Rigidez K_b	48E+06	N/m
Coefficiente de amortecimento C_b	144E+03	N.s/m

Tabela 1. Valores para os parâmetros do modelo apresentado em [6].

Elemento da plataforma	Valor	Unidades
Carril UIC-60		
Módulo de elasticidade	210E+09	N/m ²
Densidade	7850	kg/m ³
Momento de inércia	3055E-08	m ⁴
Secção Transversal	76.9E-04	m ²
Sistema de ligação carril/travessa		
Rigidez K_{ct}	500E+06	N/m
Coefficiente de amortecimento C_{ct}	200E+03	N.s/m
Travessa		
Massa M_t	290	kg
Distância entre eixos das travessas d_t	0.60	m
Balastro		
Rigidez balastro/travessa K_{bt}	538E+06	N/m
Coefficiente de amortecimento balastro/travessa C_{bt}	144E+03	N.s/m
Massa vibrante do balastro M_b	412	kg
Rigidez balastro/ponte K_{bp}	1000E+06	N/m
Coefficiente de amortecimento balastro/ponte C_{bp}	50E+06	N.s/m

Tabela 2. Valores para os parâmetros do modelo apresentado em [8].

O modelo do comité [8] é diferente do anterior na medida em que considera o balastro como uma massa vibrante sobre a ponte e define ligações entre esta massa vibrante e os seus elementos adjacentes, a ponte e a travessa. Na Tabela 2 são apresentados os valores para os diferentes parâmetros dos elementos que compõem a plataforma.

3. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA

O comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária em betão pré-esforçado de médio vão quando sujeita à passagem do comboio de alta velocidade ICE 2 é aqui analisado tendo em conta os dois modelos de plataformas balastradas anteriormente descritos. Conforme a norma prEN 1990 Annex A2, [14], a análise do comportamento dinâmico visa a verificação da segurança à circulação, a segurança estrutural e o conforto dos passageiros. Neste estudo, apenas se verifica a segurança à circulação com base na aceleração vertical da ponte, tendo em conta a influência da plataforma balastrada.

3.1. Caracterização da estrutura

A ponte aqui estudada é uma das estruturas medidas, na campanha de medições referida em [15] e [18]. Trata-se de uma ponte em betão armado pré-esforçado que serve de suporte a uma via-férrea de plataforma balastrada. Apresenta um vão único de 23.5 m e uma largura de 5.14 m, sendo de altura variável, desde 0.91m junto ao apoio direito até 1.14 m a 9.85 m do mesmo apoio, (ver Fig. 3).

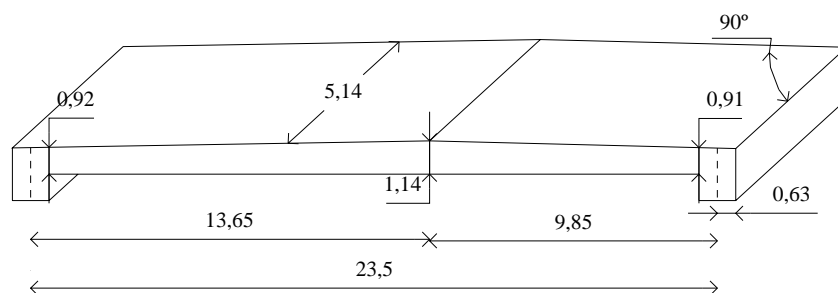


Figura 3. Representação da ponte medida, [15].

Relativamente às propriedades dos materiais adoptaram-se os valores de projecto, para o betão um peso específico de $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$, um módulo de elasticidade de $E=39 \text{ GPa}$ e para o balastro um peso específico de 20 kN/m^3 . A norma prEN1991-2, 2001 [16], recomenda um coeficiente de amortecimento $\xi=1\%$, tendo-se, no entanto, verificado nas medições efectuadas que este valor poderá ir até aos 4 ou 5%.

Utilizando o programa de cálculo RM2004, [17], efectuou-se a modelação em elementos finitos da ponte com base numa grelha. Na Figura 4 apresentam-se os quatro primeiros modos de vibração e as respectivas frequências próprias. Realce-se que o modelo numérico da ponte foi desenvolvido atendendo ao comportamento que a ponte demonstrou nas medições, conforme se descreve em [18].

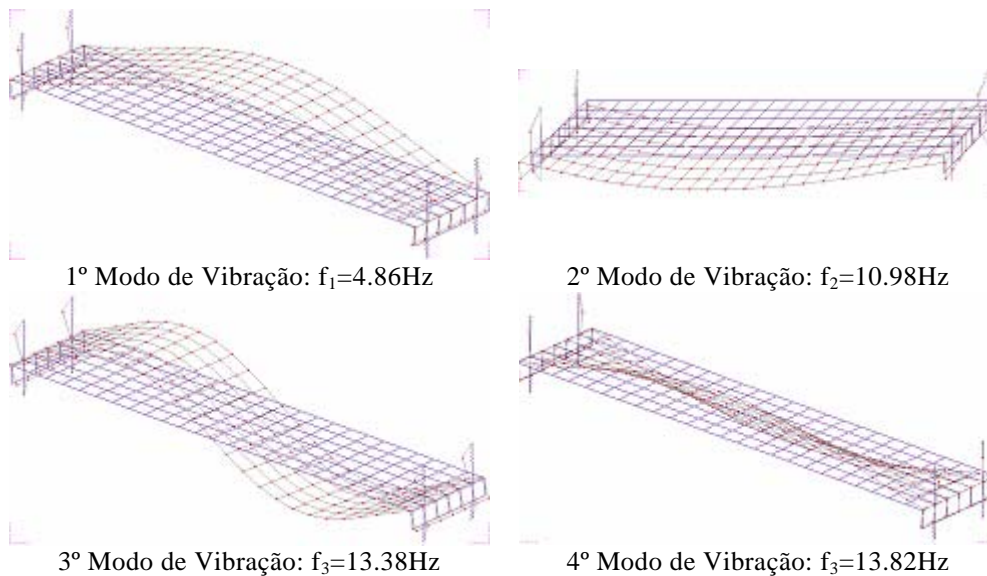


Figura 4. Configuração dos primeiros quatro modos de vibração

A necessidade de se proceder a uma análise dinâmica é avaliada de acordo com o diagrama de fluxo apresentado na norma prEN 1991-2, [16]. Assim, teremos:

- i) a velocidade permitida na ponte é superior a 200 km/h;
- ii) a estrutura tem um comportamento próximo de uma viga simplesmente apoiada;
- iii) o vão é de 23.5 m, (<40.0 m);
- iv) a frequência de torção, $n_T=13.82$ Hz $>1.2 \times 4.86$ Hz = 5.83 Hz;
- v) a ponte tem plataforma balastrada, pelo que a aceleração máxima permitida é de 3.5

m/s². Atendendo à tabela F1, $\frac{v_{\text{lim.}}}{n_0} > \left(\frac{v}{n_0} \right)_{\text{lim.}}$, é necessário realizar uma análise dinâmica.

3.2. Resultados

O cálculo da resposta dinâmica do sistema ponte/plataforma balastrada foi efectuado pelo método de Newmark. A norma EN1990, [14] recomenda que sejam consideradas frequências até ao máximo de 30 Hz ou $1.5 \times n_0$, incluindo no mínimo as três primeiras frequências de vibração, do que, neste caso, seria necessário ter o contributo dos 8 primeiros modos de vibração.

Quando o método de análise não permite filtragem das frequências superiores, o Comité ERRI D214, [8] recomenda que seja efectuado um estudo de sensibilidade da variação do intervalo de tempo na determinação das acelerações máximas e que o valor para o intervalo de tempo verifique determinadas condições, actuando como filtro de frequências superiores a 50 Hz. Atendendo a estas condições o intervalo de tempo utilizado foi de 0.002 s.

Para a análise dinâmica é necessário definir as cargas que caracterizam os comboios reais

bem como o modelo de carga HSLM, sempre que o critério de interoperabilidade seja pertinente. Na via-férrea em que está inserida a ponte em estudo circulam vários tipos de comboios, de passageiros e de mercadorias, em particular o comboio de alta velocidade ICE. No estudo que aqui se apresenta apenas é considerada a passagem deste comboio pois, por um lado, os seus efeitos sobre a ponte já são bastante desfavoráveis e, por outro lado, foram efectuadas medições na passagem deste tipo de composição sobre a ponte.

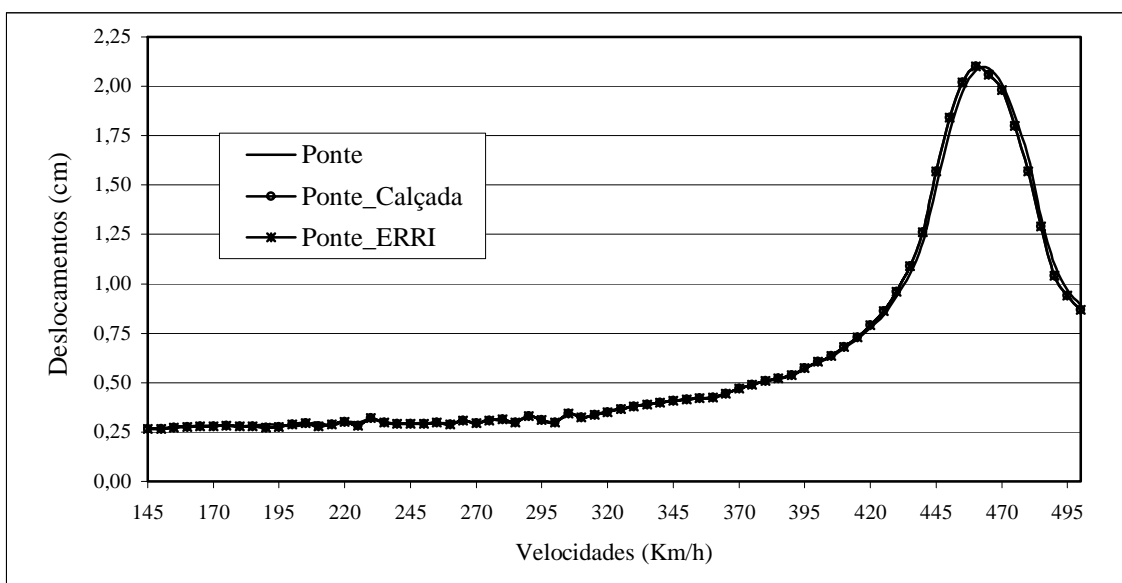


Figura 5. Comparação dos deslocamentos a meio vão para os três modelos utilizados, para a passagem do comboio ICE 2.

Na Figura 5 apresentam-se os valores máximos de deslocamentos em função da velocidade obtidos a meio vão para os três modelos utilizados: a Ponte em que a plataforma é simulada como carga morta e a Ponte com os dois modelos de plataforma balastrada, para a passagem do comboio ICE 2. Conforme se pode constatar não existe influência significativa das plataformas na resposta da estrutura em termos de deslocamentos, pois as respostas dos três modelos são praticamente coincidentes.

Da observação desta figura é possível concluir que a passagem do comboio ICE 2 para velocidades de cerca de 460 km/h provoca fenómenos de ressonância na estrutura, como se poderia deduzir atendendo à 1ª frequência própria da estrutura e à distância característica entre eixos do comboio, d_k :

$$V_{cr.} = n_0 \times d_k = 4.85 \times 26.4 = 462.4 \text{ km/h} \quad (1)$$

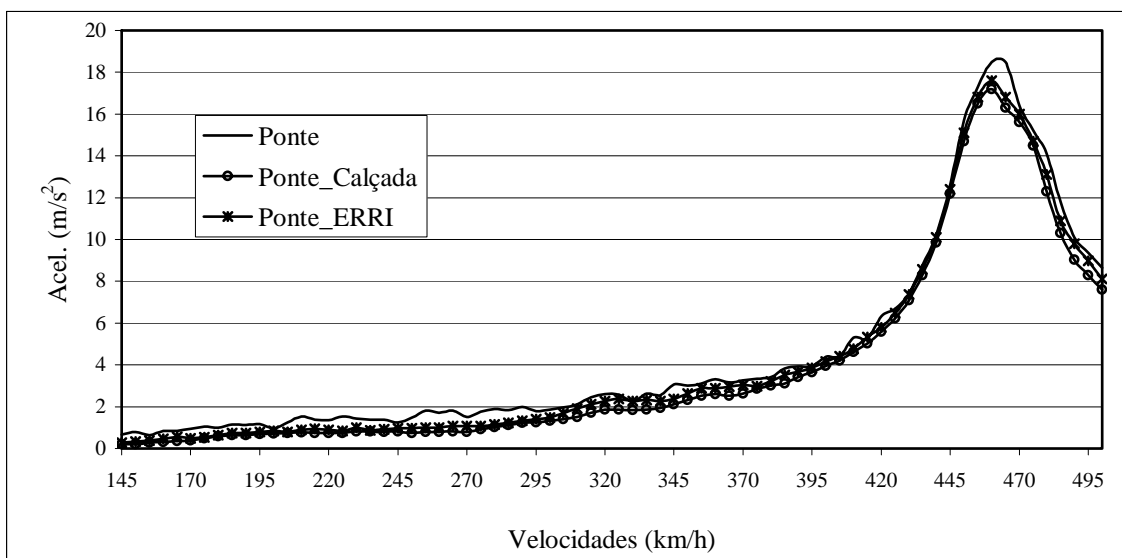


Figura 6. Comparação das acelerações a meio vão para os três modelos utilizados, para a passagem do comboio ICE 2.

A Figura 6 apresenta os valores máximos das acelerações obtidas a meio vão da ponte para os três modelos utilizados. Conforme se pode observar, a consideração das plataformas sobre a ponte faz com que a sua resposta em termos de acelerações, no varrimento de velocidades entre os 145 km/h e os 420 km/h, sofra menores variações. Neste intervalo de velocidades, observam-se as maiores diferenças de acelerações a meio vão, entre os modelos com e sem plataforma.

Para velocidades, próximas da ressonância, os valores das respostas para os modelos da ponte com as plataformas balastradas voltam a destacar-se dos valores obtidos para o modelo da ponte sem esta. Realce-se que, para a velocidade de ressonância as diferenças entre os modelos são de 10% e 8% para o modelo Calçada e ERRI, respectivamente. Relativamente ao limite de acelerações a respeitar em pontes com plataformas balastradas, 3.5 m/s^2 , para o modelo da Ponte, este valor seria ultrapassado para velocidades superiores a 380 km/h. Para os modelos da ponte com plataforma balastrada este limite é ultrapassado para velocidades superiores a 385 km/h e os 390 km/h para o modelo ERRI e modelo Calçada, respectivamente.

4. COMPARAÇÃO DE RESPOSTAS CALCULADAS E MEDIDAS

A comparação das respostas numéricas dos diferentes modelos, com as mesmas respostas obtidas das medições no modelo real é feita em termos de deslocamentos e acelerações. Das medições efectuadas nesta estrutura, consideraram-se para este efeito, a passagem de duas composições diferentes, nomeadamente uma locomotiva tipo 1116 a circular a uma velocidade de 130 km/h e um comboio ICE, constituído por uma locomotiva tipo 1044 e seis carruagens a circular a uma velocidade de 140 km/h. O objectivo destas comparações

é, pois, avaliar o modo como o modelo da ponte, com e sem plataformas, se comporta e concluir qual dos modelos melhor se ajusta ao comportamento real medido.

4.1. Locomotiva tipo 1116 a uma velocidade de 130 km/h

Na Figura 7, apresentam-se as respostas calculadas para os modelos da ponte com e sem plataforma em comparação com a resposta obtida das medições durante e após a passagem da locomotiva a uma velocidade de 130 km/h.

Conforme se pode observar as respostas calculadas em todos os modelos apresentam algum desfasamento relativamente às respostas medidas. De facto, durante a passagem da locomotiva as respostas apresentam comportamentos em que se pode afirmar que a primeira frequência própria do modelo numérico é superior à respectiva frequência real da estrutura. Esta constatação mantém-se ainda durante alguns instantes após a saída da locomotiva da ponte, ou seja já com a estrutura em vibração livre. De seguida, a evolução da resposta calculada é tal que se pode concluir afirmar que a primeira frequência própria da estrutura vai aumentando até ser superior à respectiva frequência numérica.

Realce-se que, para efectuar estas comparações foi necessário utilizar nos diferentes modelos numéricos, da ponte com e sem plataforma, um amortecimento de 3% na primeira frequência própria.

Comparando agora as respostas dos três modelos numéricos, é visível que o modelo da ponte sem plataforma é o que apresenta as maiores acelerações, chegando a ultrapassar os valores máximos medidos. O comportamento obtido na análise dinâmica, efectuada no item anterior com os três modelos é aqui replicado ou seja, o modelo da ponte sem plataforma apresenta as maiores acelerações, seguindo-se o modelo da ponte com a plataforma balastrada ERRI e o modelo da ponte com a plataforma balastrada Calçada.

Observa-se, no entanto, que para os primeiros instantes em vibração livre, qualquer dos modelos numéricos utilizados não consegue simular os valores máximos de aceleração medidos na ponte.

Dos dois modelos de plataforma utilizados, pode-se afirmar que a resposta obtida com o modelo ERRI se ajusta melhor à resposta obtida das medições.

4.2. ICE549 a uma velocidade de 140 km/h

De forma análoga à anterior, procede-se à comparação das respostas calculadas para os modelos da ponte, com e sem plataforma, com a resposta obtida das medições durante e após a passagem de uma composição tipo ICE, composta por uma locomotiva e seis carruagens, a uma velocidade de 140 km/h.

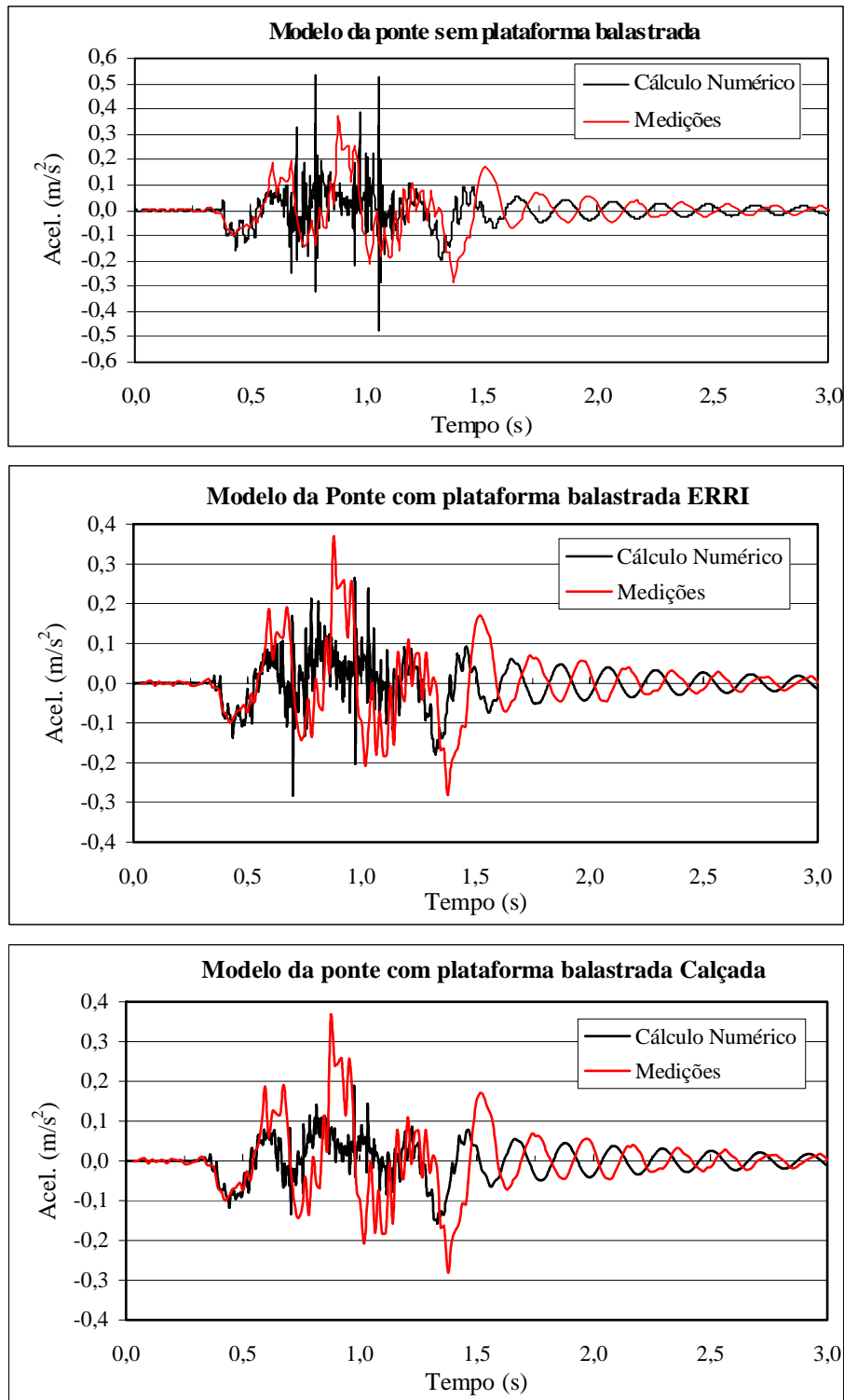


Figura 7. Comparação das respostas calculadas dos vários modelos de ponte com e sem plataforma com a resposta medida, para a passagem da locomotiva 1116 a uma velocidade de 130 km/h.

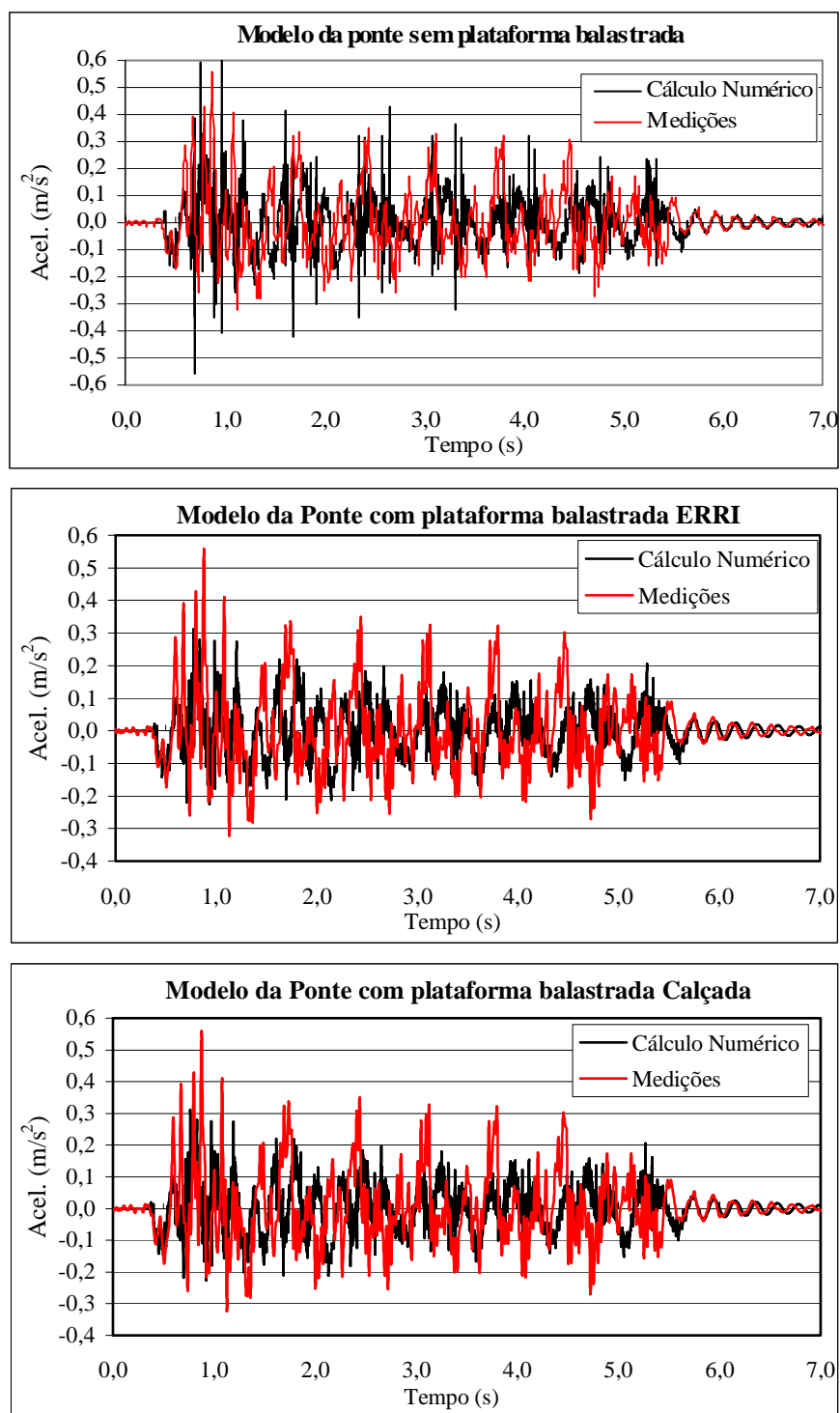


Figura 8. Comparação das respostas calculadas dos vários modelos de ponte, com e sem plataforma, com a resposta medida, para a passagem da composição IC a 140 km/h.

Analisando a Figura 8 chega-se a conclusões semelhantes às anteriores. O modelo da ponte sem plataforma apresenta as maiores acelerações calculadas, estes valores são superiores ou iguais aos obtidos nas medições. Para a realização destas comparações, o valor do amortecimento utilizado nos modelos numéricos foi de 3% na primeira frequência própria.

5. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS APROXIMADOS DER E LIV

A par dos modelos e metodologias de cálculo apresentados na introdução deste estudo para a determinação dos efeitos dinâmicos produzidos na ponte quando da passagem dos diferentes comboios e velocidades, o Comité ERRI D214, [8] apresenta, ainda, métodos aproximados para avaliar estes efeitos, com o objectivo de avaliar os deslocamentos e acelerações máximas devidos à passagem de diversos tipos de comboio sobre a ponte, na situação de ressonância. Estes métodos simplificados, designados por DER (Decomposição da Excitação em Ressonância) e LIV (Linha de Influência Virtual), centram-se na obtenção analítica da resposta em ressonância de uma viga simplesmente apoiada quando sujeita a uma série de cargas pontuais rolantes a velocidade constante. Apresentam portanto o inconveniente de apenas serem propostos para vigas simplesmente apoiadas e de não terem em conta os efeitos da interacção entre os veículos e a ponte.

A aplicação destes métodos implica a determinação da “*Dynamic Signature*” designado por “*Agressividade Dinâmica*” do Comboio, e da “*Linha de Influência da Ponte*”.

5.1. Método da Decomposição da Excitação em Ressonância (DER)

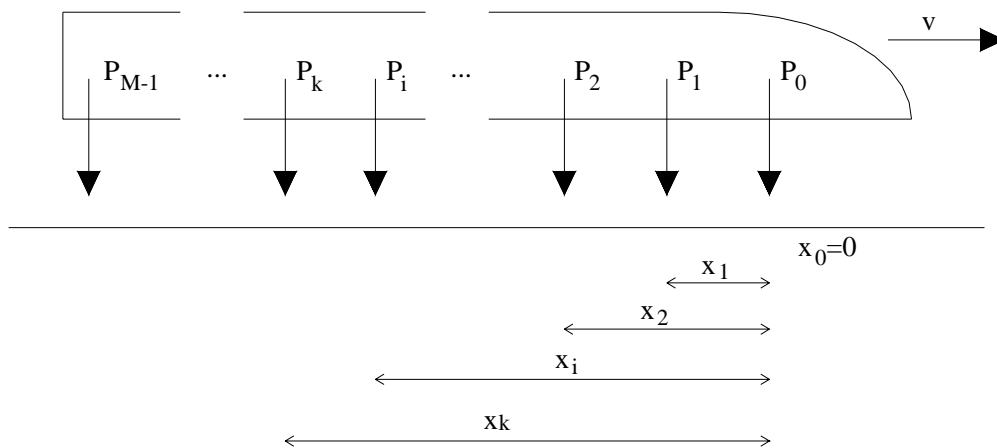


Figura 9. Modelação do comboio para aplicabilidade nos métodos DER e LIV

Trata-se de um método simplificado, baseado na Excitação em Ressonância para o cálculo da resposta máxima da estrutura para velocidades superiores a 200 Km/h. Este método permite assim calcular os valores máximos da aceleração com base no produto de duas funções: a primeira $A\left(\frac{L}{\lambda}\right)$, designada por “*Linha de Influência da Ponte*”, é definida pelas

características da ponte, nomeadamente o comprimento do vão, L e a frequência fundamental, n_0 ; a segunda $G(\lambda)$, a “Agressividade dinâmica” do Comboio depende das características do comboio, nomeadamente as forças por eixo, P_i , as distâncias ao primeiro eixo, x_i , (ver Figura 9) e do coeficiente de amortecimento da ponte, ζ .
Recorrendo ao conceito de comprimento de onda da excitação,

$$\lambda = \frac{v}{n_0} \quad (2)$$

onde n_0 é a frequência fundamental da estrutura e v a velocidade do comboio, a aceleração máxima a meio vão na ressonância é calculada por,

$$\Gamma = C_t \times A\left(\frac{L}{\lambda}\right) \times G(\lambda) \quad (3)$$

e C_t é uma constante que depende da massa da ponte por unidade de comprimento, m ,

$$C_t = \frac{4}{m \times \pi} \quad (4)$$

A “Linha de Influência da Ponte” e a “Agressividade dinâmica” do Comboio são dadas respectivamente por:

$$A\left(\frac{L}{\lambda}\right) = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \quad (5)$$

e

$$G(\lambda) = \text{Max}_{i=1, M-1} \frac{1}{\zeta x_i} \sqrt{\left[\sum_{k=0}^i P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2 + \left[\sum_{k=0}^i P_k \text{sen}\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2} \left(1 - \exp\left(-2\pi\zeta \frac{x_i}{\lambda}\right) \right) \quad (6)$$

De referir que nesta última expressão, i varia de 0 até $(M-1)$, de modo a ter em conta todos os subcomboios que compõem o comboio. O valor de $G(\lambda)$ corresponde ao valor máximo dos valores obtidos para o conjunto dos subcomboios que constituem o comboio, sendo que, este valor não é necessariamente obtido na situação em que a totalidade do comboio atravessou a ponte.

Quanto ao deslocamento máximo a meio vão, este pode ser estimado recorrendo à expressão:

$$Y = Y_{\text{est.C.}} + \frac{\Gamma}{(2\pi n_0)^2} \quad (7)$$

em que $Y_{\text{est.C.}}$ corresponde ao deslocamento estático a meio vão, provocado pela passagem das carruagens do comboio ICE 2. A aplicação do método DER, é adequada para as velocidades próximas da ressonância, pois para as restantes velocidades assume valores inferiores aos obtidos da análise dinâmica, conforme se pode constatar nas Figuras 10 e 11. Atendendo a este facto, o Comité ERRI D214, [8] recomenda que nestas velocidades, se estime os valores dos deslocamentos e acelerações, recorrendo ao factor de amplificação dinâmica, FAD, utilizando as seguintes expressões:

$$Y = Y_{\text{est.}} (1 + \varphi') \quad (8)$$

$$\Gamma = Y_{\text{est.}} \varphi' (2\pi n_0)^2 \quad (9)$$

em que φ' é o coeficiente de amplificação dinâmica, definido através de

$$\varphi' = \frac{k}{1 - k + k^4} \quad (10)$$

com

$$k = \frac{v}{2Ln_0} = \frac{\lambda}{2L} \quad (11)$$

5.2. Método da Linha de Influência Virtual (LIV)

Este método é desenvolvido com base na análise das vibrações livres virtuais produzidas após a passagem de cada eixo do comboio pela ponte. Os valores máximos dos deslocamentos e acelerações são obtidos pelas seguintes expressões,

$$Y = C_{\text{desl.}} \cdot A(k) \cdot G(\lambda) + Y_{\text{est.C.}} \quad (12)$$

$$\Gamma = C_{\text{acel.}} \cdot A(k) \cdot G(\lambda) \quad (13)$$

em que:

$$C_{\text{desl.}} = \frac{2}{mL(2\pi n_0)^2} \quad (14)$$

$$C_{\text{acel.}} = \frac{2}{mL} \quad (15)$$

$$A(k) = \frac{k}{1 - k^2} \sqrt{e^{-2\zeta \frac{\pi}{k}} + 1 + 2 \cos\left(\frac{\pi}{k}\right) e^{-2\zeta \frac{\pi}{k}}} \quad (16)$$

$$G(\lambda) = \text{Max}_{i=1, M-1} \sqrt{\left[\sum_{k=0}^i P_k \cos(2\pi\delta_i) e^{-2\pi\zeta\delta_i} \right]^2 + \left[\sum_{k=0}^i P_k \text{sen}(2\pi\delta_i) e^{-2\pi\zeta\delta_i} \right]^2} \quad (17)$$

$$\delta_i = \frac{x_i - x_k}{\lambda} \quad (18)$$

Nestas expressões o significado de cada variável é o mesmo do método DER.

5.3. Comparação dos resultados obtidos da análise dinâmica e dos métodos simplificados

Nas Figuras 10 e 11 são efectuadas as comparações dos resultados obtidos em termos de deslocamentos e acelerações respectivamente, da análise dinâmica com os obtidos por intermédio da aplicação dos métodos DER e LIV e do factor de amplificação dinâmica, FAD.

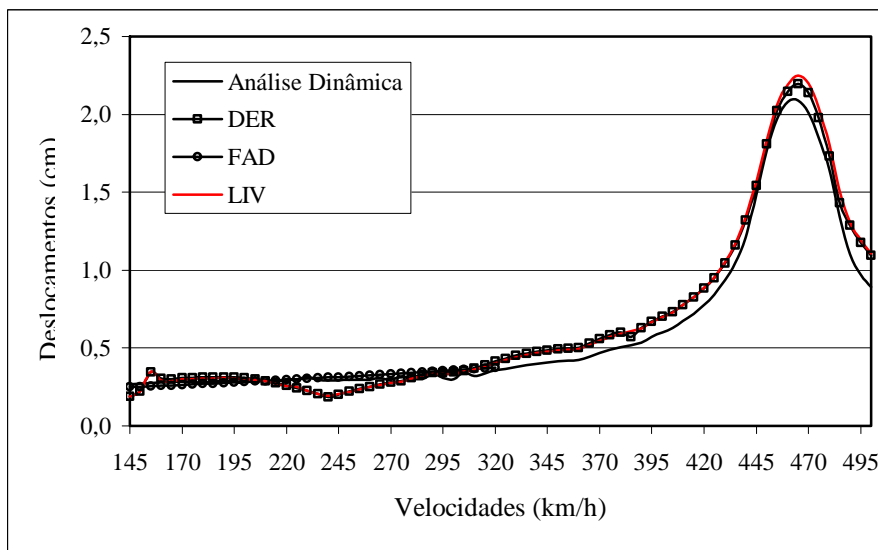


Figura 10. Comparação das respostas máximas em termos de deslocamentos obtidas por intermédio da análise dinâmica e dos métodos simplificados.

Da análise destas figuras é possível concluir que a aplicação dos métodos simplificados DER, LIV e do FAD, conduzem a uma envolvente de deslocamentos e acelerações que tem os mesmos valores definidos pela análise dinâmica. De acordo com a definição dos métodos DER e LIV, pode-se observar que os valores obtidos junto da velocidade de ressonância conseguem traduzir bastante bem os valores máximos obtidos na análise dinâmica. Fora da zona de ressonância, a aplicação do factor de amplificação dinâmica, FAD, consegue estimar os valores dos deslocamentos e acelerações de uma bastante razoável.

Saliente-se que, como a modelação da ponte atendeu ao comportamento que esta demonstrou nas medições, ligeiramente diferente do simplesmente apoiado, para a aplicação destes métodos, DER e LIV, foi considerado um valor adequado para o comprimento do vão de modo a estimar convenientemente a massa modal da ponte.

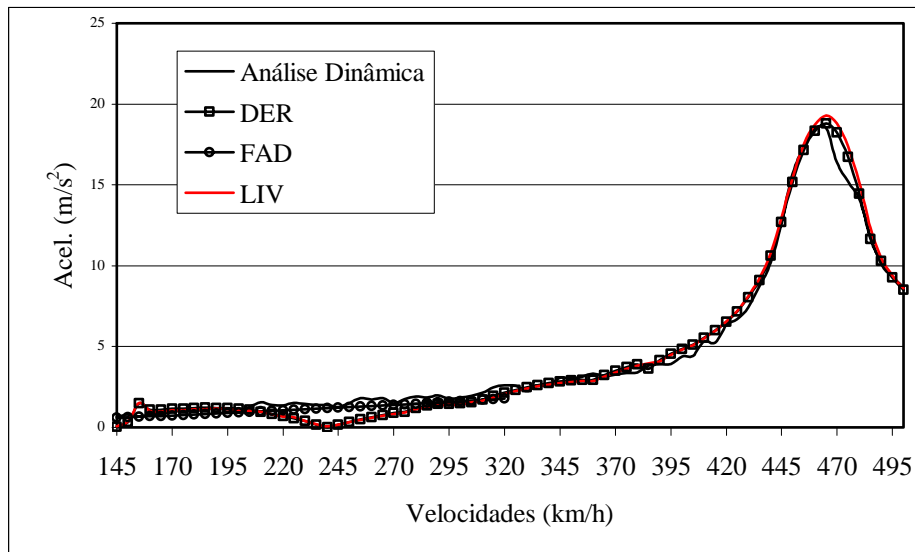


Figura 10. Comparação das respostas máximas em termos de acelerações obtidas por intermédio da análise dinâmica e dos métodos simplificados.

6. CONCLUSÕES

O estudo aqui apresentado desenvolve-se em três etapas. Na primeira, efectua-se a análise dinâmica dos modelos da ponte sem e com plataforma balastrada num varrimento de velocidades em que se observam os fenómenos de ressonância da estrutura. Nesta análise conclui-se que a consideração dos modelos dinâmicos de plataformas balastradas sobre a ponte não interfere na resposta em termos de deslocamentos, ao contrário da resposta em termos de acelerações, em que a consideração da plataforma tem influência. Obtêm-se, neste caso, valores inferiores, em especial na zona de ressonância, sendo a diferença de cerca 8% a 10% nos modelos da plataforma balastrada.

Numa segunda etapa efectua-se a comparação entre as respostas obtidas nos modelos numéricos, da ponte sem e com plataforma, com os obtidos das medições da estrutura quando a passagem de diferentes composições. Aqui observa-se que o modelo numérico da ponte sem plataforma apresenta um comportamento idêntico ao obtido das medições, no entanto, desfasado devido à diferença existente entre as frequências dos modelos comparados.

Por último efectua-se a comparação dos valores obtidos das acelerações, recorrendo à análise dinâmica, com os valores obtidos através dos métodos simplificados indicados pelo Comité ERRI D214. Assim, é determinado que os resultados obtidos pelo método DER e LIV são praticamente coincidentes e conjuntamente com a aplicação do FAD, constituem uma boa envolvente aos primeiros resultados.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Yang Y. B. et al., “Vehicle-Bridge Interactions Dynamics: With Applications to High-

- Speed Railways, World Scientific, 2004.
- [2] IABSE, “Structures for High-speed Railway Transportation”, Report Symposium, Antwerp, 2003
 - [3] Biggs J.M., “Introduction to structural dynamics, McGraw-Hill, London, 1964.
 - [4] Timoshenko S., “Vibration problems in engineering”, John Wiley & Sons, 1974
 - [5] Fryba L., “Vibrations of solids and structures under moving loads”, Thomas Telford, 1999.
 - [6] Calçada R.A.B., “Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade” Msc. Thesis, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto, 1996.
 - [7] Museros P, Romero M.L., et al, “Advances in analysis of short span railway bridges for high-speed lines”, Computers & Structures, 80, pp. 2121-2132, 2002.
 - [8] ERRI D214, Rail Bridges for speeds>200km/h, final Report, European Rail Research Institute, 1999.
 - [9] Esveld C., “Modern Railway Track”, MRT – Productions, Germany, 1989.
 - [10] Nunes M.C.M., “Caracterização laboratorial de balastos e aplicação à análise estrutural da via férrea”, Msc Thesis, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 1991.
 - [11] Man A. P., “A survey of dynamic railway track properties and their quality”, PhD Thesis, TU Delft, DUP – Science, Delft, 2002.
 - [12] zhai W.M., Wang K.Y., Lin J.H., “Modelling and experiment of railway ballast vibrations” Journal of Sound and Vibration, 270, pp. 673-683, 2003.
 - [13] Oscarsson J. “Dynamic train-track interactions: linear and non linear tracks models with property scatter”, PhD Thesis, Department of Solid Mechanics, Chalmers University of Technology, Goterborg, Sweden, 2001.
 - [14] EN 1990 – Eurocode: Basis of structural design, prAnnex A2: Application for bridges (Normative), 2002.
 - [15] TDV, Engineering software, Dynamiche Messungen, Abschnitt: Linz – Wels, Austria, Graz (Technical Report), 2003.
 - [16] prEN 1991-2, Eurocode 1 – Actions on structures, Part 2: General actions – traffic loads on bridges, 2001.
 - [17] TDV, Gesmbh. RM2004 – Software & Technical Description, Graz, Austria.
 - [18] Rebelo, C., Heiden M., Pircher M., Simões da Silva L., “Vibration measurements on existing single-span concrete railway viaducts in Austria”, EuroDyn 2005, to be presented in Paris, 4-7 September, 2005.