

## Resposta em Frequência de Pontes Ferroviárias Considerando a Interação Veículo/Balastro/Ponte



**Constança Rigueiro**  
Prof. Adjunto  
EST-IPCB  
Castelo Branco



**Carlos Rebelo**  
Prof. Auxiliar  
DEC-FCTUC  
Coimbra



**Luís S. da Silva**  
Prof. Catedrático  
DEC-FCTUC  
Coimbra

### SUMÁRIO

Neste artigo apresenta-se a calibração do modelo estrutural de uma ponte ferroviária com um vão simplesmente apoiado de 23.5 metros em betão pré-esforçado, para a qual se possuem medições da resposta de aceleração vertical do tabuleiro quando sujeita à passagem de tráfego real. O estudo é complementado com o cálculo e comparação da resposta dinâmica da ponte quando sujeita à passagem de dois tipos de composição ferroviária: uma locomotiva e o comboio de alta velocidade alemão ICE2. Nesta análise são definidas duas metodologias para o cálculo da resposta, nomeadamente, o modelo das forças rolantes e a interação do sistema veículo/via férrea/ponte em que são utilizados três diferentes modelos dinâmicos de via férrea.

**Palavras-chave:** dinâmica estrutural, pontes ferroviárias, comboios de alta velocidade, via férrea balastrada, medições.

### 1. INTRODUÇÃO

O estudo dos efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias tem constituído objecto de interesse ao longo do tempo, mas é nas últimas duas décadas que se tem observado um maior desenvolvimento na investigação deste tema. Este facto é devido à construção e modernização das rede ferroviárias para velocidades de circulação superiores a 200 km/h.

Em alguns países da União Europeia tem-se feito a avaliação do comportamento das infraestruturas existentes com vista, por um lado, a avaliar a possibilidade de incrementar a velocidade dos comboios circulantes, e por outro lado a satisfazer as condições de interoperabilidade dos troços.

Num grande número de pontes existentes de pequeno e médio vão, ou seja pontes com vãos que podem ir até aos 30-40m de comprimento, o comportamento dinâmico é decisivo para a verificação da segurança na medida em que os deslocamentos e acelerações podem ser muito amplificados caso a situação de ressonância ocorra. Deste modo é necessária uma correcta avaliação da resposta dinâmica da estrutura de modo a definir procedimentos de manutenção, reforço ou mesmo considerá-la como inadequada para a circulação de comboios de altas velocidades.

Por outro lado, uma definição adequada do modelo estrutural de uma ponte com alguns anos de serviço é um processo numérico complexo pois à partida não são conhecidos a influência de uma série de factores no comportamento da estrutura, nomeadamente:

- As condições de fronteira do tabuleiro da ponte, a continuidade do carril sobre os apoios da estrutura, e para o caso de pontes de pequeno vão, a interacção do solo com a estrutura;
- O balastro sobre a ponte, o seu estado de compactação;
- O amortecimento do sistema via férrea/ponte a ter em conta, de modo a determinar a resposta da estrutura quando sujeita à passagem do tráfego ferroviário;
- O modelo de acção no cálculo das respostas, as forças rolantes versus a interacção entre o veículo/via férrea/ponte.

A contribuição destes factores ou de outros, que à partida não são conhecidos, só pode ser avaliada se existirem medições na estrutura. A investigação desenvolvida pelos autores em [1], [2] e [3], na determinação do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias simplesmente apoiadas de uma só via assenta na comparação entre as respostas medidas e as respostas numéricas, em termos de acelerações, em que para tal se utilizam diferentes metodologias de cálculo, forças rolantes e interacção entre veículo/ponte e entre veículo/via férrea/ponte. Na modelação da via férrea sobre a ponte são usados três diferentes modelos propostos por outros autores [4], [5] e [6].

## **2. MODELOS DINÂMICOS DE VIAS FÉRREAS BALASTRADAS**

### **2.1 Generalidades**

A via férrea é constituída por vários elementos, os carris, as travessas, as ligações travessa/carril e o balastro. Os carris têm várias funções na via férrea na medida em que transferem as forças verticais dos veículos para as travessas e balastro, mantêm a estabilidade horizontal das rodas, determinam uma superfície lisa para a circulação do comboio e efectuam a distribuição das forças de frenagem e arranque para os apoios das pontes. Na Europa nas linhas de alta velocidade o perfil tipo mais utilizado é o UIC60. As ligações entre o carril/travessas podem ser efectuadas por intermédio de palmilhas e presilhas, estes sistemas efectuam a transferência das forças do carril para as travessas, amortecem as vibrações e os impactos causados pela circulação do tráfego ferroviário, mantêm a inclinação do carril e a distância entre carris. Relativamente às travessas, são de betão ou de madeira, asseguram o suporte dos carris e o isolamento eléctrico entre eles, preservando as suas inclinações e a distância entre eles, e tanto quanto possível, permitem que a transmissão das forças para o balastro se proceda de um modo uniforme. Associadas às características de resistência as travessas também têm apresentar durabilidade face às variações climáticas a que se estão sujeitas. O balastro consiste numa camada de material não coesivo, granular cujas partículas

apresentam dimensões que podem variar entre os 30–60 mm. Devido ao modo como os inertes estão confinados dentro da camada, apresenta características de distribuição das forças e de amortecimento, apresentando elevada rigidez na direcção vertical e horizontal. Assegura o suporte da via-férrea e constitui um eficiente sistema de drenagem das águas pluviais. A altura do balastro é determinada de modo a assegurar que a estrutura que o suporta seja carregada o mais uniforme possível, sendo recomendado uma altura não inferior a 30 cm, medidos a partir da face inferior da travessa.

Inicialmente os modelos numéricos da via-férrea balastrada eram utilizados de modo a analisar a deformabilidade da via-férrea, face à circulação dos comboios. Existem muitos estudos nesta área, sendo um breve resumo apresentado em [7]. Em [8] e [9] são apresentados vários modelos de via férrea utilizados na análise da interacção veículo/via-férrea. Estas investigações efectuam a análise no domínio do tempo da deformabilidade da via e da interacção veículo/via-férrea, nomeadamente a determinação dos deslocamentos verticais e das forças de contacto entre a roda e o carril. Estas análises chegam a apresentar modelações completas do veículo bem como a consideração das irregularidades do carril de modo a estudar os seus efeitos.

De acordo com a bibliografia analisada, os modelos da via-férrea balastrada podem ser bidimensionais ou tridimensionais. Os carris são simulados com comprimento infinito recorrendo a elementos de viga Bernoulli-Euler ou Timoshenko, e colocados sobre uma série de amortecedores e molas verticais ligados em paralelo. Nos modelos tridimensionais, cada carril é simulado separadamente e a travessa é modelada de modo a investigar o seu comportamento à flexão e corte; estes modelos são mais complexos quer para a via-férrea quer para o veículo circulante. Em qualquer destas modelações as características de rigidez e amortecimento do balastro são simuladas recorrendo a molas e amortecedores verticais ligados em paralelo. Alguns modelos têm também em conta a massa vibrante do balastro existente sob as travessas e outros ainda complementam com molas e amortecedores horizontais de modo a ter em conta as características de rigidez e amortecimento do balastro nesta direcção.

Na medida em que se pretende investigar a influência da via-férrea nas vibrações verticais das pontes ferroviárias efectuando a comparação das respostas numéricas com resultados de medições, apenas são utilizados modelos bidimensionais pois os efeitos de torção na estrutura instrumentada são desprezáveis.

## **2.2 Modelos e parâmetros**

Os três modelos de via férrea utilizados são apresentados nas Figura 1, 2 e 3 e os respectivos parâmetros nos Quadro 1, 2 e 3. Estes modelos resultam de investigações desenvolvidas no domínio da análise do comportamento dinâmico do sistema veículo/via-férrea/ponte [4], [5] e do sistema veículo/via-férrea [6]. Nesta investigação, estes modelos são sobrepostos com o modelo de elementos finitos da ponte e actuados quer por forças concentradas rolantes quer por sistemas constituídos por massas rolantes, suspensas e não suspensas, que pretendem simular a passagem dos comboios reais. Os parâmetros admitidos para os vários elementos que constituem os modelos, são admitidos como constantes em toda a via, apesar de tal não ocorrer na realidade devido ao processo de construção e manutenção da via-férrea. Na Figura 1, representativa do modelo I, as molas e os amortecedores lineares colocados segundo a

vertical e a horizontal correspondem ao balastro. No modelo II é introduzida a massa da travessa e a ligação carril/travessa recorrendo a molas e amortecedores verticais ligados em paralelo. A distância entre travessas é definida. O modelo III é o mais complexo pois além dos elementos definidos no modelo anterior, é considerada a massa vibrante do balastro sobre a ponte, bem como a simulação das ligações que este elemento tem com os seus elementos fronteira, a ponte e as travessas.

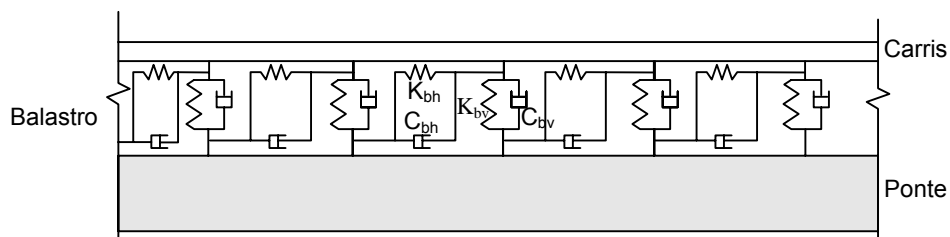


Figura 1: Modelo I da via-férrea balastrada [5].

Quadro 1: Propriedades do modelo I [5].

Parâmetros	Notação	Valor	Unidades
<b>Carril UIC60</b>			
Módulo de Elasticidade	$E_{ca}$	210E+09	N/m <sup>2</sup>
Densidade	$\rho_{ca}$	7850	kg/m <sup>3</sup>
Momento de Inércia	$I_{ca}$	3055E+08	m <sup>4</sup>
Secção transversal	$A_{ca}$	76.9E-04	m <sup>2</sup>
<b>Balastro</b>			
Rigidez vertical por metro	$K_{bv}$	104E+06	N/m
Amortecimento por metro	$C_{bv}$	50E+03	Ns/m
Rigidez horizontal por metro	$K_{bh}$	104E+06	N/m
Amortecimento horizontal por metro	$C_{bh}$	50E+03	Ns/m

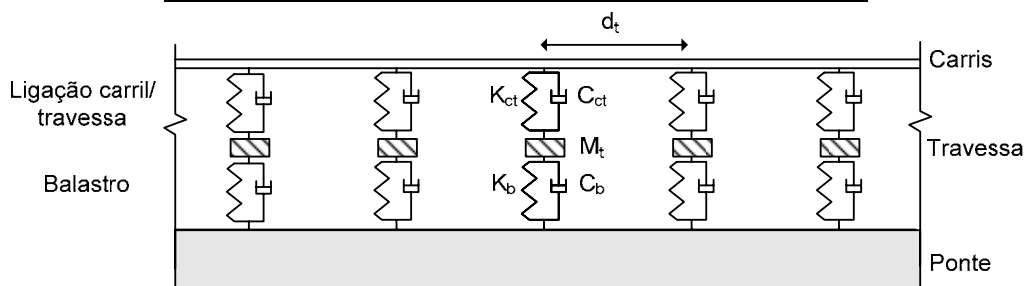


Figura 2: Modelo II da via-férrea balastrada [6].

Quadro 2: Propriedades do modelo II [6].

Parâmetros	Notação	Valor	Unidades
<b>Carril UIC60</b>			
Módulo de Elasticidade	$E_{ca}$	210E+09	N/m <sup>2</sup>
Densidade	$\rho_{ca}$	7850	kg/m <sup>3</sup>
Momento de Inércia	$I_{ca}$	3055E+08	m <sup>4</sup>
Secção transversal	$A_{ca}$	76.9E-04	m <sup>2</sup>
<b>Ligação Carril/Travessa</b>			
Rigidez vertical	$K_{ct}$	300E+06	N/m
Amortecimento vertical	$C_{ct}$	80E+03	Ns/m
<b>Travessa</b>			
Massa	$M_t$	300	kg
Distância entre travessas	$d_t$	0.6	m
<b>Balastro</b>			
Rigidez vertical	$K_b$	120E+06	N/m
Amortecimento vertical	$C_b$	114E+03	Ns/m

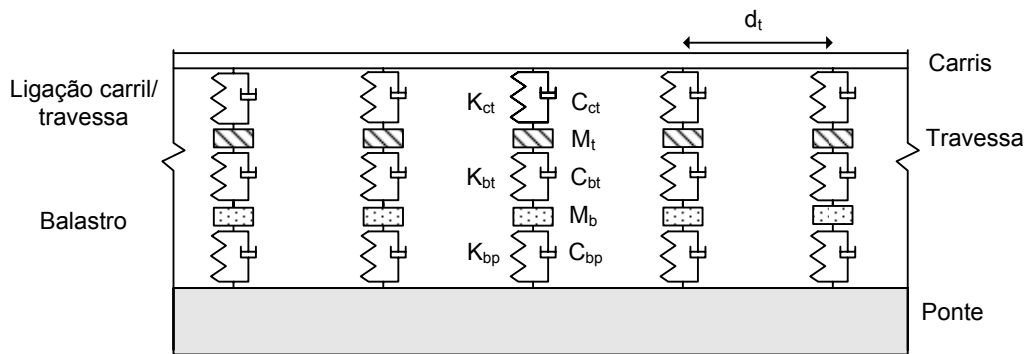


Figura 3: Modelo III da via férrea balastrada [4].

Quadro 3: Propriedades do modelo III [4].

Parâmetros	Notação	Valor	Unidades
<b>Carril UIC60</b>			
Módulo de Elasticidade	$E_{ca}$	210E+09	N/m <sup>2</sup>
Densidade	$\rho_{ca}$	7850	kg/m <sup>3</sup>
Momento de Inércia	$I_{ca}$	3055E+08	m <sup>4</sup>
Secção transversal	$A_{ca}$	76.9E-04	m <sup>2</sup>
<b>Ligação Carril/Travessa</b>			
Rigidez vertical	$K_{ct}$	500E+06	N/m
Amortecimento vertical	$C_{ct}$	200E+03	Ns/m
<b>Travessa</b>			
Massa	$M_t$	290	kg
Distância entre travessas	$d_t$	0.6	m
<b>Balastro</b>			
Rigidez vertical balastro/travessa	$K_{bt}$	538E+06	N/m
Amortecimento vertical balastro/travessa	$C_{bt}$	120E+03	Ns/m
Massa	$M_b$	412	kg
Rigidez vertical balastro/ponte	$K_{bp}$	1000E+06	N/m
Amortecimento vertical balastro/ponte	$K_{bp}$	50E+03	Ns/m

### 3. ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE A ANÁLISE DINÂMICA

#### 3.1 A acção do comboio

Para a simulação da acção do comboio sobre a estrutura considerou-se o modelo das forças rolantes e a interacção entre o comboio, via-férrea e ponte. Os comboios utilizados nesta investigação definem-se como tradicionais, pois cada carruagem possui dois *bogies*, assentes nas suspensões primárias e rodas dos veículos (Figura 4a). No modelo das forças rolantes, cada roda é simulada por uma força concentrada (Figura 4b), enquanto que, quando se considera a interacção, cada carruagem é simulada por quatro sistemas de dois graus de liberdade cada (Figura 4c).

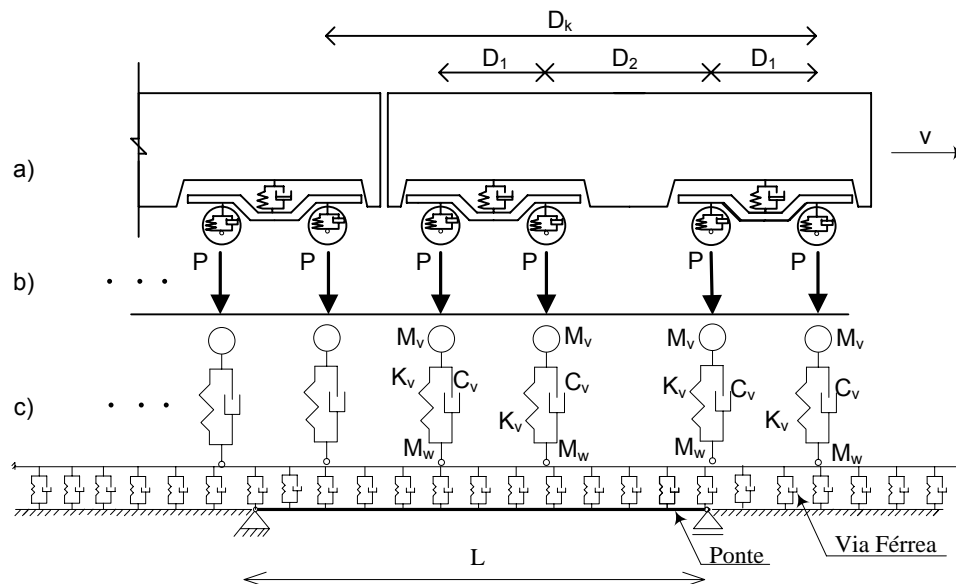


Figura 4: O comboio: a) Alçado; b) Forças rolantes; c) Interação veículo/via-férrea/ponte.

A Figura 4c) representa o modelo dinâmico da via-férrea introduzido entre a modelação do veículo e a ponte. Este modelo simplificado do veículo é definido utilizando sistemas de dois nós, estando associado a cada nó uma massa concentrada  $M_w$  correspondendo à massa da roda e uma massa  $M_v$  proporcional à caixa do veículo e ao bogie. Os nós estão ligados a uma mola e um amortecedor, ligados em paralelo, com as características de rigidez e amortecimento da suspensão primária dos veículos.

### 3.2 Solução das Equações de Equilíbrio

A determinação da resposta da estrutura quando sujeita à passagem dos comboios é efectuada com recurso ao software ADINA. Inerente à integração passo a passo, este programa permite a utilização de vários métodos de cálculo, nomeadamente o Método de Newmark e o método de Wilson- $\theta$ . De acordo com a norma [12], para a determinação das acelerações no tabuleiro da estrutura, apenas devem ser consideradas na análise dinâmica o contributo das frequências até aos 30Hz ou até 1.5 vezes o valor da frequência correspondente ao primeiro modo de vibração, incluindo pelo menos os três modos de vibração da estrutura. Assim, é necessário que o método utilizado na integração do sistema de equações de equilíbrio possua características de dissipação numérica dos modos mais elevados. O método de Wilson  $\theta$  e o método de Newmark para  $\gamma > 1/2$  e  $\beta \geq 0.25(\gamma + 0.5)^2$  possuem estas características. No entanto, os algoritmos da família do método de Newmark apresentam propriedades dissipativas inferiores ao método de Wilson  $\theta$ , pois os modos inferiores são afectados por este processo. Deste modo, foi utilizado nesta investigação o método de Wilson  $\theta$  com  $\theta = 1.4$ , atendendo a que possui boas características de dissipação dos modos mais elevados e é preciso quando  $\Delta t/T_n \leq 0.01$ , onde  $T_n$  corresponde ao menor período tido em conta na análise

dinâmica [13]. Relativamente ao amortecimento, foi utilizada a matriz de Rayleigh ou seja  $C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K$ , onde os valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  foram estabelecidos de modo a definir o amortecimento observado nas medições.

#### 4. ANÁLISE DE UMA PONTE FERROVIÁRIA

##### 4.1 Descrição da ponte

A ponte analisada é de betão armado pré-esforçado, simplesmente apoiada, com 23.5 m de vão e 21Ton/m de massa por unidade de comprimento e conforme a Figura 5 representa, com altura ligeiramente variável.

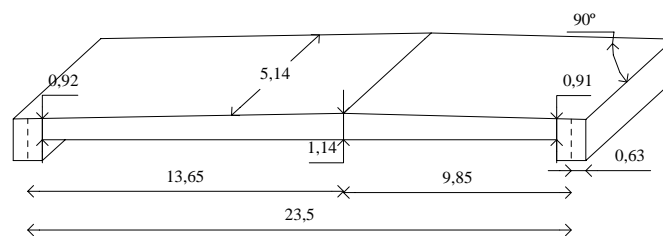


Figura 5: Esquema estrutural da ponte.



Figura 6: Apoios da ponte.



Figura 7: Vista da via férrea sobre a ponte.

As extremidades da ponte estão assentes em dois sistemas de apoio não existindo continuidade entre a laje do tabuleiro e os encontros da estrutura, a não ser a materializada pela via-férrea existente sobre a ponte (Figura 6 e 7).

##### 4.2 O modelo de elementos finitos

Foi desenvolvido um modelo de elementos finitos atendendo às características dinâmicas obtidas nas medições da ponte, frequências, modos de vibração e amortecimento. Apesar do esquema estrutural definido em projecto para a ponte corresponder a uma ponte simplesmente apoiada, as medições revelaram que a estrutura não se comportava como tal. A estrutura medida apresentava valores de frequências e modos de vibração que revelavam a presença de

restrições à flexão nos apoios. Deste modo, no modelo de elementos finitos da ponte integrou-se um conjunto de molas que pretendem simular as restrições concretizadas pela continuidade do carril sobre os apoios e pelo impedimento à translação horizontal dos sistemas de apoio, Figura 8.

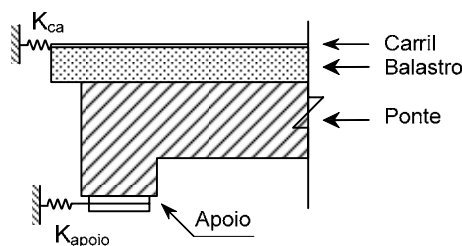


Figura 8: Esquema da restrição definida nos apoios.

Relativamente aos valores assumidos para a rigidez das molas, admitiu-se que  $K_{ca} = K_{apoio}$  na medida em que era difícil quantificar o valor de  $K_{apoio}$ . Para o valor da rigidez imposta pela continuidade do carril,  $K_{ca}$  adoptou-se o valor estimado por

$$K_{ca} = \frac{E_{ca} A_{ca}}{4d_t} \quad (1)$$

onde  $E_{ca}$ ,  $A_{ca}$  e  $d_t$  correspondem, respectivamente, ao módulo de elasticidade e secção transversal do carril e à distância entre travessas, cujos valores se encontram indicados nos quadros anteriores. Substituindo os valores na expressão anterior resulta  $K_{ca} = K_{apoio} = 670 \text{ MN/m}$ .

Para as propriedades do betão, adoptou-se para o peso específico  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ , para o módulo de elasticidade  $E_c = 54.6 \text{ GPa}$ <sup>1</sup>. Para o balastro, o peso específico foi  $\gamma_b = 20 \text{ kN/m}^3$ . Atendendo a estes valores e condições de apoio, o modelo definido apresenta para as quatro primeiras frequências próprias valores iguais a  $F_1 = 4.40 \text{ Hz}$ ,  $F_2 = 13.70 \text{ Hz}$ ,  $F_3 = 16.00 \text{ Hz}$  e  $F_4 = 28.75 \text{ Hz}$ , o que corresponde a um bom ajuste com os resultados das medições em vibração livre logo após os comboios saírem da ponte.

No entanto, considerando a história de acelerações da resposta da ponte, quando sujeita à passagem dos comboios, verificou-se que para amplitudes de vibração elevadas o modelo adoptado não apresentava uma boa concordância. Este facto deve-se, por um lado, à existência de comportamentos não lineares nos elementos que definem os suportes da ponte e por outro lado à massa do veículo circulante. Atendendo a estes condicionantes, um outro modelo foi desenvolvido adoptando para tal dois procedimentos, um módulo de elasticidade  $E_c = 40 \text{ GPa}$  e o incremento da massa da ponte com a massa do veículo circulante, resultando para a primeira frequência própria o valor de  $4.0 \text{ Hz}$ .

#### 4.3 Resposta dinâmica da ponte quando sujeita à passagem de vários comboios

<sup>1</sup> Este valor corresponde ao módulo de elasticidade equivalente da rigidez definida pela secção de betão armado pré-esforçado, pela secção dos carris e pelo incremento que este coeficiente tem quando na actuação de uma acção dinâmica.

De seguida apresentam-se a análise das vibrações da ponte com e sem o modelo da via férrea quando sujeita à passagem de diferentes comboios, cujas respostas de aceleração vertical forma medidas em vários pontos do tabuleiro. Foram adoptadas as duas metodologias de cálculo propostas atrás, forças rolantes e interacção, a fim de averiguar a influência destas na resposta da estrutura. Devido à informação disponível das medições foram usados dois comboios diferentes, uma locomotiva tipo 1116 e um comboio ICE constituído por sete veículos: uma locomotiva tipo 1044 e seis carruagens tipo 2094.

#### 4.3.1 A passagem da locomotiva tipo 1116

A locomotiva é definida por quatro eixos, cujas distâncias entre eles são,  $D_1 = 3.0$  m e  $D_2 = 6.90$  m, ver Figura 4, a força por eixo é igual a 210.95 kN. A velocidade de circulação da locomotiva sobre a ponte, é de 130 km/h e foi medida recorrendo a um velocímetro.

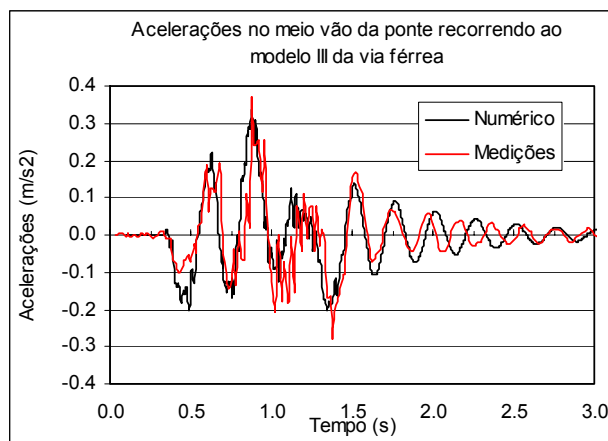


Figura 9: Comparação entre a resposta numérica e a resposta medida da ponte devido à passagem da locomotiva e recorrendo ao modelo III da via férrea.

Na medida em que os resultados obtidos para a resposta da ponte, com os diferentes modelos dinâmicos de via férrea, não apresentaram diferenças significativas da resposta da ponte, sem o modelo dinâmico da via férrea, apenas se apresenta a resposta obtida em termos de acelerações a meio vão da ponte com o modelo III de via férrea, Figura 9. Observando as acelerações ao longo do tempo, conclui-se que durante o tempo em que a locomotiva está sobre a ponte, a resposta calculada e as medições apresentam uma boa concordância. Depois de a locomotiva abandonar a ponte, observa-se um desfasamento nas frequências das respostas, apesar das amplitudes de vibração serem muito semelhantes. Este comportamento deve-se ao facto da primeira frequência própria do modelo numérico, portanto 4.0 Hz, ser constante para todo o tempo de análise enquanto que, pelo contrário, as medições revelam que esta frequência se ajusta apenas até ao instante de tempo em que a locomotiva se encontra sobre a estrutura, ou seja 1.2 s. Após este instante, a frequência vai aumentando, confirmando que a resposta da estrutura é influenciada pela massa do veículo circulante e

pelos efeitos de segunda ordem que, em baixas amplitudes, provocam um aumento de rigidez nos suportes da ponte. Quanto ao amortecimento, o valor obtido nas medições é de  $\xi = 0.05$ , o qual se pode determinar na variação da amplitude da resposta da estrutura em vibração livre. Considerando as respostas da ponte no domínio da frequência, pode-se observar que a utilização dos modelos dinâmicos de via-férrea suprimem a contribuição das altas-frequências e das frequências do intervalo 20–30 Hz na resposta da estrutura. Neste sentido, dos vários modelos utilizados o mais eficiente é o modelo III.

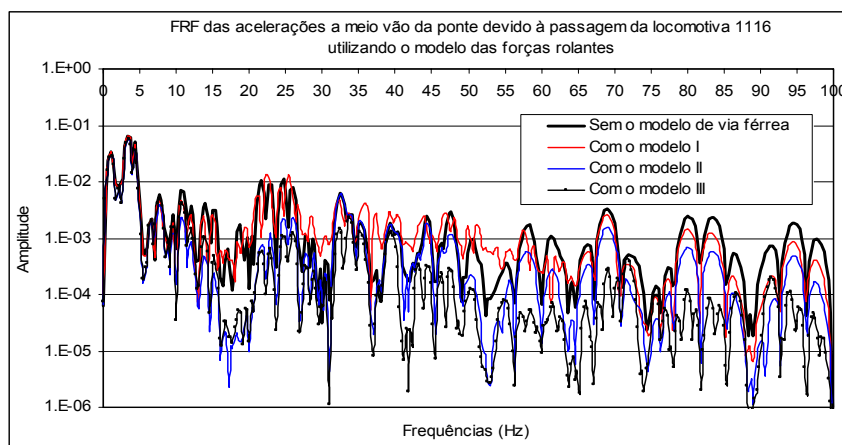


Figura 10: Comparação entre as FRF das acelerações da ponte com os vários modelos de via-férrea quando da passagem da locomotiva 1116 a uma velocidade de 130 km/h.

#### 4.3.2 A passagem do comboio ICE

Nas medições efectuadas também foi possível obter o registo da resposta em acelerações da ponte devido à passagem do comboio ICE549, composto por sete veículos, a uma velocidade de 140 km/h. Nas carruagens intermédias, a distância entre eixos é de acordo com a Figura 4,  $D_1 = 2.5$  m,  $D_2 = 15.18$  m e  $D_k = 26.4$  m. Relativamente às forças por eixo, para a carruagem motora  $F = 204.05$  kN, e para as carruagens intermédias  $F = 127.53$  kN.

A Figura 11 efectua a comparação entre a resposta numérica e a resposta medida em termos de acelerações a meio vão da ponte, para o caso em que o modelo III da via férrea é utilizado. A representação das acelerações ao longo do tempo indica que existe um bom ajuste entre as respostas e o amortecimento utilizado para o primeiro modo, igual a  $\xi = 0.05$ . De igual modo como não se registam diferenças significativas entre as respostas da ponte com e sem o modelo dinâmico da via férrea, apenas se representa a resposta da ponte com a utilização do modelo III de via férrea. No entanto, se efectuarmos a comparação das respostas com os diferentes modelos de via férrea no domínio da frequência, observa-se que a utilização destes modelos suprimem a contribuição das altas frequências na resposta da ponte, Figura 12.

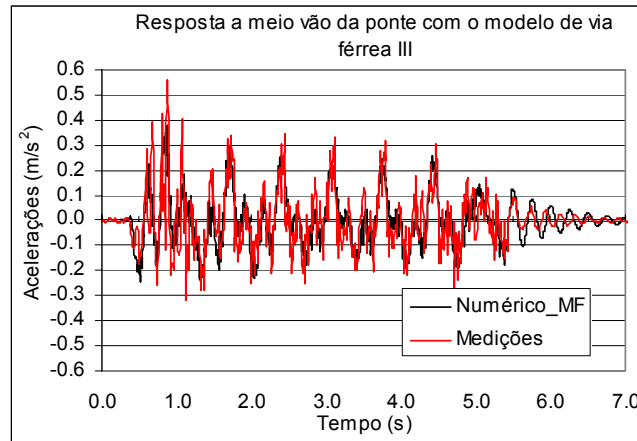


Figura 11: Comparação entre a resposta numérica e a resposta medida da ponte devido à passagem do comboio ICE549 recorrendo ao modelo III da via-férrea.

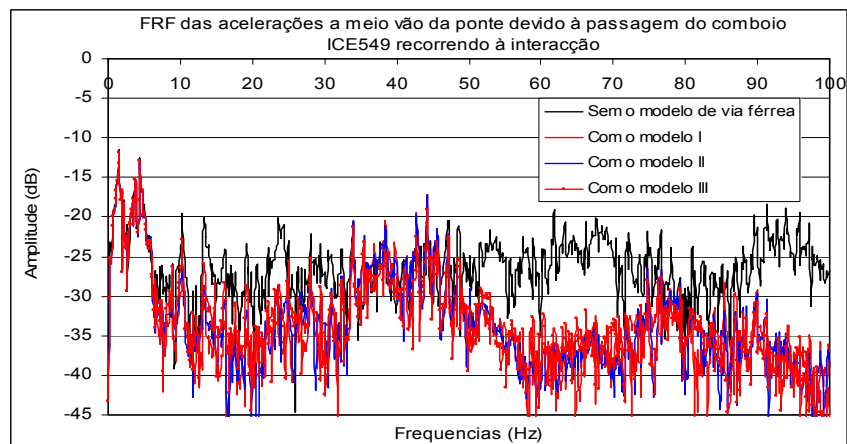


Figura 12: Comparação entre as FRF das acelerações da ponte com os vários modelos de via-férrea quando da passagem do comboio ICE549 a uma velocidade de 140 km/h.

#### 4.4 Interação versus forças rolantes

##### 4.4.1 Descrição da análise dinâmica

De modo a investigar a influência da interação do veículo/ponte no comportamento dinâmico da ponte, procedeu-se à análise da estrutura anteriormente descrita, nas condições de projecto, ver Figura 5. O deslocamento estático a meio vão da ponte quando sujeita à carga modelo LM71 é igual a  $\delta = 23.04\text{mm}$  o que determina para a relação vão/deslocamento,  $L/\delta = 1020$ . O amortecimento utilizado foi  $\xi = 0.01$ , apesar das medições indicarem um valor superior, pois é o valor indicado pelas normas [11] para pontes com estas características.

Na análise dinâmica efectuou-se um varrimento de velocidades no intervalo 140 – 300 km/h , com um incremento de 5 km/h entre velocidades. Uma menor variação foi utilizada junto à velocidade de ressonância, este procedimento corresponde ao indicado em [11].

#### 4.4.2 O comboio de alta velocidade ICE2

O comboio de alta velocidade ICE2 é composto por 14 carruagens, das quais 2 são carruagens motoras, uma colocada no início da composição e outra no final, e por 12 carruagens intermédias. As forças inerentes aos eixos das carruagens motoras e carruagens intermédias são, respectivamente iguais a  $F = 195.0$  kN e  $F = 112.0$  kN. A distância entre eixos para as carruagens intermédias, é de acordo com a Figura 4,  $D_1 = 2.5$  m ,  $D_2 = 16.5$  m e  $D_k = 26.4$  m . Como [4] refere, a passagem de sucessivas forças uniformemente distanciadas sobre uma ponte podem induzir vibrações excessivas. Nomeadamente se a velocidade de circulação do comboio coincidir com

$$v_{\text{cri.}} = \frac{D_k}{i} \times n_0, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (1)$$

que para o caso em estudo,  $i = 1$ ,  $D_k = 26.4$  m e primeira frequência própria igual a  $n_0 = 2.70$  Hz , a velocidade crítica vem  $\approx 257$ km/h .

#### 4.4.3 Resultados para as forças rolantes móveis

Considerando forças rolantes sobre o modelo da ponte, com e sem o modelo dinâmico de via-férrea, foram calculados os deslocamentos máximos e acelerações máximas a meio vão, para cada velocidade de circulação analisada.

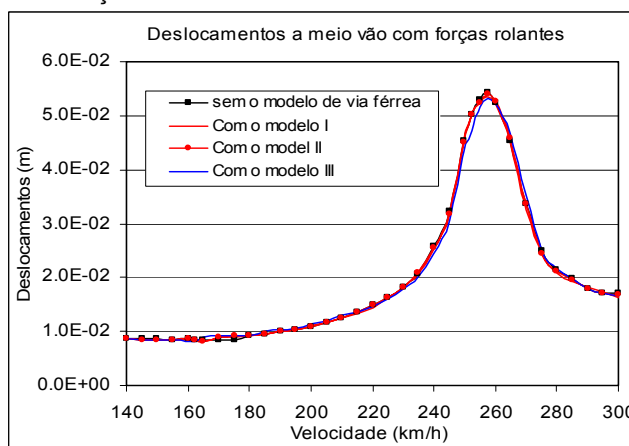


Figura 13: Deslocamentos máximos a meio vão da ponte considerando forças rolantes.

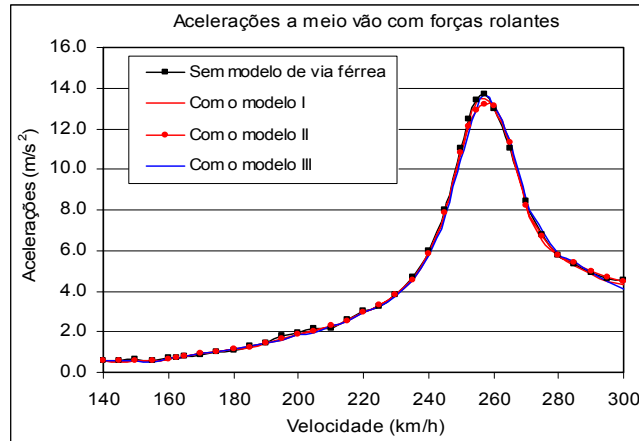


Figura 14: Acelerações máximas a meio vão da ponte considerando forças rolantes.

Conforme as Figura 13 e 14 indicam, os valores máximos dos deslocamentos e acelerações da ponte para os diferentes modelos são muito semelhantes. O efeito da introdução da via férrea sobre a ponte pode ser observado na Figura 15, onde se efectua a comparações das respostas em termos de acelerações para a ponte, sem e com o modelo de via férrea I, para a passagem do comboio ICE2 a uma velocidade de 140 km/h. Conforme se constata, o contributo das frequências para a resposta da estrutura no intervalo de 10–30 Hz é suprimido, deste ponto de vista, todos os modelos de via-ferrea têm o mesmo comportamento. A Figura 15 ainda permite concluir que a utilização do método de Wilson  $\theta$  para a integração das equações de equilíbrio conduz à dissipação dos modos mais elevados, pois o contributo das frequências superiores a 30 Hz é reduzido.

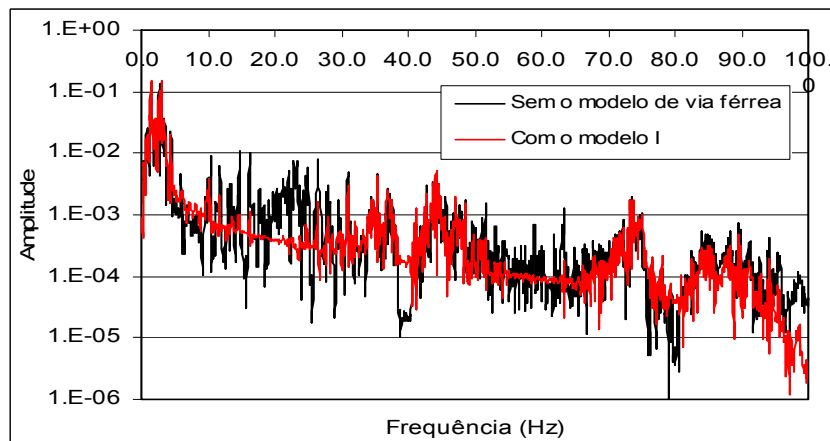


Figura 15: Comparação das acelerações da ponte, sem e com o modelo de via-ferrea I, no domínio da frequência considerando a passagem do comboio ICE2 com uma velocidade de 140 km/h.

#### 4.4.4 Resultados considerando a interação

Com os sistemas veículo/ponte e veículo/via-férrea/ponte, foram calculados os deslocamentos máximos e acelerações máximas a meio vão da ponte para cada velocidade de circulação analisada.

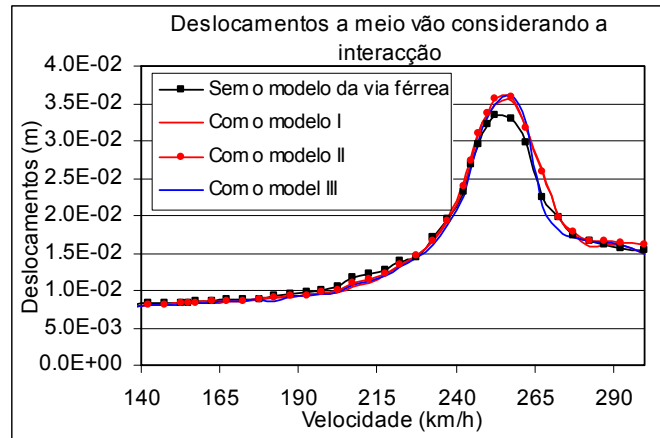


Figura 16: Deslocamentos máximos a meio vão da ponte considerando a interação.

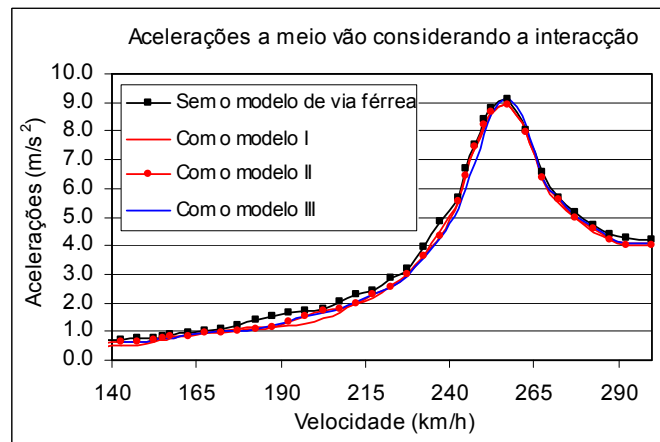


Figura 17: Acelerações máximas a meio vão da ponte considerando a interação.

As Figura 16 e 17 efectuam a comparação entre os deslocamentos máximos e acelerações máximas, dos diferentes sistemas considerados. Conforme se pode observar, a velocidade de ressonância é idêntica à determinada anteriormente para as forças rolantes, no entanto os deslocamentos máximos e acelerações máximas são inferiores em cerca de 33%. Observa-se que a ponte, sem o modelo da via-férrea, tem deslocamentos máximos ligeiramente inferiores aos da ponte com via-férrea. Relativamente às acelerações verifica-se que a utilização dos diferentes modelos de via-férrea não determina resultados diferentes.

Denota-se que fora da zona de ressonância, as acelerações na ponte, com o modelo de via-férrea, são ligeiramente inferiores às obtidas para a ponte, sem a via-férrea. Uma possível explicação para este facto é que quando o sistema está sujeito a baixas vibrações permite a distribuição das forças pelos vários elementos que constituem a via-férrea, diminuindo assim as acelerações na ponte.

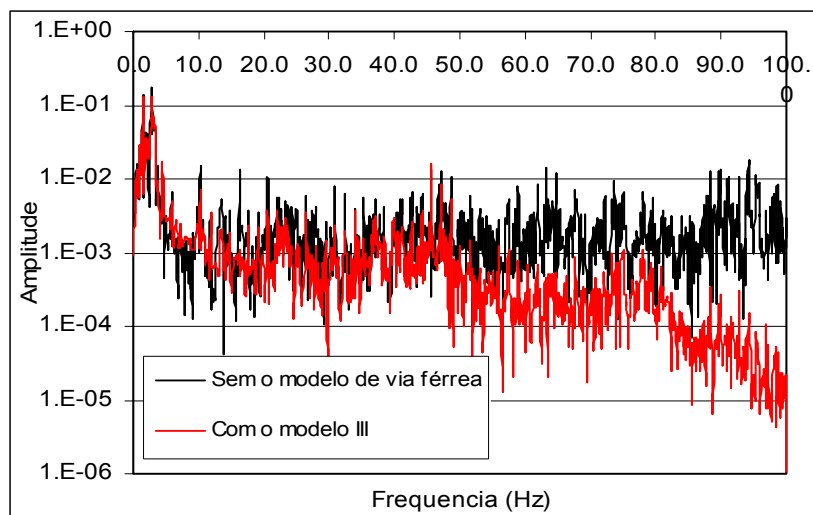


Figura 18: Comparação das acelerações da ponte sem e com o modelo de via-férrea III no domínio da frequência para a passagem do comboio ICE2 com uma velocidade de 140 km/h e considerando a interação.

Na medida em que os resultados para a ponte com a consideração dos modelos de via-férrea são muito idênticos, apenas se apresentam os resultados para a ponte com o modelo de via-férrea III. Deste modo, a Figura 18 efectua a comparação entre as respostas da ponte sem e com a aplicação do modelo de via-férrea em termos de acelerações no domínio da frequência. Estes resultados evidenciam que neste cálculo existe uma maior contribuição dos modos de vibração mais elevados do que no cálculo com o modelo das forças rolantes, ver Figura 15 e Figura 18.

## 5. CONCLUSÕES

A investigação aqui apresentada teve dois objectivos. O primeiro foi a calibração do modelo estrutural de uma ponte ferroviária de betão pré-esforçado simplesmente apoiada de uma só via em que na qual se efectuaram medições da resposta em acelerações na passagem de diferentes comboios. O segundo objectivo foi a análise do comportamento dinâmico da ponte de acordo com as normas [11] e utilizando duas metodologias de cálculo e o comboio de alta velocidade ICE2. Neste estudo foi considerado o modelo dinâmico da via-férrea sobre a ponte de modo a averiguar as diferenças da resposta da ponte sem e com este modelo dinâmico.

A calibração do modelo estrutural confirmou que os efeitos não lineares inerentes aos elementos no suporte da ponte e a variação da massa da ponte, que ocorre aquando da passagem dos comboios, são responsáveis pela variação da primeira frequência própria da estrutura. De facto, quando a ponte está carregada e com vibrações elevadas, o que ocorre durante a passagem dos comboios, a primeira frequência própria é cerca de 4Hz, se considerarmos a resposta da ponte em vibração livre e com baixas vibrações, a primeira frequência apresenta um incremento de 30%.

Atendendo aos resultados obtidos para a resposta da ponte em termos de acelerações no domínio da frequência, pode-se concluir que a utilização do método de Wilson  $\theta$  efectua adequadamente a filtragem dos modos mais elevados.

A resposta da ponte com o modelo de via-férrea, para a passagem das forças rolantes, demonstra que os diferentes modelos dinâmicos de via-férrea não influenciam os deslocamentos máximos e acelerações máximas. No entanto, observando a resposta no domínio da frequência, conclui-se que estes modelos actuam como filtro das frequências mais elevadas.

A resposta obtida na estrutura quando se tem em conta a interacção entre veículo/via-férrea/ponte demonstra que os modelos de via-férrea não influenciam as acelerações máximas da ponte na ressonância. No entanto, fora da zona de ressonância, as respostas da ponte na interacção entre veículo/via-férrea/ponte são inferiores às obtidas na interacção entre veículo/ponte. Este facto pode ser devido à distribuição dos efeitos do veículo pelos elementos que constituem a via-férrea, para a passagem dos comboios a baixas velocidades e baixas vibrações da ponte. Analisando a resposta da ponte em termos de acelerações no domínio da frequência com a interacção entre veículo/via férrea/ponte observa-se que este cálculo apresenta uma maior contribuição dos modos mais elevados que a resposta da ponte, com o modelo de via férrea, sujeita às forças rolantes. No entanto, a introdução da via-férrea demonstra um bom comportamento na filtragem das frequências elevadas.

Comparando os resultados obtidos a meio vão da ponte em termos de deslocamentos máximos e acelerações máximas usando as duas metodologias de cálculo, é possível concluir que o uso da interacção entre veículo/ponte permite a redução destes valores em cerca de 30%.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] C. Rebelo, *et al.* – *Vibrations measurements on existing single span concrete viaducts in Austria*, EUROLYN 2005, Paris, 2005, pp. 1637-1642.
- [2] C. Rebelo, *et al.* – *Vibrations measurements on small to medium single-span railway bridges*, Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures EVACES, Bordeaux 2005.
- [3] C. Rigueiro, *et al.* – *Dynamic behaviour of ballasted single railway bridges*, Métodos Numericos en Ingenieria 2005, Granada, 2005.
- [4] ERRI D214/RP9 – *Rail Bridges for speeds > 200 km/h, Final Report*, European Rail Research Institute, ERRI, 1999.
- [5] Yang Y.B. *et al.* – *Bridge interaction dynamics with applications to high-speed railway*, World Scientific, 2004.

- [6] Man A. – *A survey of dynamic railway track properties and their quality*, PhD. Thesis, TU Delft, DUP – Science, Delft 2002.
- [7] Fryba L. – *Vibration of solids and structures under moving load*, (3rd edition) Thomas Telford, London, 1999.
- [8] Knothe K., Grassie S.L. – *Modelling of railway track and vehicle/track interaction at high frequencies*, *Vehicle System Dynamic* 22, 1993, pp. 209-262.
- [9] Popp K. *et al.* – *Vehicle-track dynamics in the mid-frequency range*, *Vehicle System Dynamic* 31, 1999, pp. 423-464.
- [10] Zhai M., *et al.* – *Modelling and experiment of railway ballast vibrations*, *Journal of Sound and Vibration*, 270, 2003, pp. 673-683.
- [11] EN1991-2 – *Actions on structures – Part 2: General Actions – Traffic Loads on Bridges*, European Committee for Standardization, CEN, 2003.
- [12] EN1990-prAnnex A2 – *Basis of Structural Design – Annex A2: Application for bridges (normative)*, Final Draft, European Committee for Standardization, CEN, 2002.
- [13] Bathe K.J. – *Finite Element Procedures*, Prentice-Hall, 1996.