

FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

EFEITOS DINÂMICOS EM PONTES RESULTANTES DO TRÁFEGO FERROVIÁRIO A ALTA VELOCIDADE

RUI ARTUR BÁRTOLO CALÇADA

MAIO 1995



FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

EFEITOS DINÂMICOS EM PONTES RESULTANTES DO TRÁFEGO FERROVIÁRIO A ALTA VELOCIDADE

*Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da
Universidade do Porto, para a obtenção do Grau de
Mestre em Estruturas de Engenharia Civil*

624(043) / CALR / EFE

UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
BIBLIOTECA
N.º 21636
CDU
Data 6 / 5 / 1996
N.º 2235

RUI ARTUR BÁRTOLO CALÇADA*

MAIO 1995

* Bolseiro da Junta Nacional de Investigação Científica e Tecnológica

Aos meus Pais e irmãos

e

à Sónia

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL

RESUMO

ABSTRACT

RÉSUMÉ

AGRADECIMENTOS

ÍNDICE DE TEXTO

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE QUADROS

SIMBOLOGIA

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

CAPÍTULO 2 - MODELOS DINÂMICOS PARA O SISTEMA
PONTE-COMBOIO

CAPÍTULO 3 - SEGURANÇA E CONFORTO EM PONTES FERROVIÁRIAS

CAPÍTULO 4 - ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA
PONTE FERROVIÁRIA

CAPÍTULO 4 - TRANSIÇÃO ATERRO-ESTRUTURA

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES

BIBLIOGRAFIA

RESUMO

O principal objectivo desta tese é o estudo dos efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário, do ponto de vista da segurança estrutural, da segurança da circulação e do conforto dos passageiros.

Os estudos são efectuados em computador através de um programa de cálculo automático que resultou da implementação de um modelo de análise dinâmica que contempla a interacção entre o comboio e a ponte.

Numa primeira aplicação do modelo, é estudado o comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária sujeita à passagem de um comboio formado por duas locomotivas, uma em cada extremidade da composição, e por treze carruagens. A ponte é de betão armado e pré-esforçado, constituída por um tramo simplesmente apoiado com trinta metros de vão.

A resposta é analisada do ponto de vista da segurança estrutural, através da observação das amplificações dinâmicas em termos de esforços; da segurança da circulação, através da observação das acelerações e rotações de extremidade do tabuleiro; do conforto dos passageiros através da observação das acelerações registadas nas carruagens.

Numa segunda aplicação são estudados os efeitos dinâmicos que poderão ocorrer na transição aterro-estrutura, devido à diferente forma de colocação da via sobre o aterro e a estrutura. O estudo é realizado tomando como base o pontão de Riada situado na Linha do Norte da CP.

A resposta é analisada do ponto de vista da segurança da circulação, através da observação da estabilidade do contacto entre a roda e o carril.

ABSTRACT

The main goal of this thesis is the study of the dynamic effects on bridges caused by railway traffic, from the structural and traffic safety and also from the passengers comfort point of view.

The studies are made in a computer using a program that is the result of the application of a dynamic analysis model that considers the interaction between vehicle and bridge.

In a first application of the model, a study is done of the dynamic behaviour of a railway bridge submitted to the passage of a train with two locomotives, one on each end, and thirteen carriages. The bridge, made of reinforced and prestressed, has a simply supported deck with a span of thirty metres.

The response is analysed concerning: structural safety, through the observation of the dynamic magnification factors in terms of stresses; traffic safety, via the observation of the accelerations and rotations of the extremes of the deck; passengers comfort, by studying the accelerations in the train carriages.

A second application of the model allows for the study of the dynamic effects that can occur on the subgrade-structure transition, due to the different method of track placement on these two types of support. The study takes the bridge of Riada, on the Linha do Norte of the CP (Caminhos de Ferro Portugueses), as reference.

The analysis of the response is done, from the traffic safety point of view, through the observation of the stability of contact between wheel and rail.

RÉSUMÉ

L'objectif principal de cette thèse est l'étude des effets dynamiques des ponts résultant du trafic ferroviaire, du point de vue de la sécurité structurelle, de la sécurité de la circulation et du confort des voyageurs.

Les études sont effectuées sur ordinateur, à l'aide d'un programme de calcul automatique qui a résulté de l'implémentation d'un modèle dynamique qui contemple l'interaction véhicule ferroviaire-pont.

Dans une première application du modèle est étudiée le comportement dynamique d'un pont ferroviaire soumis au passage d'un train constitué par deux locomotives, une à chaque extrémité de sa composition, et par treize voitures à voyageurs. Le pont est en béton armé et pré-contraint, constitué par une travée simplement appuyée avec trente mètres de portée.

La réponse est analysée du point de vue de la sécurité structurelle, par l'observation des amplifications dynamiques en termes d'efforts; de la sécurité de la circulation à travers l'observation des accélérations et des rotations de l'extrémité du tablier; du confort des voyageurs par l'observation des accélérations enregistrées dans les voitures.

Dans une deuxième application sont étudiées les effets dynamiques qui pourront survenir dans la transition remblai-structure, à cause de la différente manière de placer la voie sur remblai et la structure. L'étude est réalisée en ayant pour base le "Pont de la Riada" situé sur la Ligne Nord de La CP (Chemins de Fer Portugais).

La réponse est analysée du point de vue de la sécurité de la circulation, à travers l'observation de la qualité du contact entre la roue et le rail.

AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho não posso deixar de expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que de algum modo contribuíram para a sua concretização, e em especial:

- Ao Professor Raimundo Moreno Delgado desejo manifestar um especial agradecimento pela orientação e interesse manifestados na elaboração desta dissertação, pela forma amigável com que sempre acompanhou o seu desenvolvimento, pela paciência demonstrada e constante incentivo, permitindo assim que este trabalho chegasse ao seu bom termo;
- Ao Professor António Campos e Matos, por ter despertado em mim o interesse pelos problemas das pontes ferroviárias, pelo seu interesse e observações inteligentes no decorrer deste trabalho e pelas facilidades que me proporcionou no campo profissional na fase de conclusão do mesmo;
- Ao Professor Manuel de Matos Fernandes, na qualidade de coordenador do Curso de Mestrado, e a todo o corpo docente deste curso;
- Ao Professor Couto Marques pela cedência do seu gabinete, onde grande parte do trabalho de investigação foi desenvolvido;
- Ao Professor Álvaro Azevedo, responsável pelo CECUP, pelos meios informáticos colocados à disposição;
- Ao professor Mota Freitas, pelo interesse e apoio sempre demonstrados e pela extensa bibliografia colocada à disposição;
- À divisão de Obras de Arte e Construção Civil e à Direcção de Material, da CP, por toda a informação colocada à disposição;

SIMBOLOGIA

À medida que vão surgindo, os símbolos utilizados no texto são definidos por forma a que os respectivos significados não suscitem dúvidas. De qualquer modo, considera-se conveniente uma listagem dos mais importantes.

a	-	aceleração;
a_h	-	raíz média quadrática da componente harmónica da aceleração;
a_r	-	raíz média quadrática da componente aleatória da aceleração;
a_t	-	afastamento entre travessas;
C	-	coeficiente usado no cálculo de LI_h ;
c_1, c_2	-	constantes de amortecimento de Rayleigh;
c_{bsp}	-	amortecimento vertical do conjunto balastro, sub-balastro e plataforma;
c_{ct}	-	amortecimento da palmilha situada entre o carril e a travessa;
c_h	-	rigidez da ligação roda-carril;
c_p	-	amortecimento vertical da suspensão primária do veículo;
c_s	-	amortecimento vertical da suspensão secundária do veículo;
d	-	afastamento entre gupos de eixos;
E	-	módulo de elasticidade;

e	-	espaço;
F	-	Força de interação entre a roda e o carril;
f	-	Frequência de passagem dos grupos de eixos;
F_{dyn}	-	componente dinâmica da força de interação entre a roda e o carril;
F_{sta}	-	componente estática da força de interação entre a roda e o carril;
I	-	momento de inércia;
i	-	inteiro;
k	-	parâmetro usado no cálculo de φ' ;
k_{bsp}	-	rigidez vertical do conjunto balastro, sub-balastro e plataforma;
K_{ct}	-	rigidez vertical da palmilha situada entre o carril e a travessa ;
K_h	-	rigidez linearizada da ligação roda-carril;
K_p	-	rigidez vertical da suspensão primária ;
K_s	-	rigidez vertical da suspensão secundária;
k_{tp}	-	rigidez vertical da palmilha situada entre a travessa e a ponte;
L_{Φ}	-	comprimento de referência;
L	-	vão da ponte;
L_E	-	comprimento de excitação;
L_F	-	comprimento de vibração livre;
LI	-	nível de intensidade das vibrações;
LI_h	-	nível de intensidade da componente harmónica da vibração;
LI_r	-	nível de intensidade da componente aleatória da vibração;
L_v	-	distância entre eixos extremos de um veículo;
m	-	massa, expoente usado na expressão de LI_h ;

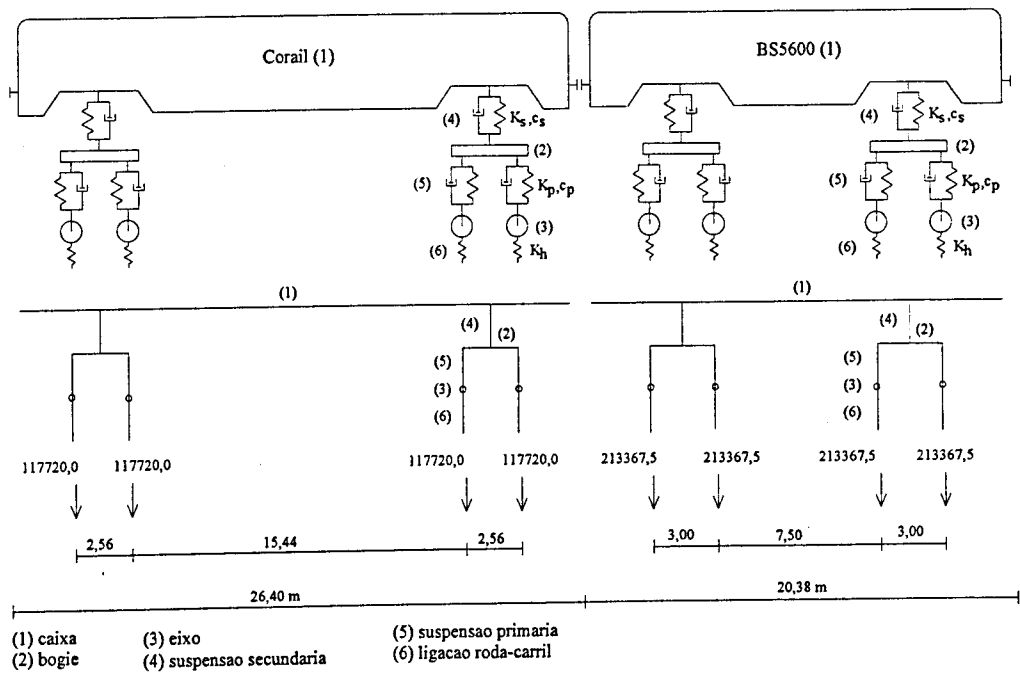
M	-	momento flector;
M_b	-	massa do bogie de um veículo;
M_c	-	massa da caixa de um veículo;
M_{dyn}	-	momento flector dinâmico máximo;
M_e	-	massa do eixo e rodas de um veículo;
M_{sta}	-	momento flector estático máximo;
M_t	-	massa da travessa ;
M_{UIC}	-	momento flector máximo devido ao esquema de cargas UIC 71;
n	-	número de incrementos de tempo usados na integração numérica; expoente usado na expressão de LI_h ;
n_0	-	frequência fundamental de vibração da ponte;
n_i	-	frequência de vibração da ponte;
T	-	período;
t	-	tempo;
T_E	-	período de excitação;
T_F	-	período de vibração livre;
v	-	velocidade;
V_{dyn}	-	esforço transversal dinâmico máximo;
V_{sta}	-	esforço transversal estático máximo;
V_{UIC}	-	esforço transversal máximo devido ao esquema de cargas UIC 71;
w_i	-	frequência angular de vibração da ponte;
φ''	-	parcela de φ devida às irregularidades da via;
φ'	-	parcela de φ para uma via perfeita;

Φ_i	-	coeficiente de amplificação dinâmica para o esquema de cargas UIC 71;
ξ	-	coeficiente de amortecimento da ponte;
δ	-	coeficiente do método de Newmark;
	-	deslocamento;
α	-	coeficiente do método de Newmark;
	-	coeficiente usado no cálculo de φ'' ;
ρ	-	massa específica;
θ	-	rotação;
θ_{dyn}	-	rotação estática máxima;
θ_{UIC}	-	rotação máxima devido ao esquema de cargas UIC 71;
Δt	-	incremento de tempo;
δ_{dyn}	-	deslocamento dinâmico máximo;
δ_{sta}	-	deslocamento estático máximo;
δ_{UIC}	-	deslocamento máximo devido ao esquema de cargas UIC 71;
$(1+\varphi)$	-	coeficiente de amplificação dinâmica para comboios reais definido pela UIC;
$(1+\varphi)_M$	-	coeficiente de amplificação dinâmica do momento flector;
$(1+\varphi)_V$	-	coeficiente de amplificação dinâmica do esforço transversal;
$(1+\varphi)_\theta$	-	coeficiente de amplificação dinâmica da rotação;
$(1+\varphi)_\delta$	-	coeficiente de amplificação dinâmica do deslocamento;

Capítulo 2

MODELOS DINÂMICOS PARA O SISTEMA PONTE-COMBOIO

2.1 - INTRODUÇÃO



Quadro 3.3 - Modelos dinâmicos da locomotiva BS5600 e carruagem Corail

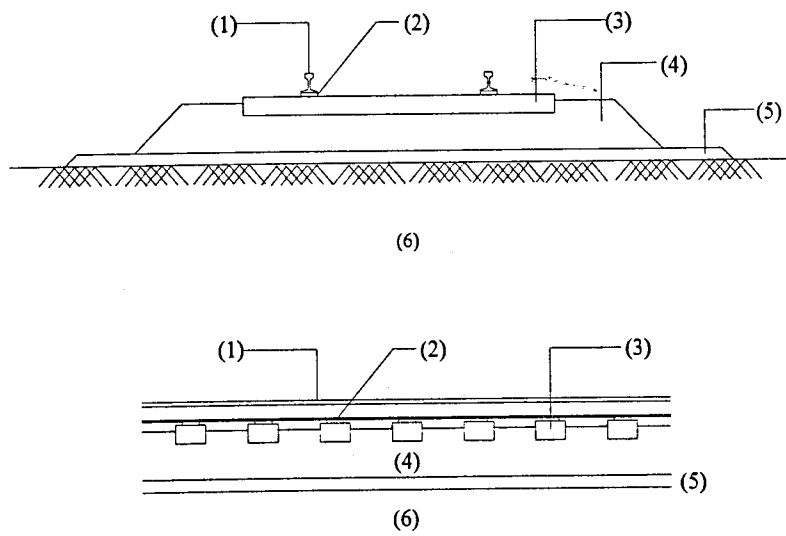
Veículo			Locomotiva BS5600	Carruagem Corail	Unidades
Massas	Massa da caixa		54,0	29,6	t
	Massa do bogie completo		16,5	6,2	t
	Massa não suspensa		3,0	1,5	t/eixo
	Massa total		87,0	em tara 42,0 em carga máxima 48,0	t
	Carga por eixo		213367,5	117720,0	N
Suspensões	Rigidez	Vertical da suspensão primária (Kp)	13,40	1,42	$\times 10^5$ N/m/roda
		Vertical da suspensão secundária (Ks)	60,00	3,64	$\times 10^5$ N/m/bogie
	Amortecimento	Vertical da suspensão primária (cp)	20,00	3,73	$\times 10^3$ N.s/m/roda
		Vertical da suspensão secundária (cs)	12,00	4,40	$\times 10^4$ N.s/m/bogie
Dimensões	Comprimento entre tampões		20380	26400	mm
	Distância entre pivots		10500	18000	mm
	Embasamento		3000	2560	mm

Quadro # -

Veículo	Componente	E (N/m ²)	I (m ⁴)	ρ (kg/m ³)	A (m ²)	c_1 (s ⁻¹)	c_2 (s)
BS5600	(1) Caixa	1,0	$1,0 \times 10^{10}$	2649,7	1,0	0,0	0,0
	(2) Bogie	1,0	$1,0 \times 10^{10}$	3500,0	1,0	0,0	0,0
	(3) Eixo				1,0		
	(4) Suspensão secundária	$6,00 \times 10^6$	$1,0 \times 10^{-8}$	0,0	1,0	0,0	$2,000 \times 10^{-2}$
	(5) Suspensão primária	$2,68 \times 10^6$	$1,0 \times 10^{-8}$	0,0	1,0	0,0	$2,985 \times 10^{-2}$
	(6) Ligação roda-carril	$3,20 \times 10^9$	$1,0 \times 10^{-8}$	0,0	1,0	0,0	0,0
Corail	(1) Caixa	1,0	$1,0 \times 10^{10}$	1348,5	1,0	0,0	0,0
	(2) Bogie	1,0	$1,0 \times 10^{10}$	1250,0	1,0	0,0	0,0
	(3) Eixo				1,0		
	(4) Suspensão secundária	$3,64 \times 10^5$	$1,0 \times 10^{-8}$	0,0	1,0	0,0	$12,090 \times 10^{-2}$
	(5) Suspensão primária	$2,84 \times 10^5$	$1,0 \times 10^{-8}$	0,0	1,0	0,0	$2,627 \times 10^{-2}$
	(6) Ligação roda-carril	$2,60 \times 10^9$	$1,0 \times 10^{-8}$	0,0	1,0	0,0	0,0

2.3 - VIA

A estrutura da via férrea é normalmente subdividida em superestrutura e infraestrutura. A superestrutura é o conjunto formado pelos carris, travessas, ligações entre os carris e as travessas e pela camada de balastro. A infraestrutura é formada pelo sub-balastro e plataforma (Figura #)



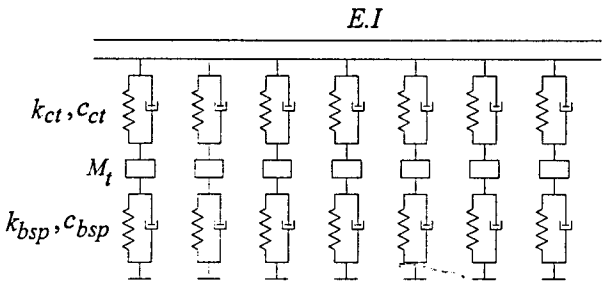
- | | | |
|--------------------------|--------------|------------------|
| (1) Carril | (3) Travessa | (5) Sub-balastro |
| (2) Palmilha de borracha | (4) Balastro | (6) Plataforma |

Figura # - Estrutura da via férrea. Cortes transversal e longitudinal

O objectivo da via é transferir as cargas do comboio para a plataforma. A transferência de cargas assenta no princípio de redução das tensões, camada a camada, conforme esquematizado na figura #.

Figura # - Transferência de cargas na via férrea

O carril pode ser visto como o elemento mais importante da estrutura; as suas funções



2.4 - PONTE

No quadro # [ref #] estão indicados os valores do amortecimento estrutural para diversos tipos de materiais normalmente empregues na construção de pontes ferroviárias.

Quadro # - Amortecimento para diferentes materiais

Material	ξ (%)
Betão armado	
• Níveis de tensão baixos (não fendilhado)	0.007 - 0.010
• Níveis de tensão baixos (fendilhado)	0.010 - 0.040 0.005 - 0.008
• Níveis de tensão elevados (fendilhado mas sem plastificação da armadura)	0.004 - 0.007
Betão armado pré-esforçado (não fendilhado)	0.002 - 0.003
Compósitos	0.001 - 0.002
Aço	

Num relatório interno do DB [citado em #] foram examinadas um grande número de pontes ferroviárias tendo por objectivo determinar as suas características dinâmicas, dando especial relevo à determinação do coeficiente de amortecimento. No quadro # estão indicados os coeficientes de amortecimento obtidos para cada um dos tipos de ponte ensaiadas.

Quadro # - Coeficientes de amortecimento estrutural determinados em ensaios experimentais

Tipo de ponte	ξ (%) máximo	ξ (%) médio	ξ (%) mínimo
Metálica com tabuleiro superior balastrado	2.47	1.81	1.16
Metálica com tabuleiro superior não balastrado	3.14	1.93	0.72
Metálica com tabuleiro inferior balastrado	1.64	1.19	0.75
Metálica com tabuleiro inferior não balastrado		1.29	
Tabuleiro de betão balastrado	5.90	4.09	2.28
Tabuleiro de betão não balastrado	6.21	3.17	0.13

Da análise dos valores ressalta a enorme dispersão dos valores medidos. As pontes em betão apresentaram valores médios do coeficiente de amortecimento estrutural superiores aos obtidos para as pontes metálicas.

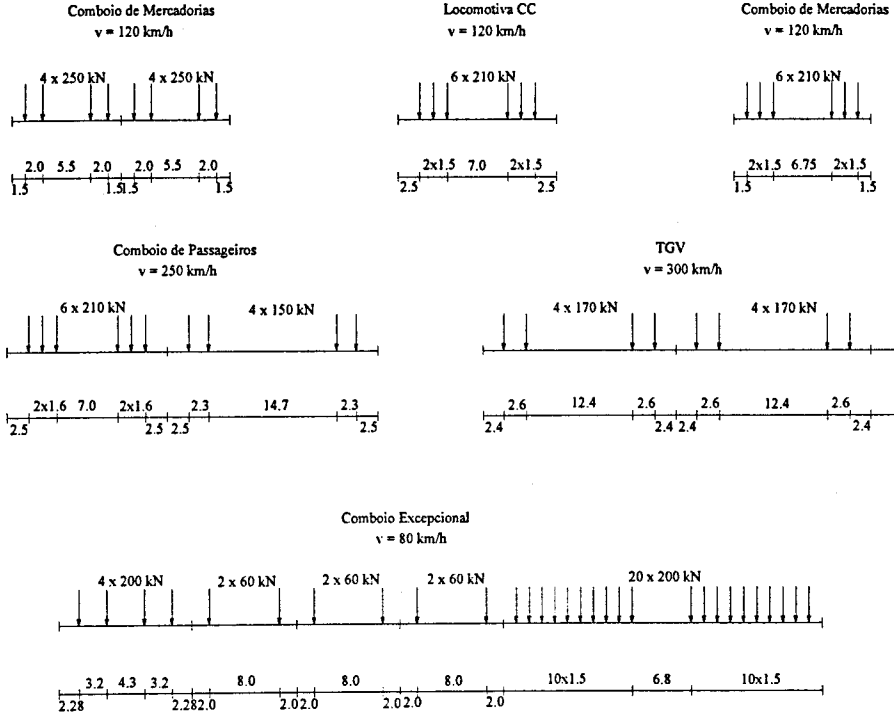
Capítulo 3

SEGURANÇA E CONFORTO EM PONTES FERROVIÁRIAS

3.1 - INTRODUÇÃO

3.2 - SEGURANÇA ESTRUTURAL

3.2.1 - AMPLIFICAÇÕES DINÂMICAS



$$\varphi = \varphi' + \varphi'';$$

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4};$$

$$K = \frac{v}{2 \cdot L_{\phi} \cdot n_0};$$

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \cdot \left[56 \cdot e^{-\left(\frac{L_{\phi}}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left(\frac{L_{\phi} \cdot n_0}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L_{\phi}}{20}\right)^2} \right];$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22} & \text{se } v \leq 22 \text{ m.s}^{-1}; \\ 1 & \text{se } v > 22 \text{ m.s}^{-1} \end{cases};$$

v é a velocidade em m.s^{-1} ;

n_0 é a frequência fundamental da estrutura descarregada, em Hz;

L_{ϕ} é o comprimento de referência do elemento estrutural, em m.

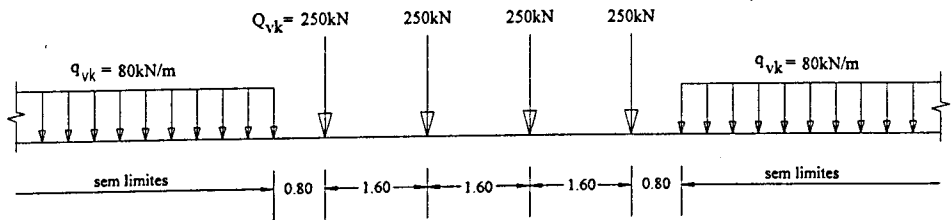
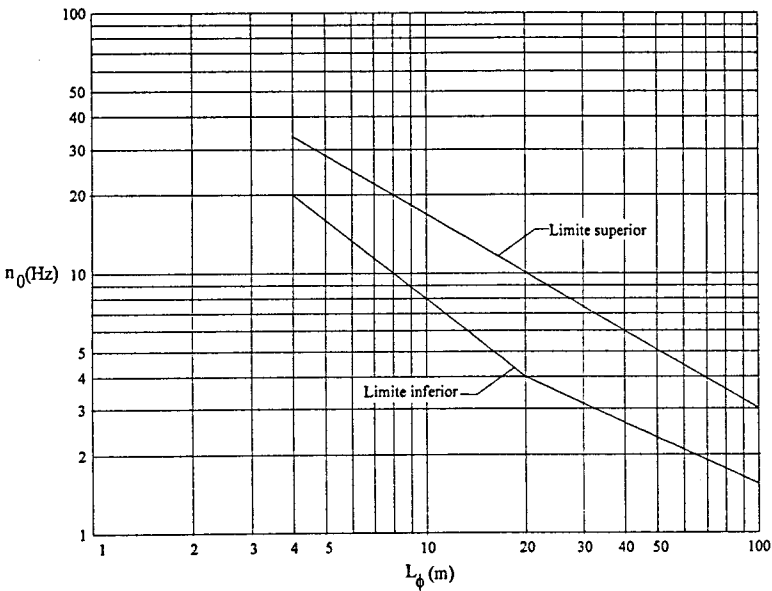
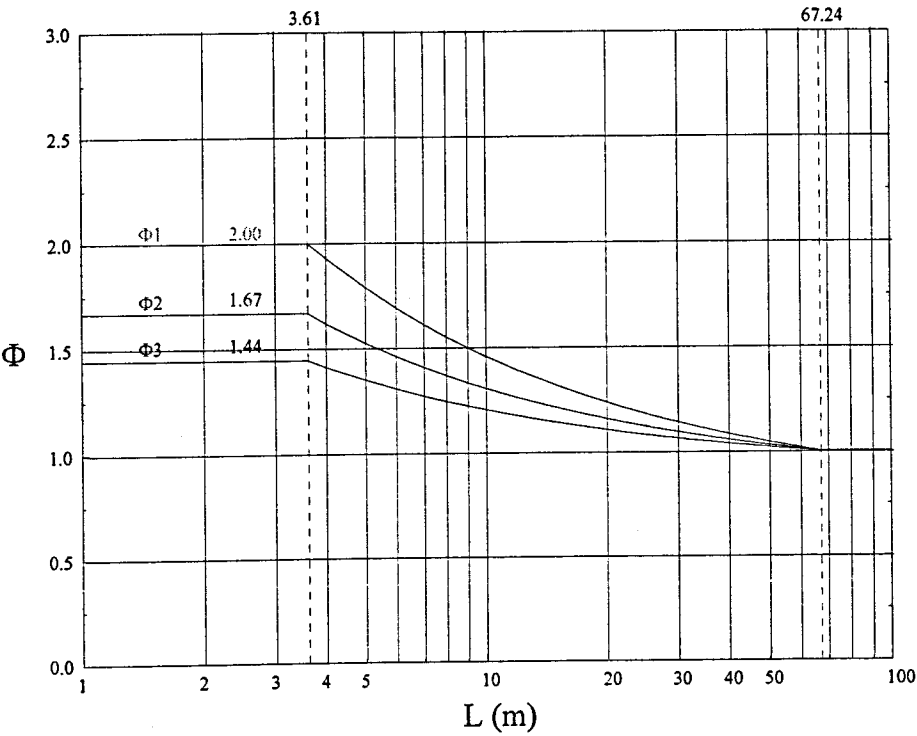


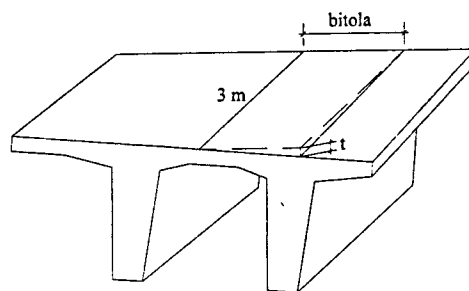
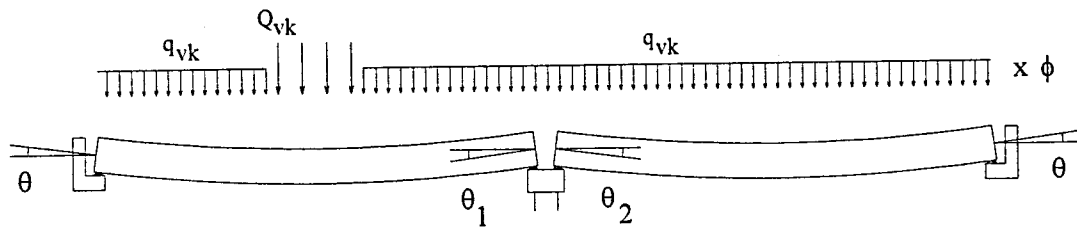
Figura # - Esquema de cargas da UIC

Coeficientes Φ para o esquema de cargas da UIC



3.2.2 - FADIGA

3.3 - SEGURANÇA DA CIRCULAÇÃO



3.4 - CONFORTO

$$LI_h = C \cdot \left[\int_{t_0}^{t_0+T} a^2(t) \cdot dt \right]^{\frac{m}{2}} ;$$

em que:

C, m e n tomam os valores indicados no quadro #.

$$a_h = \sqrt{\frac{1}{T} \cdot \int_{t_0}^{t_0+T} a^2(t) \cdot dt} ;$$

t_0 é o instante em que a carruagem entra na ponte;

T é o tempo de actuação aceleração dado por:

$$T = \frac{L_E + L_F}{v} ;$$

$$L_E = L_v + L ;$$

Quadro # - Valores das constantes C e m usadas no cálculo de LI_h

Domínio de velocidade	C	m
$v \leq 33.3$	123.87	0.625
$33.3 < v \leq 55.5$	123.32	0.650
$v \geq 55.5$	122.76	0.675

Quadro # -

v (km/h)	1 ou 2 vãos		3 a 5 vãos	
	L≤25m	L≥30m	L≤25m	L≥30m
v ≤ 120	<350	<350	<400	<400
	350	350	450	800
	400	400	500	900
120 < v ≤ 200	<400	<400	<500	<600
	450	600	700	2000
	500	800	1000	2200
200 < v ≤ 300	<400	<400	<500	<700
	550	750	700	2000
	800	1000	1200	2200

Quadro # - $\frac{L}{\phi \times \delta_{UIC}}$

v (km/h)	1 ou 2 vãos		3 a 5 vãos	
	L≤25m	L≥30m	L≤25m	L≥30m
v ≤ 120	500	750	750	1000
120 < v ≤ 200	750	1000	1000	1700
200 < v ≤ 300	1000	1250	1250	1700

Capítulo 4

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA

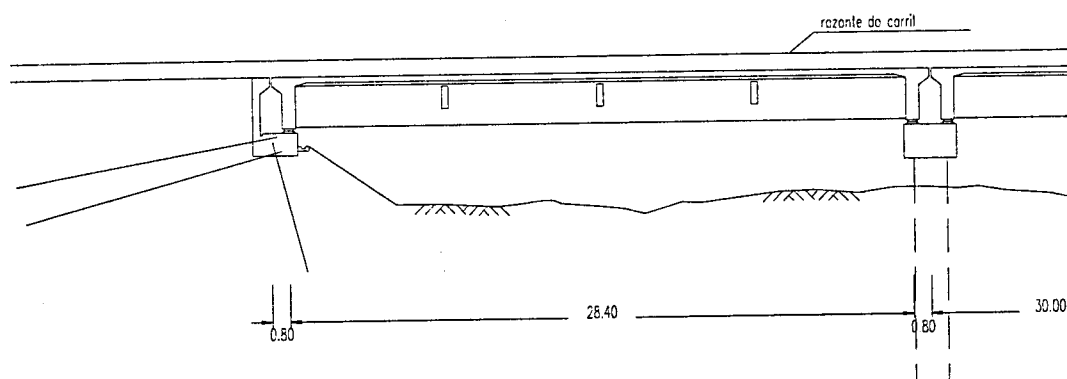
4.1 - INTRODUÇÃO

4.2 - DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

No estudo realizado, tomou-se como base o viaduto que constitui a Obra de Arte nº 5, que se desenvolve entre os km 1+362.359 e 1+992.359 da nova ligação ferroviária do "Acesso Norte à Ponte sobre o Tejo - 2º Troço".

O viaduto é constituído por tramos simplesmente apoiados, com vãos teóricos de 30.0 m, tendo na sua zona corrente uma largura total de 12.5 m, constante em toda a extensão. O tabuleiro, de betão armado e pré-esforçado, é constituído por 2 meios tabuleiros independentes, simétricos, suportando cada um apenas uma das vias de circulação ferroviária. Cada meio tabuleiro apresenta 2 vigas principais longitudinais, ligadas por uma laje superior e por carlingas de topo e intermédias. A altura das vigas, incluindo a laje, é constante e igual a 2.25m.

Na figura 4.1 apresenta-se um corte longitudinal do viaduto e um corte transversal do mesmo, a meio vão (meio tabuleiro esquerdo) e sobre os apoios (meio tabuleiro direito).



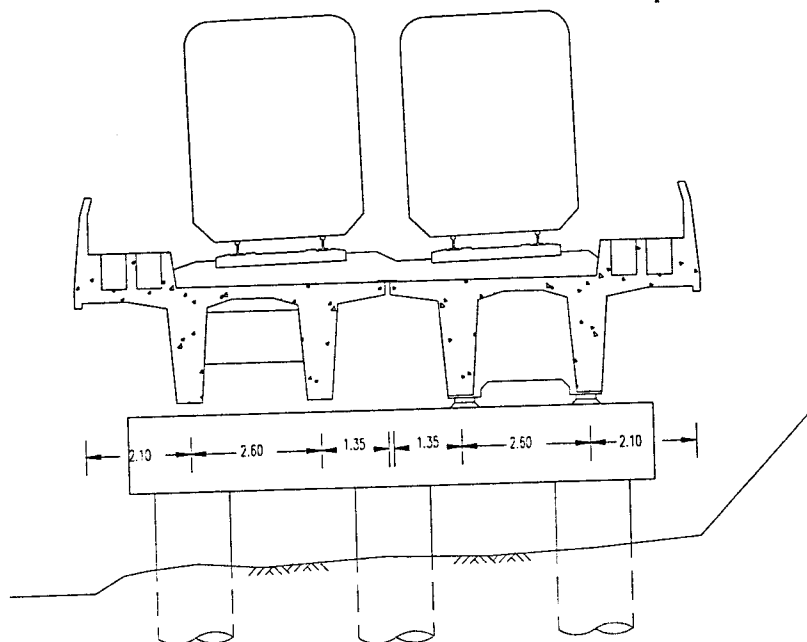


Figura 4.1 - Cortes longitudinal e transversal do viaduto

4.3 -MODELAÇÃO

O meio tabuleiro foi modelado como uma viga simplesmente apoiada de vão igual a trinta metros. A massa do tabuleiro foi considerada uniformemente distribuída ao longo da viga, correspondendo esta não só à massa da secção de betão mas também à massa dos acessórios do tabuleiro (passeios, guardas, etc) e da via (carris, travessas e balastro).

Para a discretização do tabuleiro foram utilizados trinta elementos de barra com as seguintes características:

$$E = 30.5 \text{ GPa} ;$$

$$I = 1.900 \text{ m}^4 ;$$

$$m = 14870.5 \text{ Kg/m} ;$$

As frequências de vibração da viga simplesmente apoiada foram avaliadas aproximadamente através da seguinte expressão [ref #]:

$$n_i = \frac{\Pi}{2} (i+1)^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m \cdot L^4}} ;$$

tendo-se obtido os valores, correspondentes aos dois primeiros modos, indicados no quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Frequências de vibração da viga

i	n_i (Hz)
0	3.45
1	13.78

Conforme foi visto no segundo capítulo, o amortecimento é uma das características dinâmicas das pontes de mais difícil avaliação. Em pontes de betão armado pré-esforçado os coeficientes de amortecimento obtidos experimentalmente são muito variáveis, tomando valores que vão desde 2.28 % a 5.90 %.

Por forma a avaliar a influência deste parâmetro na resposta da estrutura foram considerados coeficientes de amortecimento, ξ , independentes da frequência de vibração e de valores iguais a 1%, 3% e 5%.

Supondo cada um dos valores de ξ referidos independentes da frequência de vibração, foram determinadas as constantes de amortecimento de Rayleigh, c_1 e c_2 , indicadas no quadro 4.2. No quadro 4.2 indicam-se as constantes de Rayleigh, c_1 e c_2 , para cada um dos coeficientes de amortecimento referidos. No quadro 4.2, foram obtidas considerando coeficientes de amortecimento iguais para os dois primeiros modos de vibração.

Quadro 4.2 - Constantes de amortecimento de Rayleigh

ξ	c_1 (s ⁻¹)	c_2 (x10 ⁻⁴ s)
1 %	0.346	1.848
3 %	1.039	5.544
5 %	1.732	9.240

O comboio utilizado nos cálculos é composto por duas locomotivas eléctricas da série BS5600, uma em cada extremidade da composição, e por treze carruagens Corail. A modelação da locomotiva e carruagem referidas já foram descritas no segundo capítulo.

Na figura 4.2 encontra-se representada a malha de elementos finitos correspondente ao problema em estudo. O número de elementos da malha é igual a 285 ($17+13 \times 17+17+30$); o número de nós é igual a 301 ($18+13 \times 18+18+31$).

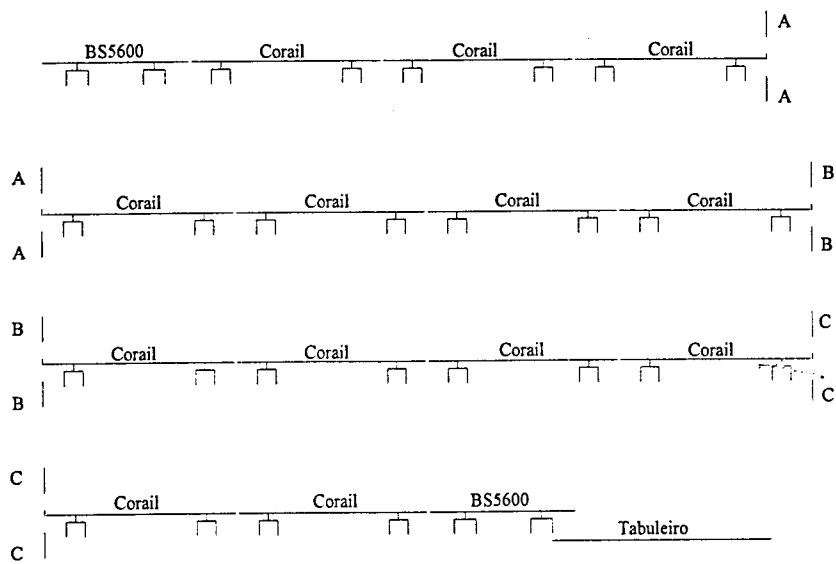


Figura 4.2 - Malha de elementos finitos

No quadro 4.3 encontram-se indicadas as posições iniciais dos eixos de cada um dos veículos da composição .

Quadro 4.3 - Posições iniciais dos eixos dos veículos da composição

	Eixo			
	1	2	3	4
BS5600	0.00	-3.00	-10.50	-13.50
Corail 1	-19.86	-22.42	-37.86	-40.42
Corail 2	-46.26	-48.82	-64.26	-66.82
Corail 3	-72.66	-75.22	-90.66	-93.22
Corail 4	-99.06	-101.62	-117.06	-119.62
Corail 5	-125.46	-128.02	-143.46	-146.02
Corail 6	-151.86	-154.42	-169.86	-172.42
Corail 7	-178.26	-180.82	-196.26	-198.82
Corail 8	-204.66	-207.22	-222.66	-225.22
Corail 9	-231.06	-233.62	-249.06	-251.62
Corail 10	-257.46	-260.02	-275.46	-278.02
Corail 11	-283.86	-286.42	-301.86	-304.42
Corail 12	-310.26	-312.82	-328.26	-330.82
Corail 13	-336.66	-339.22	-354.66	-357.22
BS5600	-363.58	-366.58	-374.08	-377.08

Recorde-se que a componente estática da força de interação é igual a 213367.5 N por eixo para a locomotiva BS5600 e 117720.0 N por eixo para a carruagem Corail.

4.4 - CÁLCULOS EFECTUADOS

Para cada um dos coeficientes de amortecimento indicados no quadro 4.2 e para cada uma das velocidades indicadas no quadro 4.4 foram registadas, em cada instante de tempo, as seguintes grandezas:

i) Tabuleiro:

Momento a meio vão, M ;
Esforço transverso no apoio direito, V ;
Rotação no apoio esquerdo, θ ;
Aceleração a meio vão, a .

ii) Carruagens:

Aceleração na caixa da primeira carruagem, a_1 , e décima terceira carruagem, a_{13} , medida sobre o pivot dianteiro;

O início dos registos coincidiu com a entrada do primeiro eixo da locomotiva no viaduto e o fim com a passagem do último eixo da composição sobre um ponto situado 120 m após o viaduto. O espaço total percorrido pela composição, e , foi então igual a:

$$e = 377.08 + 30.00 + 120.00 = 527.08 \text{ m.}$$

No quadro 4.4, indicam-se ainda para cada uma das velocidades o número de passos, n , e o incremento de tempo, Δt , usados na integração numérica pelo método de Newmark ($\delta = 0.50$; $\alpha = 0.25$).

Quadro 4.4 - Velocidades consideradas nas simulações numéricas

v (m/s)	n	Δt (s)
10.0	5270	0.01
30.0	1757	0.01
50.0	1054	0.01
70.0	753	0.01
80.0	659	0.01
90.0	586	0.01
100.0	527	0.01
110.0	479	0.01
120.0	878	0.005
130.0	811	0.005
140.0	753	0.005
150.0	703	0.005

Resumindo, cada uma das grandezas referidas é portanto uma função do tempo, da velocidade e do coeficiente de amortecimento estrutural considerado, isto é:

$$M = M(\xi, v, t);$$

$$V = V(\xi, v, t);$$

$$\theta = \theta(\xi, v, t);$$

$$a = a(\xi, v, t);$$

$$a_I = a_I(\xi, v, t);$$

$$a_{I3} = a_{I3}(\xi, v, t);$$

com:

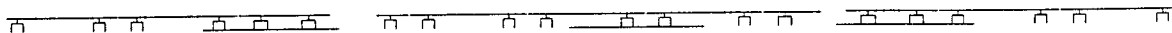
$$t \in \{ 0, 1.\Delta_t, 2.\Delta_t, \dots n.\Delta_t \}$$

$$v \in \{ 10.0, 30.0, 50.0, 70.0, 80.0, 90.0, 100.0, 110.0, 120.0, 130.0, 140.0, 150.0 \}$$

$$\xi \in \{ 1\%, 3\%, 5\% \}$$

4.5 - RESULTADOS

Na figura 4.3 encontram-se indicadas as posições dos eixos para as quais ocorrem máximos do momento a meio vão, esforço transversal e rotação nos apoios. Mas passemos a comentar com mais pormenor os resultados obtidos para cada grandeza:



$$M_{sta,1} = 4753.64 \text{ kN.m}$$

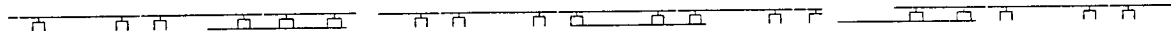
$$e = 24.7 \text{ m}$$

$$M_{sta,2} = 2658.39 \text{ kN.m}$$

$$e = 60.3 \text{ m}$$

$$M_{sta,3} = 4753.64 \text{ kN.m}$$

$$e = 382.4 \text{ m}$$



$$V_{sta,1} = 690.54 \text{ kN}$$

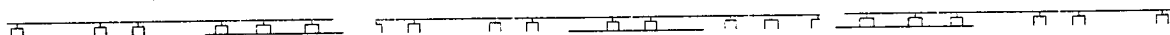
$$e = 29.0 \text{ m}$$

$$V_{sta,2} = 384.05 \text{ kN}$$

$$e = 66.8 \text{ m}$$

$$V_{sta,3} = 623.93 \text{ kN}$$

$$e = 392.6 \text{ m}$$



$$\theta_{sta,1} = 7.897 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$e = 24.6 \text{ m}$$

$$\theta_{sta,2} = 4.424 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$e = 57.3 \text{ m}$$

$$\theta_{sta,3} = 8.015 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$e = 382.3 \text{ m}$$

i) Momento a meio vão

O primeiro máximo, $M_{sta,1}$, ocorre quando se situam sobre a viga os quatro eixos da primeira locomotiva e os eixos dianteiros da primeira carruagem.

Seguidamente ocorre outro máximo, $M_{sta,2}$, quando se localizam sobre a viga o grupo de eixos formado pelos eixos traseiros de uma carruagem e os eixos dianteiros da carruagem que se lhe segue. Esta situação ocorre doze vezes durante a passagem da composição.

Finalmente o último máximo, $M_{sta,3}$, ocorre quando se situam sobre a viga os eixos traseiros da última carruagem e os quatro eixos da última locomotiva. Pelo facto da composição ser simétrica, quer em termos de geometria quer em termos de cargas, e pelo facto da linha de influência do momento a meio vão também ser simétrica, $M_{sta,3}$ é igual a $M_{sta,1}$.

ii) Esforço transversal no apoio

O primeiro máximo, $V_{sta,1}$, ocorre em circunstâncias idênticas aquelas em que ocorre $M_{sta,1}$; apenas os eixos se encontram 4.3 m mais próximos do apoio.

A situação em que ocorre $V_{sta,2}$ é também idêntica aquela em que ocorre $M_{sta,2}$, mas com os eixos das carruagens 6.5 m mais próximos do apoio.

Pelo facto da linha de influência do esforço transversal não ser simétrica, verifica-se que o último máximo, $V_{sta,3}$, ocorre quando apenas a última locomotiva se situa sobre a viga.

iii) Rotação no apoio

O primeiro máximo, $\theta_{sta,1}$, ocorre em circunstâncias idênticas aquelas em que ocorre $M_{sta,1}$; a localização dos eixos apenas difere de 0.10 m.

A situação em que ocorre $\theta_{sta,2}$ é também idêntica aquela em que ocorre $M_{sta,2}$, mas com os eixos das carruagens 3.0 m mais próximos do apoio em causa.

O terceiro máximo, $\theta_{sta,3}$, também ocorre em circunstâncias idênticas aquelas em que ocorre $M_{sta,3}$, mas pelo facto da linha de influência da rotação no apoio não ser simétrica, verifica-se que $\theta_{sta,3}$ não coincide com $\theta_{sta,1}$.

Podemos dizer que os máximos das grandezas referidas ocorreram sempre no interior dos seguintes domínios:

1) Domínio 1. Passagem da primeira locomotiva

O domínio um tem início quando a primeira locomotiva entra no viaduto e termina no instante em que sai.

$$e \in [0.00, 43.5]$$

O espaço percorrido pela composição no fim desta fase é igual a 43.5 m. Durante esta fase ocorrem os máximos $M_{sta,1}$, $V_{sta,1}$ e $\theta_{sta,1}$.

2) Domínio 2. Passagem das carruagens

Esta fase tem início quando a primeira locomotiva sai do viaduto e termina quando a última locomotiva entra na ponte. No final desta fase a composição percorreu 363.58 m. Durante esta fase ocorrem os máximos $M_{sta,2}$, $V_{sta,2}$ e $\theta_{sta,2}$.

$$e \in]43.5, 363.58]$$

3) Fase 3. Passagem da segunda locomotiva

Esta fase tem início quando a segunda locomotiva entra no viaduto e termina quando a composição percorreu a totalidade do percurso, ou seja, 527.08 m. Durante esta fase ocorrem os máximos $M_{sta,3}$, $V_{sta,3}$ e $\theta_{sta,3}$.

$$e \in]363.58, 527.08]$$

No quadro # efectua-se uma comparação entre os máximos do momento, esforço transversal e rotação obtidos nas segunda e terceira fases e os correspondentes máximos obtidos na primeira fase. Verifica-se que o momento máximo ocorre durante a

Quadro 4.5 - Relação entre M, V e θ

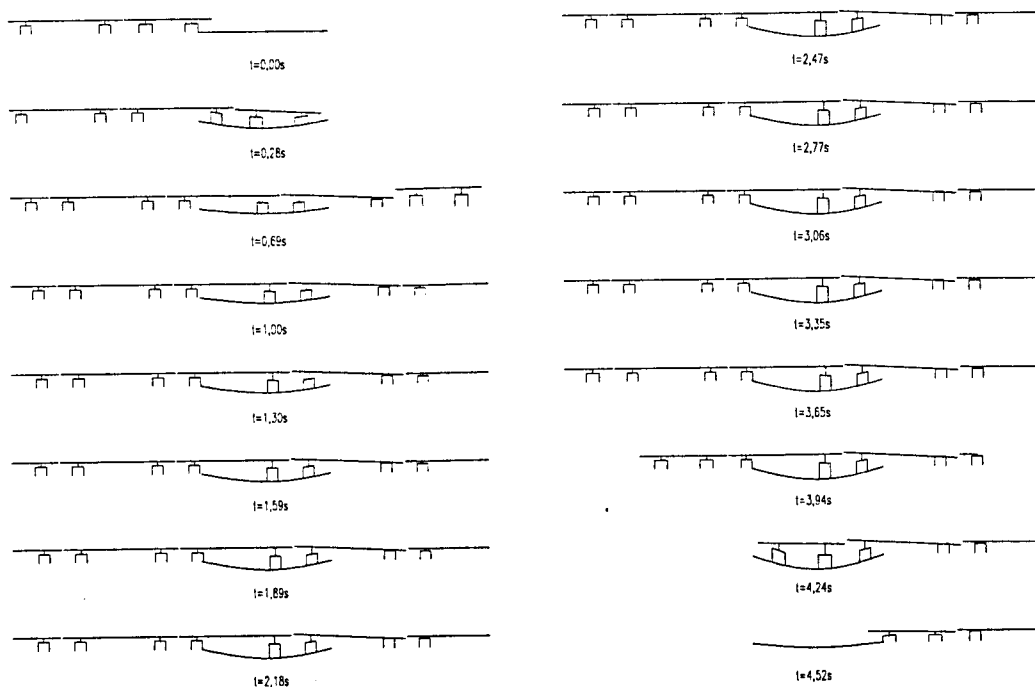
	$S_{sta,1}$	$\frac{S_{sta,2}}{S_{sta,1}}$	$\frac{S_{sta,3}}{S_{sta,1}}$
$S \equiv M$	4753.64 kN.m	0.559	1.000
$S \equiv V$	690.54 kN	0.556	0.904
$S \equiv \theta$	7.897×10^{-3} rad	0.560	1.015

Conforme referido no ponto 4.5.1, a passagem da composição é dividida em três fases. Para cada uma destas fases f determinados os valores máximos do momento a meio vão, $M_{dyn,1}$, $M_{dyn,2}$ e $M_{dyn,3}$.

Na figura 4.4 apresentam-se os registos do momento a meio vão obtidos para três velocidades de circulação, 50.0, 90.0 e 130.0 m/s, e para um coeficiente de amortecimento estrutural de 3%.

Para a velocidade de 50.0 m/s verifica-se que ocorre um máximo, $M_{dyn,1}$ durante a passagem da primeira locomotiva (fase 1); $M_{dyn,1}$ é 9.7.% superior a $M_{sta,1}$. Durante a segunda fase registam-se doze

Para a velocidade de 90.0 m/s verifica-se que o primeiro máximo, $M_{dyn,1}$ ocorre durante a passagem da primeira locomotiva. À medida que vão passando os sucessivos grupos de eixosndo os sucessivos grupos de eixos, verificando-se que



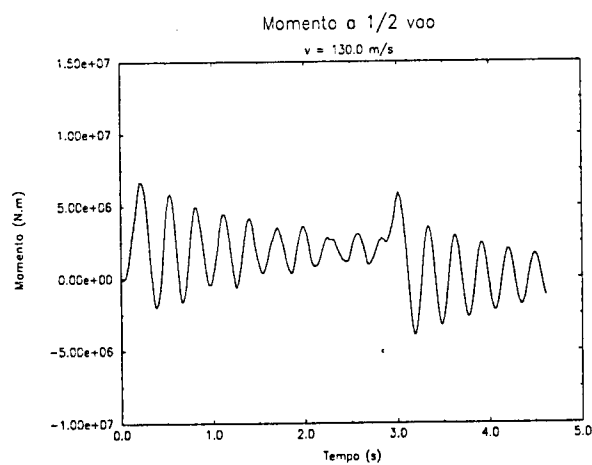
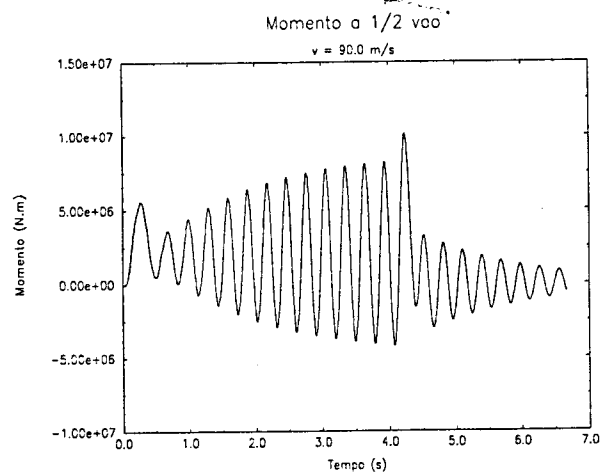
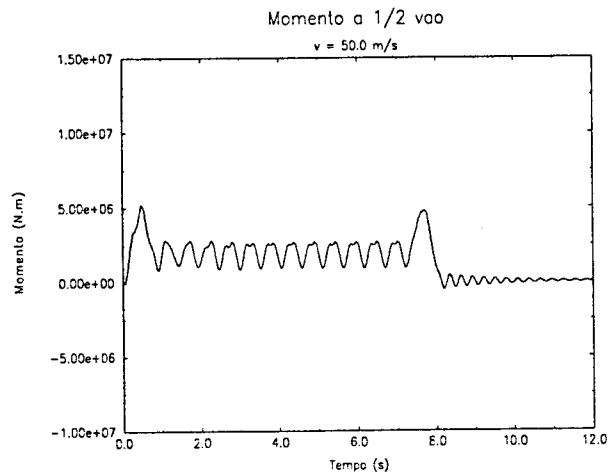


Figura 4.4 - Momento a meio vão ($\xi = 3\%$)

Conforme referido no ponto 4.5.1, a passagem da composição foi dividida em três fases. Para cada uma destas fases foram determinados os valores máximos do momento a meio vão, $M_{dyn,1}$, $M_{dyn,2}$ e $M_{dyn,3}$.

Na figura 3.5 apresentam-se as deformadas da malha considerada em diversos instantes da passagem da composição, para a velocidade de circulação que provoca a ressonância do tabuleiro e para um coeficiente de amortecimento estrutural igual a 3%. A primeira deformada ($t=0.00s$), corresponde ao instante inicial. A segunda deformada, $t=0.28s$, corresponde ao instante em que se obtém o deslocamento máximo a meio vão do tabuleiro durante a passagem da locomotiva situada na frente da composição. As deformadas seguintes correspondem aos instantes em que ocorrem os deslocamentos máximos a meio vão do tabuleiro, provocados pela passagem de cada um dos grupos de eixos. Da análise da figura verifica-se que durante a passagem do quarto grupo de eixos, formado pelos eixos traseiros da quarta carruagem e pelos eixos dianteiros da quinta carruagem, é ultrapassado o deslocamento provocado pela passagem da primeira locomotiva. Os deslocamentos vão aumentando à medida que vão passando os sucessivos grupos de eixos, obtendo-se o valor máximo do deslocamento durante a passagem da locomotiva situada na rectaguarda da composição ($t=4.52s$).

Para cada uma das fases referidas no ponto anterior, foram determinados os valores máximos

Para cada um dos coeficientes de amortecimento estrutural considerados (1%, 3% e 5%) e para cada uma das velocidades de circulação foram definidos coeficientes de amplificação dinâmica para o momento a meio vão dados pelas seguinte expressões:

$$(1 + \varphi)_{M,i} = \frac{M_{dyn,i}}{M_{sta,1}},$$

em que $M_{dyn,i}$ é o momento máximo registado durante cada uma das fases

Na figura 4.4 estão representados os coeficientes de amplificação dinâmica relativos ao momento a meio vão, para cada uma das fases atrás referidas e para cada um dos

coeficientes de amortecimento estrutural considerados (1%, 3% e 5%). Estes coeficientes foram definidos pela seguinte expressão:

este traduz a relação entre o momento dinâmico máximo obtido em cada uma das fases e o momento estático obtido durante a primeira fase.

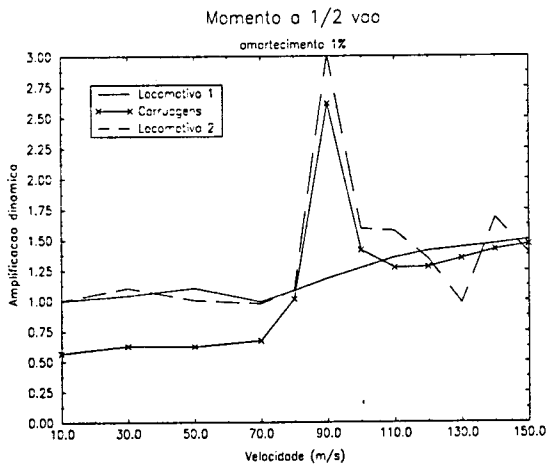
Da análise dos gráficos da figura pode concluir-se que:

1) As maiores amplificações dinâmicas registaram-se para a velocidade de 90.0 m/s.

Quadro # - Ampificações dinâmicas relativas ao momento a meio vão em situação de ressonância

ξ	$(1 + \varphi)_{M,1}$	$(1 + \varphi)_{M,2}$	$(1 + \varphi)_{M,3}$
1%	1.19	2.63	3.03
3%	1.18	1.73	2.13
5%	1.17	1.31	1.71

Se compararmos momento dinâmico e o momento estático obtido durante a segunda fase concluimos se registou uma amplificação total igual a



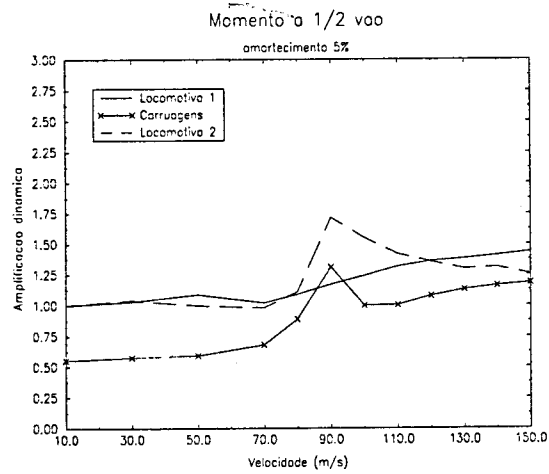
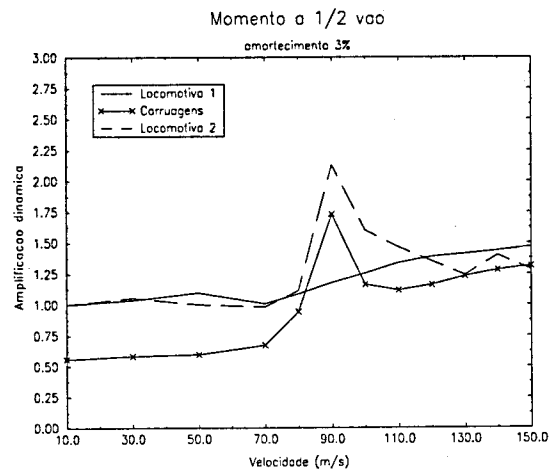
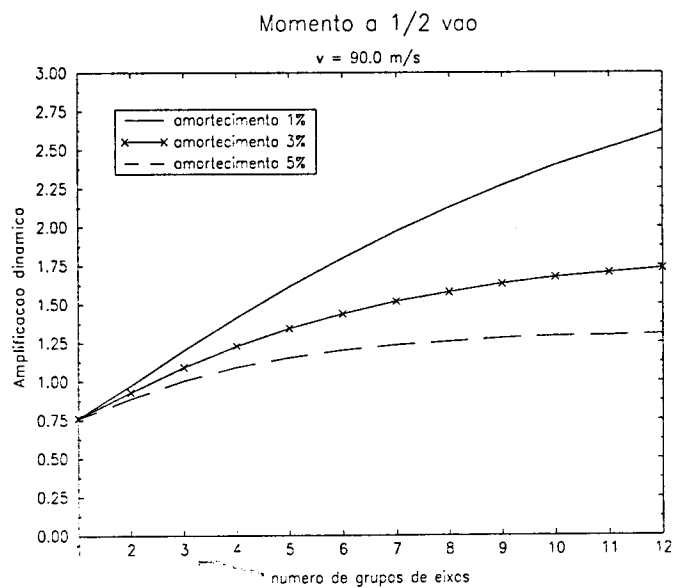
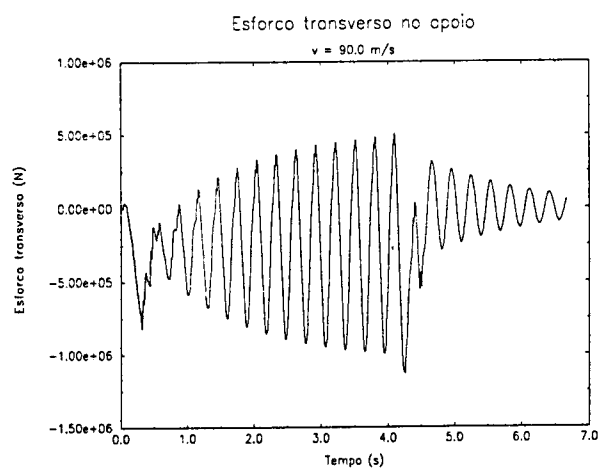
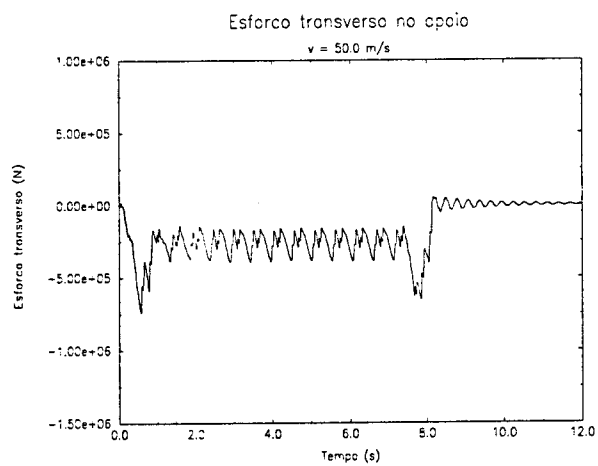


Figura # - Coeficientes de amplificação dinâmica relativos ao momento a meio vão



4.5.2.2 - Esforço transversal no apoio



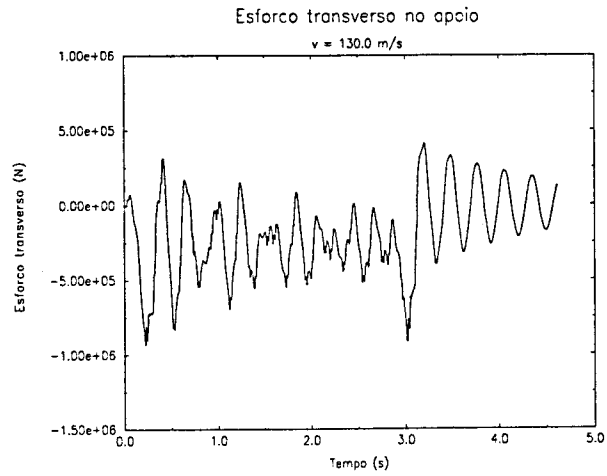
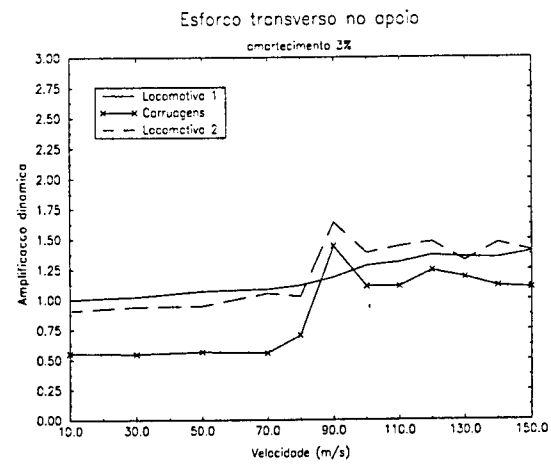
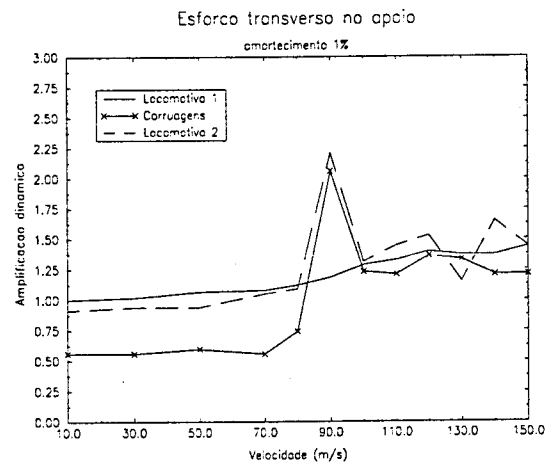


Figura # -Esforço transverso no apoio ($\xi = 3\%$)



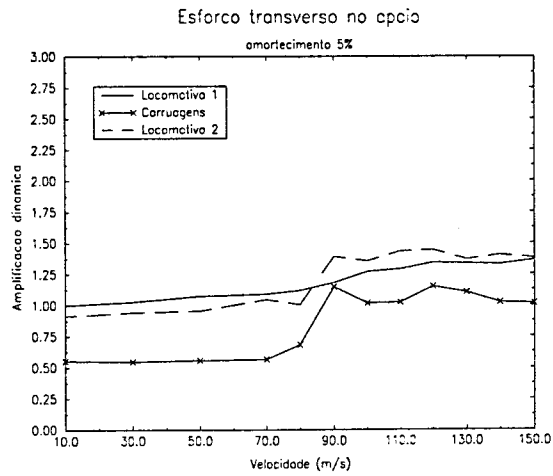
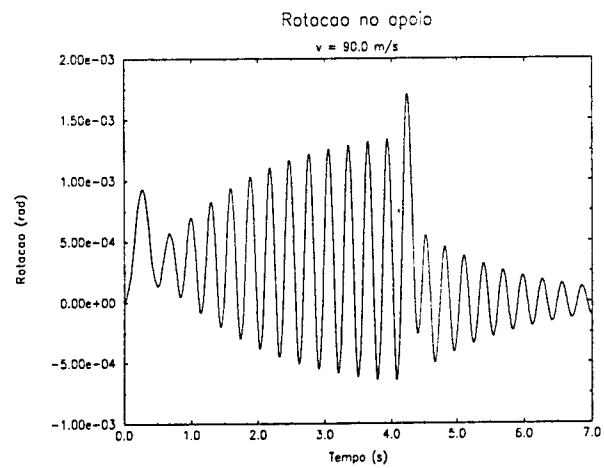
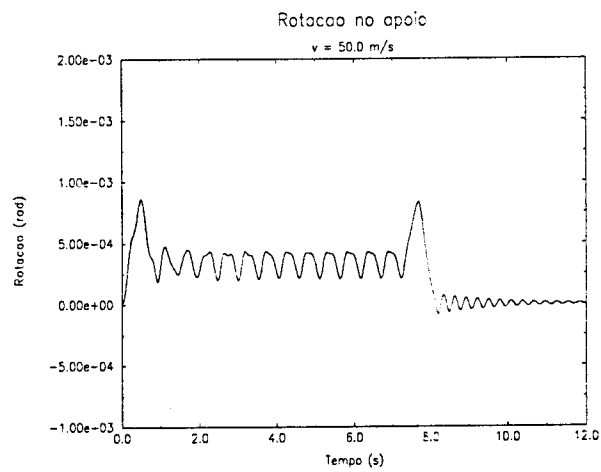


Figura # - Coeficientes de amplificação dinâmica relativos ao esforço transverso no apoio

4.5.2.3 - Rotações de extremidade



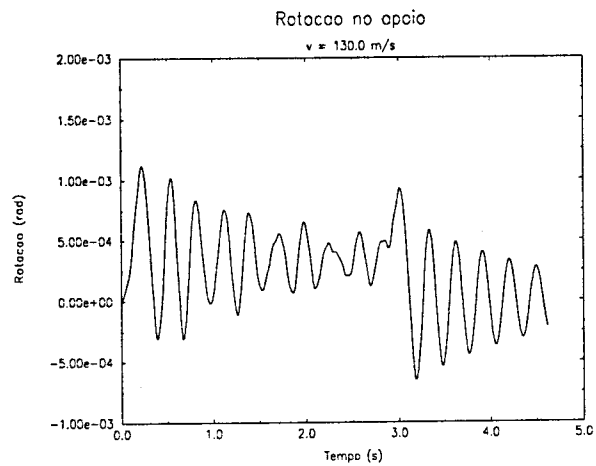
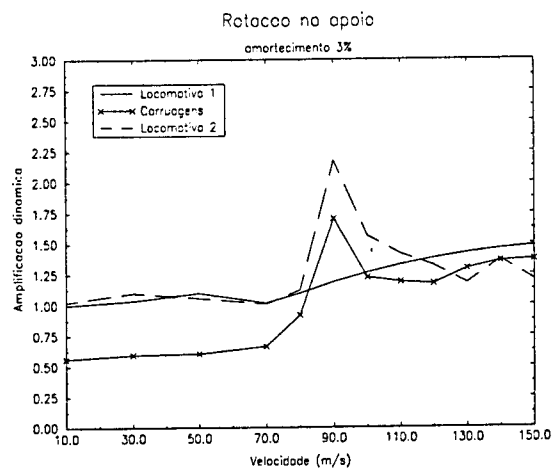
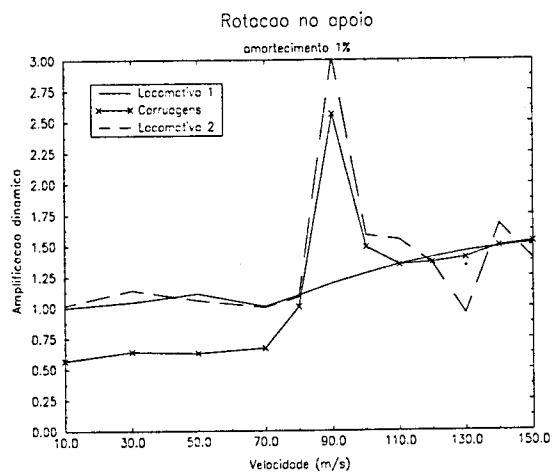
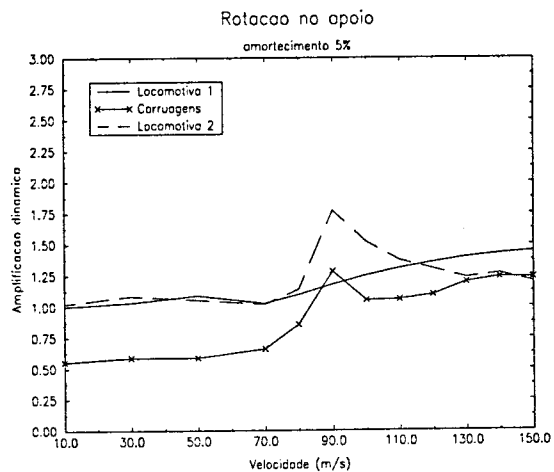


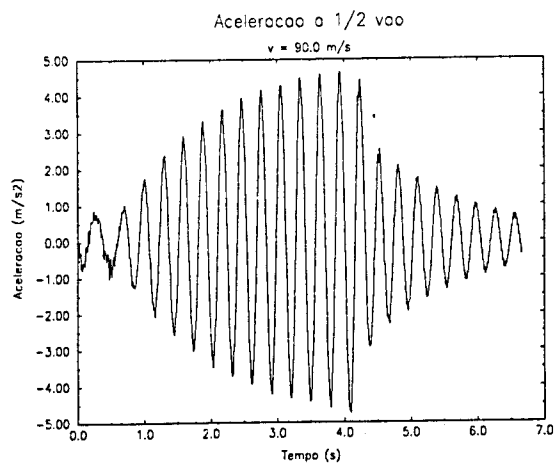
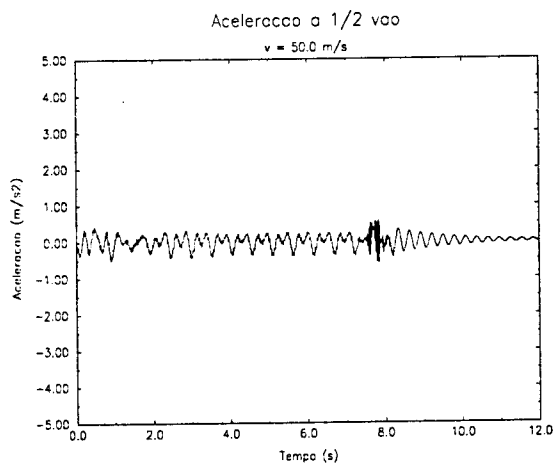
Figura # - Rotação no apoio ($\xi = 3\%$)





4.5.4 - Aceleração a meio vão

Na figura # apresentam-se os registos da aceleração a meio vão do tabuleiro para as velocidades de 50.0, 90.0 e 130.0 m/s e para o coeficiente de amortecimento estrutural de 3%.



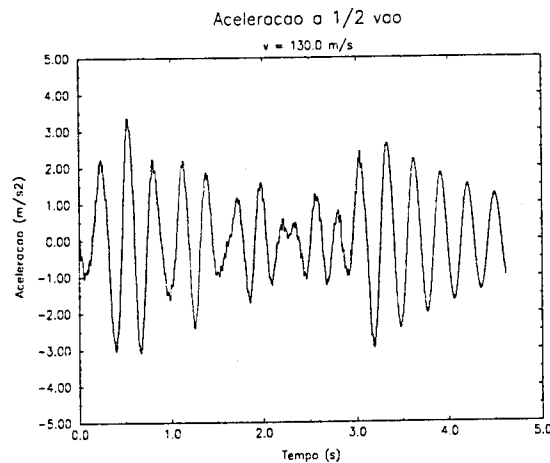
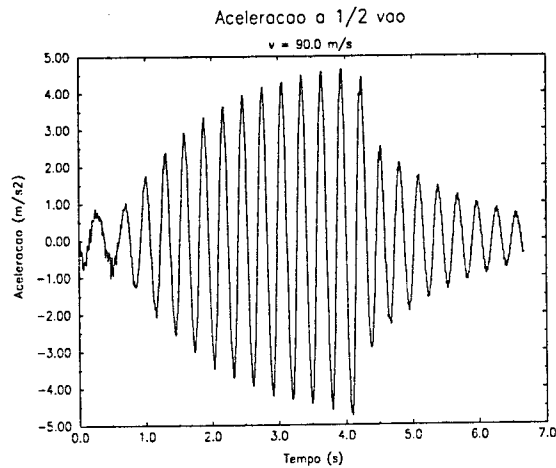


Figura # - Aceleração a meio vão ($\xi = 3\%$)

Na figura # apresentam-se os valores máximos da aceleração a meio vão do tabuleiro registados durante a passagem da composição para os diferentes coeficientes de amortecimento estrutural considerados.

Da análise da figura verifica-se que até velocidades da ordem dos 70.0 m/s as curvas correspondentes a cada um dos coeficientes de amortecimento estrutural, são praticamente coincidentes. O valor máximo da aceleração registada neste intervalo é igual a 0.78 m/s².

Em situação de ressonância, $v = 90.0$ m/s, os valores obtidos dependem muito do coeficiente de amortecimento tendo-se obtido valores de 8.11 m/s², 4.75 m/s² e 3.31 m/s² respectivamente para ξ igual a 1%, 3% e 5%.

Para velocidades superiores em cerca de 20.0 m nota-se um afastamento das curvas verificando-se diferenças médias da ordem de 0.7 m/s² entre as curvas correspondentes a ξ iguais a 1 e 3% e 0.6 m/s² entre as curvas correspondentes a ξ iguais a 3 e 5%.

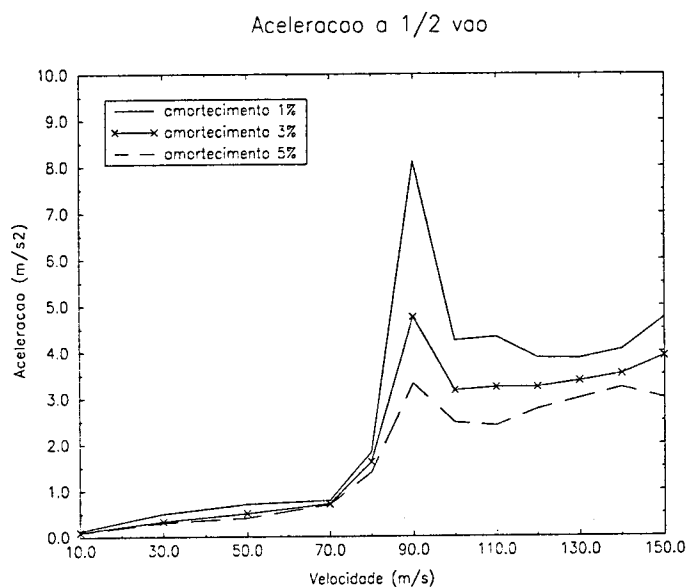
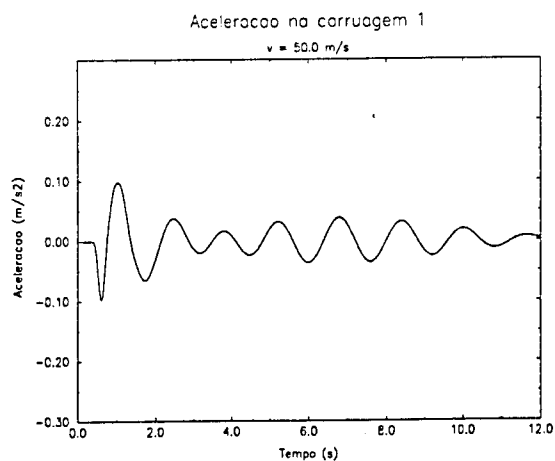


Figura 3.6 - Valores máximos da aceleração no tabuleiro

4.5.5 - Aceleração nas carruagens

Nas figuras # e # apresentam-se os registos da aceleração nas caixas da primeira e última carruagens, para as velocidades de 50.0, 90.0 e 130.0 m/s e para ξ igual a três por cento.



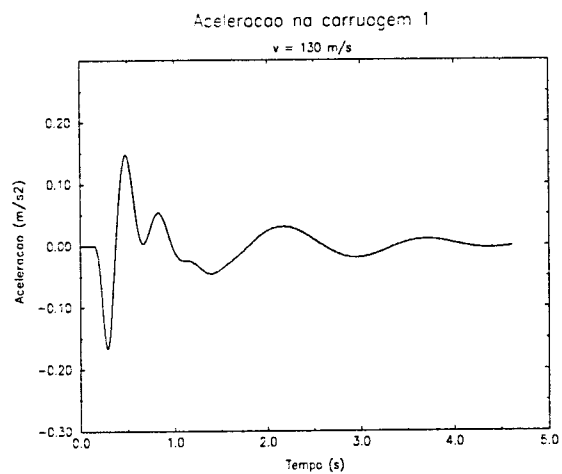
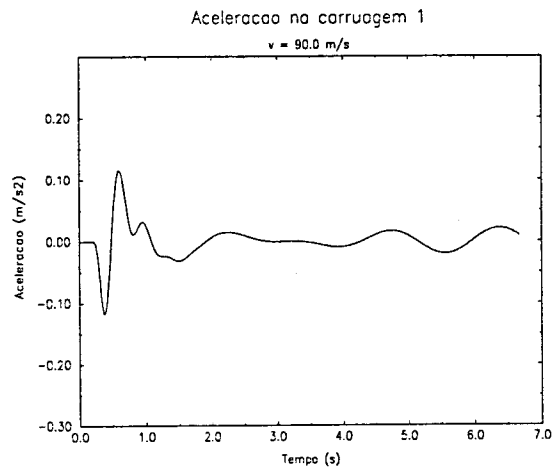
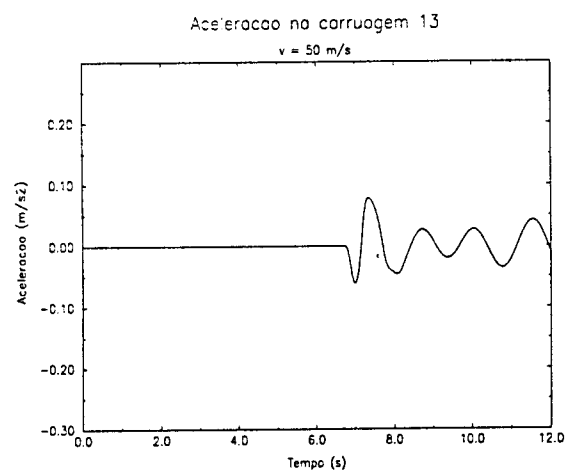


Figura # - Aceleração na primeira carruagem para $v = 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi = 3\%$)



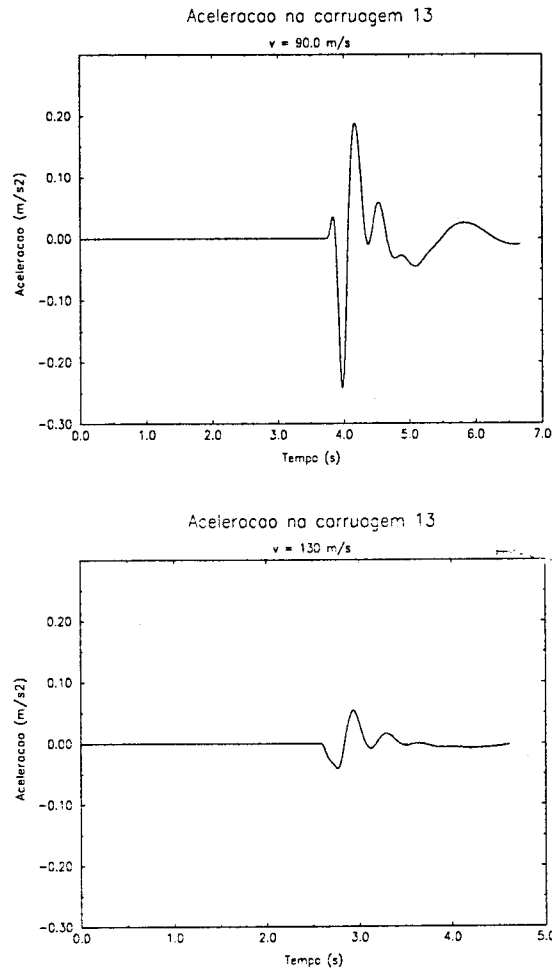


Figura # - Aceleração na última carruagem para $v = 50.0, 90.0$ e 130.0 m/s ($\xi = 3 \%$)

Na figura 3.7 são comparados os valores máximos das acelerações registadas na caixa da primeira carruagem, a_1 , e na caixa da décima terceira carruagem, a_{13} , para os diferentes coeficientes de amortecimento estrutural considerados.

Da análise da figura verifica-se que:

a_1 é sempre superior a a_{13} , excepto para velocidades próximas de 90.0 m/s . Para $v = 90.0 \text{ m/s}$ obtiveram-se os valores indicados no quadro #.

As curvas de a_1 para os diferentes coeficientes de amortecimento estrutural são praticamente coincidentes, verificando-se o mesmo para a_{13} para velocidades inferiores a 70.0 m/s . Os valores de a_{13} para a velocidade de 90.0 m/s diferem de para os diferentes coeficientes de amortecimento estrutural são praticamente coincidentes para velocidades superiores a

Para esta velocidade registaram-se os valores indicados no quadro #.

Quadro # - Acelerações máximas na primeira e última carruagens
para $v = 90.0$ m/s

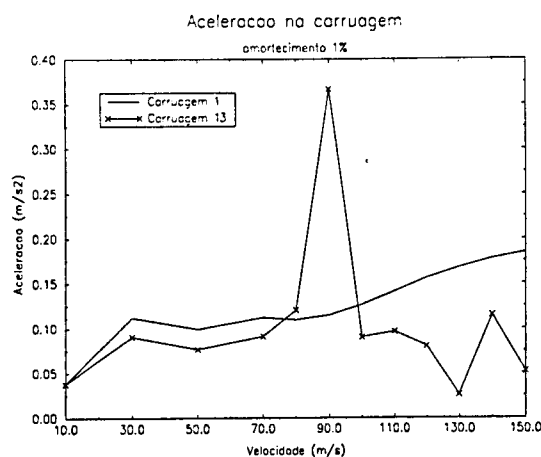
ξ	a_1 (m/s ²)	a_{13} (m/s ²)
1 %	0.115	0.367
3 %	0.117	0.242
5 %	0.118	0.180

velocidades inferiores a 70.0 m/s e superiores a 110.0 m/s, a_1 é superior a a_{13} . O mesmo se pa
Mas já para a velocidade crítica a_{13} é superior em todas as situações a a_1 (ver quadro #).

Para velocidades superiores em cerca de 10.0 m/s velocidade critica verifica-se que a_1 é sempre superior a a_{13} .

Como conclusão podemos afirmar que:

a aceleração máxima ocorreu sempre na carruagem que segue a primeira locomotiva exceptuando a situação em que ocorre a ressonância do tabuleiro; a_1 é praticamente independente de ξ , podendo afirmar-se o mesmo para a_{13} para velocidades inferiores a 70.0 m/s. Para velocidades superiores a 100.0 m/s nota-se uma tendência para a_{13} diminuir com o aumento da velocidade.



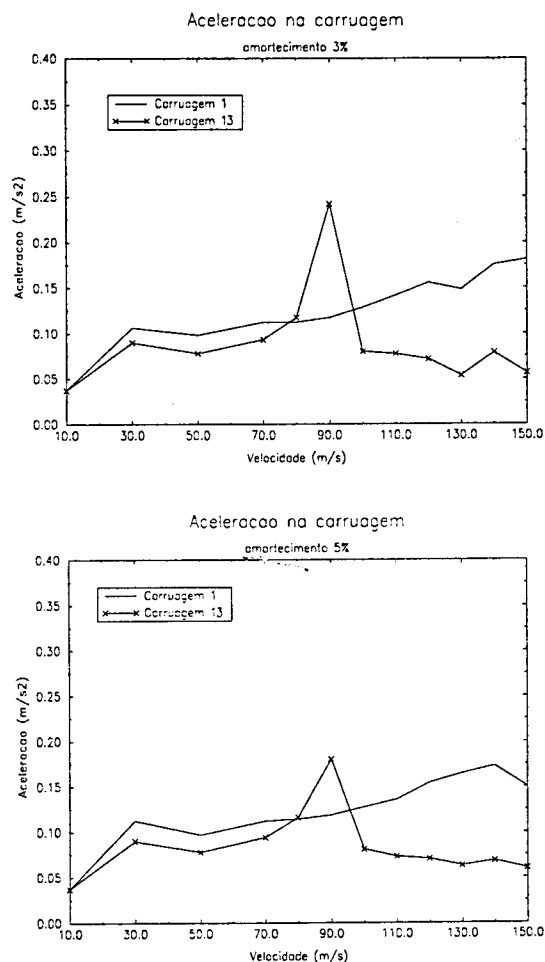


Figura 3.7 - Máximos das acelerações nas carruagens 1 e 13

4.6 - AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados da análise dinâmica são neste ponto avaliados do ponto de vista da: Segurança Estrutural, comparando os coeficientes de amplificação dinâmica obtidos com os coeficientes regulamentares indicados no EC1; Segurança da circulação comparando os valores máximos da rotação no apoio e aceleração do tabuleiro com os estados limites de utilização indicados no EC1; Conforto dos Passageiros, utilizando os critérios para avaliação do nível de conforto descrito nos trabalhos da comissão de especialistas ORE D160.

4.6.1 - SEGURANÇA ESTRUTURAL

$$\begin{aligned}\delta_{\text{dyn}} &= (1 + \varphi) \times \delta_{\text{sta}}; \\ M_{\text{dyn}} &= (1 + \varphi) \times M_{\text{sta}}; \\ V_{\text{dyn}} &= \left(1 + \frac{2}{3} \times \varphi\right) \times V_{\text{sta}};\end{aligned}$$

em que:

Para a ponte em estudo, tem-se:

$$n_0 = 3,45 \text{ Hz} \quad (4.4)$$

$$L_\phi = L = 30,0 \text{ m} \quad (4.5)$$

Estes coeficientes apenas se aplicam para velocidades de circulação inferiores a 250 km/h ($\approx 70.0 \text{ m.s}^{-1}$) e quando a frequência natural da estrutura se encontre dentro dos limites indicados na figura 4.1.

Figura 4.1 - Limites da frequência própria da ponte

Os limites da frequência própria da ponte são dados pelas expressões seguintes:

i) limite superior

$$n_0 = 94,76 \cdot L_\phi^{-0,748};$$

ii) limite inferior

$$n_0 = \begin{cases} \frac{80}{L_\phi} & \Leftarrow 4 \text{ m} \leq L_\phi \leq 20 \text{ m} \\ 23,58 \cdot L_\phi^{-0,592} & \Leftarrow 20 \text{ m} < L_\phi \leq 100 \text{ m} \end{cases};$$

tendo-se obtido para a ponte em estudo:

i) limite superior:

$$n_0 = 94,76 \times 30^{-0,748} = 7,44 \text{ Hz}.$$

ii) limite inferior:

$$n_0 = 23,58 \times 30^{-0,592} = 3,15 \text{ Hz},$$

A frequência obtida para o exemplo estudado, $n_0 = 3,45 \text{ Hz}$, situa-se dentro dos limites de validade das expressões para o cálculo dos coeficientes dinâmicos referidos e cujos valores

se encontram indicados no quadro 4.1. É de salientar que se admitiu a aplicabilidade das expressões para velocidades de circulação superiores a 70.0 m/s.

Quadro 4.1 - Coeficientes de amplificação dinâmica para comboios reais

v(m/s)*	φ'	φ''	1 + φ' + φ''	$1 + \frac{2}{3} \times \phi' + \frac{2}{3} \times \phi''$
10.0	0.051	0.007	1.058	1.039
30.0	0.170	0.015	1.186	1.124
50.0	0.319	0.015	1.334	1.223
70.0	0.504	0.015	1.519	1.346
80.0	0.611	0.015	1.627	1.418
90.0	0.728	0.015	1.743	1.496
100.0	0.851	0.015	1.866	1.577
110.0	0.975	0.015	1.990	1.660
120.0	1.093	0.015	2.108	1.739
130.0	1.195	0.015	2.211	1.807
140.0	1.273	0.015	2.288	1.859
150.0	1.317	0.015	2.332	1.888

*1m/s=3.6km/h

$$\Phi = 1 + \left(\frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0,2} - 0,27 \right); \tag{4.7}$$

devendo verificar-se :

$$1,00 \leq \Phi \leq 2,00. \tag{4.8}$$

Na determinação dos esforços transversos, o coeficiente dinâmico definido pela expressão indicada pode ser reduzido multiplicando por dois terços a parcela que nela figura entre parênteses.

Tendo por objectivo eliminar a influência da frequência natural das estruturas, φ foi calculado como o mais desfavorável dos valores dentro da gama de frequências das pontes ferroviárias (ver figura 4.1), dependendo assim apenas do comprimento de referência do elemento estrutural em causa.

Para a ponte em estudo, obteve-se:

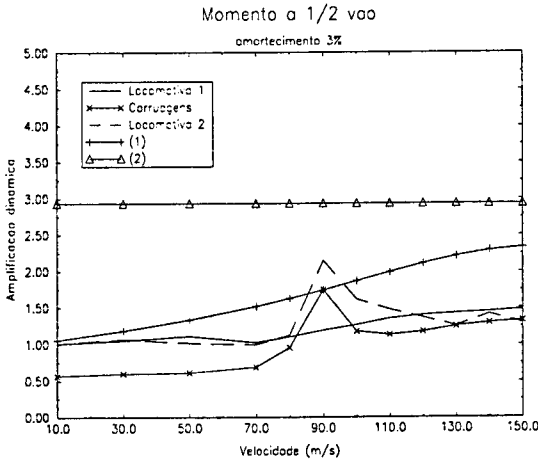
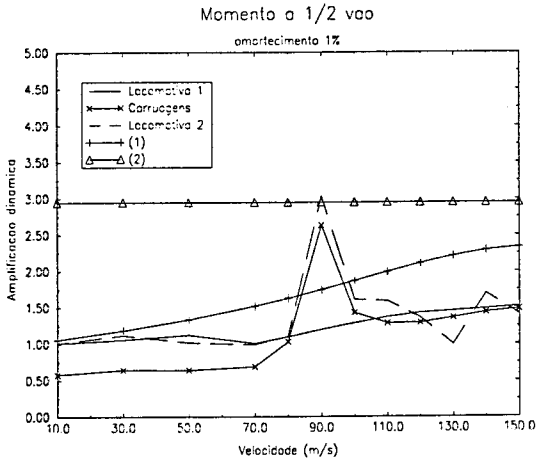
$$\Phi \times \delta_{UIC} = 1,14 \times 19,212 \times 10^{-3} \text{ m}; \tag{4.9}$$

$$\Phi \times M_{UIC} = 1,14 \times 12290,00 \text{ kN.m}; \tag{4.10}$$

$$\Phi \times V_{UIC} = 1,09 \times 1714,00 \text{ kN}. \tag{4.11}$$

Quadro 4.2 - Valores correspondentes às curvas 1 e 2 dos gráficos da figura 4.3.

	Momento a 1/2 vão	Esforço transverso no apoio
Curva 1	$1 + \varphi' + \varphi''$	$1 + \frac{2}{3} \times \varphi' + \frac{2}{3} \times \varphi''$
Curva 2	$\frac{\Phi \times M_{UIC}}{M_{sta}}$	$\frac{\Phi \times V_{UIC}}{V_{sta}}$



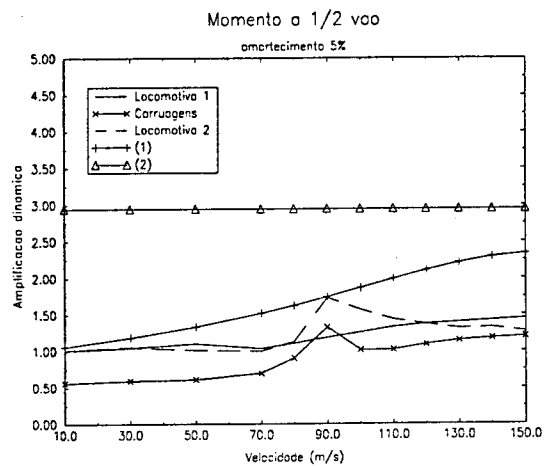
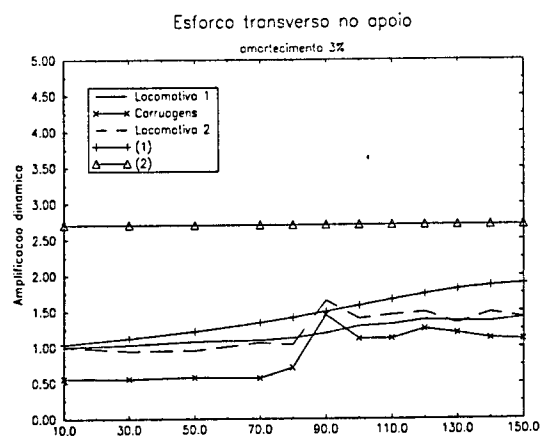
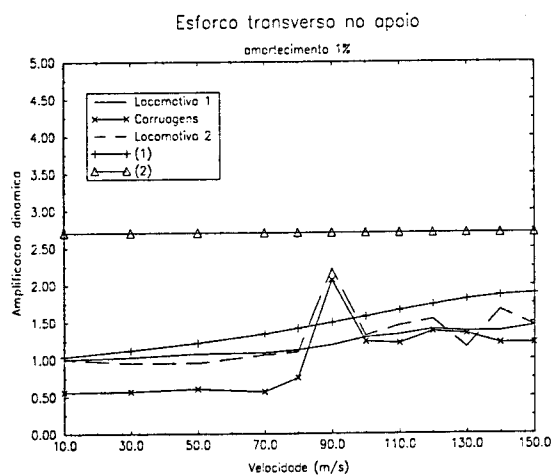


Figura 4.3 - Momento a meio voo. Comparação entre os resultados numéricos e regulamentares



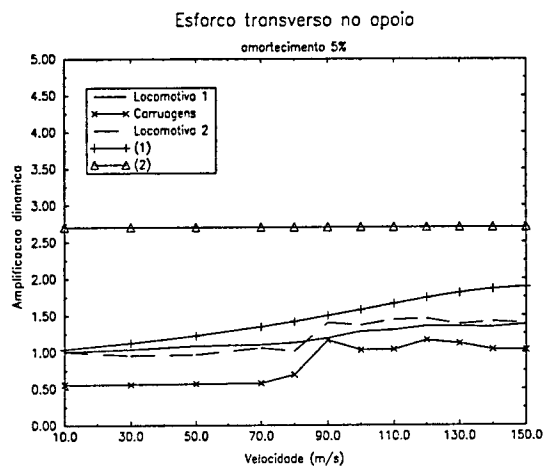
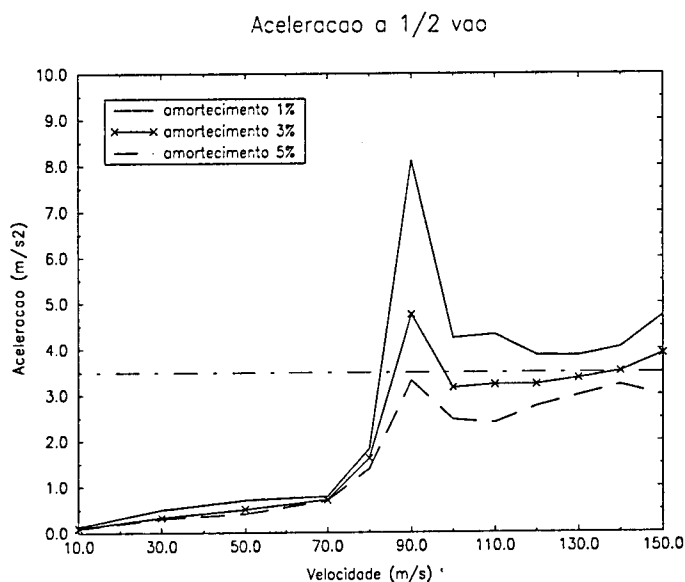


Figura 4.3 - Esforço transversal no apoio. Comparação entre os resultados numéricos e regulamentares

4.6.2 - SEGURANÇA DA CIRCULAÇÃO



$$\Phi \times \theta_{UIC} = 1.14 \times 2.048 \times 10^{-3} \text{ rad} = 2.335 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

Para velocidades inferiores a 220 km/h 2.335 é inferior a 5×10^{-3} OK

Este valor 5×10^{-3} não é ultrapassado em nenhuma das circunstâncias. Em situação de ressonância o máximo atingido não ultrapassa este valor pois $3.036 \times 7.897 \times 10^{-4} = 2.398 \times 10^{-3}$ rad. Este valor é superior 3.597 vezes superior ao máximo permitido

Para velocidades superiores a 220 km/h verifica-se ser a rotação superior ao máximo permitido

A distância entre o eixo do apoio e o carril, h , é aproximadamente igual a 3.0 m.

$$h = 3.0 \text{ m}$$

$$\theta_{dyn} \leq \frac{2 \times 10^{-3}}{h} = 6.667 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

4.6.3 - CONFORTO DOS PASSAGEIROS

Neste ponto procedeu-se à avaliação Com base nos registos das acelerações nas caixas das carruagens 1 e 13, foi avaliado o nível de conforto dos passageiro

$$LI_h = C. \left[\int_{t_0}^{t_0+T} a^2(t).dt \right]^{\frac{m}{2}} ;$$

t_0 é o instante em que a carruagem entra na ponte;

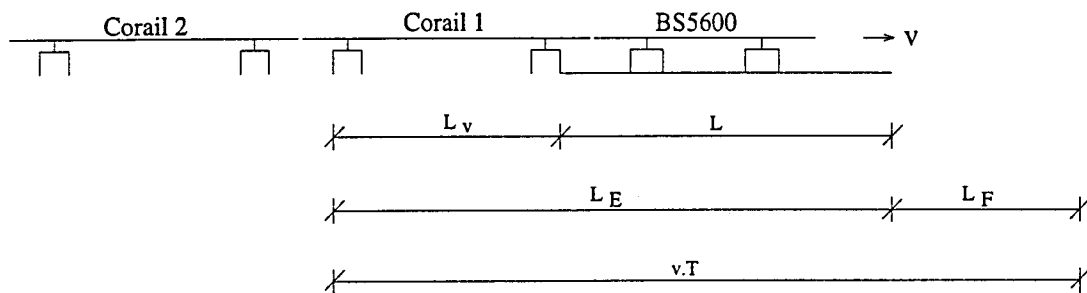
$$T = \frac{L_E + L_F}{v} ;$$

$$L_E = L_v + L ;$$

$$L_F = 0, 60 \text{ e } 120 \text{ m}$$

O instante em que a primeira carruagem entra no viaduto é dado por:

$$t_0 = \frac{19.86}{v} .$$



$$L_v = 20.56 \text{ m}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

Comentar L_F

$$L_F = 0, 60 \text{ e } 120 \text{ m}$$

$$L_E = L_v + L$$

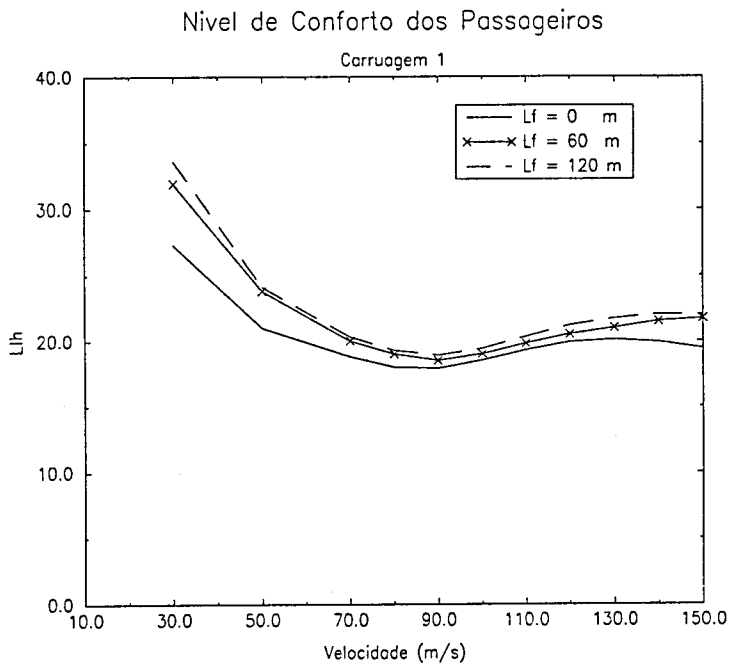
$$T = \frac{L_E + L_F}{v}$$

Quadro # - Valores de t_0 e T usados no cálculo de LI_h

v (m/s)	t_0 (s)	T (s)		
		$L_F = 0 \text{ m}$	$L_F = 60 \text{ m}$	$L_F = 120 \text{ m}$
30.0	0.662	1.685	3.685	5.685
50.0	0.397	1.011	2.211	3.411
70.0	0.284	0.722	1.579	2.437
80.0	0.248	0.632	1.382	2.132
90.0	0.221	0.562	1.228	1.895
100.0	0.199	0.506	1.106	1.706
110.0	0.181	0.460	1.005	1.551
120.0	0.166	0.421	0.921	1.421
130.0	0.153	0.389	0.850	1.312
140.0	0.142	0.361	0.790	1.218
150.0	0.132	0.337	0.737	1.137

Na figura # está representado graficamente o valor de LI_h , para a primeira carruagem, em função da velocidade e do comprimento de vibração livre, L_F . Da análise da figura pode concluir-se que:

LI_h ocorreram naturalmente para $L_F = 120$ m; o incremento de LI_h ao passar de



Comentar o gráfico

L_F aumenta 0 para 60 o acréscimo foi significativo, mas de 60 para 120 o acréscimo de LI_h foi inferior.

LI_h carruagem para a velocidade que provoca a ressonância $13 = 25.6$ e na carruagem 1 é igual a 17.9.

Nível de conforto	LIh		
	$v \leq 33.3$ m/s	$33.3 < v \leq 55.5$ m/s	$v > 55.5$ m/s
excelente	95	80	70
aceitável	110	95	85

Comentar o resultado obtido com os valores máximos das relações L/f_{UIC} presentes na ficha UIC 776-3-R $L/f_{UIC} = 1000, 700$ e 350 respectivamente para um nível de conforto excelente, aceitável e inaceitável;

O viaduto ensaiado tem $L/f_{UIC} = 30/(1.14 \times 19.212 \times 10^{-3}) = 1369.8$

4.7 - CONCLUSÕES

Capítulo 5

TRANSIÇÃO ATERRO-ESTRUTURA

2.1 - INTRODUÇÃO

3.2 - DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

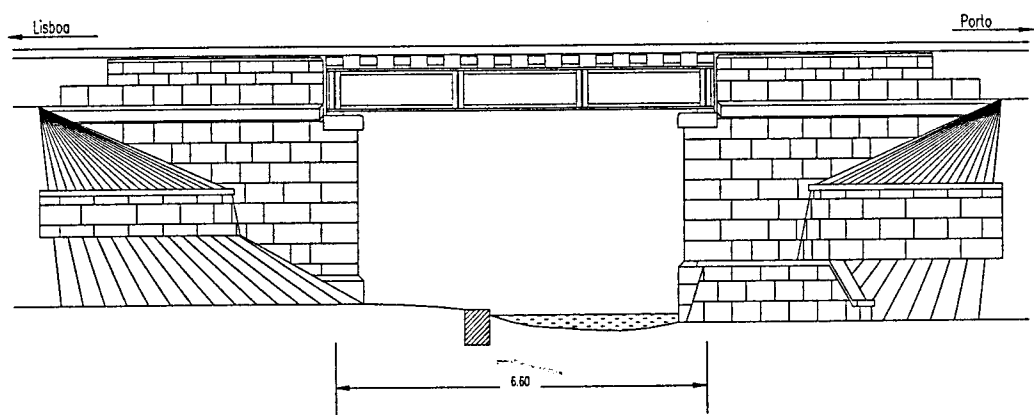


Figura 4.1 - Pontão da Riada

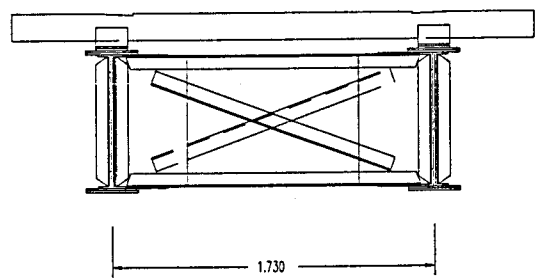


Figura 4.2 - Corte transversal do tabuleiro

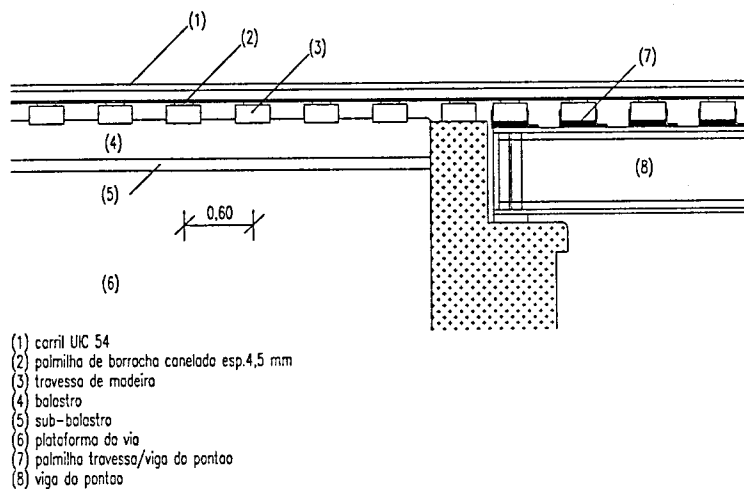
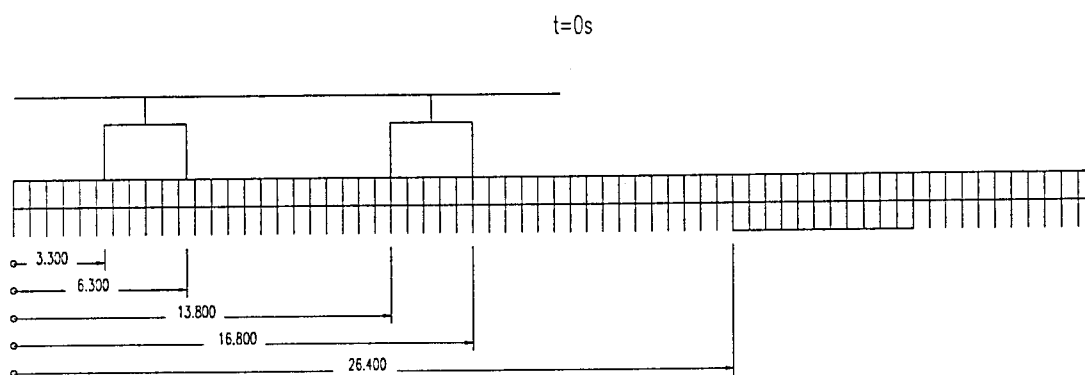
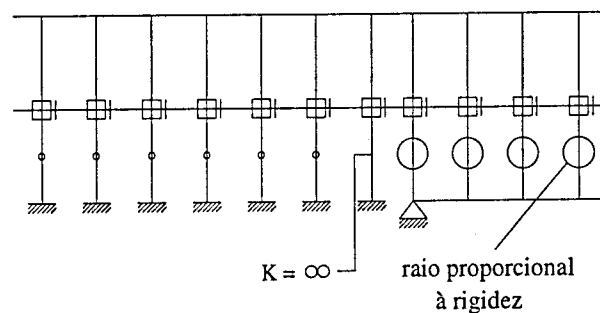
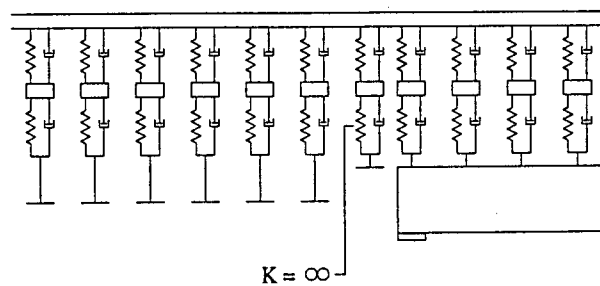


Figura 4.3 - Pormenor da transição entre o aterro e o pontão

3.3 - MODELAÇÃO





3.4 - CÁLCULOS EFECTUADOS

3.5 - RESULTADOS

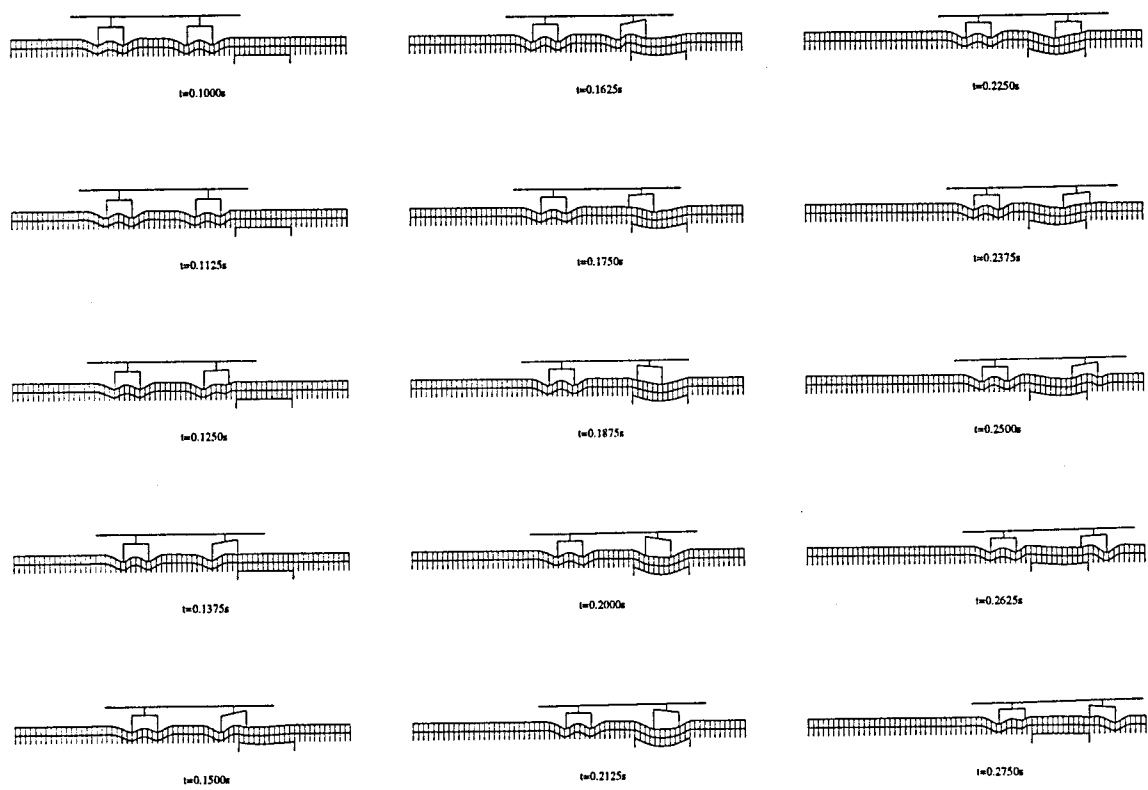
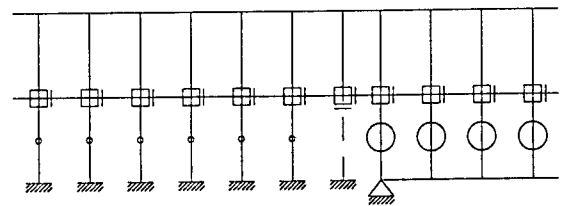
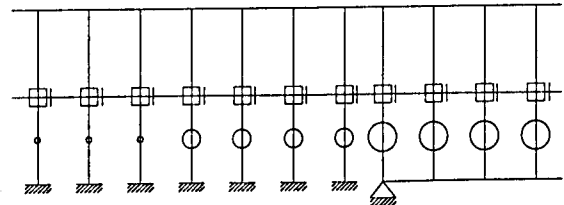


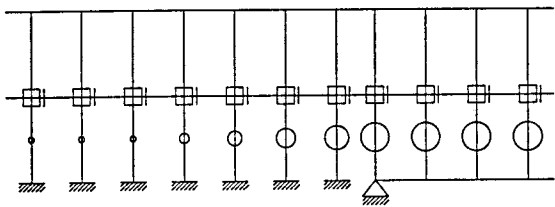
Figura 4.7 - Deformadas da malha para diversos instantes ($v = 70,0 \text{ m/s}$)



Situação 1

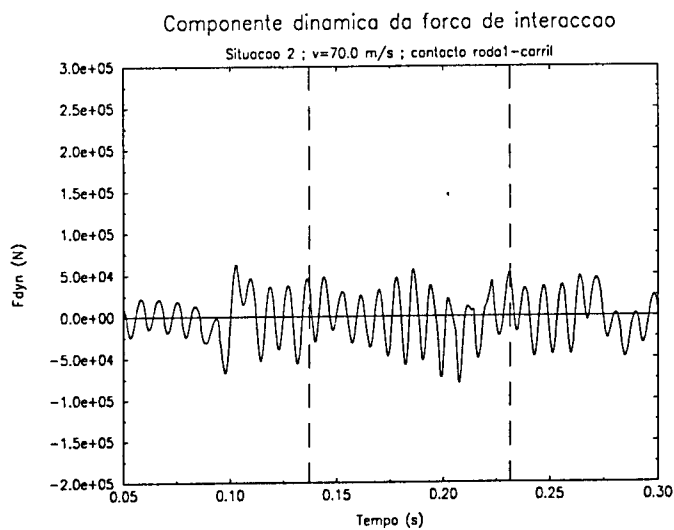
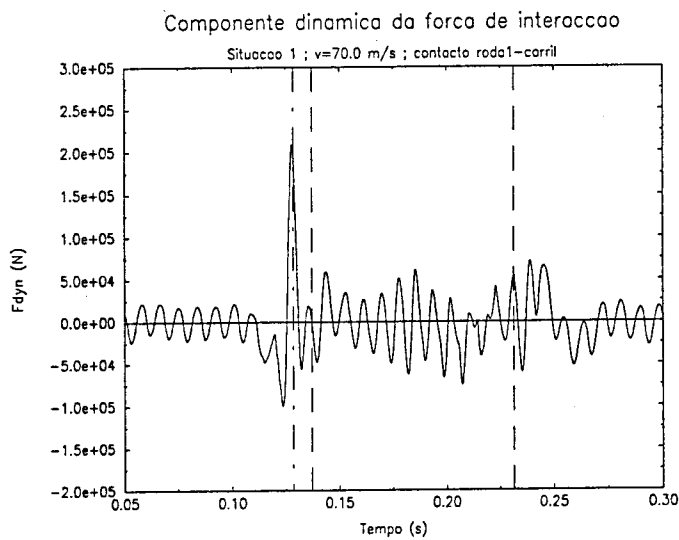


Situação 2



Situação 3

Figura 4.8 - Situações de transição analisadas



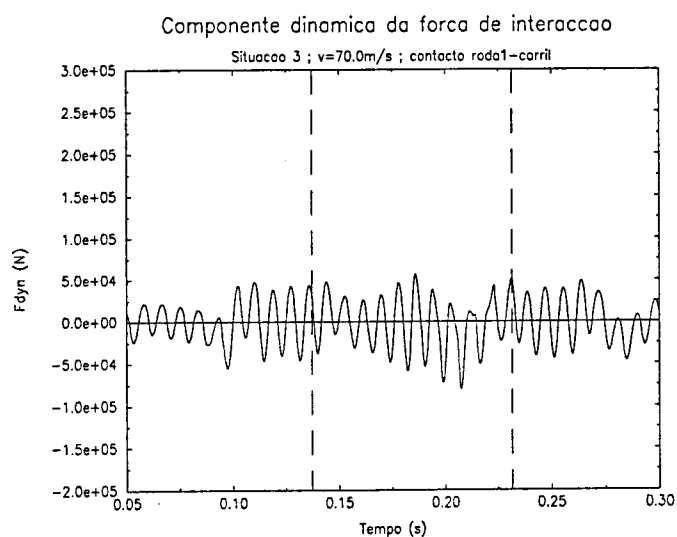
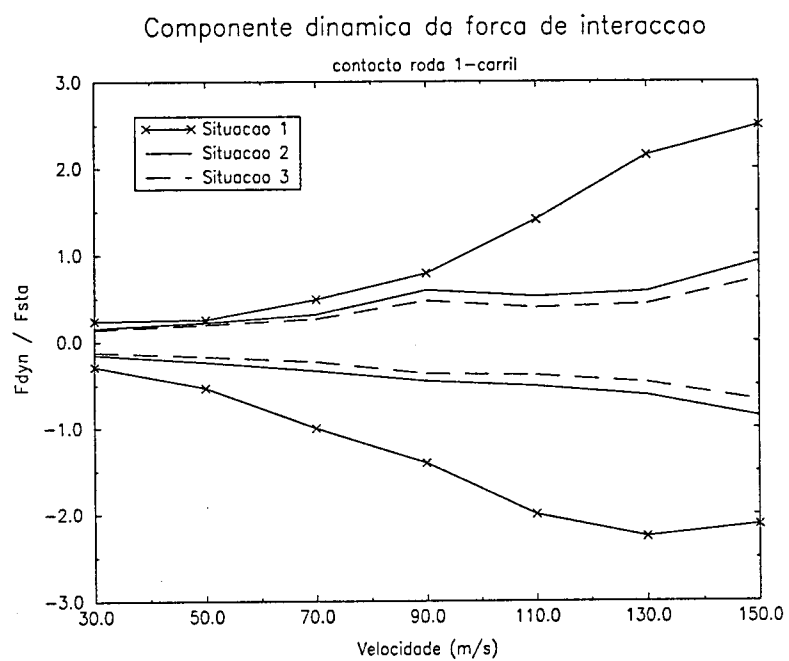


Figura 4.10 - Componente dinâmica da força de interacção (v=70,0 m/s)

Quadro 4.4 - Comparação das componentes dinâmicas da força de interacção

	Situação 1		Situação 2		Situação 3	
v (m/s)	$\frac{F_{dyn}^-}{F_{sta}}$	$\frac{F_{dyn}^+}{F_{sta}}$	$\frac{F_{dyn}^-}{F_{sta}}$	$\frac{F_{dyn}^+}{F_{sta}}$	$\frac{F_{dyn}^-}{F_{sta}}$	$\frac{F_{dyn}^+}{F_{sta}}$
30,0	0,237	-0,291	0,154	-0,155	0,136	-0,123
50,0	0,250	-0,536	0,217	-0,238	0,193	-0,173
70,0	0,486	-1,002	0,310	-0,338	0,257	-0,236
90,0	0,786	-1,408	0,591	-0,455	0,470	-0,371
110,0	1,404	-2,003	0,520	-0,516	0,390	-0,390
130,0	2,149	-2,260	0,579	-0,623	0,434	-0,473
150,0	2,494	-2,123	0,925	-0,865	0,722	-0,679



3.6 - CONCLUSÕES

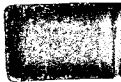
BIBLIOGRAFIA

- [1] *Azevedo, Álvaro F.M.*: "Manual de Utilização do Programa DRAWMESH (versão 2.5)". 1992.
- [2] *Azevedo, Álvaro F.M.*: "Manual de Utilização do Programa S3DCAD (versão 2.5)". 1992.
- [3] *Azevedo, Álvaro F.M. e Joaquim A.Oliveira Barros*: "Manual de Utilização do Programa FEMIX (versão 2.1)". 1992.
- [4] *Calçada, Rui A.Bártolo, António Campos e Matos e Raimundo Moreno Delgado*: "Problemas de Ressonância ou Vibração Excessiva de Pontes Ferroviárias em Vias de Alta Velocidade". Encontro Nacional Betão Estrutural, 1994, pp. 273-289.
- [5] *Calgaro, Jean-Armand e Gerhard Sedlacek*: "EC1: Traffic Loads on Road Bridges". IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering, pp. 81-87.
- [6] *Chambon, Étienne*: "Les Ouvrages d'Art de la Ligne Nouvelle". Révue Générale des Chemins de Fer, Novembre, 1976.
- [7] *Clough, Ray.W e Joseph Penzien*: "Dynamics of Structures". McGraw-Hill Book Company, New York, 1975.
- [8] *Cruz, Sara*: "Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias em Vias de Alta Velocidade". Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, Fevereiro de 1994.
- [9] *Esveld, Coenraad*: "Modern Railway Track.". MRT Productions, 1989.
- [10] "Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures - Part 3 : Traffic Loads on Bridges", Draft for, September, 1993.

- [11] *Gandil, Jacques e Philippe Ramondemc*: "Comportement Dynamique des Ponts-Rails sous Lignes à Grande Vitesse". IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering, pp. 481- 488.
- [12] *Keymeulen, R. e A. Winand*: "Modélisation mathématique simplifiée de l'interaction véhicule ferroviaire-pont et vérifications expérimentales". Annales des Travaux Publics de Belgique, Fascicule n° 4, Aout, 1987, pp.97-112.
- [13] *Keymeulen, R. e A. Winand*: "Recherches en vue d'établir un projet de recommandations en matière de fleches admissibles des ponts et viaducs ferroviaires". Annales des Travaux Publics de Belgique, Fascicule n° 4, Aout, 1989, pp.327-338.
- [14] *Melo, Arnaldo H.P. Sousa*. "Análise Estática e Dinâmica da Via Férrea". CECUP, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1987.
- [15] *Nunes, Manuel C. Mendonça*. "Caracterização Laboratorial de Balastros e Aplicação à Análise Estrutural da Via Férrea". Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, Lisboa, 1991.
- [16] *ORE C137*. "Railway Noise", Office for Research and Experiments of the International Union of Railways", Report No.12, Utrecht, April, 1981.
- [17] *ORE D23*. "Determination of dynamic forces on bridges", Office for Research and Experiments of the International Union of Railways", Final Report, Utrecht, April, 1970.
- [18] *ORE D128*. "Statistical distribution of axle-loads and stresses on railway bridges", Office for Research and Experiments of the International Union of Railways", Final Report, Utrecht, October, 1979.
- [19] *ORE D160*. "Permissible deflections of bridges", Office for Research and Experiments of the International Union of Railways", Final Report, Utrecht, April, 1988.
- [20] *Potucek, W.* "Loadings. Railway Bridges", ECCS/BCSA Internatinal Syposium on Steel Bridges"
- [21] "Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes", Dec.-Lei nº35/83 de 31 de Maio.
- [22] *Spindel, J.E. e Marcel A. Tschumi*. "EC1: Traffic Loads on Bridges - Rail Traffic Loads", IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering, pp.89-96.

- [23] *UIC code 700-O*. "Classification des Lignes. Limites de Chargement des Wagens qui en Resultent", Union Internationale des Chemins de Fer, 9e édition, July, 1987.
- [24] *UIC code 702-O*. "Schema de charges à prendre en considération dans le calcul des ouvrages sous rail sur les lignes internationales", Union Internationale des Chemins de Fer, 2e édition, Janvier, 1974.
- [25] *UIC code 776-1-R*. "Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails", Union Internationale des Chemins de Fer, 3e édition, July, 1979.
- [26] *UIC code 776-2-R*. "Ponts pour grandes et tres grandes vitesses", Union Internationale des Chemins de Fer, 1e édition, July, 1976.
- [27] *UIC code 776-3-R*. "Déformations des Ponts", Union Internationale des Chemins de Fer, 3e édition, Janvier, 1979.
- [28] "Vibration Problems in Structures". CEB - Comite Euro-International du Beton-Bulletin d'Information n°209, 1991.
- [29] *Vimeux, Alain*. "L'Évolution des Viaducs des Lignes à Grande Vitesse de la SNCF", Mars, 1994.





FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

BIBLIOTECA



0000002235