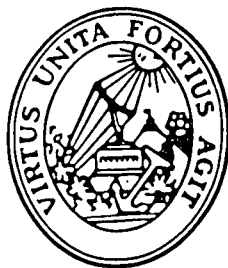


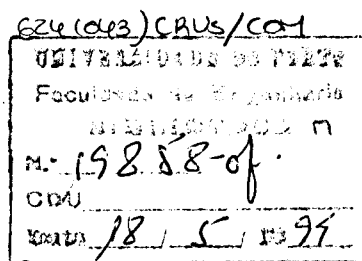
**COMPORTAMENTO DINÂMICO
DE PONTES FERROVIÁRIAS
EM VIAS DE ALTA VELOCIDADE**

**DISSERTAÇÃO APRESENTADA À
FACULDADE DE ENGENHARIA DA
UNIVERSIDADE DO PORTO PARA
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL**



**SARA MARIA DOS SANTOS RODRIGUES DA CRUZ
PORTO, FEVEREIRO 1994**

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES FERROVIÁRIAS EM VIAS DE ALTA VELOCIDADE



N.º 5962

DISSERTAÇÃO APRESENTADA À
FACULDADE DE ENGENHARIA DA
UNIVERSIDADE DO PORTO PARA
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
ESTRUTURAS DE ENGENHARIA CIVIL



043 M
C964d

SARA MARIA DOS SANTOS RODRIGUES DA CRUZ
FEVEREIRO 1994

Com todo o carinho

À minha mãe e irmã

AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho desejo expressar sinceramente os meus agradecimentos a todos os que contribuíram com sabedoria e amizade para a sua realização.

Ao Professor Raimundo Delgado o mais sincero agradecimento por toda a disponibilidade, amizade e brilhante orientação manifestadas na elaboração desta dissertação;

Ao Professor Manuel Matos Fernandes, na qualidade de coordenador do Curso de Mestrado, e a todo o corpo docente deste curso;

À Junta Nacional de Investigação Científica, pelo apoio prestado sob a forma da atribuição de uma bolsa para a realização do Mestrado;

Ao Sr. Manuel Carvalho, pelo trabalho de processamento e arranjo gráfico realizado com competência e disponibilidade;

Ao Departamento de Estruturas, nomeadamente às Sras. D. Maria Vitória, D. Elvira e D. Clotilde pelo apoio de secretaria e simpatia sempre prestada;

Aos colegas de curso e de Mestrado pelo interesse e amizade demonstrados;

Aos colegas e amigos Manuel Trigo, Paulo Cachim, David Pinto e Madalena Marques pela amizade e apoio;

À minha mãe e irmã pelo incentivo, carinho, paciência e compreensão sem os quais esta dissertação não teria sido possível.

RESUMO

Neste trabalho estuda-se o comportamento dinâmico de pontes ferroviárias no âmbito das vias de alta velocidade, cujo desenvolvimento se revela pertinente na actual rede de transportes.

A acção dos comboios nas pontes é analisada sob a perspectiva da segurança e do conforto. A alta velocidade conduz a um agravamento dos problemas vibratórios na estrutura e no comboio, tornando assim necessário um estudo mais profundo abrangendo a consideração de diversos parâmetros que dizem respeito às características da estrutura.

O problema é abordado com o desenvolvimento de um modelo de análise dinâmica adequado à ponderação de cargas múltiplas em movimento. Esta abordagem envolve duas formulações que se distinguem pela consideração da interacção. A formulação que não integra a interacção admite que a acção do comboio se assemelhe a um conjunto de cargas rolantes; a metodologia da interacção estuda simultaneamente a ponte e o comboio durante a passagem deste. Desenvolve-se um programa de cálculo automático assente nos modelos propostos.

Analisa-se o efeito de um conjunto de parâmetros - características de rigidez e massa da ponte, rigidez do comboio, vão da ponte, irregularidades da via e número de carruagens - com base num exemplo de aplicação, procurando obter-se indicações sobre a importância desses mesmos parâmetros no sentido de averiguar o comportamento estrutural da ponte e o conforto dos passageiros.

ABSTRACT

The purpose of this work is to study the dynamic behaviour of railway bridges in relation to high speed tracks, whose development is increasingly relevant to public transport systems nowadays.

The action of railway traffic on bridges is analysed from the point of view of safety and passenger comfort. High speeds lead to an increase in vibration problems in both the structure and the train, and therefore a deeper study is required, taking into account different parameters referring to the characteristics of the structure.

The problem is approached through the development of a dynamic analysis model appropriate to the consideration of several moving loads. This approach involves two methodologies that contemplate the presence or absence of interaction. The absence of interaction allows for the possibility of the action of the train being similar to a group of moving loads; the methodology with interaction simultaneously studies the bridge and the train during its passage. A computer program based on the proposed models has been developed.

The effect of a group of parameters, based on an example, is analysed - characteristics of stiffness and mass of the bridge, stiffness of the train, bridge span, track irregularities and number of waggons. The aim is to obtain evidence about the importance of these parameters, in order to investigate the structural behaviour of the bridge and the passenger comfort.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	iv
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE QUADROS	xv

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1.1
1.2 - ASPECTOS GERAIS DO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS	1.4
1.3 - DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DO TRABALHO	1.7

CAPÍTULO 2 - ASPECTOS DO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS EM VIAS DE ALTA VELOCIDADE

2.1 - PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS	2.1
2.1.1 - Velocidade.....	2.1
2.1.2 - Características da ponte	2.3
2.1.2.1 - Características geométricas e estruturais da ponte	2.3
2.1.2.2 - Amortecimento da ponte.....	2.3

2.1.3 - Características da via férrea	2.4
2.1.4 - Vibrações induzidas e nível de conforto	2.7
2.1.5 - Características do veículo	2.11
2.2 - TRABALHOS EXISTENTES.....	2.12
2.3 - REGULAMENTAÇÃO E NORMAS EXISTENTES.....	2.18

CAPÍTULO 3 - ANÁLISE DINÂMICA

3.1 - INTRODUÇÃO.....	3.1
3.2 - EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	3.1
3.2.1 - Matriz de rigidez.....	3.3
3.2.2 - Matriz de massa	3.4
3.2.3 - Matriz de amortecimento.....	3.5
3.3 - SOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	3.5
3.3.1 - Método de Wilson- θ	3.6
3.3.2 - Método de Newmark.....	3.8
3.4 - ESTABILIDADE E PRECISÃO NUMÉRICA DOS MÉTODOS.....	3.9

CAPÍTULO 4 - CONSIDERAÇÃO DE CARGAS ROLANTES

4.1 - INTRODUÇÃO.....	4.1
4.2 - MASSA GLOBAL DA ESTRUTURA SEM ALTERAÇÃO	4.1
4.3 - COM ALTERAÇÃO DA MASSA GLOBAL DA ESTRUTURA.....	4.4
4.4 - IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO	4.8

4.5 - EXEMPLOS.....	4.12
---------------------	------

CAPÍTULO 5 - INTERACÇÃO

5.1 - INTRODUÇÃO.....	5.1
5.2 - DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA.....	5.3
5.3 - IRREGULARIDADES DA VIA	5.5
5.4 - MODELAÇÃO DO COMBOIO	5.8
5.5 - SEGUNDA FASE DE IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO.....	5.11
5.6 - EXEMPLOS.....	5.13

CAPÍTULO 6 - APLICAÇÃO A UMA PONTE FERROVIÁRIA. ESTUDO PARAMÉTRICO

6.1 - INTRODUÇÃO.....	6.1
6.2 - CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA.....	6.2
6.3 - MODELO DE COMBOIO.....	6.4
6.4 - CÁLCULOS REGULAMENTARES	6.7
6.5 - ANÁLISE COMPARATIVA DAS METODOLOGIAS	6.9
6.6 - NÚMERO DE CARRUAGENS.....	6.11
6.7 - ESTUDO PARAMÉTRICO.....	6.13
6.7.1 - Amortecimento.....	6.17
6.7.2 - Rigidez.....	6.19
6.7.3 - Vão	6.24

6.7.4 - Balastro	6.26
6.7.5 - Irregularidades da via	6.28
6.8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	6.43

CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES

7.1 - CONCLUSÕES	7.1
------------------------	-----

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	R.1
----------------------------------	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Figura 1.1 - TGV e ICE: Ponte sobre o rio Reno	1.1
Figura 1.2 - Esquema europeu de transportes a alta velocidade	1.2

CAPÍTULO 2 - ASPECTOS DO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS EM VIAS DE ALTA VELOCIDADE

Figura 2.1 - Amplificação dinâmica em função da velocidade da carga rolante.	2.2
Figura 2.2 - Estrutura da via.	2.4
Figura 2.3 - Transferência da carga na via-férrea.	2.5
Figura 2.4 - Efeito do achatamento das rodas nas forças da roda. Estudos da D161.	2.6
Figura 2.5 - Força dinâmica na roda ao passar uma soldadura.....	2.7
Figura 2.6 - Amplificação dinâmica em função da velocidade durante a passagem sobre uma soldadura mal efectuada.....	2.7
Figura 2.7 - Classificação da perturbação devida a vibrações e ruído.	2.8
Figura 2.8 - Comparação do ruído para pontes e via em solo, medido a uma distância de 25m da via.....	2.9
Figura 2.9 - Esquema de cargas da UIC.	2.19
Figura 2.10 - Limites da frequência própria n_0 de uma ponte.....	2.23

CAPÍTULO 3 - ANÁLISE DINÂMICA

Figura 3.1 - Elemento de barra tridimensional, com as forças e os deslocamentos nas coordenadas nodais.....	3.2
---	-----

CAPÍTULO 4 - CONSIDERAÇÃO DE CARGAS ROLANTES

Figura 4.1 - Viga simplesmente apoiada sujeita à passagem de uma carga rolante	4.2
Figura 4.2 - Variação da força nodal no nó i devida à passagem da força rolante F_R	4.2
Figura 4.3 - Contribuição da força rolante F_R para as forças nodais	4.3
Figura 4.4 - Estrutura global do programa para a primeira fase de implementação.....	4.11
Figura 4.5 - Estrutura da parte do programa correspondente à introdução das cargas rolantes.....	4.12
Figura 4.6 - Carga rolante sobre viga simplesmente apoiada, com velocidade constante u	4.13
Figura 4.7 - Deslocamentos verticais a meio vão, calculados pelo Método de Newmark, $s/ dm/dt$	4.14
Figura 4.8 - Deslocamentos verticais a meio vão.	4.15
Figura 4.9 - Movimento de duas massas a atravessar a viga. Comparação dos resultados obtidos por ADINA com os de Schallenkamp.....	4.16
Figura 4.10 - Movimento das duas massas a atravessar a viga. Resultados obtidos com a metodologia desenvolvida.	4.17
Figura 4.11 - Deslocamentos verticais sob a carga rolante.....	4.18
Figura 4.12 - Deslocamentos verticais a meio vão.	4.18
Figura 4.13 - Deslocamentos sob a carga rolante.....	4.19
Figura 4.14 - Deslocamentos a meio vão.....	4.20

CAPÍTULO 5 - INTERACÇÃO

Figura 5.1 - Distribuição de esforços de contacto entre a roda e o carril de acordo com Eisenmann.	5.2
Figura 5.2 - Contacto entre roda e carril através de um ponto.....	5.3
Figura 5.3 - Nível de ruído provocado por uma irregularidade sinusoidal antes e depois da reparação da via [10]	5.6
Figura 5.4 - Modelo de comboio apresentado por Esveld.....	5.9

Figura 5.5 - Modelo do comboio utilizado na metodologia.	5.10
Figura 5.6 - Estrutura global do programa para a segunda fase de implementação.	5.12
Figura 5.7 - Viga simplesmente apoiada.	5.13
Figura 5.8 - Estrutura formada por 2 barras.	5.14
Figura 5.9 - Equivalência entre o caso 1 e o caso 3, com e sem interação, respectivamente.	5.14
Figura 5.10 - Equivalência entre o caso 2 e o caso 4, com e sem interação, respectivamente.	5.15
Figura 5.11 - Deslocamentos a meio vão para uma força rolante. Comparação dos casos 1 e 3.	5.15
Figura 5.12 - Deslocamentos sob a carga rolante. Comparação dos casos 1 e 3.	5.16
Figura 5.13 - Deslocamentos a meio vão para uma força rolante. Comparação dos casos 2 e 4.	5.16
Figura 5.14 - Deslocamentos sob a carga rolante. Comparação dos casos 2 e 4.	5.17
Figura 5.15 - Equivalência entre o caso 1 e o caso 3 para passagem de duas cargas.	5.17
Figura 5.16 - Equivalência entre o caso 2 e o caso 4 para passagem de duas cargas.	5.17
Figura 5.17 - Deslocamentos a meio vão para duas forças rolantes. Comparação dos casos 1 e 3.	5.18
Figura 5.18 - Deslocamentos sob cargas rolantes. Comparação dos casos 1 e 3.	5.18
Figura 5.19 - Deslocamentos a meio vão para duas forças rolantes. Comparação dos casos 2 e 4.	5.19
Figura 5.20 - Deslocamentos sob cargas rolantes. Comparação dos casos 2 e 4.	5.19

CAPÍTULO 6 - APLICAÇÃO A UMA PONTE FERROVIÁRIA. ESTUDO PARAMÉTRICO

Figura 6.1 - Ponte da Carpinteira.	6.3
Figura 6.2 - Modelação da ponte.	6.4
Figura 6.3 - Modelação do comboio.	6.5
Figura 6.4 - Amplificações dinâmicas máximas a meio vão para várias velocidades, correspondentes às cargas regulamentares.	6.8
Figura 6.5 - Comparação de várias metodologias.	6.9
Figura 6.6 - Amplificações dinâmicas máximas a meio vão para comboio só com locomotiva.	6.11
Figura 6.7 - Amplificações dinâmicas máximas a meio vão para comboio com locomotiva e uma carruagem.	6.12

Figura 6.8 - Amplificações dinâmicas máximas a meio vão para comboio com locomotiva e duas carruagens.	6.12
Figura 6.9 - Modelo base	6.13
Figura 6.10 - Amplificações dinâmicas máximas a meio vão para comboio com locomotiva e uma carruagem.....	6.14
Figura 6.11 - Amplificações dinâmicas com e sem amortecimento.	6.17
Figura 6.12 - Acelerações na locomotiva e carruagem para comboio - loc. BR 103 e IC (Aumz).	6.18
Figura 6.13 - Acelerações na locomotiva e carruagem para comboio com rigidez duas vezes superior.	6.18
Figura 6.14 - Comparação das amplificações dinâmicas para a ponte flexível e ponte de base.	6.19
Figura 6.15 - Comparação das amplificações dinâmicas para a ponte rígida e ponte de base.	6.20
Figura 6.16 - Acelerações na locomotiva. Estudo da rigidez.....	6.22
Figura 6.17 - Acelerações na carruagem. Estudo da rigidez.	6.22
Figura 6.18 - Acelerações na locomotiva. Estudo da rigidez duas vezes superior.	6.23
Figura 6.19 - Acelerações na carruagem. Estudo da rigidez duas vezes superior.....	6.23
Figura 6.20 - Comparação das amplificações dinâmicas para a ponte com metade do vão e para a ponte de base.	6.25
Figura 6.21 - Acelerações na locomotiva e carruagem para ponte com metade do vão e para ponte de base.	6.25
Figura 6.22 - Acelerações na locomotiva e carruagem para ponte com metade do vão e para ponte de base com rigidez duas vezes superior.	6.26
Figura 6.23 - Comparação das amplificações dinâmicas para a ponte com e sem balastro.....	6.27
Figura 6.24 - Acelerações na locomotiva e carruagem para a ponte com e sem balastro.....	6.27
Figura 6.25 - Acelerações na locomotiva e carruagem para a ponte com e sem balastro (veículo com rigidez duas vezes superior).	6.28
Figura 6.26 - Irregularidades isoladas.	6.29
Figura 6.27 - Amplificações dinâmicas para a ponte com irregularidade de 2mm no início da ponte.....	6.29
Figura 6.28 - Acelerações no veículo para a ponte com irregularidades de 2mm no início da ponte.	6.29
Figura 6.29 - Acelerações no veículo (com rigidez duas vezes superior) para a ponte com irregularidades de 2mm no início da ponte.....	6.30
Figura 6.30 - Amplificações dinâmicas para a ponte com irregularidade de 2mm no meio da ponte.	6.30
Figura 6.31 - Acelerações no veículo para a ponte com irregularidades de 2mm no meio da ponte.	6.30

Figura 6.32 - Acelerações no veículo (com rigidez duas vezes superior) para a ponte com irregularidades de 2mm no meio da ponte.....	6.31
Figura 6.33 - Amplificações dinâmicas para a ponte com irregularidade de 6mm no início da ponte.....	6.31
Figura 6.34 - Acelerações no veículo para a ponte com irregularidades de 6mm no início da ponte.....	6.31
Figura 6.35 - Acelerações no veículo (com rigidez duas vezes superior) para a ponte com irregularidades de 6mm no início da ponte.....	6.32
Figura 6.36 - Amplificações dinâmicas para a ponte com irregularidade de 6mm no meio da ponte.....	6.32
Figura 6.37 - Acelerações no veículo para a ponte com irregularidades de 6mm no meio da ponte.....	6.33
Figura 6.38 - Acelerações no veículo (com rigidez duas vezes superior) para a ponte com irregularidades de 6mm no meio da ponte.....	6.33
Figura 6.39 - Amplificações dinâmicas para ponte com irregularidade sinusoidal do tipo "onda curta".....	6.35
Figura 6.40 - Amplificações dinâmicas para ponte com irregularidade sinusoidal do tipo "onda média".....	6.35
Figura 6.41 - Amplificações dinâmicas para ponte com irregularidade sinusoidal do tipo "onda longa".....	6.36
Figura 6.42 - Acelerações na locomotiva e carruagem para ponte com irregularidade sinusoidal do tipo "onda longa".....	6.36
Figura 6.43 - Acelerações na carruagem, a uma velocidade de 50km/h, para ponte com irregularidade sinusoidal do tipo "onda longa".....	6.36
Figura 6.44 - Amplificações dinâmicas para ponte com irregularidade sinusoidal de 12.62m e 2.78m de comprimento de onda.....	6.37
Figura 6.45 - Acelerações na locomotiva e carruagem para ponte com irregularidade sinusoidal de 12.62m de comprimento de onda.....	6.38
Figura 6.46 - Acelerações na locomotiva e carruagem para ponte com irregularidade sinusoidal de 2.78m de comprimento de onda.....	6.38
Figura 6.47 - Amplificações dinâmicas para ponte com irregularidade sinusoidal de 11.0m de comprimento de onda.....	6.41
Figura 6.48 - Acelerações na locomotiva carruagem para ponte com irregularidade sinusoidal de 11.0m de comprimento de onda.....	6.41

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2 - ASPECTOS DO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS EM VIAS DE ALTA VELOCIDADE

Quadro 2.1 - Valores das constantes C e n intervenientes na fórmula de estimação do desconforto.....	2.10
Quadro 2.2 - Valores dos parâmetros LI_r , LI_h , LI e $\tilde{a}_{wr}$ para os 3 níveis de conforto: aceitável, excelente e inaceitável.	2.11
Quadro 2.3 - Valores das velocidades, pesos por eixo e peso médio de vários tipos de comboios.....	2.12
Quadro 2.4 - Coeficientes dinâmicos ϕ para o esquema de cargas da UIC.....	2.20
Quadro 2.5 - Comprimentos de referência para várias pontes.....	2.24
Quadro 2.6 - Quadro resumo de algumas normas existentes.....	2.25

CAPÍTULO 4 - CONSIDERAÇÃO DE CARGAS ROLANTES

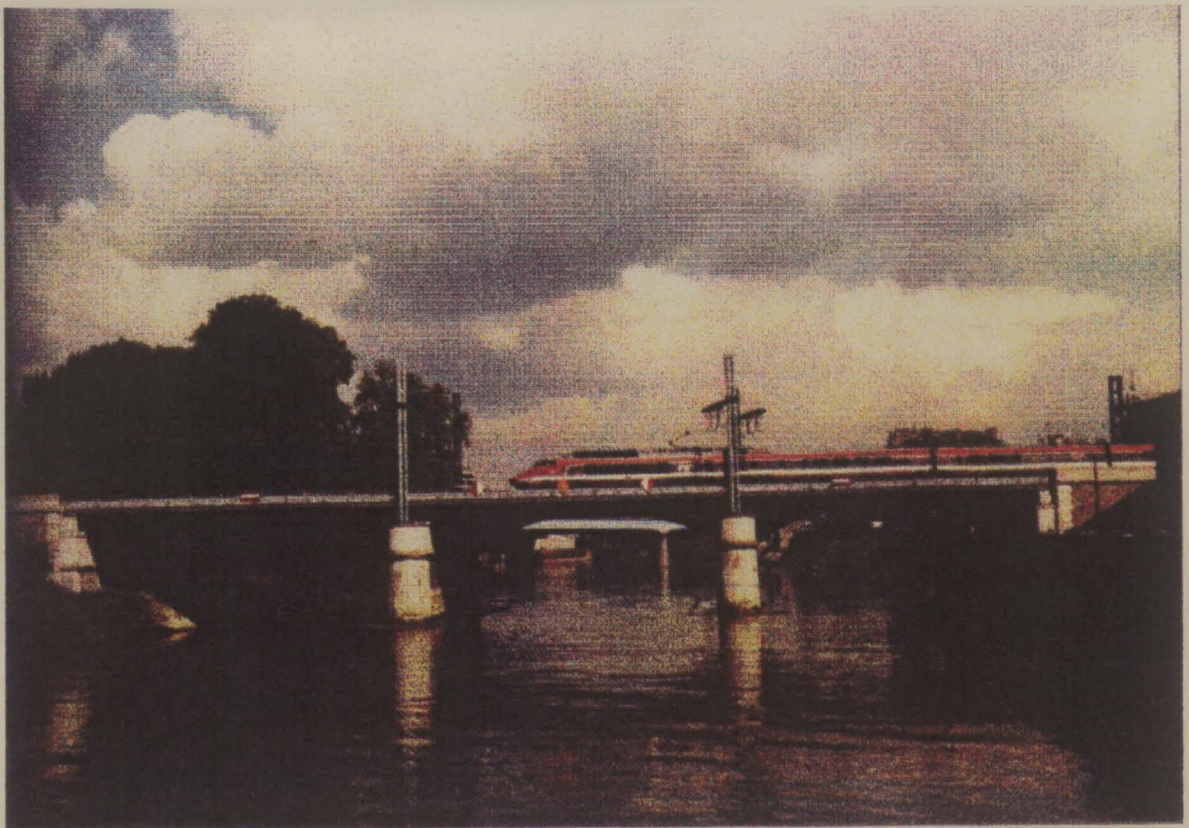
Quadro 4.1 - Valores dos deslocamentos máximos a meio vão e respectivas amplificações dinâmicas, referentes ao trabalho de João Pedro Pinho	4.13
Quadro 4.2 - Valores dos deslocamentos máximos a meio vão e respectivas amplificações dinâmicas.	4.14

CAPÍTULO 5 - INTERACÇÃO

Quadro 5.1 - Esquema da metodologia.....	5.5
--	-----

CAPÍTULO 6 - APLICAÇÃO A UMA PONTE FERROVIÁRIA. ESTUDO PARAMÉTRICO

Quadro 6.1 - Características geométricas das barras.....	6.4
Quadro 6.2 - Frequências fundamentais e amortecimento.....	6.14
Quadro 6.3 - Valores dos coeficientes dinâmicos especificados na norma UIC-776-1-R para cargas reais.....	6.15
Quadro 6.4 - Determinação do nível de conforto na carruagem.	6.16
Quadro 6.5 - Módulo de Young e frequências fundamentais das pontes.....	6.19
Quadro 6.6 - Análise do conforto para a ponte flexível.....	6.21
Quadro 6.7 - Dados relevantes comparativos das duas pontes.....	6.24
Quadro 6.8 - Análise do conforto para a ponte com irregularidade de 6mm a meio vão.....	6.34
Quadro 6.9 - Valores dos comprimentos de onda (l) e amplitudes (A) das irregularidades sinusoidais.....	6.35
Quadro 6.10 - Análise do conforto para a ponte com irregularidade sinusoidal (comprimento de onda de 2.78m).....	6.39
Quadro 6.11 - Análise do conforto para a ponte com irregularidade sinusoidal (comprimento de onda de 12.62m).....	6.40
Quadro 6.12 - Análise do conforto para a ponte com irregularidade sinusoidal (comprimento de onda de 11.0m).....	6.42



Capítulo 1

INTRODUÇÃO

Em França e no Japo, países pioneiros neste tipo de transporte, os comboios

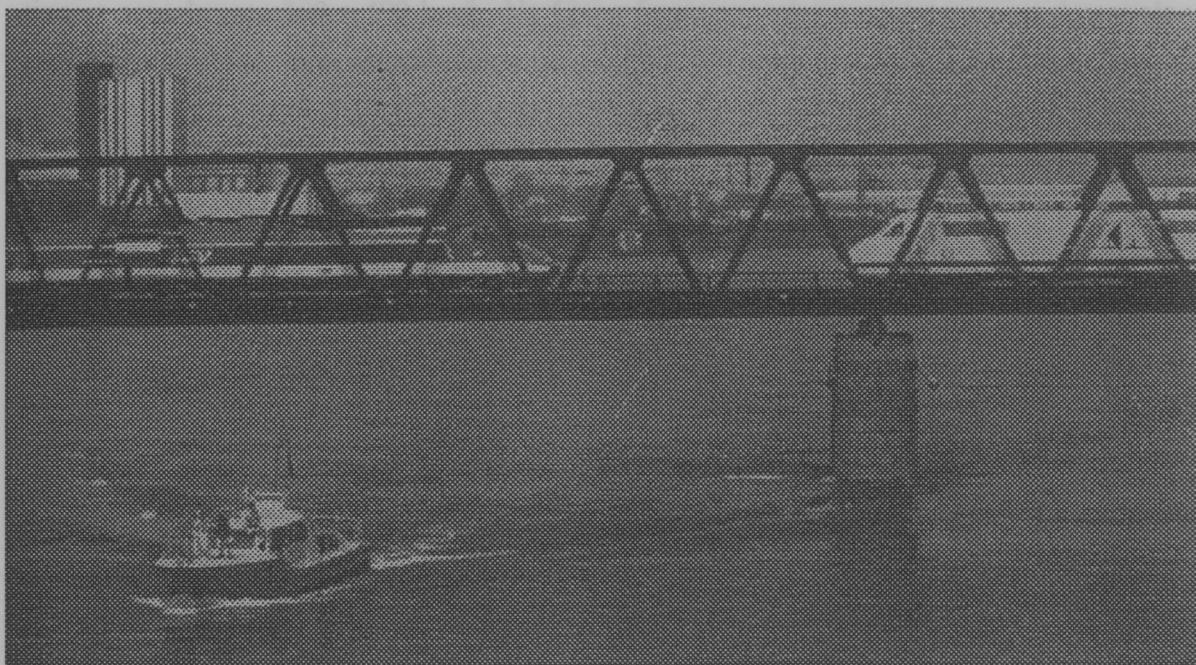


Figura 1.1 - TGV e ICE - Ponte sobre o rio Reno.

1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

A rede de comboios de alta velocidade tornou-se um elemento necessário para o desenvolvimento global das infraestruturas de transportes, dadas as perspectivas de crescente mobilidade humana na Europa Comunitária no fim deste século.

A velocidade e as novas possibilidades oferecidas por este tipo de comboios apresentam-se como alternativa ao transporte aéreo, num espaço como o europeu que enfrenta dificuldades em termos de congestionamento aéreo, afectação do ambiente e afastamento dos aeroportos em relação aos centros das cidades.

Apontam-se para além de razões de ordem económica e financeira, razões ambientais, energéticas, de congestionamento, mobilidade e de segurança, como causas fundamentais para o desenvolvimento do transporte ferroviário de alta velocidade. Este pode oferecer vantagens competitivas no que respeita a tempos de percurso, conforto, frequência, fiabilidade e segurança.

Em França e no Japão, países precursores neste tipo de transporte, os comboios atingem actualmente 300 a 400 km/h. Na China foram tomadas medidas para se desenvolver quase-alta velocidade com velocidades entre os 160 e 200 km/h. Por toda a Europa assiste-se a uma dinâmica crescente no âmbito da alta tecnologia. Como exemplo, em França destacam-se os troços em TGV: TGV Sud-Est, TGV Atlantique, TGV Nord e TGV Méditerranée; na Alemanha a ligação Hannover-Würzburg e em Espanha o troço Madrid-Sevilha.

Portugal, num futuro próximo, deve igualmente responder ao avanço da tecnologia no campo dos transportes ferroviários. Planeia-se a ligação de Lisboa-Madrid e Porto-Lisboa, como os primeiros percursos em TGV.

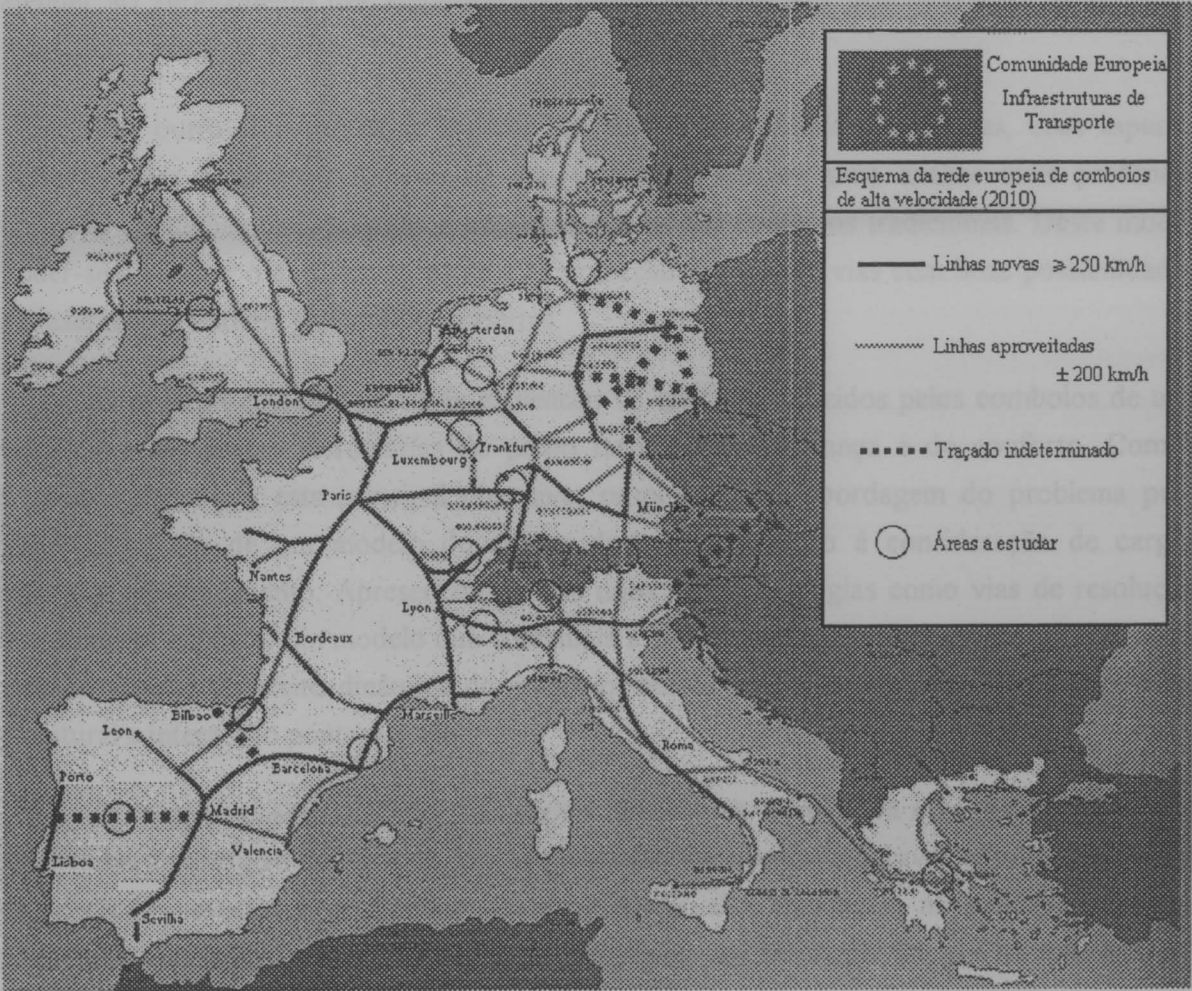


Figura 1.2 - Esquema europeu de transportes de alta velocidade.

Convém ainda referir que se tem assistido a um incremento significativo nas velocidades de circulação dos comboios correntes, tornando-se necessária a análise das actuais vias férreas no sentido de proceder a uma verificação de segurança, de surgimento de problemas de fadiga e de conforto.

Neste contexto é de grande interesse o estudo de pontes ferroviárias, em particular no que se refere às vibrações provocadas pela passagem dos comboios, e a identificação dos principais parâmetros envolvidos nesse estudo. Os fenómenos vibratórios agravam-se para velocidades elevadas, originando o surgimento de problemas que a velocidade inferior não se fazem sentir com tanta intensidade.

A concepção de futuras pontes, destinadas a comboios de alta velocidade, deverá atender ao agravamento das amplificações dinâmicas originadas pela alteração da gama de velocidades predominantes.

Por outro lado, revela-se urgente um estudo das actuais vias férreas, com especial destaque para as pontes. As vias de alta velocidade exigem uma análise mais profunda, impondo condições mais precisas e exigentes que as dos comboios tradicionais. Deste modo, poder-se-á realizar o aproveitamento e a recuperação das actuais vias com boas possibilidades de inserção no sistema global de transportes.

O presente trabalho pretende evidenciar os efeitos produzidos pelos comboios de alta velocidade em pontes ferroviárias do ponto de vista da segurança e do conforto. Com a finalidade de atingir este principal objectivo, propõe-se uma abordagem do problema pelo desenvolvimento de um modelo de análise dinâmica adequado à consideração de cargas múltiplas em movimento. Apresentam-se dois tipos de metodologias como vias de resolução do problema exposto: um modelo que contempla a consideração da massa das cargas rolantes, visando atender ao efeito dinâmico do comboio; outro, mais completo, que inclui na análise estrutural a interacção ponte-veículo.

O comportamento dinâmico das pontes ferroviárias, nesta nova situação em que estão submetidas à passagem de veículos com elevada velocidade, sofre o agravamento de problemas de vibração associados a diversos factores. Estes são estudados na análise realizada, pretendendo-se extrair conclusões sobre a importância dos vários parâmetros na resposta das estruturas.

Pretende-se, assim, contribuir com este trabalho para um melhor conhecimento do comportamento estrutural de pontes ferroviárias.

1.2 - ASPECTOS GERAIS DO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

A concepção de pontes ferroviárias baseia-se, usualmente, numa análise estática à qual se aplicam factores de amplificação dinâmica especificados nos vários regulamentos ou normas exigidas em cada país. Na prática corrente de projecto, só excepcionalmente se recorre à análise dinâmica no dimensionamento de estruturas, já que este tipo de análise envolve geralmente uma maior complexidade, assistindo-se quase sempre a análises estáticas onde se aplicam os coeficientes de amplificação dinâmica. As correcções que estes coeficientes introduzem na análise estática variam mediante condições geométricas da ponte e, por vezes, da solicitação.

Convém referir os aspectos fundamentais referentes ao presente dimensionamento de pontes e que se acentuarão no âmbito da alta velocidade:

- segurança
- fadiga
- conforto

O dimensionamento de uma ponte ferroviária implica a consideração de verificações de segurança, que se reflecte na limitação de deformações máximas e na limitação de esforços, que se processam através da análise da resposta da estrutura quando sujeita a aplicações de cargas. Estas cargas, incluindo cargas concentradas e distribuídas, são colocadas nas posições mais desfavoráveis, de modo a calcular-se momentos máximos positivos e negativos, reacções e deformações para as situações mais prejudiciais.

Na quantificação das acções estão presentes dois tipos de acções:

- acções permanentes
- acções variáveis

As acções permanentes correspondem ao peso próprio dos vários elementos constituintes da ponte.

As acções variáveis compreendem forças horizontais e verticais, e dizem respeito a forças directamente relacionadas com o tráfego ferroviário, para além de sobrecargas em passeios, forças horizontais em guardas e acção do vento e dos sismos. Considera-se, assim, as seguintes acções:

- forças verticais devidas ao tráfego nas pontes que normalmente correspondem a um comboio-tipo estipulado mediante um modelo de veículos de passageiros, mercadorias e locomotivas;
- forças horizontais devidas ao movimento dos veículos em pontes curvas ou com parte em curva, que se denominam forças centrífugas e são proporcionais à massa do comboio e dependentes da velocidade a que o veículo se desloca. Para veículos pesados a velocidade é normalmente limitada;
- as forças de lacete, que atendem a oscilações laterais do comboio, são aplicadas horizontalmente ao nível da cabeça do carril e como uma força concentrada;
- forças longitudinais como a força de arranque e a de frenagem. Estas forças são aplicadas ao nível do carril e consideradas uniformemente distribuídas. A força de arranque depende do número de locomotivas, sua potência e atrito entre a roda e o carril. A força de frenagem depende do tipo de travagem e de atrito;
- forças devidas a efeitos aerodinâmicos de pressão e sucção. Estes efeitos variam conforme a velocidade do comboio, forma do comboio, forma da estrutura e distância entre as superfícies da ponte e o comboio;
- acção do vento e acção sísmica;
- forças induzidas na estrutura e no carril resultantes de variações de temperatura.

A conjugação das várias acções descritas permitirá obter uma envolvente de esforços que conduzirá ao dimensionamento das pontes ferroviárias.

Os coeficientes dinâmicos que constam das Normas e Regulamentos Internacionais são obtidos após um estudo detalhado de um vasto número de comboios representativos deslocando-se às suas velocidades máximas. Os coeficientes conduzem a resultados satisfatórios para condições normais, não abrangendo, normalmente, situações no campo da alta velocidade.

A Regulamentação Portuguesa - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes - pressupõe um bom estado de conservação da via como forma de obter

resultados aceitáveis e satisfatórios. A situação normal admite que o coeficiente dinâmico depende, entre outros factores, das características de vibração da estrutura, do estado da via e do material circulante e da velocidade do comboio. Em vias que exigem um cuidado especial no estado de conservação aconselha-se o recurso a recomendações da UIC - Union Internationale des Chemins de Fer.

A passagem dos comboios numa ponte, durante o seu período de vida, equivale a uma aplicação cíclica de cargas e daí a razão da existência de problemas de fadiga. A rotura por fadiga é o resultado da acumulação de deformações causadas por um grande número de esforços individuais de magnitudes diversas aplicadas a um elemento de uma estrutura. Revelam-se de maior importância todas as alterações de tensões causadas numa estrutura e não só o seu efeito máximo. Embora não seja do âmbito deste trabalho, refira-se que o aumento das velocidades pode conduzir a esforços de alta-frequência associados a altas frequências das forças dinâmicas resultantes da interacção roda-carril, e que estes esforços podem contribuir para um aumento da fadiga. A verificação à fadiga está presente em todas as pontes para uma vida da estrutura de geralmente 100 anos, e para todos os elementos estruturais da ponte.

O conforto dos passageiros, embora com uma forte componente de índole psicológica, é um aspecto que é indispensável ser abordado. No caso de se verificarem oscilações demasiado elevadas, estas podem tornar-se inconvenientes; por um lado, provocam pouca confiança na segurança estrutural por parte dos utilizadores, por outro lado, são sinónimo de origem de problemas de fadiga e podem reduzir a duração dos elementos constituintes da ponte.

No domínio da alta velocidade, em que se acentuam os efeitos dinâmicos, a segurança e o conforto são factores que devem ser exaustivamente estudados. Na avaliação da resposta de uma ponte ferroviária devem, por conseguinte, inserir-se novos aspectos que conduzam a uma melhor avaliação da segurança e do conforto, nomeadamente:

- o tipo de ponte, sua distribuição de massa, frequência natural de vibração;
- características do comboio como a sua massa, suspensão e frequência natural;
- velocidade do comboio;
- possíveis irregularidades da via férrea;
- amortecimento da ponte e do comboio;
- interacção ponte-comboio.

A ponderação destes factores e o estudo dos seus efeitos no comportamento dinâmico contribuirá para uma reflexão ou apreciação dos valores comuns das amplificações dinâmicas, assim como poderá contribuir para um mais correcto dimensionamento de pontes ferroviárias.

1.3 - DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DO TRABALHO

O presente trabalho é constituído por sete capítulos, que são introduzidos com uma breve exposição da problemática em que se baseia o estudo proposto.

No segundo capítulo são discutidos os principais e novos aspectos que surgem num estudo do comportamento de pontes ferroviárias face à passagem de comboios de alta velocidade. Referem-se alguns trabalhos realizados sobre o assunto, no que diz respeito a transportes ferroviários, e também publicações sobre pontes rodoviárias ou simplesmente modelos apresentados de cargas rolantes. Faz-se referência à Regulamentação Portuguesa e a normas e regulamentos internacionais.

O terceiro capítulo é dedicado à apresentação da análise dinâmica com a descrição dos métodos adoptados, nomeadamente, o Método de Newmark e o Método de Wilson- θ . Discute-se muito sumariamente a estabilidade dos métodos de integração numérica.

No quarto capítulo aborda-se a formulação adoptada pela idealização do comboio como um conjunto de cargas e massas rolantes. Faz-se referência ao programa de cálculo desenvolvido e sua aferição por comparação com resultados obtidos num trabalho semelhante.

No capítulo seguinte propõe-se uma metodologia baseada no estudo da interacção roda-carril. Tem-se em consideração a existência de irregularidades neste modelo supondo-se para o efeito funções simples que traduzem essas irregularidades da via. O modelo de veículo apresentado, embora simplista, pretende ser realista quanto a características geométricas e físicas.

No sexto capítulo apresenta-se uma ponte actualmente ao serviço de comboios tradicionais. Este elemento de estudo permitirá uma análise dos principais factores que influenciam o comportamento dinâmico das pontes. O estudo tem como principal objectivo a análise de problemas de segurança e de conforto.

Finalmente, no último capítulo retiram-se as principais conclusões e fornecem-se sugestões para futuros desenvolvimentos de investigação no âmbito do trabalho.

Capítulo 2

ASPECTOS DO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS EM VIAS DE ALTA VELOCIDADE

2.1 - PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

O comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária está associado não só a características e propriedades dos elementos da ponte e dos comboios que nela circulam, como também a outros factores, como por exemplo a velocidade de circulação que, com maior ou menor intensidade, influenciam a resposta da estrutura.

A complexidade do problema obriga a uma correcta identificação dos principais problemas de análise estrutural em regime dinâmico, no que diz respeito a condições de segurança da ponte, assim como ao conforto dos passageiros. Este tipo de problemas é causado pelas vibrações a que a ponte fica submetida devidas à passagem dos veículos. Em muitas situações as amplificações dinâmicas podem atingir valores extremamente elevados que, por vezes, não correspondem aos coeficientes dinâmicos estimados no dimensionamento da estrutura.

2.1.1 - Velocidade

A velocidade, a que o veículo se desloca, pode ser apontada como um parâmetro de extrema importância no estudo a realizar. A velocidades inferiores a 200km/h os fenómenos vibratórios são, em geral, de pequena amplitude, mas para velocidades elevadas os efeitos dinâmicos aumentam consideravelmente, podendo ser este facto fortemente ampliado pela utilização de comboios longos.

As pontes metálicas, devido às suas características de fraco amortecimento e pequena rigidez à torção são estruturas mais susceptíveis de registar amplificações dinâmicas importantes.

Assim, é necessário um estudo completo do comportamento dinâmico da ponte que compreenda, para além de uma habitual análise da estrutura, a pesquisa de velocidades críticas para as quais se detectam amplificações dinâmicas elevadas, e o cálculo para estes casos e para

velocidades particulares da linha férrea, da flecha e das acelerações verticais máximas ao longo da via, numa perspectiva de analisar o conforto.

O efeito da velocidade do comboio tem duas vertentes de análise: uma corresponde ao estudo de velocidades críticas na estrutura (ponte ferroviária) e a outra diz respeito à estrutura via-férrea. A velocidade crítica da via-férrea foi estudada por Esveld [10] constatando-se que usualmente nas vias correntes a velocidade crítica é da ordem dos 475m/s.

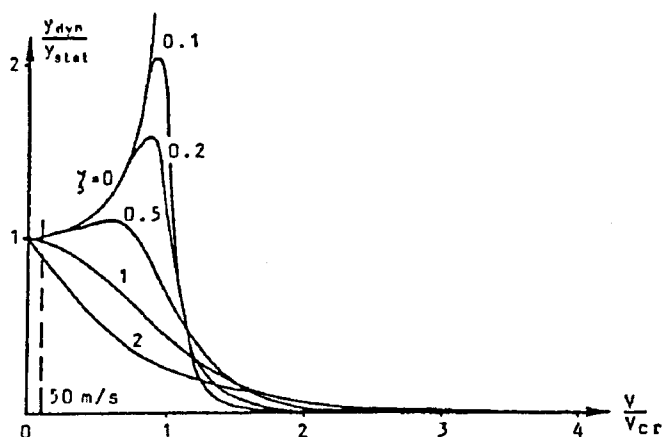


Figura 2.1 - Amplificação dinâmica em função da velocidade da carga rolante.

A Figura 2.1 [10] ilustra a amplificação dinâmica para diferentes valores do coeficiente de amortecimento (ξ), com a variação da razão entre vários valores de velocidade e o valor crítico de 475m/s. Observa-se que a velocidades menores que os 180km/h (na figura assinala-se o valor de 0.105 para a velocidade de 50m/s) a amplificação é inferior a 0.5% e pode ser considerada desprezável; só para valores de V/V_{cr} mais próximos da unidade, mas que no entanto não correspondem a valores possíveis da velocidade, é que se encontram diferenças importantes.

Importa salientar que embora esta amplificação dinâmica devido à linha férrea seja desprezável, o mesmo não sucede com a amplificação associada à resposta estrutural de uma ponte. Refira-se ainda que nos modelos de estudo de uma ponte as particularidades das vias férreas não são estudadas em pormenor, sendo a estrutura analisada globalmente.

Devido às particularidades próprias de cada ponte, a velocidade crítica da passagem de um comboio varia consoante as características do problema, exigindo-se que se efectue uma análise dinâmica de cada estrutura para uma vasta gama de velocidades.

Na secção 2.3 faz-se referência ao efeito da velocidade integrada na apresentação da regulamentação e normas existentes.

2.1.2 - Características da ponte

A resposta dinâmica de uma ponte depende de factores muito importantes inerentes à estrutura, nomeadamente a sua massa, amortecimento, frequência fundamental, características geométricas e estruturais e tipo de via.

O estudo da frequência fundamental da estrutura é de grande interesse porque no caso de se verificar consonância entre a frequência da ponte e a do comboio podem registar-se amplificações dinâmicas extremamente elevadas, colocando em risco a segurança estrutural da ponte.

2.1.2.1 - Características geométricas e estruturais

A resposta da ponte pode ser influenciada por características como: o tipo de material empregue na construção, o número de vãos da ponte, tipo de suportes, traçado em planta, tipo estrutural (ponte em arco, suspensa, de tirantes, simplesmente apoiada). Enquanto o tipo de material não afecta de forma considerável a resposta, o mesmo não se verifica com o tipo de traçado. No caso de pontes curvas, por exemplo, as forças centrífugas e a inclinação lateral da via devem constar do cálculo, pelo facto de que estas pontes apresentam modos de vibração de flexão e torção muito próximos.

2.1.2.2 - Amortecimento da ponte

O amortecimento de uma ponte conduz a uma redução nos valores máximos da resposta, e de acordo com o que habitualmente se constata, o seu efeito é de extrema importância para valores de amplificações dinâmicas muito elevadas, assim como no caso de se estar perante ressonância.

Os valores utilizados em pontes metálicas para o coeficiente de amortecimento são de 2% a 3%, e em pontes de betão de 5%.

Para situações onde as amplificações dinâmicas são reduzidas, o amortecimento revela-se pouco importante, não introduzindo alterações determinantes.

2.1.3 - Características da via férrea

O aumento de volumes de tráfego ferroviário, cargas por eixo e velocidade de circulação origina o aparecimento, cada vez mais acentuado, de rápida deterioração da qualidade da via.

A via férrea é constituída pela superestrutura formada pelos carris, travessas, ligações carris/travessas geralmente por sleepers, e camada de balastro, sendo a infra-estrutura formada pelo sub-balastro e plataforma da via.

No estudo de pontes ferroviárias interessará o conhecimento dos elementos da via, na medida em que uma maior ou menor deformabilidade da via se traduzirá em alterações na resposta estrutural da ponte.

Referem-se alguns aspectos que se consideram mais relevantes como é o caso de irregularidades da via, existência de balastro e suas características.

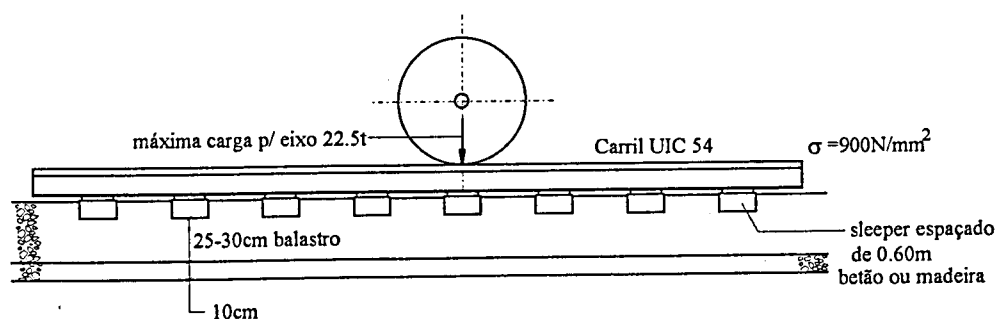


Figura 2.2 - Estrutura da via.

O objectivo da via férrea é transmitir as cargas do comboio para a plataforma e posteriormente para os elementos da ponte, sendo a sua constituição do tipo da apresentada na

Figura 2.3. Os esforços mais elevados encontram-se na transferência da roda para o carril, e como se pode observar na Figura 2.3 vão diminuindo até à plataforma.

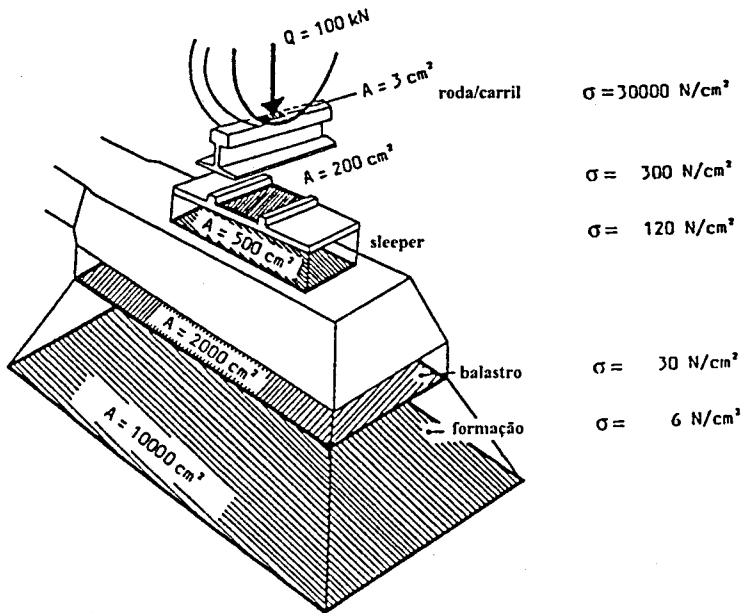


Figura 2.3 - Transferência da carga na via-férrea.

O carril deve apresentar boa qualidade garantindo segurança e conforto. A manutenção deve consistir em eliminar irregularidades que vão surgindo ao longo do carril.

A má qualidade do carril favorece o aparecimento de vibrações, perturbando o conforto e a segurança dos passageiros para além de originar amplificações mais elevadas.

As ligações carris/travessas são normalmente realizadas por sleepers, verificando-se que os sleepers de betão apresentam maior segurança de circulação e conforto do que os de madeira. Refira-se que existe uma grande diversidade de tipos de sleepers como se apresenta por exemplo na referência [10].

A via férrea pode conter balastro na sua constituição. O principal papel da camada de balastro é a sua capacidade de amortecimento da via. Para além desta característica, outras podem ser apontadas, embora de menor interesse para o estudo a realizar, como a drenagem e evacuação rápida das águas zenitais, rápida rectificação da geometria da via através de operações mecanizadas de manutenção, e conceder maior estabilidade lateral e longitudinal à via. A degradação da geometria da via acentua-se pela existência de assentamentos diferenciais

do balastro devendo este apresentar uma camada devidamente compactada permitindo um incremento da estabilidade da via.

Para além das irregularidades da via, outras causas, como más soldaduras ou achatamento das rodas do comboio, podem alterar significativamente a resposta dinâmica, como se observa nas Figuras 2.4, 2.5 e 2.6. Um achatamento das rodas pode provocar cargas dinâmicas muito elevadas no carril e que são transmitidas à estrutura originando deformações excessivas. Na Figura 2.4 observa-se o aumento da força dinâmica na roda para um aumento do achatamento das rodas, para dois tipos de carris e que corresponde a resultados obtidos em testes efectuados por ORE D161. O valor limite apontado pela UIC para esses achatamentos é de 0.9 a 1.4mm que correspondem a forças dinâmicas ainda não muito elevadas.

A Figura 2.5 mostra a distribuição da força como função do tempo de a passagem por uma soldadura mal executada; e na Figura 2.6 a análise é feita em função da velocidade.

Como se constata da observação das figuras os defeitos que a via ou as rodas possam apresentar são factores que perturbam o contacto roda-carril, introduzindo aumentos nas forças de interacção e consequentemente nas deformações da ponte e oscilações do comboio.

Um bom contacto roda-carril é assegurado se as acelerações verticais induzidas pelas oscilações do tabuleiro da ponte não actuam de forma excessiva sobre os eixos do comboio.

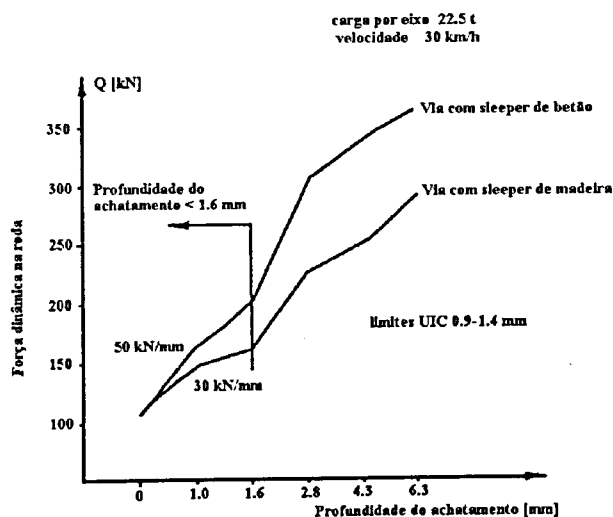


Figura 2.4 - Efeito do achatamento das rodas nas forças da roda. Estudos de ORE D161.

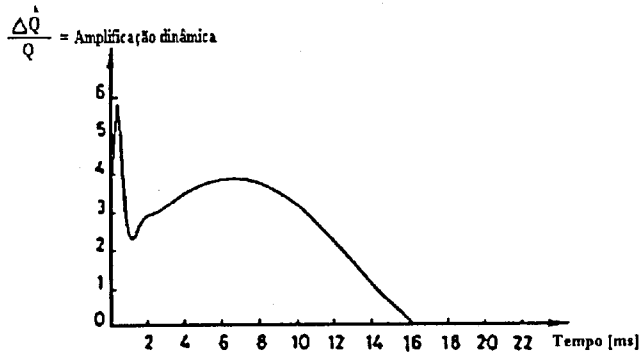


Figura 2.5 - Força dinâmica na roda ao passar uma soldadura [10].

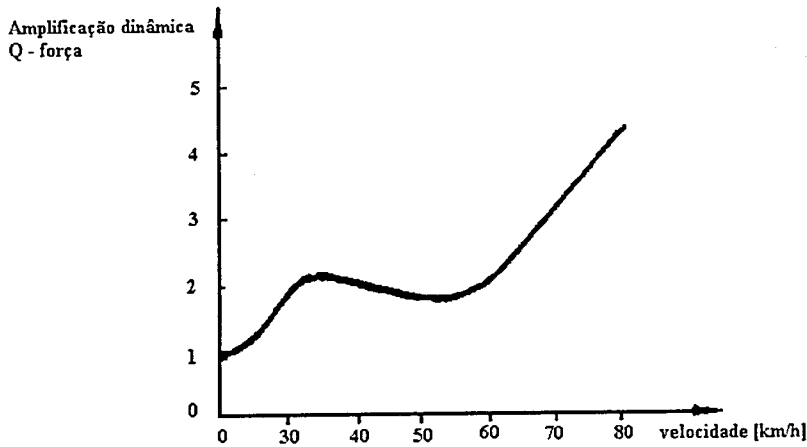


Figura 2.6 - Amplificação dinâmica em função da velocidade durante a passagem sobre uma soldadura mal efectuada [10].

2.1.4 - Vibrações induzidas e nível de conforto

O conforto dos passageiros e de quem habita perto de vias férreas, nomeadamente de pontes ferroviárias, é afectado por ruído e vibrações. As vibrações e o ruído provocados pela estrutura ocorre para frequências baixas da ordem de 0-100Hz e o ruído do próprio contacto roda-carril para 30-2000Hz [10].

Um aumento da velocidade de passagem do comboio pode favorecer a coincidência de frequências e verificar-se um pico nas vibrações. Com efeito, as vibrações não aumentam linearmente com a velocidade, podendo agravar-se com a diminuição de velocidade.

A percepção humana é sensível a várias frequências de forma diferente:

0.1-0.2Hz → ressonância do órgão do equilíbrio;

4-8Hz → ressonância da cavidade abdominal e torácica;

30-80Hz → ressonância dos olhos resultando na perda de focagem.

O limite de audição encontra-se para uma frequência de aproximadamente 20Hz. A Figura 2.7 ilustra os limites apresentados em que as vibrações são expressas em velocidades.

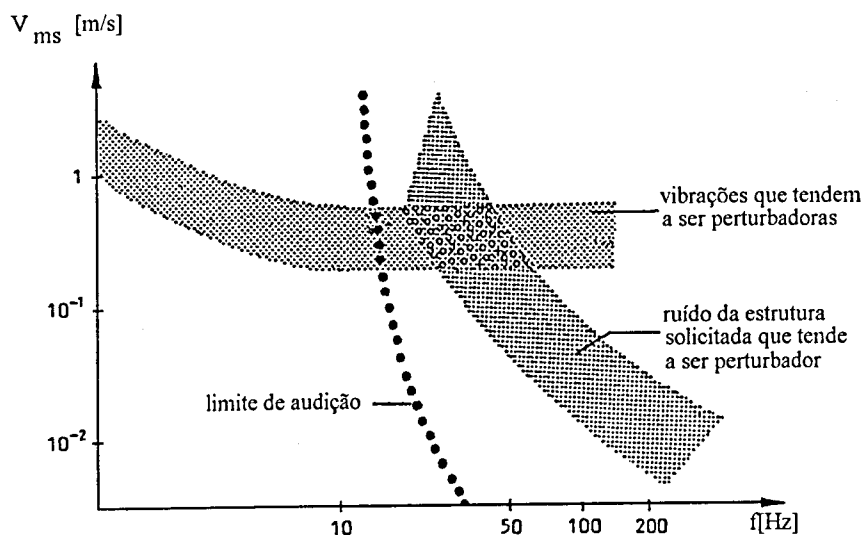


Figura 2.7 - Classificação da perturbação devida a vibrações e ruído [10].

A redução de vibrações pode ser obtida com o recurso a modificações da via, nomeadamente aumentando a espessura do balastro.

O barulho irradiado pela interação roda-carril é, sem dúvida, incomodativo, tanto para os utilizadores como para pessoas que circundem a via. As pontes metálicas, com carris directamente apoiados, são as que produzem mais barulho. De facto, o nível de ruído perceptível depende do tipo de via, tipo de sleepers (de betão ou madeira), tipo de ponte (betão, metálica, mista), com ou sem balastro, das condições dos carris e soldaduras da via e estado das rodas dos comboios.

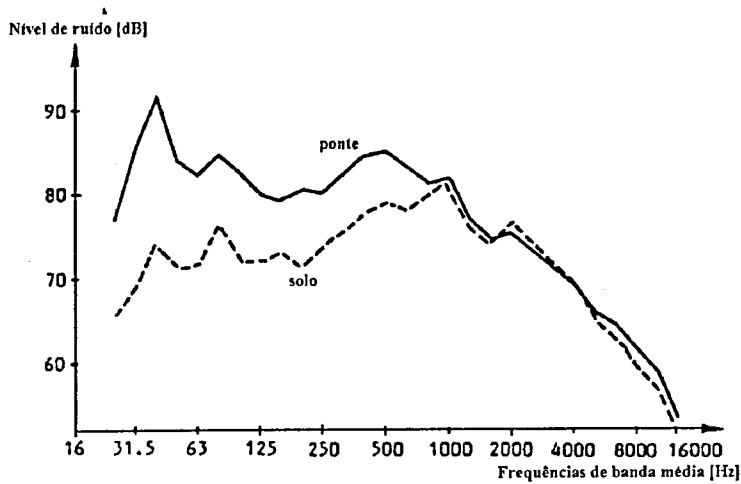


Figura 2.8 - Comparação do ruído para pontes e via em solo, medido a uma distância de 25m da via [10].

A Figura 2.8 estabelece a comparação entre o nível de ruído irradiado em campo aberto e numa ponte, notando-se uma grande diferença para frequências inferiores a 1000Hz.

O estudo do conforto que se pretende realizar neste trabalho insere-se na análise das oscilações das carruagens através das acelerações que nestas se verificam; o ruído apesar de surgir frequentemente associado às vibrações nas vias férreas não será estudado.

Assim, interessará o conforto dos passageiros afectado pelo movimento vertical dos veículos. Recomendações quanto a limitações da aceleração vertical da caixa do comboio devem ser estipuladas para assegurar um bom comportamento vertical. No que diz respeito ao TGV e ICE, o valor de pico da aceleração considerado por Coenraad Esveld em [10] é de 2.5m/s^2 . Num trabalho que pretendia o estudo de flechas admissíveis de pontes e viadutos ferroviários, Keymeulen e Winand [18] referem um processo de averiguar o nível de conforto através dos valores máximos das acelerações encontradas nas caixas das carruagens.

O grau de desconforto pode ser definido pela expressão

$$LI = \left(LI_r^{1/n} + LI_h^{1/n} \right)^n \quad (2.1)$$

com

LI - "Level of Intensity"

LI_r - "Level of Intensity for random vibrations"

LI_h - "Level of Intensity for harmonic vibrations"

em que

$$LI_r = 100 \frac{\tilde{a}_{wr}}{0.252} \tag{2.2}$$

$$LI_h = C \cdot \tilde{a}_{wh}^{2n} T^n \tag{2.3}$$

onde

$\tilde{a}_{wr}$ [m/s²] - representa o valor eficaz, ponderado em frequência, da componente aleatória;

0.252 [m/s²] - representa o valor eficaz, ponderado em frequência, de uma vibração aleatória, considerada como vibração de referência, caracterizada por:

- largura de banda de uma oitava centrada numa frequência de 1 Hz (coeficiente de ponderação igual a 0.4);
- valor eficaz igual a 0.63 [m/s²];

$\tilde{a}_{wh}$ [m/s²] - representa o valor eficaz ponderado em frequência da componente harmónica de vibração;

C, n - constantes que constam do Quadro 2.1 e que foram determinadas a partir de resultados de testes;

T [s] - período de tempo a que está sujeito a componente harmónica.

Tipo de tráfico		Nível de conforto	C	2n
Categoria	V _{máx} [km/h]			
Tráfico para curta distância	≤ 120	aceitável	123.87	0.625
Tráfico em grandes percursos convencionais	≤ 200	satisfatório-bom	123.32	0.650
Tráfico em grandes percursos a longa duração	> 200	muito bom-excelente	122.76	0.675

Quadro 2.1 - Valores das constantes C e n intervenientes na fórmula de estimação do desconforto.

	V [km/h]	≤ 120	≤ 200	> 200
	LI_r	198.4	138.9	79.5
	$\tilde{a}_{wr}$ [m/s ²]	0.50	0.35	0.20
Conforto aceitável	$\frac{LI_h}{LI}$	110 207.3	95 151.7	85 104
Conforto excelente	$\frac{LI_h}{LI}$	95 204.1	80 146.7	70 94.8
Conforto inaceitável	$\frac{LI_h}{\text{duração de 30 s}}$	219.2	247	257.4
	$\frac{LI_h}{\text{duração de 10 s}}$	155.5	172.9	177.6
	$\frac{LI_h}{\text{duração de 30 s}}$	260	260	260
	$\frac{LI_h}{\text{duração de 10 s}}$	223.2	197.7	183

Quadro 2.2 - Valores dos parâmetros LI_r , LI_h , LI e $\tilde{a}_{wr}$ para os 3 níveis de conforto: aceitável, excelente e inaceitável.

Consoante o tipo de tráfico e o nível de conforto é possível fixar o valor máximo de $\tilde{a}_{wh}$ relativo à componente harmónica da aceleração:

$$\tilde{a}_{wh} = \left(\frac{LI_h}{C \cdot T^n} \right)^{\frac{1}{2n}}$$

(2.4)

2.1.5 - Características do veículo

Como se referiu, o estado das rodas do veículo pode agravar significativamente a amplificação dinâmica. No entanto, outros aspectos há a considerar quanto às características do comboio. A rigidez das rodas, o espaçamento entre eixos, o sistema de suspensão do comboio são factores importantes com repercussões no coeficiente dinâmico.

O Quadro 2.3 apresenta as cargas por eixo e peso médio de vários tipos de comboios, mencionando as velocidades típicas destes.

Tipo de comboio	Velocidades km/h	Cargas por eixo kN	Peso médio kN/m
Comboio de passageiros:			
unidades múltiplas suburbanas	100-160	130-196	20-30
comboios rebocados por locomotivas	140-225	150-215	15-25
comboios de alta velocidade	250-350	170-195	19-20
Comboios de carga:			
carga demasiado pesada	50-80	200-225	100-150
carga pesada	80-100	225-250	45-80
comboios para manutenção do carril	50-100	200-225	30-70
cargas leves, rápidas	100-160	180-225	30-80

Quadro 2.3 - Valores das velocidades, pesos por eixo e peso médio de vários tipos de comboios.

2.2 - TRABALHOS EXISTENTES

O conhecimento do comportamento estrutural das pontes, e da influência de vários factores que afectam de forma significativa a resposta dinâmica, encontra-se num estado relativamente desenvolvido, havendo, no entanto, diversos aspectos que interessa aprofundar e desenvolver. Em particular, no campo da alta velocidade, e visto se tratar de um assunto recente, os estudos existentes são ainda escassos.

O problema de vibrações em pontes ferroviárias causadas pela passagem de veículos tem sido estudada desde os inícios do século XX. Os primeiros trabalhos foram realizados por Willis, mas o primeiro contributo significativo deveu-se a Timoshenko nos anos 20 e a Inglis nos anos 30. Estes estudos pretendiam simular uma locomotiva a vapor sobre uma ponte, e para isso os modelos adoptados consideravam uma massa rolante ou uma força rolante vibratória.

Mais tarde, testes sobre o impacto em pontes ferroviárias foram realizados pelo Sub comité da American Railway Engineering Association (AREA) sob a direcção de Turneaure em 1911 e de Hunley em 1936. Até 1948 a fórmula utilizada para obtenção do impacto nas

pontes foi a de Turneure, altura em que a introdução de locomotivas a diesel conduziu à realização de novas experiências.

A AREA, ao longo dos anos, tem vindo a realizar ensaios e testes de modo a rectificar certas considerações, mediante a evolução da técnica.

- Kuang-Han Chu, Vijay K. Garg e Chaman Dhar (1979) constatarem o facto de que os estudos realizados até 1979, no que respeita à passagem de comboios sobre as pontes, não atendiam a um modelo realista do veículo. O objectivo do trabalho que efectuaram foi analisar com maior precisão o problema das pontes face a um ou uma série de veículos ferroviários. O modelo que conceberam apenas considerava o movimento vertical do comboio e da ponte. A ponte era analisada como um sistema de vários graus de liberdade, e cada locomotiva era representada por um corpo rígido e quatro eixos de rodas com três graus de liberdade. A interacção roda-carril calculava-se através de expressões que permitiam obter as forças de interacção. Estudaram-se alguns exemplos numéricos e retiraram-se as seguintes conclusões:

- a amplificação dinâmica para vários veículos é geralmente inferior à de um único veículo;
- o amortecimento estrutural de 2% reduz a amplificação dinâmica;
- os resultados obtidos para os vários exemplos apontam para coeficientes dinâmicos de uma maneira geral inferiores aos recomendados por AREA, o que leva a realçar o sobredimensionamento que, por vezes, advém de se considerar um coeficiente de amplificação dinâmica.

- Foi apresentado em 1982 um estudo no âmbito das pontes ferroviárias, de Wiriyachai, Chu e Garg [36]. Os objectivos principais desse estudo eram:

- investigar se a utilização de ligações semi rígidas nos extremos das vigas inferiores da estrutura podiam melhorar os resultados;
- desenvolver modelos parciais de pontes para estudar os impactos, as forças e os momentos dos elementos sujeitos à fadiga;
- recorrer a um modelo parcial da ponte para analisar as influências de vários factores no impacto e esforços dos diversos elementos e ligações da ponte.

As conclusões retiradas foram:

- os coeficientes dinâmicos encontrados eram na globalidade inferiores aos valores especificados em AREA;

- os resultados de verificação de fadiga para os elementos críticos foram satisfatórios;
- o amortecimento estrutural da ponte reduzia os coeficientes de amplificação;
- os veículos longos aumentavam substancialmente os esforços e agravavam a fadiga dos elementos da ponte;
- os parâmetros que pareciam influenciar os coeficientes de amplificação dinâmica, forças e momentos dos elementos estruturais da ponte eram o amortecimento do veículo, a rigidez da ponte, a vibração da ponte e a velocidade do comboio.

• Schneider, Elf e Kölle [28], em 1983, visando a análise mais detalhada e profunda do comportamento dinâmico do comboio e das linhas ferroviárias como exigência fundamental dos novos veículos que atingiam velocidades máximas de 400km/h, estudaram o problema de uma viga submetida a cargas e massas rolantes a velocidade constante e não uniforme. O trabalho pretendia a adaptação de um programa de cálculo - ADINA - à resolução do problema referido, comparando-se os resultados obtidos com uma solução analítica. A metodologia desenvolvida considerava a variação da massa no tempo.

Estudaram-se os efeitos da variação da massa e da velocidade no comportamento dinâmico da viga que servia de modelo, assim como a influência dos diferentes termos das equações de movimento.

Concluiu-se que:

- os resultados obtidos no trabalho apontavam para valores satisfatórios relativamente à solução analítica;
- a análise da variação da massa para uma mesma velocidade indicou que com o aumento da massa os deslocamentos máximos ocorriam mais para o fim da viga mas os seus valores permaneciam quase iguais, enquanto que os deslocamentos sob a massa rolante se reduziam;
- a análise da variação da velocidade para uma mesma massa rolante apontava para deslocamentos superiores para velocidades mais elevadas, enquanto que para os deslocamentos sob a massa o aumento da velocidade correspondia a redução de valor.

• Em 1987, Jang-Shyong Wu e Chang-Wang Dai [37] debruçaram-se sobre o estudo das respostas dinâmicas de vigas não uniformes com vários vãos, submetidas a cargas rolantes. O modelo analítico permitia determinar as frequências naturais e modos de vibração de uma viga não uniforme de vários vãos. Recorreu-se à técnica da sobreposição modal para a análise da resposta da viga devida às cargas rolantes. Estudou-se o comportamento da viga para várias condições de solitação.

Concluiu-se que:

- o comportamento dinâmico da viga para uma única carga era diferente do caso de uma série de cargas rolantes;
- vários casos de séries de cargas comportaram-se de maneira diferente devido às fases entre cada duas respostas individuais serem diferentes.

• Shirish P. Patil [23], em 1988, abordou o problema do efeito da massa de uma carga a vibrar na resposta dinâmica de uma via férrea.

Evidenciou a principal dedução dos resultados obtidos:

- se a massa da carga rolante era incluída na formulação, a frequência para a qual ocorria ressonância e a amplitude de vibração eram superiores ao caso de desprezar a massa.

• Em 1989, Coenraad Esveld [10] apresentou um trabalho onde compilou os aspectos mais importantes das modernas vias férreas. Neste trabalho são discutidos problemas e apresentadas soluções que resultam de uma longa investigação no domínio das linhas férreas. Embora o trabalho não seja direccionado para o estudo de problemas dinâmicos de pontes ferroviárias, é um instrumento válido para o estudo de pontes sujeitas à passagem de comboios na medida em que aborda os principais problemas que habitualmente surgem nas vias, pormenorizando-os para os elementos e mencionando formas de manutenção e reparação da via com vista a um melhoramento da sua qualidade.

• Alvarez, Molina, Doblare e Alarcon (1990) [2] apresentaram uma formulação para o estudo da interacção veículo-estrutura. Propuseram um modelo que visando uma análise mais correcta, considerava o comportamento não linear de alguns elementos constituintes da ponte. Embora a apresentação do trabalho não seja muito explícita salienta-se como principal contribuição do modelo as funções de aproximação especiais propostas para a via, de modo a reduzir o número de graus de liberdade e a permitir uma deformada complicada deste elemento, quando submetido a cargas concentradas rolantes.

- Em 1991, Wang, Garg e Chu [33] dedicaram-se ao estudo da interacção veículo/ponte ferroviária. Desenvolveram um modelo de veículo e consideraram irregularidades do carril, obtidas por funções de densidade espectral de potência da Federal Railroad Administration (RFA). Compararam os resultados obtidos do estudo de um exemplo com aqueles retirados de um estudo de Bhatti (1982) e com os valores especificados na American Railway Engineering Association (AREA) (1972); verificaram que os resultados obtidos, em termos de percentagem de coeficiente dinâmico, eram inferiores aos resultados de base.

No âmbito do estudo da alta velocidade existem relativamente poucos trabalhos como já se referiu. Contudo, apresentam-se algumas referências a trabalhos publicados recentemente.

- Gandil e Ramondenc [11] estudaram o comportamento dinâmico das pontes ferroviárias de linhas para alta velocidade, analisando os efeitos da velocidade no comportamento estrutural relacionado com a segurança e conforto dos passageiros.

Apresentaram os fundamentos computacionais para a realização dos estudos, e as disposições construtivas para estruturas mistas em França.

Concluíram que a passagem de comboios de alta velocidade com grande número de eixos uniformemente espaçados poderiam desencadear fenómenos de ressonância que deveriam ser analisados cuidadosamente a fim de evitar problemas de segurança de circulação e conforto. Estes problemas podiam ser reduzidos para velocidades inferiores a 500km/h.

- Lubin Gao e Qingguo Chang [12] abordaram o problema relativo à fadiga e à previsão de vida das pontes ferroviárias a alta velocidade, considerando o assunto de grande importância nas estruturas existentes. Com base numa consideração de degradação contínua, propuseram uma regra não linear de calcular o desgaste acumulado, e um método de estimar a previsão de vida restante.

- Um outro estudo foi realizado por V. Kondratov [19] sobre as amplitudes de vibração de pontes metálicas ferroviárias apresentando um método de cálculo das amplitudes dinâmicas de vibração dos elementos de uma ponte para alta velocidade. As vibrações dos elementos da ponte aumentavam significativamente com o aumento da velocidade dos comboios, reduzindo a durabilidade desses mesmos elementos. Kondratov constatou que as altas frequências que correspondiam às referidas vibrações tinham origem nas forças de interacção entre as rodas das carruagens e o carril da ponte.

Convém realçar que inúmeros estudos realizados sobre pontes de tráfego rodoviário englobam aspectos comuns aos estudos das pontes ferroviárias, e que as metodologias

utilizadas são muito semelhantes embora os modelos dos veículos, como é evidente, difiram consideravelmente.

Assim, apresenta-se breve referência a alguns trabalhos recentes inseridos no âmbito de pontes rodoviárias.

- Veletsos e Tseng Huang (1970) [31] apresentaram um método para cálculo automático da resposta dinâmica de pontes rodoviárias sob a acção de veículos. A ponte foi modelada como uma viga elástica de flexibilidade distribuída e massas pontuais concentradas, e o veículo como um conjunto de carga. Apresentaram-se soluções numéricas para ilustrar as características da resposta de certas pontes.

- Inbanathan e Wieland em 1987 [16] abordaram o problema das vibrações das pontes sujeitas a veículos a circular em pavimentos rugosos. Propuseram dois modelos para o veículo e para a interacção veículo-pavimento: como uma única massa sem mola e como uma força concentrada dependente do tempo.

Dos resultados obtidos evidenciaram os seguintes principais aspectos:

- a altas velocidades o efeito da massa do veículo na resposta da ponte era mais importante; o mesmo acontecendo para relações elevadas entre massa do veículo e massa total da ponte;
- o amortecimento tinha um efeito desprezável na resposta máxima;
- quando um veículo pesado circulava a velocidade elevada a amplificação dinâmica era superior à dos coeficientes recomendados.

- O'Connor e Tin Chan (1988) [21, 22] dedicaram um trabalho ao estudo das cargas dinâmicas de rodas e sua variação no tempo em pontes. Descreveram um método teórico para determinar as cargas dinâmicas das rodas, que abrangia duas fases: previsão e correcção. Previam-se valores que se aplicavam à ponte, e da resposta desta retiravam-se as correcções a aplicar às cargas dinâmicas.

- Em 1991, Hwang e Nowak [14] estudaram a simulação de cargas dinâmicas em pontes. Desenvolveram modelos para veículos pesados, irregularidades do pavimento e para a ponte. Os parâmetros dos veículos incluíam massa, suspensão e rodas. As irregularidades foram simuladas por um processo estocástico. A ponte foi modelada como uma viga prismática.

As conclusões mais relevantes foram:

- o coeficiente dinâmico diminuiu com a diminuição do peso do veículo;
- os coeficientes dinâmicos eram inferiores no caso de dois veículos lado a lado do que no caso de um único veículo.

• Em 1992, Wang e Huang [34] apresentaram um trabalho que evidenciava as vibrações das pontes de tirantes quando estas dispunham de pavimentos fortemente rugosos. Os veículos foram simulados por modelos e veículos não lineares de 7 graus de liberdade e a ponte como um sistema de barras planas. As irregularidades do pavimento foram consideradas a partir da função de densidade espectral de potência para estado do pavimento muito bom, bom e médio de acordo com especificações da International Organization for Standardization (ISO).

Concluíram que:

- as percentagens de amplificação aumentaram consideravelmente com a deterioração dos pavimentos;
- as amplificações dinâmicas máximas detectaram-se a velocidade aproximadamente de 32.18km/h e 96.54km/h.

2.3 - REGULAMENTAÇÃO E NORMAS EXISTENTES

A quantificação das acções específicas das pontes ferroviárias consta do Capítulo XI do RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, e seguem as prescrições da Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), em particular os documentos:

- Code UIC 702-0 "Schéma de charges à prendre en considération dans le calcul des ouvrages sous rail sur les lignes internationales";
- Code UIC 776-1-R "Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails".

O primeiro documento (Code UIC 702-0) [7] estabelece o esquema de cargas a utilizar (Figura 2.9) e que deverão ser colocadas na posição mais desfavorável.

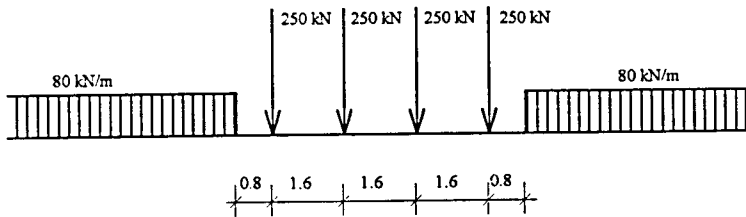


Figura 2.9 - Esquema de cargas da UIC.

De modo a contemplar outras situações estas cargas concentradas e distribuídas podem ser multiplicadas por um factor (1.2, 1.4 ou 0.8) e resultando os seguintes comboios-tipo:

- 1.2 × UIC
- 1.4 × UIC - para esquemas de cargas mais agressivos
- 0.8 × UIC - para esquemas de cargas menos agressivos

O esquema utilizado pelo RSA está de acordo com o apresentado, no caso de via larga, mas no caso de via estreita as cargas concentradas são substituídas por 180kN e as distribuídas por 50kN/m.

O Code UIC 776-1-R [8] apresenta as cargas laterais e longitudinais, e os coeficientes dinâmicos a aplicar aos esquemas de cargas referidos no Code UIC 702-0. Apenas se referirão, nesta secção, as especificações quanto aos coeficientes dinâmicos, visto que tanto as cargas laterais como forças centrífugas não se incluem no âmbito deste trabalho.

Os coeficientes dinâmicos permitem a análise da estrutura tendo em consideração o efeito das oscilações a que a ponte ferroviária se submete pela passagem dos comboios. O coeficiente é indiferente ao tipo de material da ponte e ao tipo de via (via assente directamente ou via sobre balastro), dependendo, no entanto, dos comprimentos característicos (L_ϕ) dos diferentes elementos da ponte. O comprimento característico ou comprimento de referência (L_ϕ) é definido, nos regulamentos e normas, a partir do tipo de ponte e dos elementos da ponte.

O valor dos esforços, resultantes da aplicação das cargas verticais do esquema da UIC (momentos flectores, esforços transversos, etc), são multiplicados pelos coeficientes dinâmicos obtendo-se assim os valores dinâmicos das cargas.

O coeficiente ϕ toma diferentes valores consoante o tipo de esforços e o tipo de qualidade exigido, e não pode ser inferior a 1.

$$\phi_1 = \frac{0.96}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.88 \tag{2.5}$$

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.82 \tag{2.6}$$

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73 \tag{2.7}$$

L_ϕ [m]	$\phi_1 = \frac{0.96}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.88$	$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.82$	$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73$
≤ 3.61	1.44	1.67	2.00
4	1.41	1.62	1.93
5	1.35	1.53	1.79
7	1.27	1.41	1.61
10	1.20	1.31	1.46
15	1.14	1.21	1.32
20	1.10	1.16	1.24
30	1.06	1.09	1.14
40	1.04	1.06	1.08
50	1.02	1.03	1.04
60	1.01	1.01	1.02
≥ 67.24	1.00	1.00	1.00
CASOS DE APLICAÇÃO:			
Estado de conservação das linhas férreas	Coeficiente dinâmico para		
	Momentos flectores	Esforços Transversos	
Linhas onde se exige alta qualidade	ϕ_2	ϕ_1	
Outras linhas	ϕ_3	ϕ_2	

Quadro 2.4 - Coeficientes dinâmicos ϕ para o esquema de cargas da UIC.

No Quadro 2.4 apresentam-se os valores dos coeficientes ϕ_1 , ϕ_2 e ϕ_3 para vários valores dos comprimentos característicos L_ϕ indicando-se os casos em que se devem aplicar.

Os coeficientes referidos foram estabelecidos pela Comissão de Investigação D23 da ORE, que realizou ensaios sobre modelos e estudos teóricos.

Para pontes sob a acção de cargas reais, em particular em pontes de vão reduzido, os efeitos de irregularidades na via devem ser considerados.

A passagem de comboios reais envolve oscilações que resultam de duas parcelas

$$\varphi = \varphi' + \varphi'' \quad (2.8)$$

φ' - parcela correspondente à via perfeita;

φ'' - parcela que representa os efeitos das irregularidades da via.

em que

$$\varphi' = \frac{k}{1 - k + k^4} \quad (2.9)$$

com

$$k = \frac{V}{2n_0L} \quad (2.10)$$

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56 \cdot e^{-\frac{L^2}{100}} + 50 \left(\frac{n_0L}{80} - 1 \right) e^{-\frac{L^2}{400}} \right] \quad (2.11)$$

V - velocidade em m/s

L - vão em metros

n_0 - frequência própria da ponte (Hz)

e - base de logaritmos naturais $e = 2.71828...$

$\alpha = V/22$ para velocidades até 22m/s

$\alpha = 1$ para velocidades superiores a 22m/s



A parcela correspondente a φ'' foi deduzida supondo um rebaixamento no carril de 2mm num comprimento de 1m e de 6mm num comprimento de 3m.

As expressões não atendem a casos particulares, como a alta velocidade e grandes distâncias entre eixos das carruagens, situações para as quais os valores de φ podem atingir erros de 30%.

O coeficiente dinâmico para o esquema de cargas da UIC é deduzido do aumento das cargas φ para os comboios reais de modo a que as cargas do esquema da UIC multiplicadas por ϕ cubram com suficiente segurança as cargas dos comboios reais multiplicadas por $(1+\varphi)$.

As cargas estáticas devidas a um comboio a velocidade $V(\text{m/s})$ deve portanto ser multiplicado por

$$1 + \varphi' + \varphi'' \leq 2.0 \quad (2.12)$$

$$1 + \varphi' + 0.5\varphi'' \leq 2.0 \quad (2.13)$$

em que se deve usar (2.13) sempre que não se refira nada em contrário.

Convém referir que os valores de φ' e φ'' foram determinados para pontes com altas e baixas frequências enquadrando-se na área admissível apresentada na Figura 2.10 e que é limitada por

- pontes de baixa frequência própria (limite inferior)

$$n_0 = \frac{80}{L} \quad L = 4.0 - 20.0 \text{ m} \quad (2.14)$$

$$n_0 = \left[\frac{207.80}{L_\phi} \right]^{\frac{1}{1.68857}} \quad L = 20.0 - 100.0 \text{ m} \quad (2.15)$$

- pontes de alta frequência própria (limite superior)

$$n_0 = \left[\frac{438.80}{L_\phi} \right]^{\frac{1}{1.33677}} \quad (2.16)$$

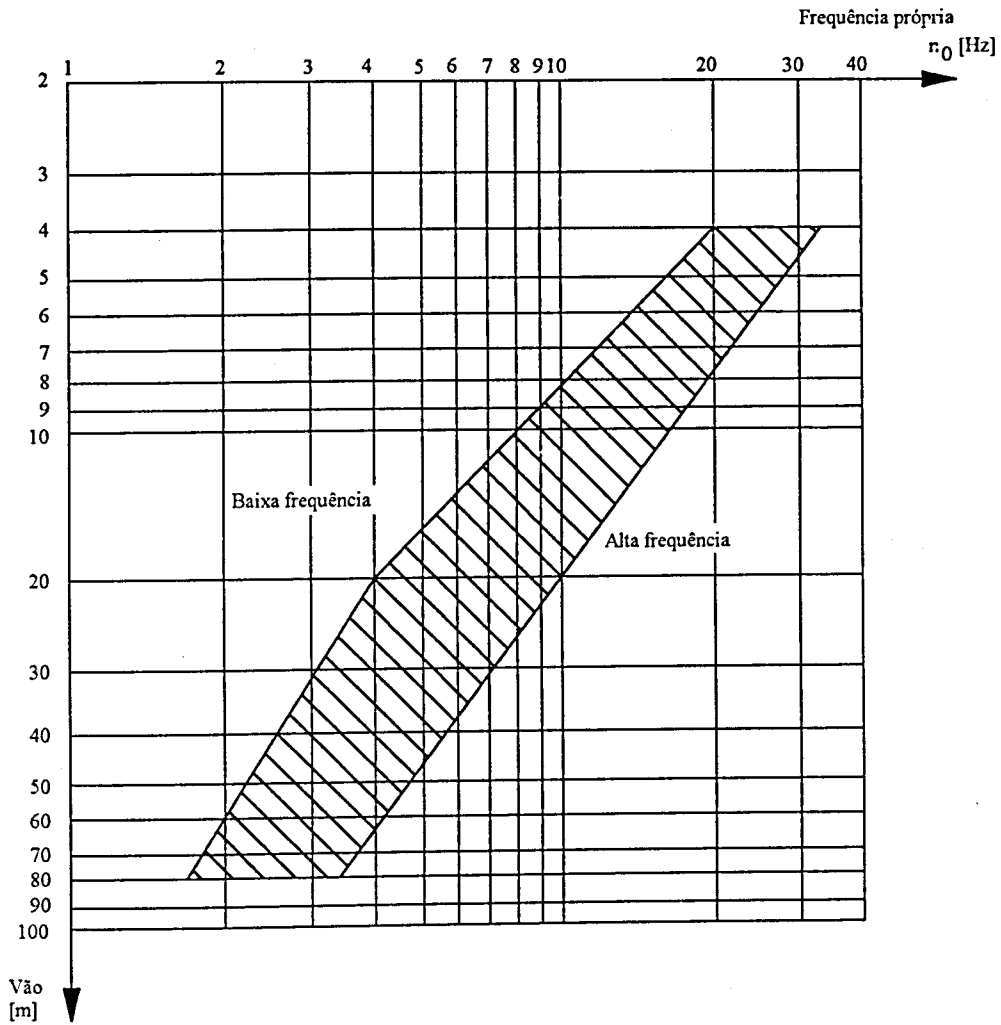


Figura 2.10 - Limites da frequência própria n_0 de uma ponte.

A Regulamentação Portuguesa no respeitante a coeficiente dinâmico apresenta a seguinte expressão

$$\varphi = 1 + \left(\frac{2.16}{\sqrt{l} - 0.2} - 0.27 \right) \quad (2.17)$$

em que l é o comprimento de referência em metros dependente da deformabilidade do elemento em causa e que se apresenta no Quadro 2.5.

Tipo de Ponte	Comprimento de Referência
Vigas simplesmente apoiadas	vão
Vigas contínuas	vão médio dos tramos multiplicado pelo factor $(1+0.1n)$ em que n é o número de tramos; este factor não deve ser tomado inferior a 1.5
Pórticos e arcos	metade do vão

Quadro 2.5 - Comprimentos de referência para várias pontes.

O coeficiente deve estar compreendido entre 1.1 e 2.0, excepto na determinação dos esforços transversos quando se reduz a parcela entre parêntesis de 1/3, ficando então o coeficiente compreendido entre 1.07 e 1.67.

A Regulamentação Portuguesa [26] apenas considera o aspecto da segurança, não abordando directamente problemas de conforto pelo estudo de vibrações, nem procedendo a verificações à fadiga específicas para as pontes ferroviárias. Esta verificação é realizada de acordo com a regulamentação do tipo de estrutura e materiais.

Algumas Normas Internacionais distinguem, no entanto, três tipos de problemas presentes em pontes:

- problemas de verificação de segurança
- problemas de fadiga
- problemas de conforto

Com o intuito de abordar, embora muito superficialmente, estes problemas pelas Normas Internacionais, observe-se o Quadro 2.6.

No Quadro 2.6 sumariza-se, sistematicamente, a forma como diferentes normas abordam estes problemas.

Normas	Segurança	Fadiga	Conforto
RSA (1983)	φ - coeficiente dinâmico $\varphi = 1 + \left(\frac{2.16}{\sqrt{l} - 0.2} - 0.27 \right)$ $1.1 < \varphi < 2.0$	Verificação de acordo com a regulamentação do tipo de estrutura e materiais	Não é abordado este problema
Norma Britânica BS 5400 (1978)	Coeficiente dinâmico e função do comprimento (l) da zona de influência referente ao elemento a analisar $\varphi = f(l)$	Recomendações para verificação da segurança à fadiga para pontes ferroviárias	Não é necessário a avaliação dos efeitos das vibrações
Norma Suíça SIA 160 (1989)	Coeficiente depende do comprimento da linha de influência referente ao elemento da construção a analisar $\varphi = f(l)$	Verificação da segurança à fadiga para pontes ferroviárias	Não é necessário avaliação de vibrações excepto quando a ponte também é passagem de peões
Norma Canadiana OH BDC (1983)	Multiplicação do valor das sobrecargas pelo coeficiente que é dependente da frequência fundamental da ponte (f_0) $\varphi = f(f_0)$	Verificação à fadiga como estado limite de utilização controlando - nível de carga de fadiga - qual a sua frequência de ocorrência	A avaliação das vibrações é feita com base nos valores das pontes rodoviárias. A deformação devida às sobrecargas (agravadas do coeficiente dinâmico) não deve ultrapassar o limite das pontes rodoviárias

Quadro 2.6 - Quadro resumo de algumas normas existentes.

Capítulo 3

ANÁLISE DINÂMICA

3.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo aborda-se a formulação matemática adoptada para a resolução de problemas dinâmicos.

Primeiramente apresenta-se a equação de equilíbrio dinâmico, e posteriormente dois métodos de integração directa como via de resolução da equação de equilíbrio dinâmico. Por último, discute-se sumariamente os problemas de estabilidade e precisão numérica dos métodos.

O programa de cálculo automático, que serviu de base ao presente trabalho, e ao qual se introduziram alterações respeitantes à análise dinâmica, assentava na formulação pelo método dos elementos finitos. Este método permite a conversão de um problema com um número infinito de graus de liberdade num outro com um número finito, de modo a simplificar a solução. O objectivo da análise dinâmica por elementos finitos é o cálculo aproximado das respostas para determinados nós ou pontos da estrutura. O número e o tipo de elementos a utilizar na discretização da estrutura depende da aproximação pretendida, obtendo-se maior precisão com um aumento do número de elementos ou usando elementos de ordem mais elevada. Para o estudo que se pretende realizar neste trabalho, o elemento mais adequado é o elemento de barra tridimensional. Este permite uma análise bidimensional para além de analisar o comportamento estrutural nas três dimensões.

Com efeito, se se pretender um estudo apenas confinado ao plano vertical, bastará impedir os deslocamentos da estrutura segundo a direcção perpendicular ao plano e as rotações segundo os eixos contidos nesse plano vertical.

3.2 - EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

A equação de equilíbrio dinâmico traduz o equilíbrio das forças associadas a cada grau de liberdade. Em cada ponto estão presentes quatro tipos de forças: as forças exteriores $f(t)$, as forças de inércia f_i , as forças de amortecimento f_c , e as forças elásticas, f_e .

O equilíbrio obtém-se com

$$f_i + f_c + f_e = f(t) \quad (3.1)$$

As forças de inércia são dadas por $f_i = M\ddot{u}$, em que $\ddot{u}$ é o vector das acelerações e M a matriz de massa formada pelos coeficientes m_{ij} definidos como a força correspondendo à coordenada i devido a uma aceleração unitária da coordenada j . As forças de amortecimento f_c são dadas por $f_c = C\dot{u}$, em que $\dot{u}$ é o vector das velocidades e C a matriz de amortecimento constituída pelos coeficientes C_{ij} definidos como a força correspondente à coordenada i devido a uma velocidade unitária na coordenada j . As forças elásticas são dadas por $f_e = Ku$ onde u é o vector dos deslocamentos e K a matriz de rigidez. Esta matriz forma-se com os coeficientes k_{ij} que se definem como a força correspondente à coordenada i devido a um deslocamento unitário segundo j .

A equação (3.1) pode reescrever-se com um aspecto mais explícito e conhecido como equação de equilíbrio dinâmico

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f(t) \quad (3.2)$$

A equação (3.2) em forma matricial contém as N equações do movimento correspondentes ao número de graus de liberdade (N) da estrutura.

As características respeitantes à matriz de rigidez, matriz de massa e matriz de amortecimento de um elemento de uma estrutura tridimensional reticulada constam das secções 3.2.1, 3.2.2 e 3.2.3. O elemento de barra tridimensional (Figura 3.1) apresenta continuidade de deslocamentos e rotações; são consideradas as deformações axiais e de flexão mas não a deformação por corte.

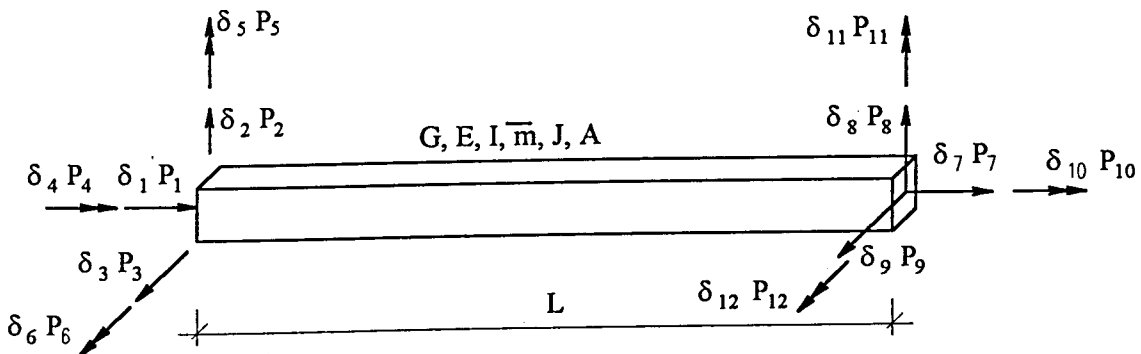


Figura 3.1 - Elemento de barra tridimensional, com as forças e os deslocamentos nas coordenadas nodais.

3.2.1 - Matriz de rigidez

A matriz de rigidez de um elemento de uma estrutura tridimensional reticulada [24] resulta da sobreposição dos efeitos axiais, de torção e de flexão, obtendo-se uma matriz de (12×12) em que a cada nó estão associados 6 graus de liberdade (três deslocamentos e três rotações).

$$K = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & -\frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & -\frac{2EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

Simétrica

em que:

E - módulo de elasticidade da barra

A - área da secção

L - comprimento da barra

I_y - inércia de flexão segundo o eixo y

I_z - inércia de flexão segundo o eixo z

G - módulo de distorção

J - constante de torção

A matriz de rigidez global obtém-se pelo espalhamento das matrizes de rigidez dos elementos.

3.2.2 - Matriz de massa

A matriz de massa consistente de um elemento de uma estrutura tridimensional reticulada [24] resulta da combinação dos efeitos axiais, de torção e de flexão à semelhança da matriz de rigidez. A noção de massa consistente baseia-se na adopção de funções dos deslocamentos dinâmicos iguais às funções dos deslocamentos estáticos.

$$M = \frac{\bar{m}L}{420} \begin{bmatrix} 140 & & & & & & & & & & & \\ 0 & 156 & & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 156 & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{140I_{\bar{m}}}{\bar{m}} & & & & & & & & \\ 0 & 0 & -22L & 0 & 4L^2 & & & & & & & \\ 0 & 22L & 0 & 0 & 0 & 4L^2 & & & & & & \\ 70 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 140 & & & & & \\ 0 & 54 & 0 & 0 & 0 & 13L & 0 & 156 & & & & \\ 0 & 0 & 54 & 0 & -13L & 0 & 0 & 0 & 156 & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{70I_{\bar{m}}}{\bar{m}} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{140I_{\bar{m}}}{\bar{m}} & & \\ 0 & 0 & 13L & 0 & -3L^2 & 0 & 0 & 0 & 22L & 0 & 4L^2 & \\ 0 & -13L & 0 & 0 & 0 & -3L^2 & 0 & -22L & 0 & 0 & 0 & 4L^2 \end{bmatrix} \quad \text{simétrica}$$

em que

$\bar{m}$ - massa distribuída por unidade de comprimento;

L - comprimento da barra;

$I_{\bar{m}}$ - momento polar de inércia.

A matriz de massa global resulta do espalhamento das matrizes de massa dos elementos.

3.2.3 - Matriz de amortecimento

A matriz de amortecimento utilizada é a de Rayleigh - combinação linear da matriz de Massa M e de rigidez K com constantes c_1 e c_2 .

$$C = c_1 M + c_2 K \quad (3.3)$$

Estas constantes podem ser calculadas a partir dos coeficientes de amortecimento de dois quaisquer modos de vibração, através das relações

$$\xi_1 = \frac{1}{2} \left[\frac{c_1}{w_1} + c_2 w_1 \right] \quad (3.4)$$

$$\xi_2 = \frac{1}{2} \left[\frac{c_1}{w_2} + c_2 w_2 \right] \quad (3.5)$$

com:

w_1, w_2 - frequências de vibração;

ξ_1, ξ_2 - coeficientes de amortecimento.

3.3 - SOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

O estudo de problemas da dinâmica de estruturas exige a adopção de métodos de análise que possibilitem o tratamento de equações diferenciais. Os métodos usualmente empregues estão no domínio da integração numérica, donde fazem parte os métodos de integração directa (métodos implícitos e explícitos).

Os dois métodos escolhidos e usados no decorrer do presente trabalho são métodos de integração numérica (implícitos): Método de Newmark e Método de Wilson- θ . Nestes métodos a resposta é obtida em sucessivos intervalos de tempo Δt , geralmente considerados iguais por facilidades computacionais. O processo inicia-se pelo conhecimento dos valores iniciais dos deslocamentos (u_0), velocidades ($\dot{u}_0$) e acelerações ($\ddot{u}_0$). No início de cada intervalo determinam-se os deslocamentos ($u(t + \Delta t)$), velocidades ($\dot{u}(t + \Delta t)$) e acelerações

$(\ddot{u}(t + \Delta t))$ a partir dos valores do instante anterior $(u(t), \dot{u}(t), \ddot{u}(t))$, e posteriormente estabelece-se a condição de equilíbrio dinâmico através do sistema de equações. No intervalo de tempo seguinte o processo repete-se.

3.3.1 - Método de Wilson- θ

O pressuposto de base para o método de Wilson- θ [35] é a consideração duma lei de variação linear para as acelerações no intervalo de tempo $\tau = \theta \Delta t$. O valor de θ terá de ser superior a 1 aconselhando-se um valor de $\theta > 1,37$ para que o método se torne incondicionalmente estável. Usa-se normalmente o valor de $\theta = 1,4$ por arredondamento do valor óptimo de $\theta = 1,420815$ [35].

As acelerações são dadas por:

$$\ddot{u}(t + \tau) = \ddot{u}(t) + \frac{\tau}{\theta \Delta t} [\ddot{u}(t + \tau) - \ddot{u}(t)] \quad (3.6)$$

Integrando ambos os membros da expressão anterior obtém-se

$$\dot{u}(t + \tau) = \dot{u}(t) + \ddot{u}(t) \cdot \tau + \frac{\tau^2}{2\theta \Delta t} [\ddot{u}(t + \theta \Delta t) - \ddot{u}(t)] \quad (3.7)$$

e integrando novamente

$$u(t + \tau) = u(t) + \dot{u}(t) \tau + \frac{1}{2} \ddot{u}(t) \cdot \tau^2 + \frac{1}{6\theta \Delta t} \tau^3 [\ddot{u}(t + \theta \Delta t) - \ddot{u}(t)] \quad (3.8)$$

Considerando $\tau = \theta \Delta t$, ou seja, no fim do intervalo de tempo para as duas últimas expressões

$$\dot{u}(t + \theta \Delta t) = \dot{u}(t) + \frac{\theta \Delta t}{2} [\ddot{u}(t + \theta \Delta t) + \ddot{u}(t)] \quad (3.9)$$

$$u(t + \theta \Delta t) = u(t) + \theta \Delta t \dot{u}(t) + \frac{\theta^2 \Delta t^2}{6} [\ddot{u}(t + \theta \Delta t) + 2\ddot{u}(t)] \quad (3.10)$$

Para ser possível estabelecer a condição de equilíbrio dinâmico no instante $t + \theta\Delta t$ é necessário conhecer os valores de acelerações, velocidades e deslocamentos no instante $t + \theta\Delta t$, assim como as forças aplicadas na estrutura nesse mesmo instante.

O valor de $\ddot{u}(t + \theta\Delta t)$ e $\dot{u}(t + \theta\Delta t)$ a partir de $u(t + \theta\Delta t)$ retira-se das duas últimas expressões:

$$\ddot{u}(t + \theta\Delta t) = \frac{6}{\theta^2 \Delta t^2} [u(t + \theta\Delta t) - u(t)] - \frac{6}{\theta \Delta t} \dot{u}(t) - 2\ddot{u}(t) \quad (3.11)$$

$$\dot{u}(t + \theta\Delta t) = \frac{3}{\theta \Delta t} [u(t + \theta\Delta t) - u(t)] - 2\dot{u}(t) - \frac{\theta \Delta t}{2} \ddot{u}(t) \quad (3.12)$$

Para obtenção do valor das forças aplicadas $f(t + \theta\Delta t)$, à semelhança do pressuposto para as acelerações, considera-se igualmente uma lei de variação linear

$$f(t + \theta\Delta t) = f(t) + \theta[f(t + \Delta t) - f(t)] \quad (3.13)$$

O equilíbrio dinâmico no instante $t + \theta\Delta t$ é assim traduzido por

$$M\ddot{u}(t + \theta\Delta t) + C\dot{u}(t + \theta\Delta t) + Ku(t + \theta\Delta t) = f(t + \theta\Delta t) \quad (3.14)$$

Substituindo (3.11) e (3.12) em (3.14) retira-se

$$\bar{K}_{ef} u(t + \theta\Delta t) = \bar{f}(t + \theta\Delta t) \quad (3.15)$$

em que

$$\bar{K}_{ef} = K + A_0 M + A_1 C \quad (3.16)$$

com

$$A_0 = \frac{6}{\theta^2 \Delta t^2} \quad \text{e} \quad A_1 = \frac{3}{\theta \Delta t}$$

e

$$\bar{f}(t + \theta\Delta t) = f(t + \theta\Delta t) + (A_0 u_{(t)} + A_2 \dot{u}_{(t)} + A_3 \ddot{u}_{(t)})M + (A_1 u_{(t)} + A_4 \dot{u}_{(t)} + A_5 \ddot{u}_{(t)})C \quad (3.17)$$

com

$$A_2 = \frac{6}{\theta \Delta t}, \quad A_3 = 2, \quad A_4 = \frac{3}{\theta \Delta t}, \quad A_5 = \frac{\theta \Delta t}{2}$$

3.3.2 - Método de Newmark

O método de Newmark [35] adota igualmente a hipótese de uma lei de variação linear das acelerações, sendo muito análogo ao método de Wilson- θ .

Newmark apresentou expressões que aproximam os valores de velocidade e deslocamento no instante $t+\Delta t$

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + [(1 - \delta)\ddot{u}(t) + \delta\ddot{u}(t + \Delta t)] \cdot \Delta t \quad (3.18)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \dot{u}(t)\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}(t) + \alpha \ddot{u}(t + \Delta t) \right] \cdot \Delta t^2 \quad (3.19)$$

O parâmetro δ produz um efeito de amortecimento numérico dentro do intervalo de tempo Δt . Se $\delta < 1/2$ o efeito é de amortecimento negativo artificial, se $\delta > 1/2$ o efeito é positivo. Para evitar estes dois casos δ deve ser igual a $1/2$. Quanto ao parâmetro α , este controla a variação da aceleração dentro do intervalo e está relacionado com δ por $\alpha = 0,25(\delta + 0,5)^2$.

Newmark propôs então os valores de

$$\delta \geq 0,5 \quad (3.20)$$

$$\alpha \geq 0,25 (\delta + 0,5)^2 \quad (3.21)$$

Em analogia com o método de Wilson- θ , estabelece-se o equilíbrio dinâmico para o instante $t+\Delta t$. Os valores de $\ddot{u}(t + \Delta t)$, $\dot{u}(t + \Delta t)$ e $u(t + \Delta t)$ obtêm-se da seguinte maneira: resolve-se (3.19) em ordem a $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e substitui-se a expressão obtida em (3.18), podendo assim retirar-se os valores de $\ddot{u}(t + \Delta t)$ e $\dot{u}(t + \Delta t)$ dependentes de $u(t + \Delta t)$.

Resolve-se o sistema de equações com

$$\bar{K}_{ef} \cdot u(t + \Delta t) = \bar{f}(t + \Delta t) \quad (3.22)$$

em que

$$\bar{K}_{ef} = K + A_0 M + A_1 C \quad (3.23)$$

$$\bar{f}(t + \Delta t) = f(t + \Delta t) + (A_0 u_{(t)} + A_2 \dot{u}_{(t)} + A_3 \ddot{u}_{(t)})M + (A_1 u_{(t)} + A_4 \dot{u}_{(t)} + A_5 \ddot{u}_{(t)})C \quad (3.24)$$

com

$$A_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \quad A_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \quad A_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t}$$

$$A_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1 \quad A_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1 \quad A_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right)$$

3.4 - ESTABILIDADE E PRECISÃO NUMÉRICA DOS MÉTODOS

O estudo da estabilidade e precisão numérica dos métodos de integração directa surge em consequência da necessidade de adopção de intervalos de tempo relativamente elevados, de modo a obter-se uma economia considerável no cálculo, sem desprezar a exactidão dos resultados.

Para proceder a este estudo recorre-se a um sistema de 1 grau de liberdade e a uma formulação do tipo [6]

$$U(t + \Delta t) = A U_t + L P(t + \Delta t) \quad (3.25)$$

$U(t)$ representa um vector coluna com os valores dos deslocamentos $u(t)$, velocidades $\dot{u}(t)$ e acelerações $\ddot{u}(t)$ no instante t , e $U(t + \Delta t)$ tem a mesma definição mas para o instante $t + \Delta t$.

A matriz A é uma matriz de (3×3) denominada matriz de amplificação. L é um vector coluna que se denomina de operador de carga e é multiplicado pelas cargas $P(t + \Delta t)$ no instante $t + \Delta t$.

Para o estudo da estabilidade procede-se a uma decomposição espectral da matriz A

$$A = \phi \lambda \phi^{-1} \quad (3.26)$$

λ é a matriz espectral contendo na diagonal os valores próprios $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ da matriz A sendo ϕ a matriz modal com valores próprios ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 .

Define-se raio espectral $\rho(A)$ da matriz A como

$$\rho(A) = \max |\lambda_i| \quad (\text{com } i = 1, 2, 3) \quad (3.27)$$

A partir do raio espectral pode-se obter os limites de estabilidade dos métodos apresentados. É condição necessária que $\rho(A) \leq 1$ para que a solução numérica seja convergente, pois só assim a matriz A é estável. Esta condição é conhecida como critério de estabilidade.

Para se obter estabilidade dos métodos de Newmark e Wilson- θ , os parâmetros envolvidos nestes métodos deverão ter determinados valores. No método de Newmark os valores aconselháveis para os parâmetros são os indicados em (3.20) e (3.21). O valor de θ no método de Wilson- θ deverá ser superior a 1.37. Estes métodos, com as limitações dos parâmetros, tornam-se incondicionalmente estáveis.

Aconselha-se a adopção de intervalos de tempo 5 a 10 vezes o menor período de vibração da estrutura (T_n), adoptando-se geralmente o valor $\Delta t = \frac{T_n}{10}$.

A precisão da integração numérica relaciona-se com a estabilidade e traduz-se numa alteração do período ou da amplificação. Estes erros podem ser minimizados considerando intervalos de tempo suficientemente pequenos, de modo a ser possível desprezá-los.

Capítulo 4

CONSIDERAÇÃO DE CARGAS ROLANTES

4.1 - INTRODUÇÃO

No estudo das pontes ferroviárias, os comboios têm sido simulados por vários autores como uma sucessão de forças constantes e massas constantes.

Como referem Schneider, Elf e Kölle em [28] e Inbanathan e Wieland na referência [16], pode admitir-se duas situações. Na primeira, supõe-se a massa do comboio muito inferior à massa total da ponte, e o comboio a velocidade não muito elevada. Neste caso, apresentado na secção 4.2, torna-se suficiente conceber o comboio como um conjunto de cargas rolantes em que a massa do comboio não intervém no estudo e, assim, não há alteração da massa global da estrutura. No entanto, se a massa do comboio relativamente à massa da ponte apresenta a mesma ordem de grandeza, e o comboio se desloca com velocidade apreciável está-se perante a segunda situação, exposta na secção 4.3.

A realidade assemelha-se à segunda situação. Mesmo quando a velocidade não é elevada e a massa do comboio não é significativa, o mais correcto será, sempre que se disponha de meios, considerar o efeito das massas rolantes.

Neste tipo de procedimentos apenas se obtêm as deformadas da ponte. O comportamento das carruagens do comboio e a consideração da interacção existente na roda-carril, pode ser estudado através de um processo aproximado que consiste em obter a resposta da ponte, e determinar depois a resposta da estrutura comboio para as deformações da ponte calculadas, e para as forças de interacção determinadas separadamente. Outro processo poderá ser a análise do sistema ponte-comboio conjuntamente fazendo intervir a interacção entre as duas estruturas; de que é exemplo a abordagem exposta no quinto capítulo.

4.2 - MASSA GLOBAL DA ESTRUTURA SEM ALTERAÇÃO

Na formulação do problema da passagem das cargas rolantes ao longo de uma viga admitiram-se as seguintes hipóteses:

- velocidade constante das cargas rolantes;

- comboio como conjunto de cargas rolantes;
- possibilidade de mais do que um comboio;
- percurso horizontal mas não obrigatoriamente rectilíneo;
- cargas rolantes verticais, perpendiculares em relação à via;
- cargas rolantes supostas concentradas e podendo ser consideradas de três tipos:
 - constantes $F_R(t) = f_0$
 - com variação sinusoidal $F_R(t) = f_0 + f_1 \sin wt$
 - variáveis (obtidas por leitura de ficheiro).

Como foi já citado no capítulo anterior, a discretização da estrutura é feita através do método dos elementos finitos. Com o propósito de simplificar a apresentação da formulação, considere-se uma viga simplesmente apoiada constituída por m elementos finitos e n nós, submetida à acção de uma única carga rolante $F_R(t)$ (Figura 4.1).

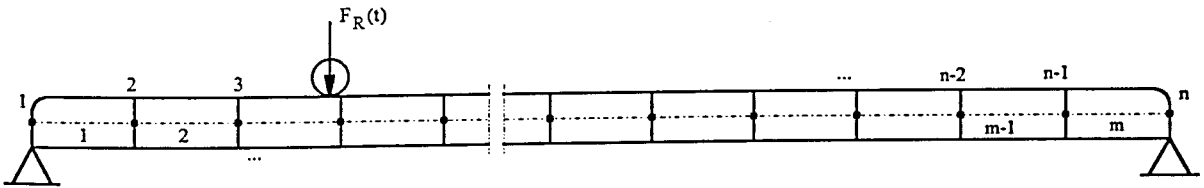


Figura 4.1 - Viga simplesmente apoiada sujeita à passagem de uma carga rolante $F_R(t)$.

As cargas rolantes devem ser convertidas em forças nodais através da discretização da estrutura. Num dado instante, se a carga rolante se situa num determinado elemento j , a contribuição dessa força para as forças nodais nos nós $i-1$ e i é calculada supondo funções de aproximação Hermitianas para o elemento (Figura 4.2).

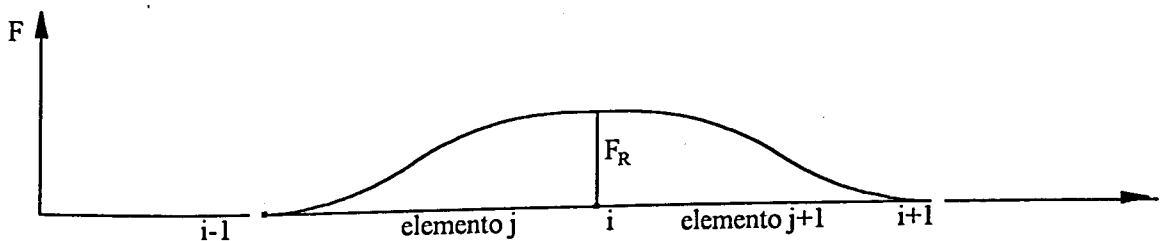


Figura 4.2 - Variação da força nodal no nó i devida à passagem da força rolante F_R .

A força nodal no nó i atingirá o seu máximo quando a carga rolante $F_R(t)$ se encontrar sob esse nó, e será nula quando se encontrar sob os nós adjacentes.

A carga $F_R(t)$ num instante, distanciada de a em relação à extremidade esquerda e de b em relação à extremidade direita, decompõe-se numa força F_1 e num momento F_3 no nó $i-1$ e em F_2 e F_4 para o nó i .

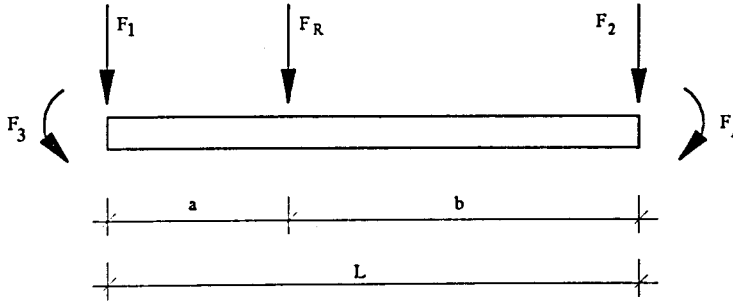


Figura 4.3 - Contribuição da força rolante F_R para as forças nodais.

$$F_1 = F_R(t) \frac{b^2(L-2a)}{L^3} \quad (4.1)$$

$$F_2 = F_R(t) \frac{a^2(L-2b)}{L^3} \quad (4.2)$$

$$F_3 = F_R(t) \frac{ab^2}{L^2} \quad (4.3)$$

$$F_4 = F_R(t) \frac{a^2b}{L^2} \quad (4.4)$$

Estas forças nodais são adicionadas ao vector solicitação existente na estrutura nesse instante, prosseguindo-se com a resolução do sistema de equações e cálculo de resultados para o instante considerado.

No caso de várias cargas rolantes o processo é idêntico, calculando-se, em cada instante, as várias posições das cargas, as contribuições para as forças nodais e acrescentando ao vector solicitação a influência das cargas rolantes.

4.3 - COM ALTERAÇÃO DA MASSA GLOBAL DA ESTRUTURA

O cálculo da resposta estrutural com alteração da sua massa global pressupõe as mesmas considerações da secção 4.2.

Importa salientar que de acordo com o método de elementos finitos, admite-se que a massa se encontra concentrada nos nós dos elementos em que se discretizou a estrutura. A matriz de massa global é obtida pelas contribuições de todos os elementos para os nós da estrutura segundo cada grau de liberdade.

A introdução da massa das cargas rolantes consiste na distribuição pelos nós de um acréscimo de massa do elemento pelo facto da carga se encontrar sob esse mesmo elemento.

O efeito das massas rolantes pode ser avaliado evocando a segunda lei de Newton: a força F resultante que actua sobre um corpo num certo instante é especificada em módulo e em direcção pela derivada em relação ao tempo do momento linear p do corpo

$$F = \frac{dp}{dt} \quad (4.5)$$

O momento linear (p) de um corpo é igual à sua massa m multiplicada pela sua velocidade $\dot{u}$,

$$p = m\dot{u} \quad (4.6)$$

A equação (4.5) pode então reescrever-se sob a forma

$$F = \frac{d(m\dot{u})}{dt} \quad (4.7)$$

Aplicando a regra de diferenciação de um produto de duas variáveis obtém-se

$$F = \frac{dm}{dt}\dot{u} + m\frac{d\dot{u}}{dt} \quad (4.8)$$

A primeira parcela é o produto da velocidade $\dot{u}$ pela variação da massa em ordem ao tempo dm/dt . A segunda parcela multiplica a massa m pela aceleração $\ddot{u} = d\dot{u}/dt$.

O caso de massa constante é usualmente encontrado em Mecânica Newtoniana. A grande maioria dos sistemas mecânicos que ocorrem em estudos práticos envolvem corpos com massa constante, e daí que a equação (4.8) se transforme em

$$F = m \frac{d\ddot{u}}{dt} = m \ddot{u} \quad (4.9)$$

A ponte e o comboio formam um sistema com massa variável no tempo sendo aconselhável o recurso à equação (4.8).

Recorrendo ao exemplo da viga simplesmente apoiada sujeita à passagem de uma única carga rolante, anteriormente apresentada (secção 4.2), pretende-se agora determinar a massa e a variação da massa no tempo, da carga rolante, quando num dado instante esta se encontra sobre um determinado elemento da estrutura de nós $i-1$ e i .

As massas m_{i-1} e m_i são determinadas pela divisão das forças nodais F_1 dada pela equação (4.1) e F_2 dada por (4.2), pelo factor da gravidade g , obtendo-se as expressões

$$m_{i-1} = \frac{F_1}{g} = F_R(t) \frac{b^2}{gL^3} (L + 2a) \quad (4.10)$$

$$m_i = \frac{F_2}{g} = F_R(t) \frac{a^2}{gL^3} (L + 2b) \quad (4.11)$$

As derivadas das massas $\frac{dm_{i-1}}{dt}$ e $\frac{dm_i}{dt}$ obtêm-se através de

$$\frac{dm}{dt} = \frac{1}{g} \frac{dF}{dt} \quad (4.12)$$

em que $\frac{dF}{dt}$ se calcula aplicando derivadas parciais

$$\frac{dF}{dt} = \frac{dF}{dx} \frac{dx}{dt} \quad (4.13)$$

Derivando (4.1) e (4.2) em ordem a x (posição da carga rolante em função do instante considerado) resulta

$$\frac{dF_1}{dx} = \frac{6F_R(t)}{L^3} x(x-L) \quad (4.14)$$

$$\frac{dF_2}{dx} = \frac{6F_R(t)}{L^3} x(L-x) \quad (4.15)$$

Como $x(t) = V.t$ em que V é a velocidade constante

$$\frac{dx}{dt} = V \quad (4.16)$$

Obtém-se, finalmente, supondo $x = a$ para o instante considerado

$$\frac{dm_{i-1}}{dt} = F_R(t) \frac{6aV}{gL^3} (a-L) \quad (4.17)$$

$$\frac{dm_i}{dt} = F_R(t) \frac{6aV}{gL^3} (L-a) \quad (4.18)$$

em que

V - velocidade a que a carga rolante se desloca considerada constante;

g - factor de gravidade;

L - comprimento da barra;

a - distância do ponto de aplicação da carga rolante à extremidade esquerda da barra;

b - distância do ponto de aplicação da carga rolante à extremidade direita da barra.

A contabilização das massas rolantes conduz a uma reformulação da equação dinâmica do movimento. Para além das existentes forças até agora consideradas, há que atender à equação (4.8).

Reescrevendo esta mas em que $M_r = m$ e $\dot{M}_R = \frac{dm}{dt}$ vem na forma matricial

$$F_R = M_R \ddot{u} + \dot{M}_R \dot{u} \quad (4.19)$$

A equação de equilíbrio dinâmico reúne novas componentes: matriz de forças de inércia correspondentes às cargas rolantes $F_{R_i} = M_R \ddot{u}$ e matriz de forças de amortecimento $F_{R_c} = \dot{M}_R \dot{u}$.

$$(M + M_R)\ddot{u} + (C + \dot{M}_R)\dot{u} + K u = f(t) \quad (4.20)$$

Com efeito, a variação das massas rolantes produz um amortecimento adicional à estrutura, facto este que advém da conjugação das equações (4.8) e da equação de equilíbrio dinâmico.

A matriz de massa final deve ser recalculada para cada instante assim como a matriz de amortecimento. A matriz de rigidez efectiva exigida nos Métodos de Newmark e Wilson- θ é novamente determinada em cada momento

$$\bar{K}_{ef} = A_0(M + M_R) + A_1(C + \dot{M}_R) \quad (4.21)$$

assim como o vector de força efectiva que terá as alterações originadas pelas modificações de M e C .

$$\bar{f}(t + \Delta t) = f(t + \Delta t) + (M + M_R)(A_0 u_t + A_2 \dot{u}_t + A_3 \ddot{u}_t) + (C + \dot{M}_R)(A_1 u_t + A_4 \dot{u}_t + A_5 \ddot{u}_t) \quad (4.22)$$

Como se supõe as massas rolantes como concentradas (desprezando as inércias de rotação), as matrizes M_R e $\dot{M}_R$ são diagonais. Em termos de computação estas matrizes podem transformar-se em vectores coluna. Na prática, basta adicionar nos elementos da diagonal das matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez efectiva os respectivos contributos de M_R e $\dot{M}_R$.

Convém salientar que a metodologia sugerida considerou uma única carga rolante. Na realidade a ponte não suportará apenas uma carga mas uma sucessão de cargas múltiplas. A formulação mantém-se alterando, no entanto, o número de elementos solicitados em cada intervalo de tempo e consequentemente os valores das matrizes M_R e $\dot{M}_R$.

A inclusão destes efeitos implica, naturalmente, alterações na resposta dinâmica. Em primeiro lugar, pode verificar-se um aumento de massa da estrutura e em consequência deste facto um aumento do seu período fundamental. Em segundo lugar, aumenta o amortecimento da estrutura, o que leva a uma atenuação da resposta.

Os exemplos que se seguem, pretendem evidenciar estes efeitos quando se consideram cargas rolantes. Com a finalidade de inferir conclusões sobre a importância da variação da

massa rolante no tempo, procede-se a cálculos para uma mesma estrutura em que se considera a equação (4.8) completa ou apenas a parcela $F = m \ddot{u}$.

4.4 - IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO

O modelo que tem vindo a ser apresentado foi implementado num programa que permitia o cálculo estático de estruturas tridimensionais em regime estático e linear, constituídas por materiais homogéneos e isotrópicos. As alterações introduzidas no programa possibilitaram manter o cálculo estático, colocando à escolha do utilizador o estudo de estruturas através de análises estáticas ou dinâmicas.

Tendo como base a formulação descrita no terceiro capítulo referente à análise dinâmica e no presente capítulo referente à consideração das cargas rolantes, apresenta-se nesta secção o algoritmo correspondente a uma primeira fase de implementação, e no fim do quinto capítulo a fase relativa à metodologia que aborda a interacção veículo-ponte.

O programa de cálculo é composto por três módulos:

- pré-processamento;
- processamento;
- pós-processamento.

No pré-processamento faz-se a leitura de dados de dois ficheiros:

- um ficheiro que contém dados estáticos;
- um ficheiro de dados dinâmicos.

Os dados estáticos englobam as características gerais da estrutura, propriedades geométricas e mecânicas de cada barra, condições de apoio e solicitações aplicadas.

O ficheiro de dados dinâmicos faz a leitura das seguintes variáveis:

- tipo de método: método de Newmark ou Wilson- θ ;

- tipo de solicitações:
 - subitamente aplicada;
 - sinusoidal;
 - acelerograma.
- existência ou não de cargas rolantes;
- parâmetros α , δ e θ dos métodos de integração directa;
- intervalo de tempo Δt e número de passos da integração;
- parâmetros de Rayleigh do amortecimento, de cada material;
- número de pontos com deslocamentos, velocidades e acelerações iniciais e respectivos valores;
- número de conjunto de cargas rolantes;
- para cada conjunto de cargas:
 - número de cargas e seus valores;
 - velocidade a que se deslocam;
 - coordenadas da posição inicial de cada carga;
 - elementos (barras) que constituem o percurso do conjunto das cargas rolantes;

Nesta fase é feita a validação dos dados e estes são escritos em ficheiros binários para posteriormente serem lidos no processamento.

A organização da fase de processamento apresenta-se esquematicamente na Figura 4.4.

O processamento inicia-se pela leitura dos dados. Após o cálculo das matrizes de massa (M_e) e de rigidez (K_e) dos elementos faz-se o agrupamento das várias matrizes com vista à determinação das matrizes globais de massa (M), amortecimento (C) e rigidez efectiva ($\bar{K}_{ef}$). Antes do ciclo aos intervalos de tempo determina-se ainda o vector das forças nodais.

Para cada intervalo de tempo calcula-se a contribuição das cargas rolantes para o vector solicitação e das massas dessas cargas para a matriz de rigidez efectiva, seguindo um esquema que se resume na Figura 4.5. Determina-se o vector das forças efectivas que constituirá o 2º membro do sistema de equações

$$f_{ef} = f + M(A_0 u_t + A_2 \dot{u}_t + A_3 \ddot{u}_t) + C(A_1 u_t + A_4 \dot{u}_t + A_5 \ddot{u}_t)$$

O sistema de equações só considera os graus de liberdade livres, e após a resolução do sistema de equações obtêm-se os deslocamentos e acelerações sob as cargas rolantes por interpolação dos deslocamentos e acelerações obtidos para os nós das barras onde as cargas estão posicionadas nesse instante. Procede-se então à determinação dos deslocamentos $u(t + \Delta t)$, velocidades $\dot{u}(t + \Delta t)$ e acelerações $\ddot{u}(t + \Delta t)$ para o instante seguinte.

As reacções, os deslocamentos e as acelerações de todos os pontos são calculados e escritos em ficheiro para tratamento em pós-processamento.

Desta fase resultam ainda dois ficheiros, um com os deslocamentos e outro com as acelerações sob as cargas rolantes ao longo do tempo, permitindo a visualização em gráficos.

O pós-processamento faz o tratamento dos resultados obtidos quanto a reacções, deslocamentos e acelerações. Várias opções são dispostas num menu principal permitindo uma escolha independente de qualquer opção:

- 1 - ficheiro com os dados;
- 2 - ficheiro com os resultados para todos os intervalos de tempo ou só para um determinado intervalo;
- 3 - ficheiro com estrutura não deformada;
- 4 - ficheiro com estrutura deformada para um determinado intervalo à escolha;
- 5 - ficheiro que permite obter diagramas de esforços tridimensionais;
- 6 - ficheiro com deslocamentos de um ponto segundo uma direcção para obtenção de gráfico;
- 7 - ficheiro com acelerações de um ponto segundo uma direcção para obtenção de gráfico;
- 8 - ficheiro com esforços num ponto segundo uma direcção para obtenção de gráfico.

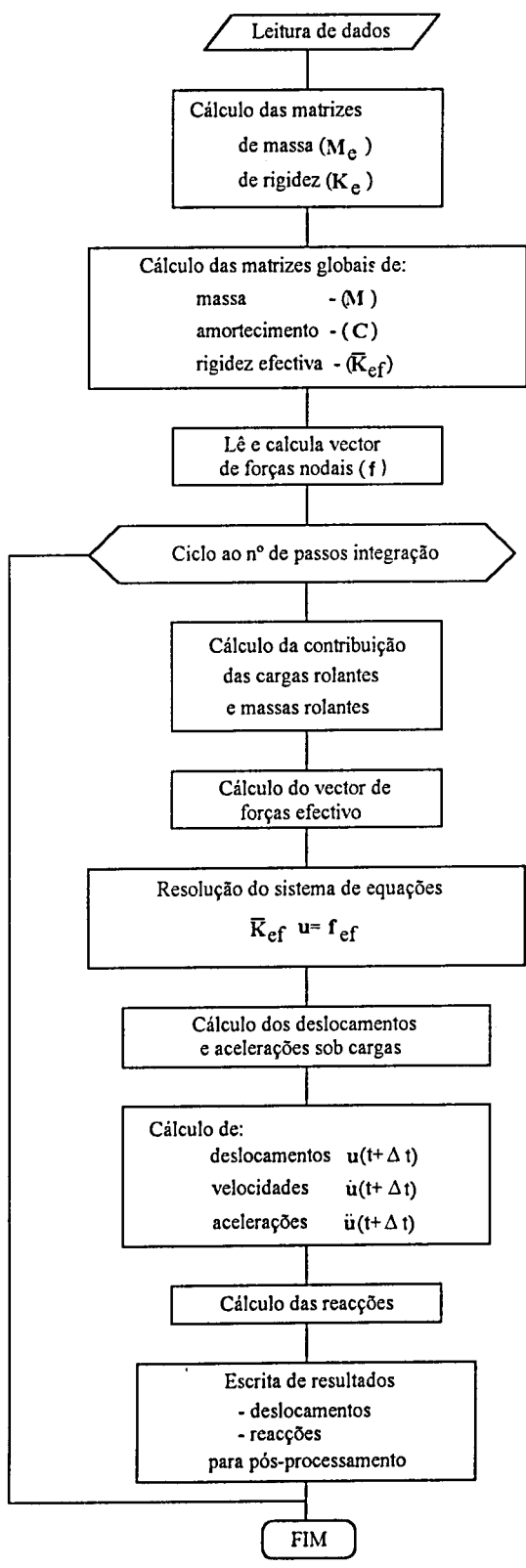


Figura 4.4 - Estrutura global do programa para a primeira fase de implementação.

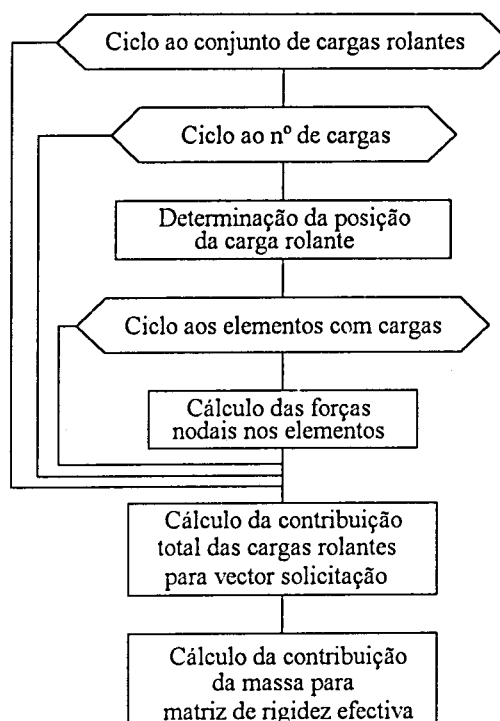


Figura 4.5 - Estrutura da parte do programa correspondente à introdução das cargas rolantes.

4.5 - EXEMPLOS

Com o intuito de aferir o programa de cálculo desenvolvido, resolveram-se dois exemplos, ambos vigas simplesmente apoiadas sujeitas à passagem de cargas rolantes.

Utilizaram-se estas estruturas como testes na medida em que já tinham sido anteriormente analisadas e, portanto, permitirem uma comparação de resultados, para além de se tratar de estruturas simples adequadas a este tipo de aferições.

O primeiro exemplo é retirado de um trabalho de dissertação de mestrado de João Pedro Cruz Pinho [25]. A estrutura estudada é uma viga simplesmente apoiada, submetida à acção de uma carga de intensidade fixa deslocando-se a velocidade constante ao longo da viga (figura 4.6).

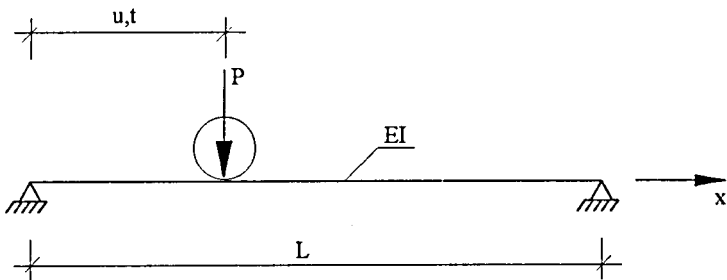


Figura 4.6 - Carga rolante sobre viga simplesmente apoiada, com velocidade constante u .

A viga tem as seguintes características:

- Módulo de elasticidade= $0,334 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$
- Inércia = 6.0m^4
- Massa/m = 18000kg/m
- Vão = 50 m

A força $P = 250 \text{ kN}$ atravessa a viga a uma velocidade constante de 10.0 m/s .

No trabalho referido, os cálculos realizaram-se sem a consideração da variação da massa no tempo e os resultados obtidos constam do Quadro 4.1.

	Deslocamento máximo a meio vão (m)	Amplificação dinâmica (%)
Análise Estática	0,00325	--
Solução Exacta	0,00336	3,4
Método de Newmark	0,00341	4,9
Método de Wilson	0,00240	4,6

Quadro 4.1 - Valores dos deslocamentos máximos a meio vão e respectivas amplificações dinâmicas, referentes ao trabalho de João Pedro Pinho.

No presente trabalho efectuaram-se cálculos com a utilização do Método de Newmark para duas situações. Numa das situações não se considerou a variação $\frac{dm}{dt}$, enquanto que na outra situação este efeito foi tido em conta. Os resultados apresentam-se no Quadro 4.2.

	Deslocamento máximo a meio vão (m)	Amplificação dinâmica (%)
Análise Estática	0,00325	--
Método de Newmark s/ dm/dt	0,00338	4,0
Método de Newmark c/ dm/dt	0,00337	3,7

Quadro 4.2 - Valores dos deslocamentos máximos a meio vão e respectivas amplificações dinâmicas.

Os resultados obtidos (e que constam do Quadro 4.2) apontam para uma melhor aproximação da solução exacta. No caso da inclusão do efeito $\frac{dm}{dt}$ a amplificação dinâmica tem apenas um erro de cerca de 8%. É possível ainda constatar que as duas situações não diferem significativamente, registando-se um melhor valor máximo para a situação com $\frac{dm}{dt}$.

Na Figura 4.7 apresenta-se a evolução dos deslocamentos verticais do ponto a meio vão.

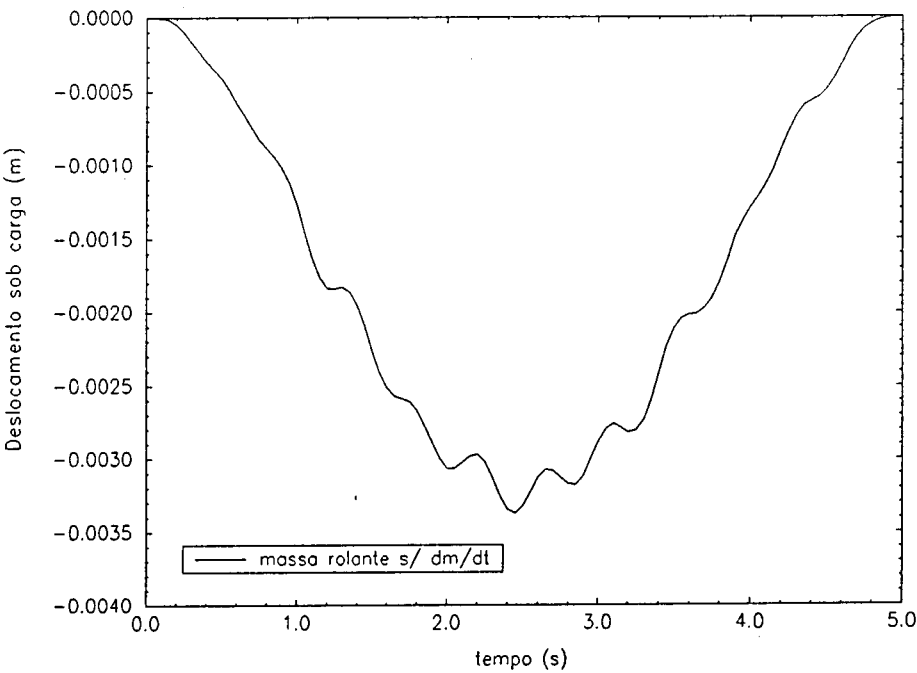


Figura 4.7 - Deslocamentos verticais a meio vão, calculados pelo Método de Newmark, s/ dm/dt .

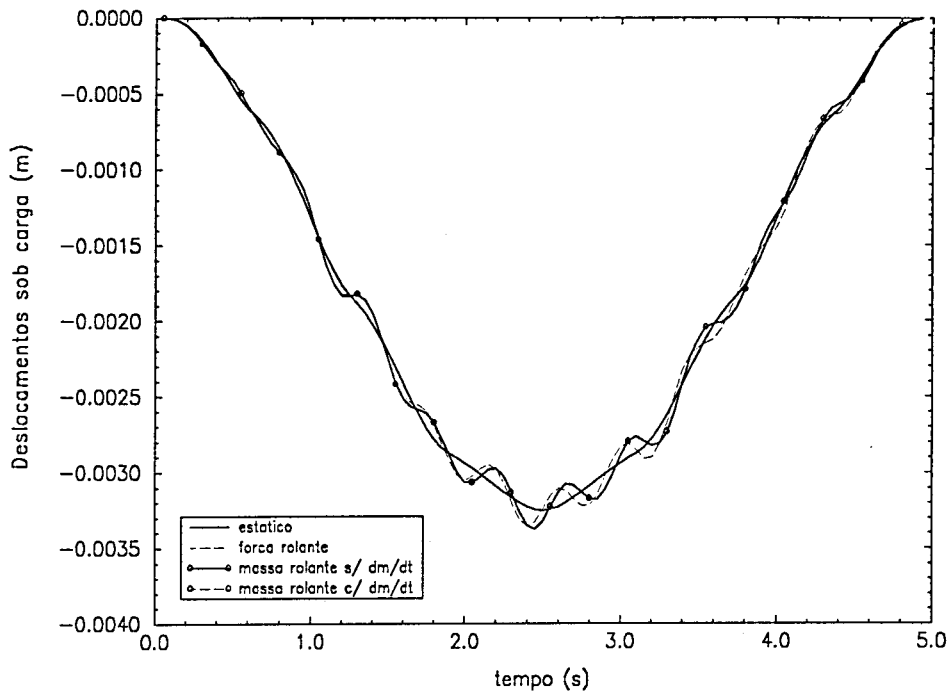


Figura 4.8 - Deslocamentos verticais a meio vão.

A Figura 4.8 ilustra quatro tipos de cálculos que foram efectuados com o propósito de analisar conseqüentes diferenças nos resultados. Observa-se, contudo, que essas diferenças não são muito significativas. Na comparação entre considerar uma força rolante (em correspondência com a secção 4.2), ou considerar uma massa rolante (secção 4.3) realça um aumento do período da estrutura, mas quanto a deslocamentos máximos as diferenças são pequenas. No que diz respeito às abordagens $s/ dm/dt$ e $c/ dm/dt$ verifica-se quase coincidência nos resultados.

O segundo teste vem referido em [28]. Neste trabalho cita-se uma experiência realizada por Schallenkamp em 1937 e que serviu de base de comparação para o estudo.

Schallenkamp formulou equações diferenciais de movimento de uma e várias massas deslocando-se ao longo de uma viga a velocidade constante. Construiu uma solução analítica e comparou-a com resultados experimentais. Nas suas experiências as massas e as forças não estavam relacionadas através do factor gravidade.

O modelo utilizado por Schneider, Elf e Kölle contém os dados:

- massas M_1 e M_2 com $M_1 = M_2 = 0,03$ kg
- forças F_1 e F_2 com $F_1 = F_2 = 0,147$ N
- número de elementos = 20

- intervalo de tempo = 0,00215 s
- distância entre massas e respectivas forças = 500 mm
- comprimento da viga, $L = 1000$ mm
- altura da viga, $h = 1$ mm
- largura da viga, $d = 20$ mm
- massa específica, $\rho = 7,85 \times 10^{-6}$ kg/mm³
- Módulo de Young = 204833 N/mm²
- velocidade = 2320 m/s

Convém mencionar que não se aplica qualquer tipo de amortecimento numérico ou estrutural e que se emprega o Método de Newmark na resolução de todos os cálculos, à semelhança do que foi efectuado nos referidos estudos.

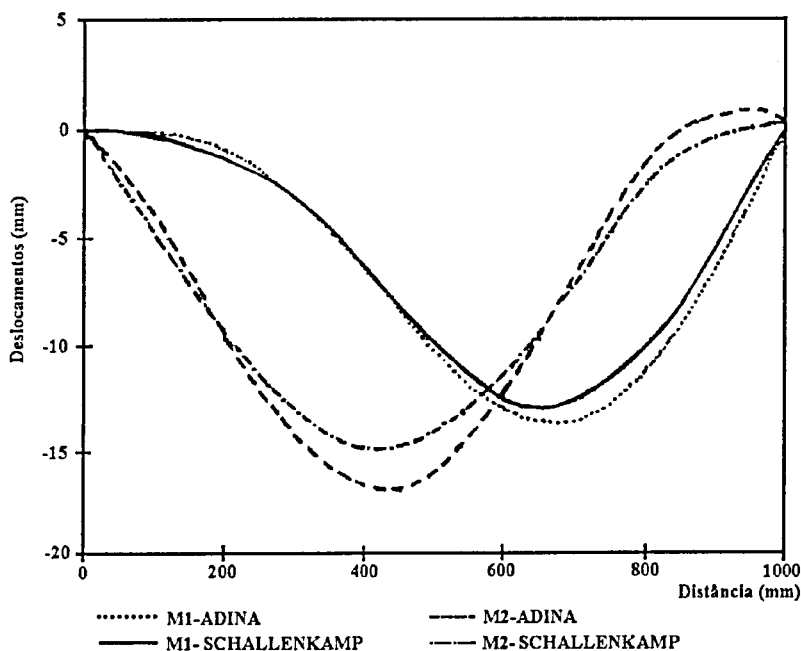


Figura 4.9 - Movimento de duas massas a atravessar a viga. Comparação dos resultados obtidos por ADINA com os de Schallenkamp.

Em conformidade com a referência [28], iniciou-se o estudo com a comparação da experiência de Schallenkamp que testou a passagem das duas massas M_1 e M_2 , e que a Figura 4.9 ilustra quanto aos deslocamentos verticais do ponto a meio vão.

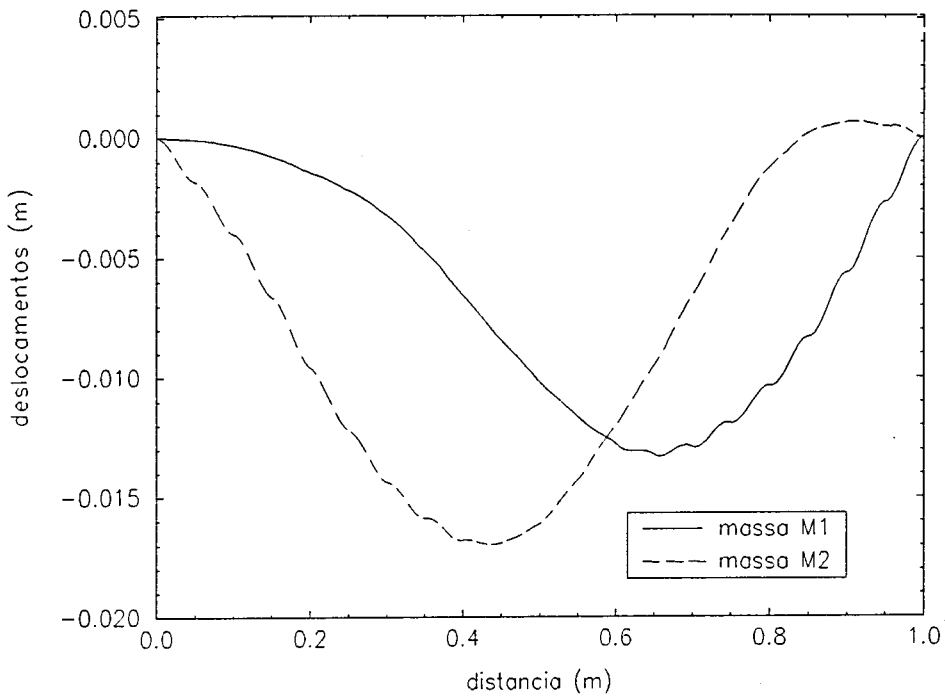


Figura 4.10 - Movimento das duas massas a atravessar a viga. Resultados obtidos com a metodologia desenvolvida.

Verifica-se concordância nos valores obtidos (Figura 4.10) com os anteriores (Figura 4.9), determinados através do programa ADINA que se insere na metodologia apresentada. Para a massa M_1 e força F_1 existe coerência nos resultados com os da experiência de Schallenkamp. Quanto à massa M_2 e força F_2 os deslocamentos da viga são cerca de 12% superiores aos de Schallenkamp, no entanto há conformidade nas posições em que os deslocamentos atingem os máximos.

Com o propósito de sintetizar várias abordagens da equação de equilíbrio dinâmico observem-se as Figuras 4.11 e 4.12. Nestes casos apenas existe uma massa de 0,135 kg que se desloca a uma velocidade de 2320 mm/s, e a força correspondente à massa tem o valor de 0,147 N.

Os tipos considerados pretendem evidenciar 4 fases desde a análise estática à análise dinâmica completa.

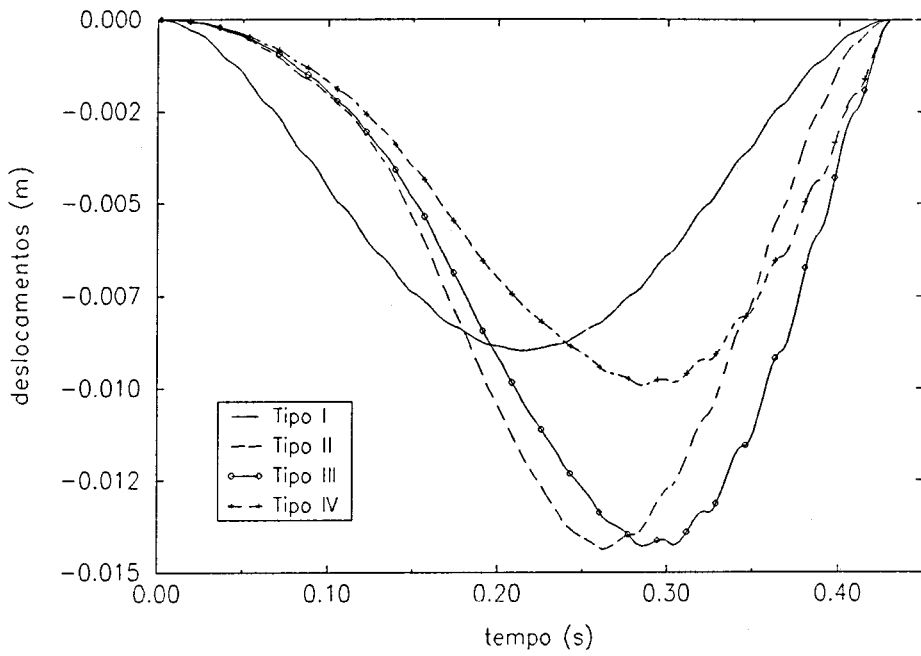


Figura 4.11 - Deslocamentos verticais sob a carga rolante.

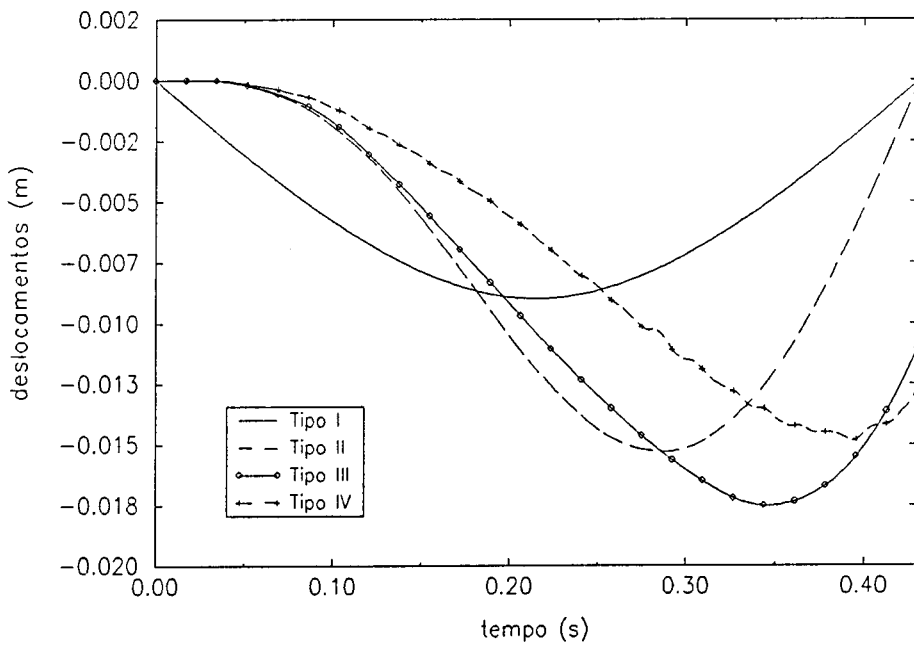


Figura 4.12 - Deslocamentos verticais a meio vão.

Tipo I	$Ku = f(t)$
Tipo II	$M\ddot{u} + Ku = f(t)$
Tipo III	$(M + Mr)\ddot{u} + Ku = f(t)$
Tipo IV	$(M + M_r)\ddot{u} + \dot{M}_R\dot{u} + Ku = f(t)$

O tipo I corresponde à solução estática da viga. O tipo II encara a análise dinâmica sem atender à massa rolante, sendo equivalente à formulação exposta na secção 4.2. No tipo III a metodologia empregue corresponde à secção 4.3, contudo, não se atende à variação da massa no tempo. O tipo IV concretiza a metodologia completa entrando com a influência de dm/dt que se reflecte na introdução de um amortecimento à estrutura.

Ambos os gráficos apresentam resultados satisfatórios. Realce-se o facto de o tipo II introduzir uma amplificação dinâmica relativamente elevada de cerca de 1,75. Note-se que na transição do tipo II para o tipo III se destaca o aumento do período da estrutura para além de um acréscimo no valor máximo do deslocamento a meio vão. Para o caso do deslocamento sobre a carga rolante ressalta a translação sofrida pelo valor máximo.

O tipo IV evidencia a atenuação da resposta em consequência do amortecimento originado pela variação da massa rolante no tempo. Como é visível na Fig. 4.12, para os deslocamentos do ponto central o período aumenta, o valor de pico é atingido mais tarde e tem valor inferior aos anteriores.

Nos cálculos realizados pelo programa ADINA não havia concordância entre as massas e as forças. Assim, para uma força de 0,147 N aplica-se, nas Figuras 4.11 e 4.12, uma massa de 0,135 kg. No entanto, atendendo à relação $F = mg$, a massa correspondente a uma força de 0,147 N é 0,015 kg.

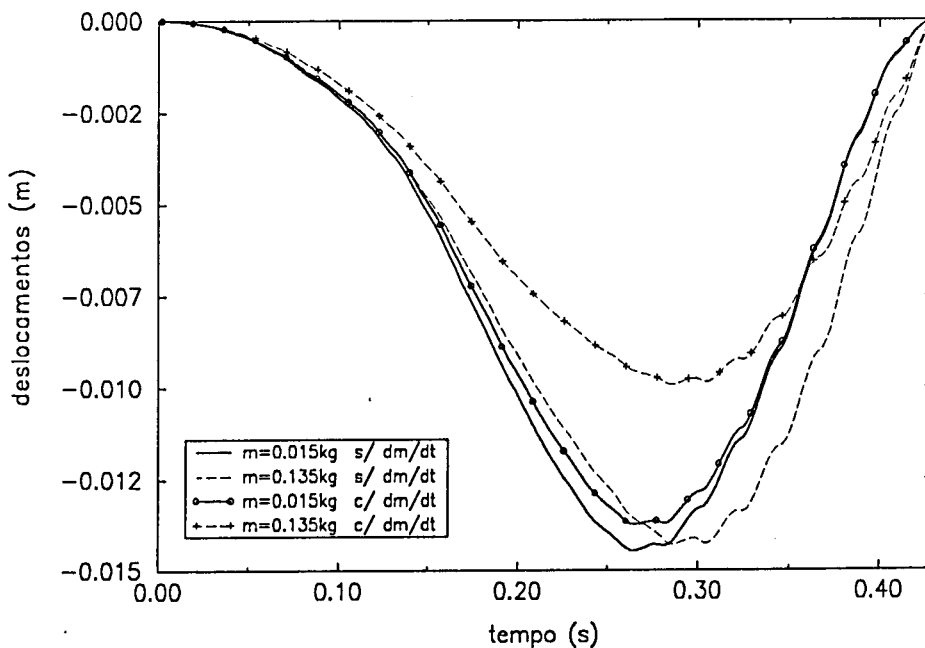


Figura 4.13 - Deslocamentos sob a carga rolante.

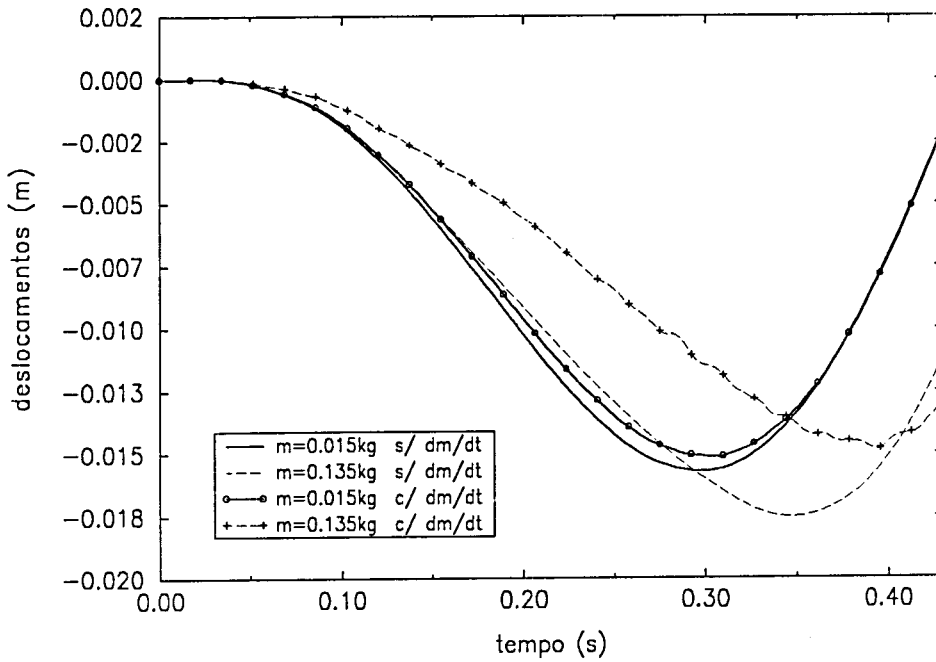


Figura 4.14 - Deslocamentos a meio vão.

As Figuras 4.13 e 4.14 para os deslocamentos sob a carga rolante e a meio vão, respectivamente, pretendem evidenciar as diferenças entre os dois casos.

Para o caso de não contemplar a relação do factor de gravidade, as curvas sem e com variação de massa descrevem trajetórias muito próximas. No entanto, atribuindo à massa o valor de 0,135 kg, nove vezes superior a 0,015 kg, sobressai a diferença entre as curvas sem dm/dt e com dm/dt , constatando-se na segunda curva um deslocamento máximo cerca de 35% inferior à primeira curva.

Os exemplos estudados, que permitiram uma aferição do programa de cálculo, sugerem os seguintes comentários:

- Relativamente à comparação de resultados, verifica-se conformidade dos valores encontrados em ambos os exemplos. As diferenças encontradas não são significativas traduzindo uma boa aproximação da solução.
- No primeiro exemplo analisado, embora a metodologia do trabalho em causa não atenda à influência da variação dm/dt , este efeito foi estudado, não se encontrando diferenças relevantes. Note-se que com dm/dt o valor máximo dos deslocamentos verticais são inferiores ao caso sem dm/dt .

- Os resultados obtidos no segundo exemplo são satisfatórios. O trabalho referido aborda uma metodologia muito semelhante à da presente tese, mas realce-se o facto dos cálculos terem incluído massas não correspondentes às forças.
- Em termos gerais, pode-se afirmar que para os dois exemplos quando existe uma relação massa-força através de $F = mg$, as diferenças observadas não são relevantes.
- A consideração da influência de dm/dt introduz na estrutura um amortecimento, atenuando a resposta. Essa influência é tanto maior, quanto menor for a relação entre a força rolante e a carga rolante.
- O modelo apresenta potencialidade para os estudos seguintes em que se considera um modelo mais realista, que atende à interacção existente entre as estruturas comboio-ponte e que modela o comboio como uma estrutura plana de barras.

Capítulo 5

INTERACÇÃO

5.1 - INTRODUÇÃO

A análise dinâmica das pontes ferroviárias tem sido objecto de estudo por parte de inúmeros autores. Na grande maioria dos casos são usados modelos onde a ponte e o comboio são estudados separadamente. A ponte é solicitada por um conjunto de cargas rolantes que se desloca a velocidade constante, e os deslocamentos obtidos nos pontos de aplicação das cargas formam a excitação a introduzir nos veículos.

Mais recentemente, surgem modelos que dão especial ênfase à interacção ponte-comboio como é o caso da referência [2]. O desenvolvimento dos meios informáticos permite actualmente uma grande rapidez e facilidade no tratamento de modelos que ainda há alguns anos eram praticamente impossíveis de analisar. Actualmente, podem desenvolver-se estudos pormenorizados e rigorosos onde se aborda a interacção ponte-comboio, nos quais é de realçar as dificuldades resultantes do elevado número de graus de liberdade que envolvem e da necessidade de recalcular matrizes de massa, amortecimento e rigidez, exigindo elevados custos de execução dos respectivos programas de cálculo.

As forças que produzem esforços numa ponte sob a acção dinâmica, são resultantes da carga do veículo e da força de interacção veículo-via. Estas forças dependem de vários factores:

- tipo de ponte e sua frequência natural de vibração;
- características do veículo, tais como a distribuição de massa, a frequência natural e as suspensões;
- velocidade do veículo;
- amortecimento da ponte e do veículo;
- características da constituição da via-férrea.

Estes factores não influenciam separadamente a resposta estrutural do sistema, havendo uma interdependência entre eles.

O efeito da massa do veículo na resposta da ponte é mais significativa a altas velocidades e para elevadas relações entre a massa do veículo e a massa total da ponte - quando a relação das massas aumenta, a resposta dinâmica aumenta.

O amortecimento e suspensão do veículo e o amortecimento da ponte actuam de forma favorável provocando uma atenuação na resposta, assim como uma redução das forças de interacção.

A constituição da via, dispondo esta de balastro ou não, revela-se igualmente um aspecto importante, na medida em que o balastro é um elemento com capacidade de amortecer a acção do comboio transmitida pelas rodas aos carris e posteriormente ao balastro. A acção que se opera nos elementos estruturais da ponte sofre uma redução pela existência do balastro que funciona como camada intermédia amortecedora entre o comboio e a estrutura.

Para além desta característica note-se, contudo, que a massa total da ponte se altera, aumentando quando o balastro faz parte da formação da via férrea.

As irregularidades são um parâmetro de especial interesse numa abordagem de estudo de interacção. As irregularidades que perturbem o contacto roda-carril, através de imperfeições da roda ou do carril, provocam alterações nas forças de interacção e, consequentemente, aumentam consideravelmente as amplificações dinâmicas registadas na ponte. Este assunto é referido na secção 5.3 deste capítulo.

O contacto roda-carril desenvolve-se segundo uma área geralmente elipsoidal em conformidade com a Teoria de Hertz - que refere que a área de contacto entre dois corpos curvos elásticos é geralmente elipsoidal, e as tensões nessa área semi-elipsoidais.

Eisenmann [10] a partir desta noção desenvolveu um método para resolver o problema do contacto roda-carril, supondo uma área de contacto rectangular e uma distribuição de tensões semi-elíptica como se observa na Figura 5.1.

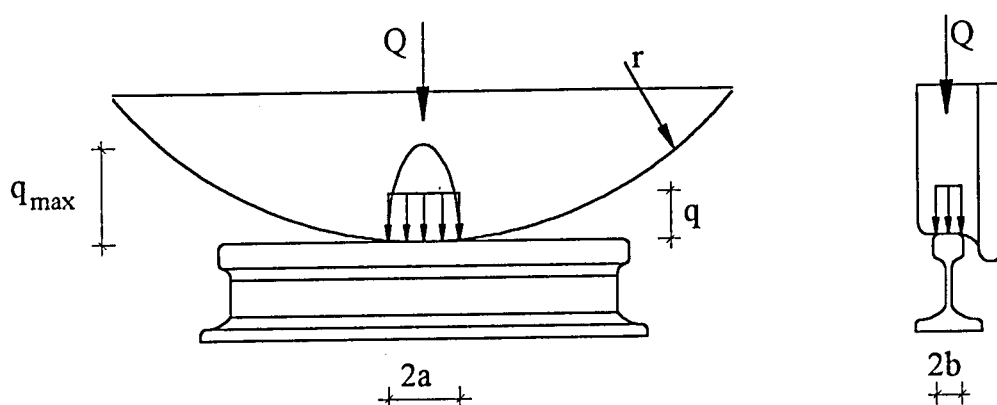


Figura 5.1 - Distribuição de esforços de contacto entre a roda e o carril de acordo com Eisenmann.

Na metodologia utilizada, que se apresenta na secção 5.2, considera-se no entanto que o contacto entre a via e a roda se processa através de um único ponto (Figura 5.2). A modelação da ponte apenas atende aos seus elementos estruturais e não contempla pormenores da via férrea, por outro lado, e como se refere no capítulo terceiro, o trabalho que tem vindo a desenvolver-se assenta no método dos elementos finitos com utilização de elementos de barra tridimensionais, e portanto um tipo de abordagem deste tipo enquadra-se melhor no modelo a utilizar.

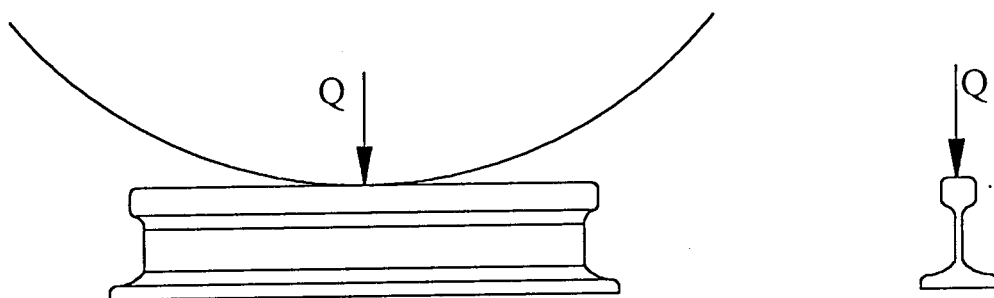


Figura 5.2 - Contacto entre roda e carril através de um ponto.

5.2 - DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA

A metodologia decorre de uma hipótese base que consiste em supor interação apenas na direcção vertical através de um único ponto de contacto. Considera-se, ainda, que as rodas do comboio permanecem sempre em contacto com a via e, portanto, há compatibilidade de deslocamentos verticais da ponte e das rodas.

A estrutura ponte é solicitada pelas cargas rolantes equivalentes ao peso do comboio, e a contribuição da massa deste processa-se através da força de interação dinâmica. Com efeito, a solicitação que se aplica no veículo corresponde aos deslocamentos sob as cargas rolantes, e provoca reacções originadas pela contribuição das forças de inércia e de amortecimento do comboio. Estas reacções resultantes são consideradas as forças de interação dinâmica.

O sistema ponte-comboio é estudado como duas estruturas independentes calculadas simultaneamente ao longo do tempo, estabelecendo-se as equações do movimento separadamente:

$$\begin{bmatrix} M_p \\ M_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_p(t) \\ \ddot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p \\ C_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_p(t) \\ \dot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p \\ K_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_p(t) \\ u_c(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_p(t) \\ F_c(t) \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

Em cada instante a formulação recorre a um processo iterativo, visando a obtenção do equilíbrio global do sistema, resultando assim em cada iteração:

- na ponte, a solicitação corresponde ao conjunto de cargas rolantes, decorrentes do comboio, que se decompõem em
 - componente estática (F_p), que se mantém ao longo do tempo e equivale ao peso do comboio por eixo;
 - componente dinâmica ($\Delta F_{i-1}(t)$ da iteração anterior, sendo no instante inicial nula), que traduz o efeito dinâmico resultante da massa do comboio, ou seja, a correspondente força de interação dinâmica

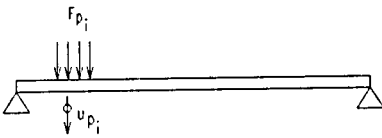
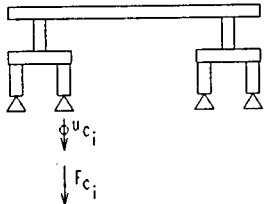
$$F_p(t) = F_p + \Delta F_{i-1}(t) \quad (5.2)$$

como resultado da parcela do sistema de equações relativo à ponte obtêm-se deslocamentos nomeadamente aqueles sob as cargas rolantes ($u_{p_i}(t)$).

- paralelamente, os deslocamentos ($u_{p_{i-1}}(t)$), determinados sob as cargas na iteração anterior, são aplicados à estrutura comboio sob a forma de assentamentos de apoio. Note-se que no instante inicial esses deslocamentos são nulos. Após resolução do sistema de equações resultam, para cada eixo, reacções que constituem o conjunto das forças de interação ($\Delta F_i(t)$) a aplicar à ponte na iteração seguinte.
- no fim de cada iteração utiliza-se um critério de convergência, que tem em conta as forças de interação da iteração corrente e da anterior do seguinte modo:

$$\frac{\Delta F_{i-1}(t) - \Delta F_i(t)}{\Delta F_{i-1}(t)} < \text{tolerância} \quad (5.3)$$

O Quadro 5.1 pretende ilustrar a metodologia esquematicamente para as duas estruturas em paralelo.

	Ponte	Comboio
Esquema		
Solicitação	$F_{p_i}(t) = F_p + \Delta F_{i-1}(t)$	$u_{c_i}(t) = u_{i-1}(t)$
Resultado	$u_i(t) = u_{p_i}(t)$	$\Delta F_i(t) = F_{c_i}(t)$
Critério de convergência	$\frac{\Delta F_i(t) - \Delta F_{i-1}(t)}{\Delta F_i(t)}$ se < tolerância → t + Δt se > tolerância → i + 1	

Quadro 5.1 - Esquema da metodologia.

5.3 - IRREGULARIDADES DA VIA

As vias férreas sofrem desgaste pela passagem consecutiva de comboios ao longo do tempo, que se traduz no aparecimento de irregularidades na via com consequências na análise da interacção.

O desgaste das vias foi estudado por J. Alias [1], que considera a existência de três categorias predominantes de desgaste ondulatório:

- desgaste de "ondas curtas" de alguns centímetros de comprimento de onda (5 a 6 cm) e de 5 a 20 centésimos de milímetros de amplitude que aparece principalmente em alinhamentos rectos ou curvas de raios elevados;
- desgaste de "ondas médias" de algumas dezenas de centímetros (15 a 30cm) de comprimento de onda e amplitude de vários milímetros (0,3mm) que se manifesta nas curvas;

- desgaste de "ondas longas" que tem origem na fabricação dos carris, com comprimentos de onda compreendidos entre os 0,6 e os 2 metros, e profundidade média de 0,5mm.

Estas imperfeições, com a passagem dos veículos, geram vibrações na ponte e no veículo, correspondentes a uma frequência excitadora que é função da velocidade do veículo (V) em km/h e do comprimento de onda (l) da imperfeição sinusoidal em metros e é dada pela expressão

$$F(\text{Hz}) = 0,28 \frac{V \text{ (km/h)}}{l \text{ (m)}} \quad (5.4)$$

As vibrações, originadas por este tipo de desgaste, têm repercussões a nível de conforto dos utilizadores da via e a nível de ruído irradiado, que, por vezes, se torna insuportável, e que é atenuado sempre que se recorre a uma reparação periódica da via como se ilustra na Figura 5.3.

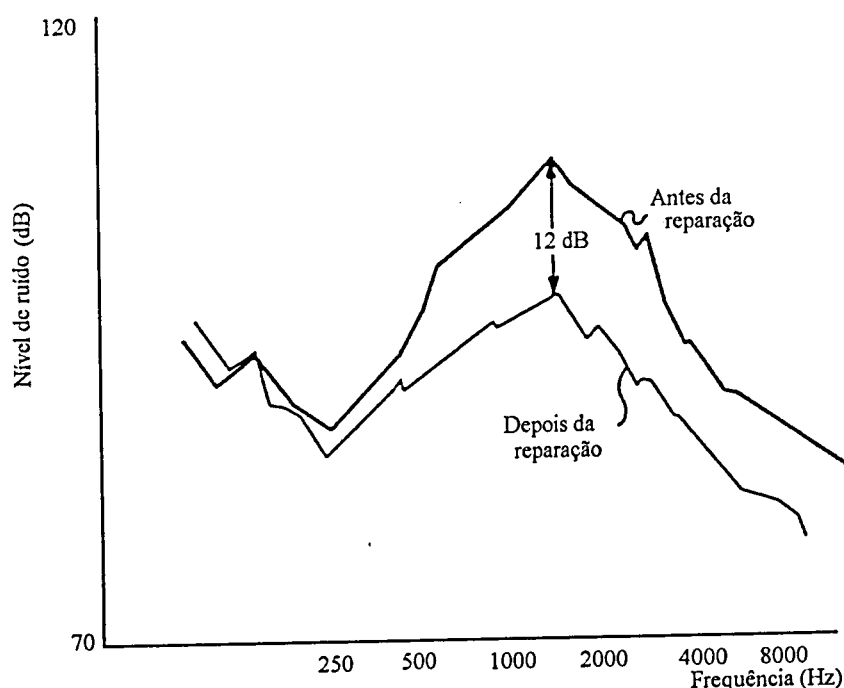


Figura 5.3 - Nível de ruído provocado por uma irregularidade sinusoidal antes e depois da reparação da via [1].

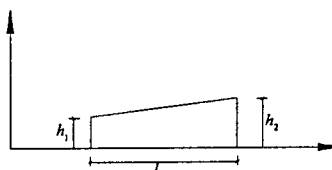
As normas da UIC [8] referem o problema da existência de imperfeições, e mencionam situações pouco favoráveis como é o exemplo de irregularidades de 2mm num comprimento de 1.0m ou de 6mm num comprimento de 3.0m. Em situações como estas os efeitos dinâmicos podem atingir valores elevados.

Para além das irregularidades de características sinusoidais e repetidas ao longo da via, podem existir igualmente ressalto isolados que levem o comboio a oscilações elevadas.

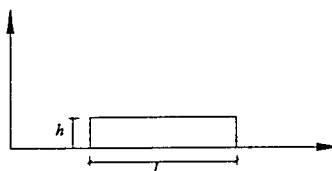
A formulação admite a possibilidade de existência de irregularidades na via férrea, de extrema importância no comportamento dinâmico do comboio, causando um apreciável efeito na interação.

Atende-se a 4 tipos de irregularidades:

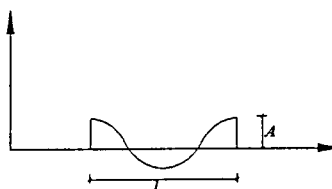
- trapezoidais



- rectangulares



- sinusoidais



- qualquer

Todos estes tipos podem surgir isolados ou ao longo da via. A introdução das irregularidades apenas exige a definição das suas posições (inicial e final) e as suas características (comprimento, altura ou amplitude no caso de sinusoidal).

Em termos da metodologia, acrescentam-se os valores de $u_{ir}(t)$ das várias irregularidades aos valores dos deslocamentos a introduzir ao comboio. O efeito de ressalto do

comboio é traduzido por uma brusca variação nos deslocamentos, alterando consideravelmente a resposta.

5.4 - MODELAÇÃO DO COMBOIO

A implementação de uma metodologia como a apresentada neste capítulo, com vista a estudar a interacção, permite a consideração de vários aspectos referentes ao veículo e à análise dos efeitos desses mesmos aspectos. Todavia, convém realçar que o modelo do veículo adoptado apresenta grande simplicidade permitindo, contudo, que se estudem as seguintes variáveis:

- massa, rigidez do veículo;
- frequência natural do veículo;
- suspensão e amortecimento;
- distância entre eixos e entre conjunto de eixos;
- comprimento do veículo.

De acordo com estudos realizados no âmbito do trabalho, e que foram objecto de breves referências no segundo capítulo, verifica-se que alterações destas variáveis influem na resposta estrutural. Assim, por exemplo, um aumento da massa do veículo tem um efeito desfavorável na resposta, aumentando esta consideravelmente, como se refere em [28]. Pelo contrário, um aumento da suspensão do veículo, actuando de forma a diminuir a interacção veículo-ponte, provoca uma redução das amplificações dinâmicas máximas.

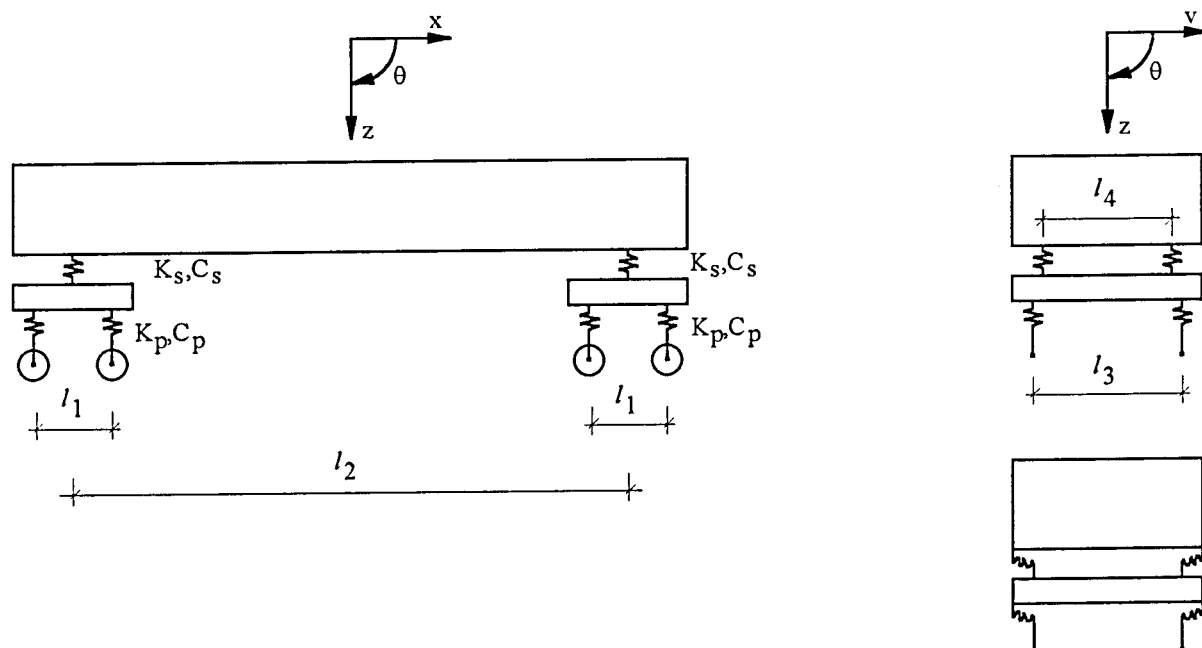
No que diz respeito à frequência natural do veículo há que relacionar esta com a frequência fundamental da ponte, verificando-se nalguns casos fenómenos de ressonância para valores próximos de ambas.

A conjugação da distância entre eixos e do comprimento do veículo pode, por vezes, originar frequências excitadoras na ponte que provocam amplificações excessivas se se encontrarem na mesma gama de frequências da ponte.

O modelo de comboio adoptado é concebido a partir de um modelo desenvolvido por Coenraad Esveld e apresentado em Modern Railway Track [10] e de um modelo apresentado por Keymeulen e Winand em [17], tratando-se de um modelo tridimensional constituído por:

- corpo rígido para representar a caixa da locomotiva eléctrica ou automotora, dos vagões ou das carruagens;
- dois corpos rígidos de dimensões inferiores representativos dos bogies;
- molas simulando a suspensão primária que liga cada roda ao bogie em cada sistema de eixos;
- molas a simular a suspensão secundária que liga os bogies ao corpo rígido.

A Figura 5.4 ilustra o modelo de Esveld e a respectiva legenda pretende evidenciar as variáveis consideradas nesse veículo.



l_1 - distância entre eixos

l_2 - distância entre bogies

l_3 - distância transversal entre rodas

l_4 - distância transversal entre suspensão secundária

K_p, K_s - rigidez da suspensão primária e secundária

C_p, C_s - amortecimento da suspensão primária e secundária

Figura 5.4 - Modelo de comboio apresentado por Esveld.

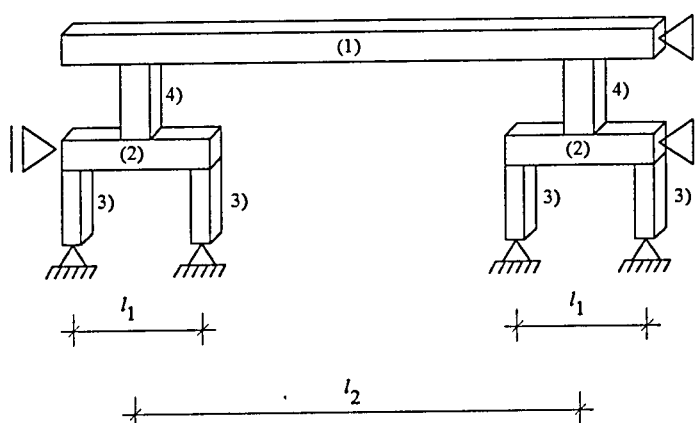
Como as rodas são supostas infinitamente rígidas e as massas das rodas são pequenas relativamente ao sistema, nos cálculos despreza-se a existência destas, e as solicitações são aplicadas directamente na suspensão primária.

No estudo que se pretende realizar é suficiente a consideração de um modelo bidimensional no plano vertical, na medida em que o principal objectivo é a análise dos efeitos dinâmicos em função da velocidade.

As alterações introduzidas decorrem essencialmente do tipo de elementos disponíveis para o estudo - elementos de barra tridimensionais. Assim, substituem-se os corpos rígidos por elementos de barra devidamente dimensionados (elevada rigidez, dimensões adequadas e massa correspondente à massa dos bogies e da caixa da carruagem), e as molas igualmente por elementos de barra com rigidez axial e amortecimento em conformidade com as suspensões primária e secundária.

Introduzem-se apoios para impedir deslocamentos horizontais do veículo e apoios duplos que para além de impedir os deslocamentos horizontais, permitem a aplicação dos assentamentos referidos na apresentação da metodologia na secção 5.2.

O modelo resultante, como se pode observar na Figura 5.5, é um sistema de barras no plano vertical que atende à massa do comboio, sua rigidez, efeito da suspensão e considera quatro eixos correspondentes às rodas.



(1) - caixa da locomotiva, carruagem ou vagão

(2) - bogie

(3) - suspensão primária

(4) - suspensão secundária

l_1 - distância entre eixos

l_2 - distância entre bogies

Figura 5.5 - Modelo do comboio utilizado na metodologia.

Note-se que num veículo de três eixos, o modelo é similar mas com três barras em cada bogie a representar a suspensão primária.

5.5 - SEGUNDA FASE DE IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO

Na sequência do que foi apresentado na secção 4.4, pretende-se sintetizar e realçar as principais alterações introduzidas no programa no que diz respeito à metodologia referida, e apresentada neste capítulo, quanto à interacção.

No primeiro módulo do programa, referente à parte de pré-processamento, convém salientar os novos elementos que fazem parte do ficheiro de dados:

- Para cada conjunto de cargas rolantes
 - tipo de irregularidade;
 - quais os apoios que correspondem às rodas;
 - para cada irregularidade:
 - valor de amplitude ou altura da irregularidade;
 - comprimento de onda ou comprimento do ressalto.

O processo é idêntico, na leitura de dados, ao que foi exposto em 4.4.

No processamento as principais modificações residem no facto de existir um processo iterativo. Conforme se pode ver na Figura 5.6, para além do ciclo ao número de intervalos de tempo, inclui-se um ciclo ao número de iterações. A contribuição para as forças nodais é acrescida das forças de interacção dinâmicas, e o cálculo do vector solicitação (forças efectivas) inclui um prévio cálculo dos assentamentos de apoio. Após a resolução do sistema de equações, determinam-se as reacções no comboio e os deslocamentos sob as cargas, de forma a ser possível calcular o erro associado a cada iteração e verificar a convergência. A sequência de cálculos posterior é semelhante à da secção 4.4.

Deste segundo módulo resulta, ainda, a possibilidade de visualização de um gráfico (ou ficheiro) das forças de interacção dinâmicas.

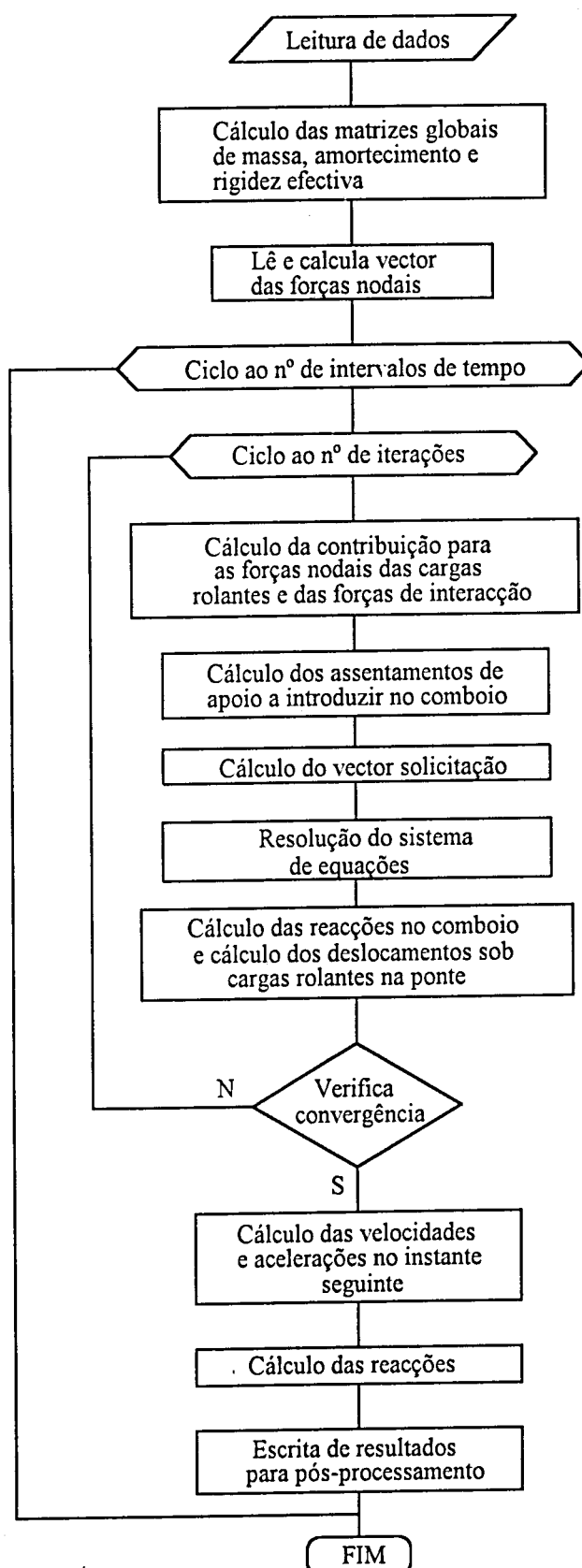


Figura 5.6 - Estrutura global do programa para a segunda fase de implementação.

O pós-processamento tem a mesma estrutura do referido na primeira fase de implementação, não sofrendo qualquer alteração pelo facto da introdução da interação.

5.6 - EXEMPLOS

Com o propósito de aferir o algoritmo apresentado, realizaram-se testes em que se pretendia analisar a interação.

Em virtude da falta de trabalhos anteriormente realizados ou de estudos efectuados, que pudessem servir de termo de comparação e como base na validação de resultados, recorreu-se a exemplos simples comparativos entre duas situações: sem interação e com interação.

Assim, considere-se como elemento de estudo um sistema composto por duas estruturas:

- Viga simplesmente apoiada com as seguintes características:

- vão	$L = 10.0\text{m}$
- módulo de Young	$E = 20\text{GPa}$
- massa específica	$\rho = 0.05\text{t/m}^3$
- área	$A = 0.40\text{m}^2$

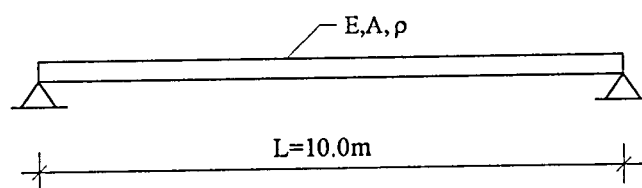


Figura 5.7 - Viga simplesmente apoiada.

- Estrutura formada por duas barras com as seguintes características:

barra 1:	comprimento	$L = 0.5\text{m}$
	massa específica	$P_1 = 0.5663\text{t/m}^3$
	rigidez axial	$K_1 = 3.6e+6\text{kN/m}$

barra 2:	comprimento	$L_2 = 1.0\text{m}$
	massa específica	$P = 0$
	rigidez axial variável	K_2

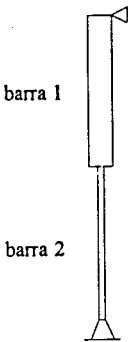


Figura 5.8 - Estrutura formada por 2 barras.

Esta estrutura, podendo simular um veículo fictício a deslocar-se a velocidade constante ao longo da viga, concentra a massa na barra 1, sendo a barra 2 um elemento com as mesmas funções de uma mola.

O estudo da passagem desta estrutura (veículo) ao longo da viga, com consideração da interacção, pressupõe a análise conjunta de ambas as estruturas de acordo com a metodologia apresentada neste capítulo, em que se aplica na viga uma carga correspondente ao peso da estrutura (veículo) e de intensidade P .

Num primeiro caso, supõe-se que a barra 2 tinha rigidez axial muito pequena de modo a minimizar a interacção entre a viga e a estrutura (veículo). Como a rigidez é pequena, a acção da massa rolante sobre a viga é mínima e, portanto, equivale a só ter uma carga rolante (P) a deslocar-se ao longo da viga - caso 3 (Figura 5.9).

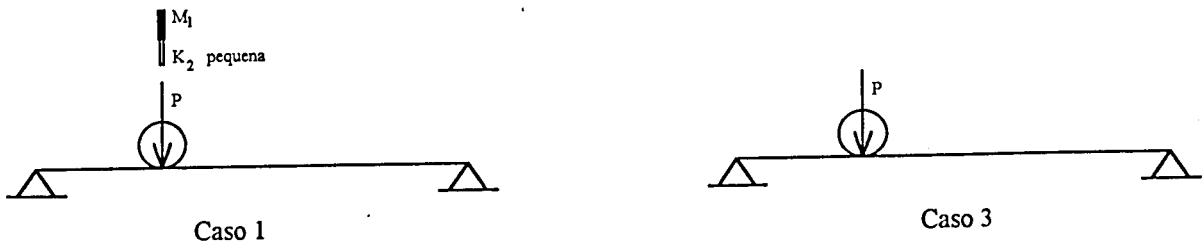


Figura 5.9 - Equivalência entre o caso 1 e o caso 3, com e sem interacção, respectivamente.

Num segundo caso, considerou-se uma rigidez axial da barra 2 muito elevada, para que a massa rolante actuasse quase integralmente na viga. Este caso é semelhante à passagem de uma carga rolante com consideração da sua massa de acordo com o quarto capítulo.

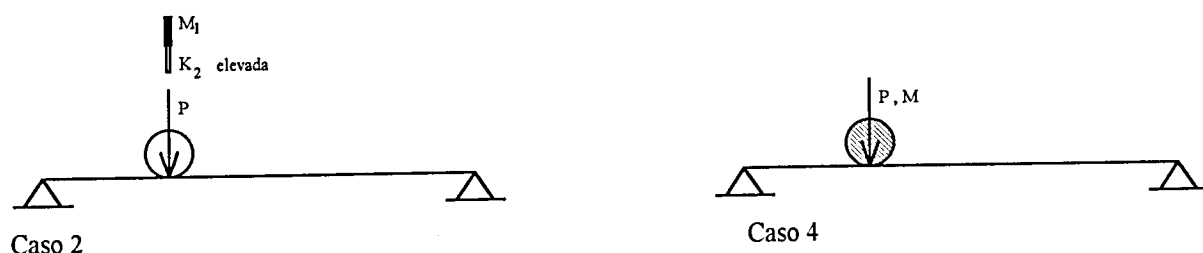


Figura 5.10 - Equivalência entre o caso 2 e o caso 4, com e sem interação, respectivamente.

Os casos apresentados foram estudados para uma velocidade de 40m/s, tendo-se registado os deslocamentos a meio vão da viga e sob a carga rolante durante a passagem da estrutura (veículo).

A comparação dos casos 1 e 3, em que o efeito da interação é mínimo e as forças de interação dinâmica são praticamente nulas, levou a resultados muito semelhantes conforme se observa na Figura 5.11 para os deslocamentos a meio vão e na Figura 5.12 para os deslocamentos sob a carga rolante.

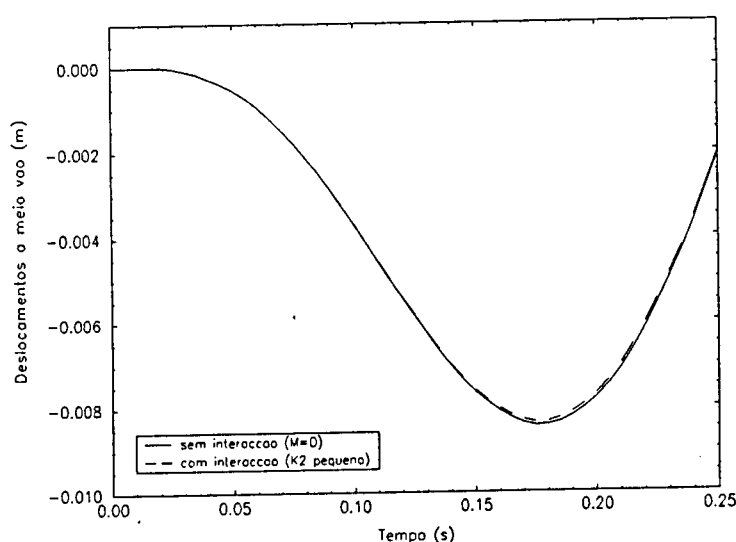


Figura 5.11 - Deslocamentos a meio vão para uma força rolante. Comparação dos casos 1 e 3.

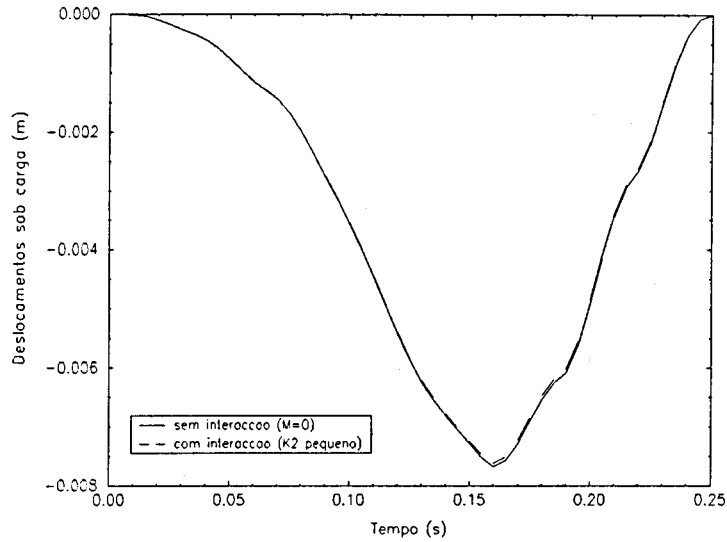


Figura 5.12 - Deslocamentos sob a carga rolante. Comparação dos casos 1 e 3.

O segundo e o quarto casos são igualmente comparáveis; no quarto os cálculos incluem a massa da carga rolante, e no segundo, visto a barra 2 apresentar grande rigidez, o sistema global interaccua e a massa da barra 1 altera a resposta dinâmica da viga. As Figuras 5.13 e 5.14 ilustram a possível comparação, respectivamente para deslocamentos a meio vão e sob a carga.

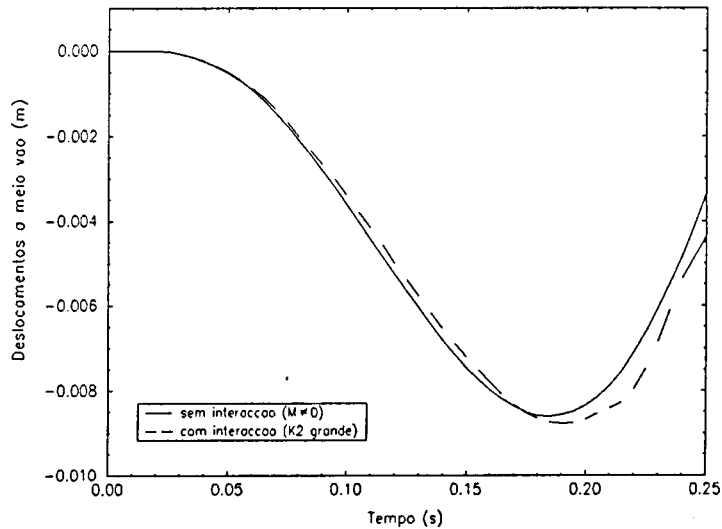


Figura 5.13 - Deslocamentos a meio vão para uma força rolante. Comparação dos casos 2 e 4.

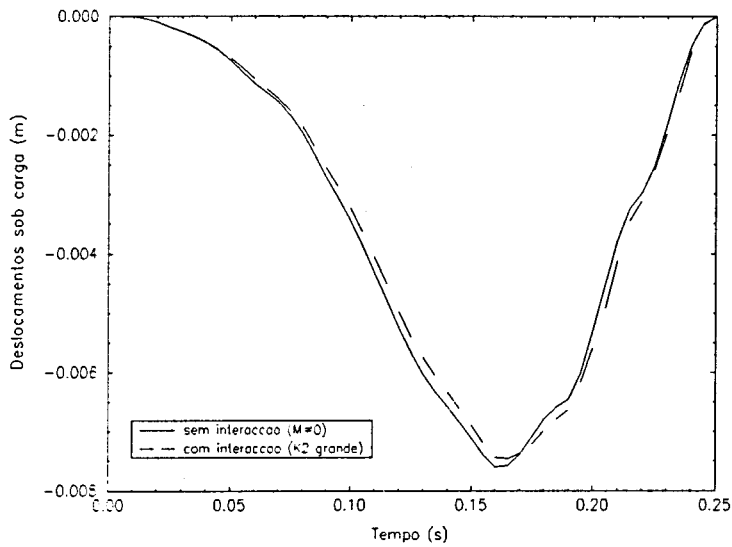


Figura 5.14 - Deslocamentos sob a carga rolante. Comparação dos casos 2 e 4.

Os quatro casos apresentados são novamente considerados para o cálculo da passagem de duas cargas distanciadas de 1.0m em vez da consideração de uma única carga. Todos os outros dados se mantêm.

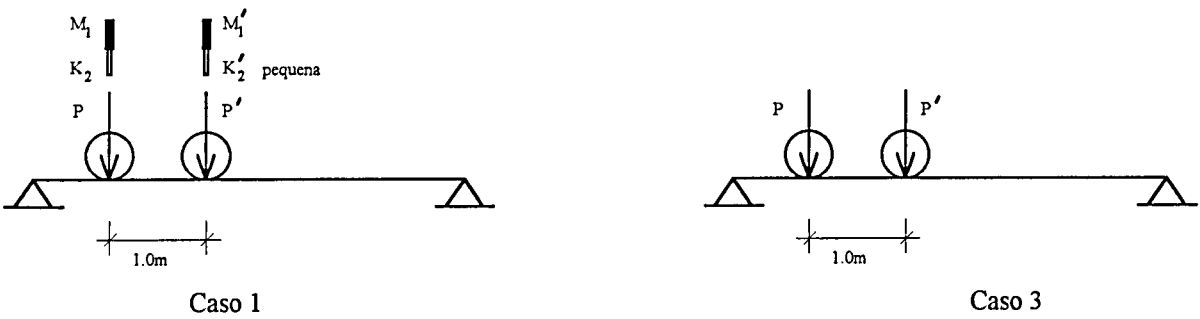


Figura 5.15 - Equivalência entre o caso 1 e o caso 3 para passagem de duas cargas.

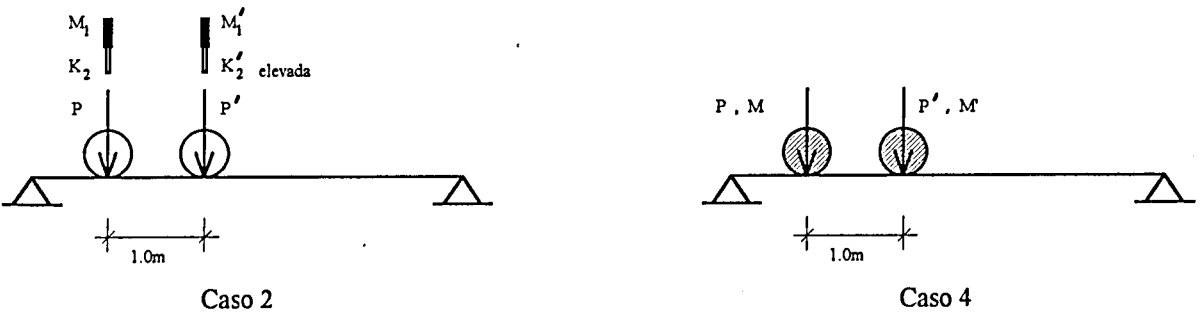


Figura 5.16 - Equivalência entre o caso 2 e o caso 4 para passagem de duas cargas.

As Figuras 5.17 e 5.18 apresentam os deslocamentos a meio vão e sob as duas cargas para a comparação entre os casos 1 e 3, e as Figuras 5.19 e 5.20 para os casos 2 e 4.

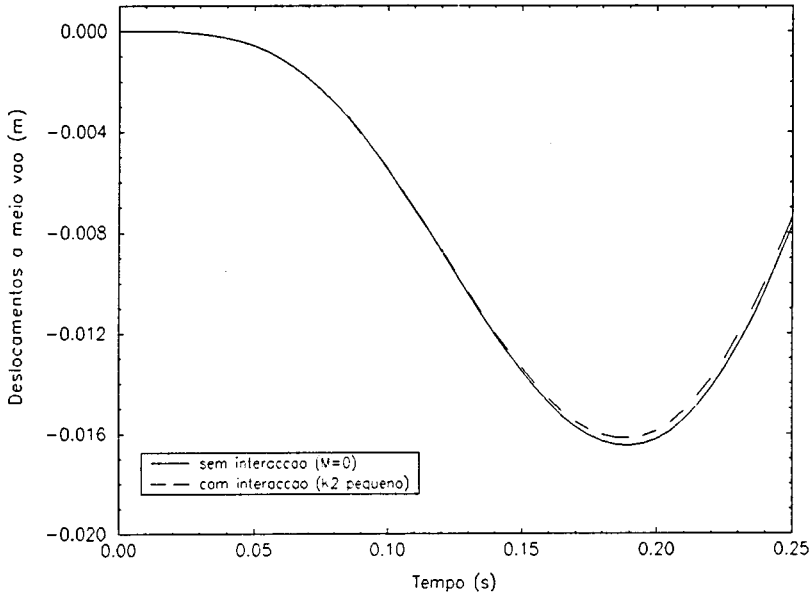


Figura 5.17 - Deslocamentos a meio vão para duas forças rolantes. Comparação dos casos 1 e 3.

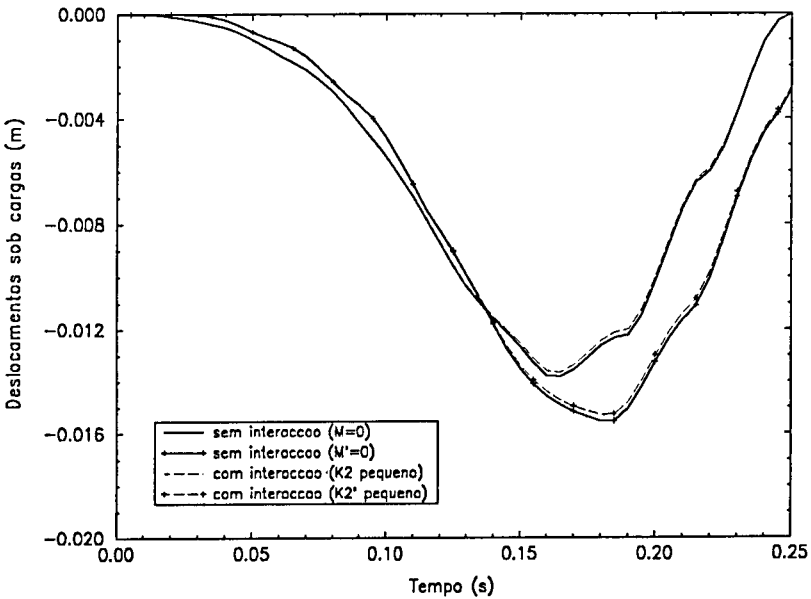


Figura 5.18 - Deslocamentos sob cargas rolantes. Comparação dos casos 1 e 3.

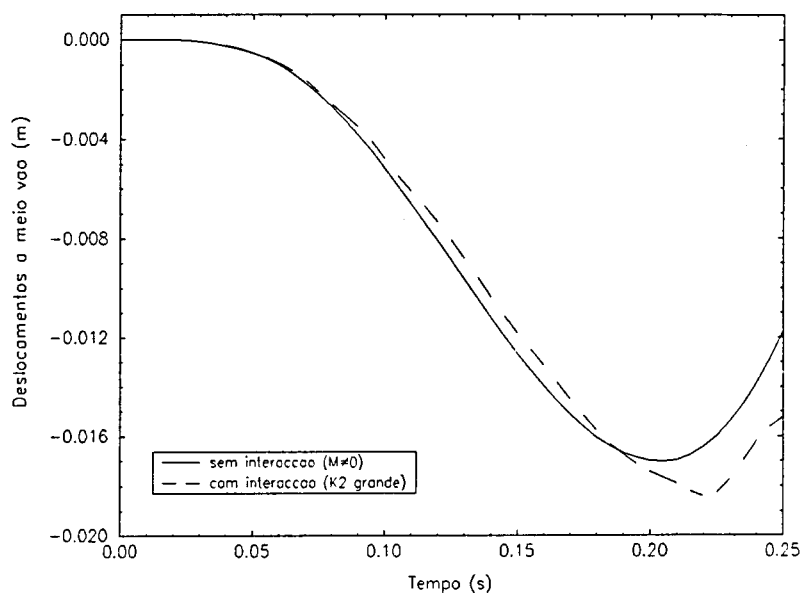


Figura 5.19 - Deslocamentos a meio vão para duas forças rolantes. Comparação dos casos 2 e 4.

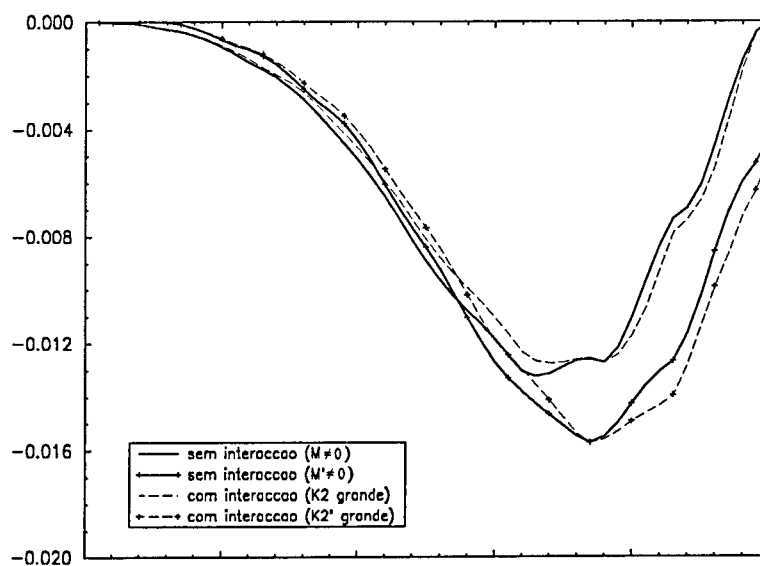


Figura 5.20 - Deslocamentos sob cargas rolantes. Comparação dos casos 2 e 4.

Todos os gráficos registados tanto para uma carga como para duas cargas, revelam-se satisfatórios, no entanto há a salientar algumas considerações de índole geral:

- na análise dos resultados para a situação do efeito da interacção ser mínimo, obtém-se uma grande concordância na comparação considerada tanto para uma única carga como para as duas cargas;

- os resultados obtidos com interacção, em que a massa rolante influi na resposta da viga, diferem em relação ao caso que serviu de comparação, quanto ao momento onde se verifica o máximo deslocamento, sendo no entanto o valor máximo é sensivelmente igual. A explicação para este facto pode residir na existência de forças de interacção dinâmicas que levam a que as forças de inércia associadas à massa rolante não sejam imediatamente transmitidas à viga. Quando não se atende à interacção, força e massa rolante actuam conjuntamente;
- o fenómeno referido é mais notório para os gráficos relativos à passagem de duas cargas, verificando-se uma diferença sensivelmente maior, tanto para o momento onde se verifica o máximo deslocamento a meio vão, como para o valor desse mesmo máximo;
- os gráficos relativos aos deslocamentos sob uma carga, ou as duas cargas, apresentam de uma maneira geral comparações satisfatórias.

Capítulo 6

APLICAÇÃO A UMA PONTE FERROVIÁRIA. ESTUDO PARAMÉTRICO

6.1 - INTRODUÇÃO

A metodologia desenvolvida ao longo do trabalho é aplicada neste capítulo ao estudo de uma ponte ferroviária existente, sujeita à passagem de comboios com características que aproximem o seu comportamento ao real.

Pretende-se com este exemplo evidenciar os aspectos mais importantes a ter em consideração numa análise dinâmica de uma ponte ferroviária. Estes aspectos são estudados separadamente de modo a identificar a influência que cada um tem na resposta estrutural.

O estudo que será efectuado distingue duas formas de análise que decorrem das formulações expostas nos quarto e quinto capítulos, e que se denominam, respectivamente, sem interacção e com interacção. Na análise dinâmica em todos os cálculos realizados adopta-se sempre o Método de Newmark.

De acordo com o principal objectivo do trabalho, a estrutura é analisada do ponto de vista da segurança, através da observação das amplificações dinâmicas da resposta, e do conforto, através das acelerações verificadas nas carruagens do comboio, para várias velocidades.

Este capítulo inicia-se com a caracterização da estrutura adoptada e descrição das suas características geométricas e mecânicas.

Na secção 6.3 descreve-se o modelo de comboio utilizado e definem-se as principais características para a locomotiva e as carruagens.

Começa-se, na secção 6.4, com alguns cálculos relativos à Regulamentação e Normas existentes, referidas no segundo capítulo, quanto a coeficientes de amplificação dinâmica.

O estudo procede com a análise dos aspectos mencionados anteriormente, que tendo sido escolhidos por serem os mais relevantes de certa forma correspondem a situações diversas encontradas nas pontes ferroviárias.

Assim, procura-se estudar a influência dos seguintes parâmetros:

- número de carruagens;

- amortecimento da ponte;
- rigidez da ponte;
- vão da ponte;
- existência de balastro;
- irregularidades na via.

Para os vários factores são sublinhadas algumas conclusões, por observação dos resultados extraídos dos cálculos, mas convém referir que as principais conclusões desta análise se apresentam no sétimo capítulo.

6.2 - CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura que serve de base à adoptada é a ponte da Carpinteira, sobre o rio do mesmo nome, ao quilómetro 165.882 da linha da Beira Baixa (Figura 6.1).

A ponte é de tabuleiro de uma via larga, não balastrado, com os carris assentes em travessas e estas ligadas às longarinas por meio de dispositivos elásticos especiais. O tabuleiro, constituído por carlingas e longarinas, é superior às vigas, sendo provido de dois passadiços laterais de 0.80m de largura útil cada, e ainda de um passadiço inferior para manutenção da estrutura.

A ponte de duas vigas principais com vão de 51.30m, tem um afastamento entre eixos das vigas de 3.505m. Toda a estrutura é realizada com aço Fe360.

Atenda-se ao facto de que o estudo a realizar dispensa uma análise tridimensional da estrutura, sendo portanto apresentadas exclusivamente as características estruturais necessárias à análise bidimensional.

A estrutura resultante que será estudada consta da Figura 6.2. Para a sua discretização, considerou-se um modelo com 41 elementos e 22 nós.

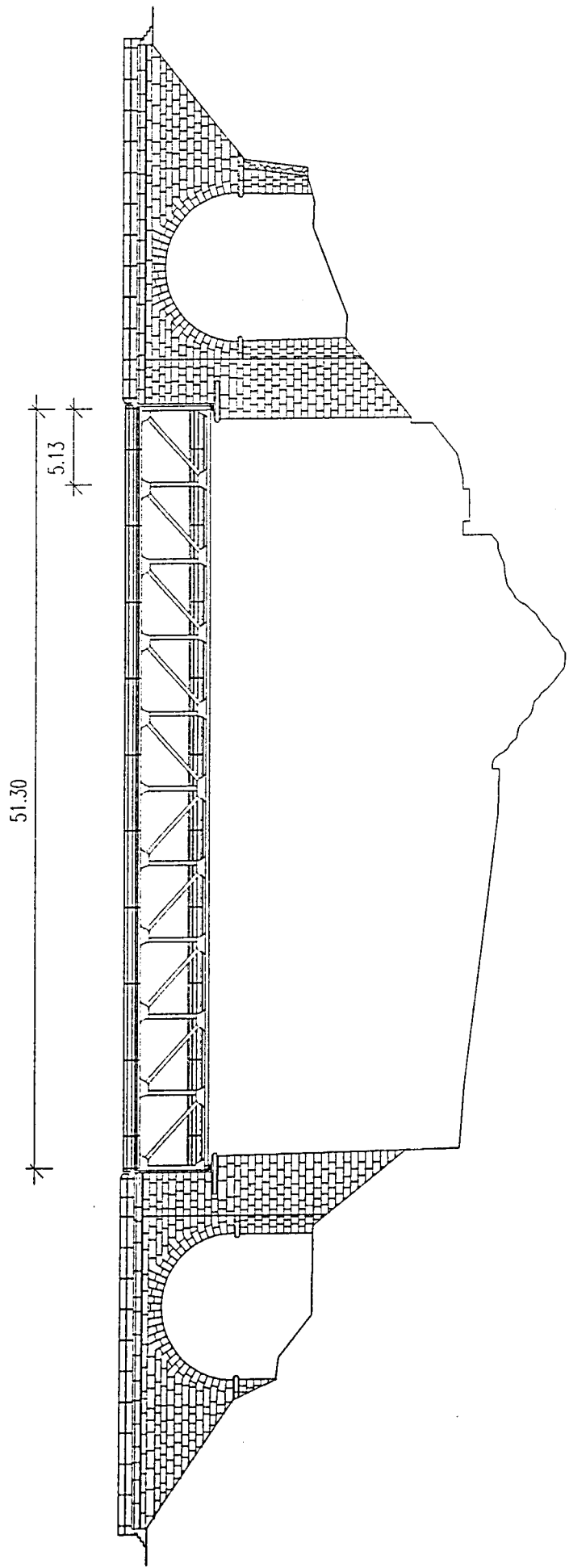


Figura 6.1 - Ponte da Carpinteira

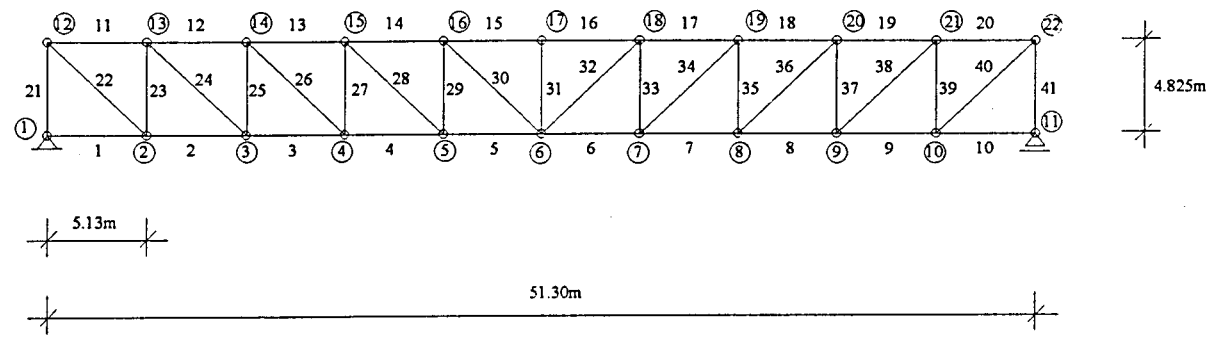


Figura 6.2 - Modelação da ponte.

As características geométricas dos elementos estão transcritas no Quadro 6.1.

Barra	Referência	Área (m ²)	Momento Inércia (m ⁴)
1-21 31	HEM 400	3.260e-2	1.934e-4
22,23,29,30 32,33,40,41	HEB 360	1.810e-2	1.014e-4
24-28 34-39	HEA 360	1.430e-2	7.887e-5

Quadro 6.1 - Características geométricas das barras.

Note-se que a estrutura real correspondente à ponte da Carpinteira, contém chapas de reforço em várias barras que não foram consideradas no modelo.

A estrutura tem uma frequência fundamental de flexão de 5Hz.

6.3 - MODELO DE COMBOIO

A modelação do comboio corresponde à apresentada na secção 5.4, para um veículo de dois bogies com dois eixos cada, em termos de concepção num sistema de barras planas.

O comboio será constituído por uma locomotiva e um conjunto de carruagens, não sendo considerada qualquer interação entre as carruagens ou entre estas e a locomotiva.

A locomotiva adoptada é uma locomotiva eléctrica do tipo BR103 de dois bogies com três eixos cada. As carruagens são carruagens de passageiros "Inter-City" - IC Avmz; veículos de dois bogies com dois eixos cada (Figura 6.3).

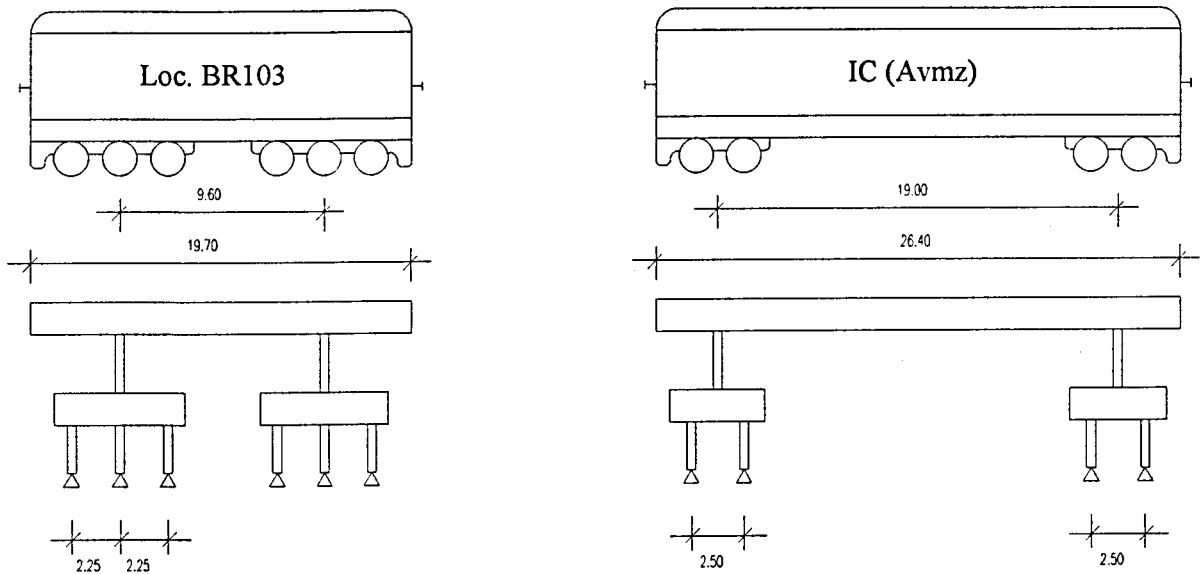


Figura 6.3 - Modelação do comboio.

Os valores dos diferentes parâmetros da locomotiva BR103 são os seguintes:

- massa da caixa da locomotiva $m_c = 54.7 \times 10^3 \text{Kg}$
- massa de cada bogie $m_b = 21.6 \times 10^3 \text{Kg}$
- rigidez da suspensão primária $k_p = 1.2 \times 10^6 \text{N/m}$
- rigidez da suspensão secundária $k_s = 1.52 \times 10^6 \text{N/m}$
- amortecimento da suspensão primária $2.0 \times 10^4 \text{N.s/m}$
- amortecimento da suspensão secundária $4.4 \times 10^4 \text{N.s/m}$
- distância entre bogies $l_b = 9.60 \text{m}$
- distância entre eixos $l_e = 2.25 \text{m}$
- comprimento entre tampões $l = 19.70 \text{m}$

Quanto à carruagem IC(Avmz) as suas características são as seguintes:

- massa da caixa da carruagem $m_c = 34 \times 10^3 \text{Kg}$
- massa de cada bogie $m_b = 2.19 \times 10^3 \text{Kg}$
- rigidez da suspensão primária $k_p = 0.9 \times 10^6 \text{N/m}$
- rigidez da suspensão secundária $k_s = 0.6 \times 10^6 \text{N/m}$
- amortecimento da suspensão primária $2.0 \times 10^4 \text{N.s/m}$
- amortecimento da suspensão secundária $3.5 \times 10^4 \text{N.s/m}$
- distância entre bogies $l_b = 19.00 \text{m}$
- distância entre eixos $l_e = 2.50 \text{m}$
- comprimento entre tampões $l = 26.40 \text{m}$

Note-se que como a análise será feita apenas no plano vertical com metade da ponte, os valores das massas das caixas da locomotiva e da carruagem e dos bogies serão divididos por dois.

Refira-se ainda que a locomotiva tem uma frequência fundamental de 1.7Hz e a carruagem 1.5Hz.

Tendo-se comparado os valores apresentados da locomotiva com informações obtidas da CP sobre material circulante, nomeadamente uma locomotiva 5600, constatou-se que os vários elementos das duas locomotivas na globalidade não diferem muito, no entanto, a suspensão secundária apresentava uma rigidez e um amortecimento com valores aproximadamente triplos. Quanto a carruagens de passageiros apenas se obteve o comprimento de uma carruagem CORAIL e coincide com a IC Avmz.

As características da locomotiva 5600 são:

- massa da caixa da locomotiva $m_c = 54.0 \times 10^3 \text{Kg}$
- massa de cada bogie $m_b = 16.5 \times 10^3 \text{Kg}$
- rigidez da suspensão primária $k_p = 1.34 \times 10^6 \text{N/m/roda}$
- rigidez da suspensão secundária $k_s = 6.0 \times 10^6 \text{N/m/bogie}$

- amortecimento da suspensão primária $2.0 \times 10^4 \text{ N.s/m/roda}$
- amortecimento da suspensão secundária $12 \times 10^4 \text{ N.s/m/bogie}$
- distância entre bogies $I_b = 10.0 \text{ m}$
- distância entre eixos $I_e = 3.0 \text{ m}$
- comprimento entre tampões $l = 20.38 \text{ m}$

6.4 - CÁLCULOS REGULAMENTARES

O estudo da ponte inicia-se com uma comparação dos valores regulamentares com os obtidos na estrutura por aplicação de um esquema de cargas regulamentares.

O RSA, e como se apresentou no segundo capítulo, especifica um esquema de cargas que é constituído por quatro cargas concentradas de 250kN cada, e cargas distribuídas de 80kN/m.

O valor do coeficiente dinâmico do RSA é dado por

$$\phi = 1 + \left(\frac{2.16}{\sqrt{l} - 0.2} - 0.27 \right) = 1.04 \quad \text{com } l = 51.30 \text{ m}$$

mas o limite inferior é de 1.1, excepto na determinação de esforços transversos em que o limite inferior é de 1.07.

Os cálculos que se realizaram, incluíram apenas cargas concentradas, e para além de pretenderem avaliar o coeficiente dinâmico do RSA face aos resultados obtidos pelo programa de cálculo, tencionavam analisar a influência do número de rodas considerando três situações:

- 1 única carga concentrada de 125kN;
- 4 cargas concentradas de 125kN;
- 8 cargas concentradas de 125kN.

Para cada situação determinaram-se as amplificações dinâmicas máximas a meio vão, usando a metodologia sem interacção e distinguindo a formulação sem consideração da

variação da massa (dm/dt) e a formulação com variação da massa no tempo, para várias velocidades desde 50 km/h até 1000 km/h. Os resultados obtidos constam da Figura 6.4.

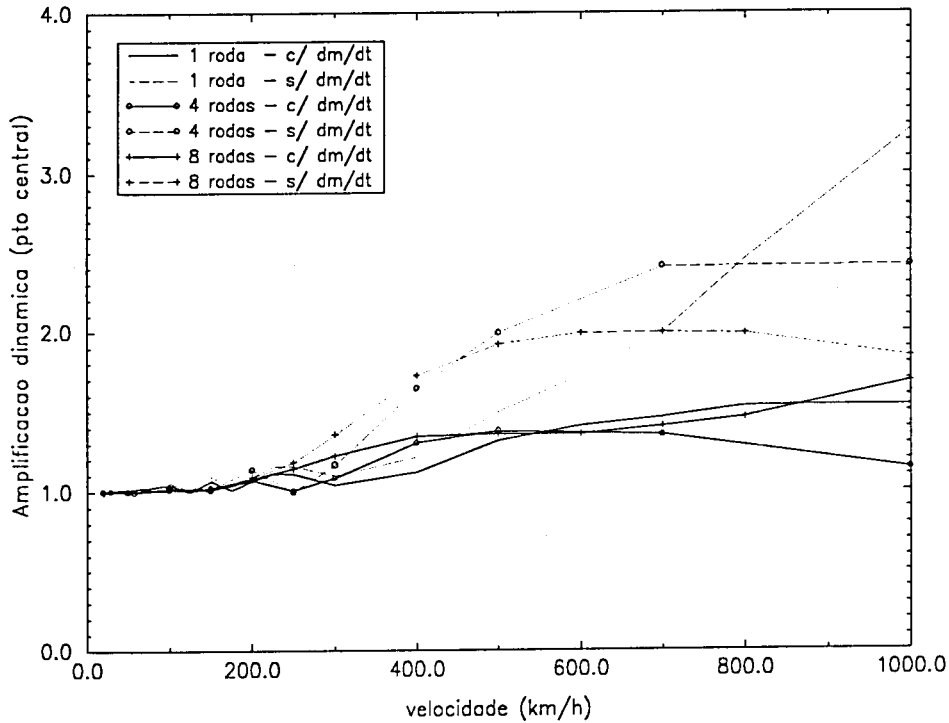


Figura 6.4 - Amplificações dinâmicas máximas a meio vão para várias velocidades, correspondentes às cargas regulamentares.

Da observação da Figura 6.4 constata-se que para velocidades inferiores a 200km/h a amplificação dinâmica é reduzida, mas com o aumento da velocidade as amplificações sofrem um considerável aumento no caso da formulação sem alteração da massa da carga rolante no tempo ($s/ dm/dt$). Na outra formulação os valores mantêm-se próximos nas três situações devido ao amortecimento que é introduzido na resposta.

O aumento do número de rodas traduz-se em amplificações mais elevadas para velocidades menores. Assim, por exemplo para 8 rodas ($s/ dm/dt$) verifica-se a uma velocidade de 300km/h amplificações de cerca de 1.35, enquanto que o valor correspondente para 4 rodas é de cerca de 1.1.

Comparando o valor ($\phi = 1.1$) com os resultados obtidos na análise dinâmica e que constam da Figura 6.4, observa-se que até 200km/h este valor não é ultrapassado, mas para velocidades superiores facilmente se atingem amplificações mais elevadas, nomeadamente a 400km/h a amplificação dinâmica é de cerca de 1.7 para 4 e 8 rodas ($s/ dm/dt$).

6.5 - ANÁLISE COMPARATIVA DAS METODOLOGIAS

Os três tipos de metodologias desenvolvidos, são agora analisados comparativamente:

- formulação sem interacção sem variação de massa no tempo;
- formulação sem interacção com variação de massa no tempo;
- formulação com interacção.

Para este estudo considerou-se a passagem de uma locomotiva e uma carruagem. Em todas as formulações considerou-se uma solicitação na ponte equivalente da locomotiva e da carruagem, aplicando na estrutura as cargas correspondentes ao peso dos veículos por eixo.

Na formulação com interacção distinguiram-se quatro cálculos: um com os valores reais dos veículos, outro em que pretendendo traduzir um veículo mais rígido se adoptou um valor da rigidez duas vezes maior (considerou-se para o efeito um módulo de young duas vezes superior nas barras correspondentes suspensão primária e secundária), no terceiro adoptou-se uma rigidez oito vezes superior e por último um veículo com rigidez muito elevada em que se adoptaram valores das suspensões vinte vezes superior.

A Figura 6.5 regista as curvas para os vários casos apresentados.

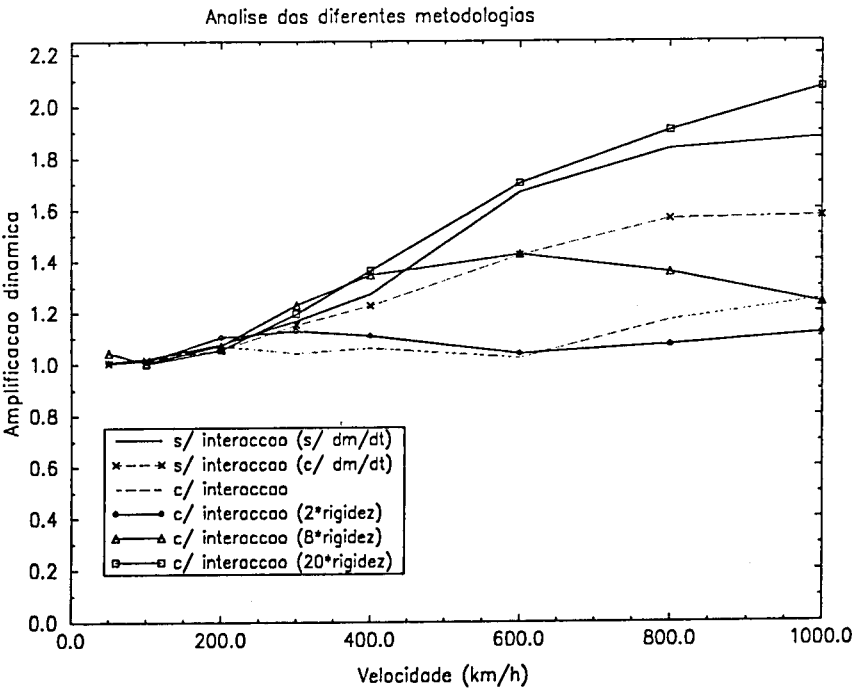


Figura 6.5 - Comparação de várias metodologias.

Nas duas formulações sem interacção, e semelhança do que se observou na secção anterior, os valores das amplificações dinâmicas apresentam diferenças importantes para velocidades elevadas (superiores a 400km/h). Quando se considera a variação dm/dt os valores máximos das amplificações reduzem-se pelo facto já discutido de a variação da massa introduzir um certo amortecimento na resposta.

A formulação com interacção distingue quatro valores de rigidez que resultam em três análises distintas. No veículo de rigidez muito elevada toda a acção da massa do veículo é transmitida ponte e como se verificou na secção 5.5 uma rigidez muito elevada na suspensão do veículo aproxima-se de uma situação em que não se considera a interacção mas se inclui a massa rolante (s/ dm/dt).

Para a situação do veículo constituído por Loc. BR103 e IC Avmz, dado que o comboio apresenta suspensão primária e secundária (com amortecimento e baixa rigidez vertical), as amplificações são reduzidas mesmo para velocidades elevadas. Aumentando a rigidez das suspensões do comboio (por exemplo para o dobro) obtém-se uma situação semelhante, mas para uma rigidez já bastante elevada (oito vezes) obtém-se uma curva intermédia em que por um lado se faz sentir a interacção ponte-comboio e, por outro, como o comboio tem uma rigidez considerável a transmissão das forças de inércia devidas massa do veículo acentuam os resultados.

Como comentário final a esta breve abordagem, através de várias metodologias, pode verificar-se que a formulação sem interacção e com dm/dt , visto introduzir um certo amortecimento na resposta, conduz a resultados intermédios relativamente a não considerar dm/dt . Assim, ao tomar apenas a formulação sem dm/dt está-se do lado da segurança e, deste modo, pode dispensar-se a metodologia com dm/dt nos cálculos seguintes, sem perdas maiores para a análise da estrutura.

Note-se que será de algum interesse a consideração de pelo menos dois tipos de rigidez dos veículos e portanto nas secções seguintes pressupõe-se:

- rigidez de veículos reais;
- rigidez duas vezes superior que de algum modo possa ilustrar o comportamento de veículos mais rígidos;

6.6 - NÚMERO DE CARRUAGENS

No seguimento dos cálculos efectuados na secção 6.4, entendeu-se oportuna a análise da estrutura para a passagem de diferente número de veículos.

Assim, determinaram-se as amplificações dinâmicas máximas a meio vão para:

- locomotiva (Figura 6.6);
- locomotiva e uma carruagem (Figura 6.7);
- locomotiva e duas carruagens (Figura 6.8).

Das figuras observa-se que:

- a variação das amplificações em função da velocidade para a formulação sem interacção não difere significativamente nos três casos;
- na formulação com interacção para um veículo duas vezes mais rígido as amplificações para as velocidades inferiores a 500-600km/h são superiores ao caso do veículo de base e para valores maiores que 500-600km/h tem amplificações menores
- para uma locomotiva e para uma locomotiva e uma carruagem os resultados não apresentam grandes diferenças. No último caso, com duas carruagens, realça o facto das curvas correspondentes à interacção para os dois tipos de rigidez apresentarem valores mais próximos.

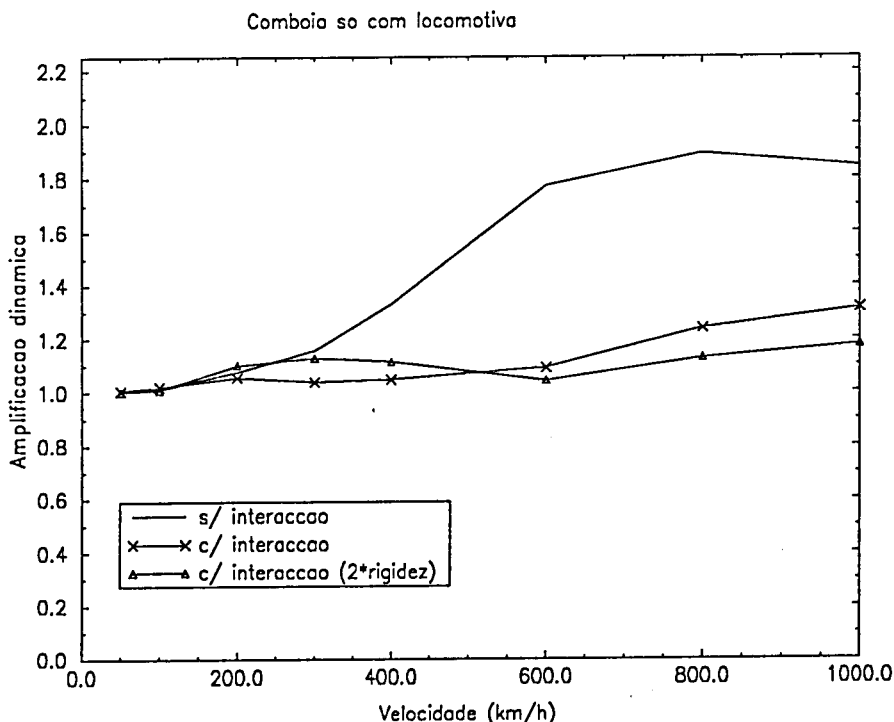


Figura 6.6 - Amplificações dinâmicas máximas a meio vão para comboio só com locomotiva.

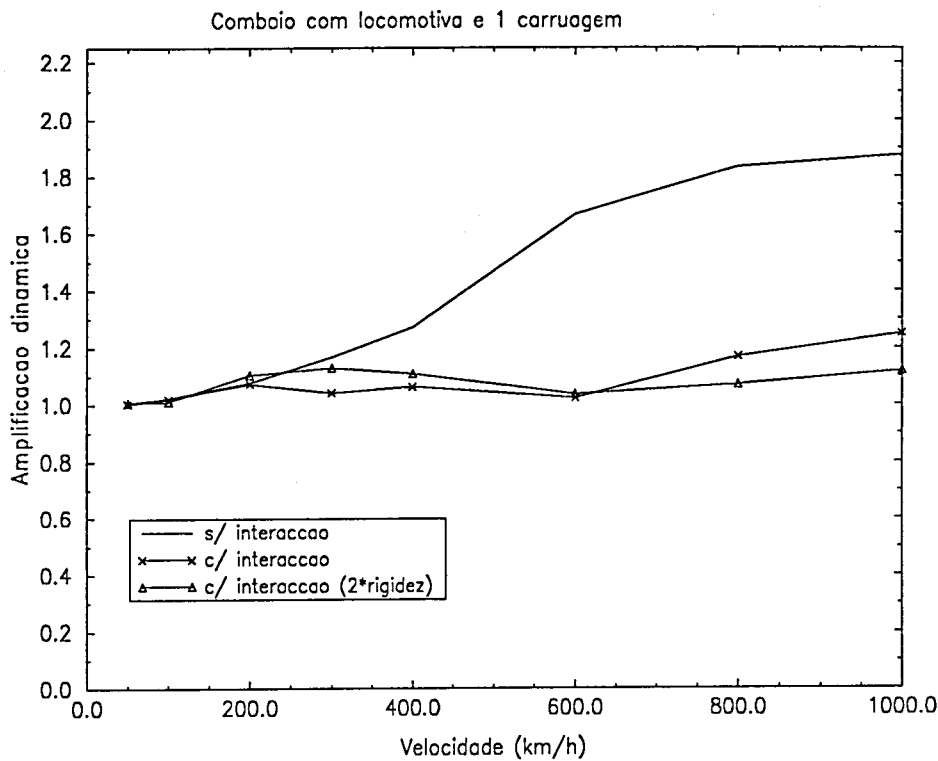


Figura 6.7 - Amplificações dinâmicas máximas a meio vão para comboio com locomotiva e uma carruagem.

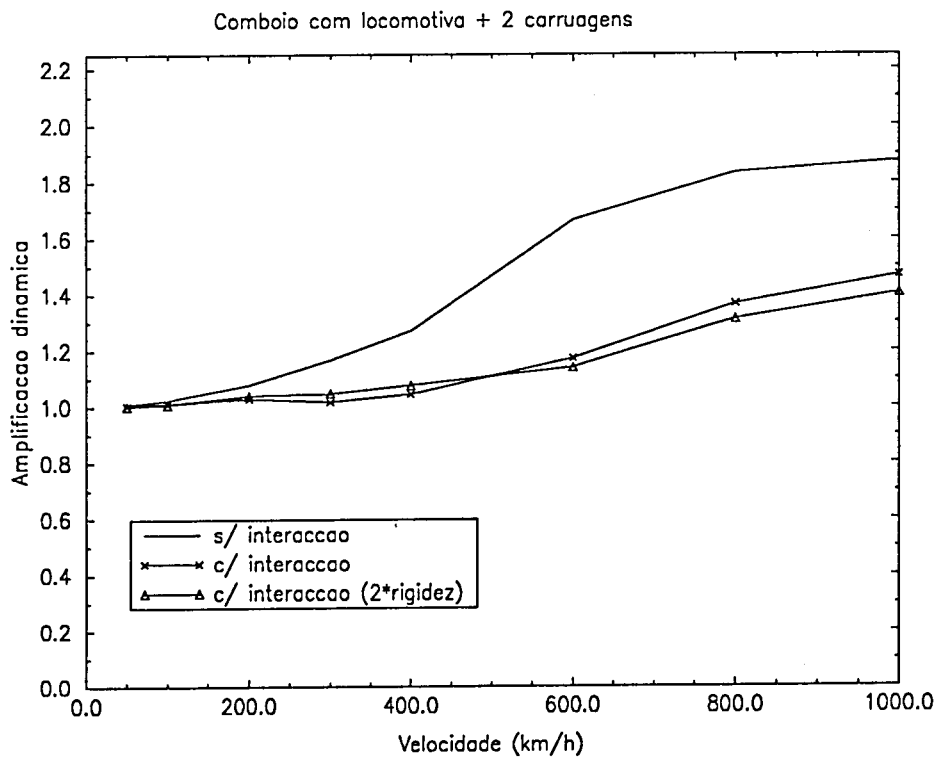


Figura 6.8 - Amplificações dinâmicas máximas a meio vão para comboio com locomotiva e duas carruagens.

Como observação final, refira-se que o comportamento dinâmico da estrutura para um, dois ou três veículos não apresenta grandes divergências. Nos três casos o valor regulamentar do coeficiente dinâmico ($\phi = 1.1$) só é superado para velocidades superiores a 200km/h.

Esta análise sucinta conduziu à escolha de uma locomotiva e uma carruagem para os estudos posteriores. O comboio com esta constituição permite a determinação do comportamento da locomotiva e da carruagem em termos de conforto. Observa-se ainda que a consideração de mais do que uma carruagem fazia com que o comboio tivesse um comprimento superior à ponte.

6.7 - ESTUDO PARAMÉTRICO

Nesta secção são analisados os efeitos de diversos parâmetros no que diz respeito à segurança estrutural da ponte e ao conforto dos passageiros. A segurança da ponte é estudada através das amplificações dinâmicas máximas que ocorrem a meio vão para várias velocidades, e o conforto através das acelerações que se verificam nos pontos médios das caixas da locomotiva e da carruagem.

O modelo base para os cálculos que se efectuam no estudo da influência dos parâmetros está ilustrado na Figura 6.9, e alguns dados importantes constam do Quadro 6.3.

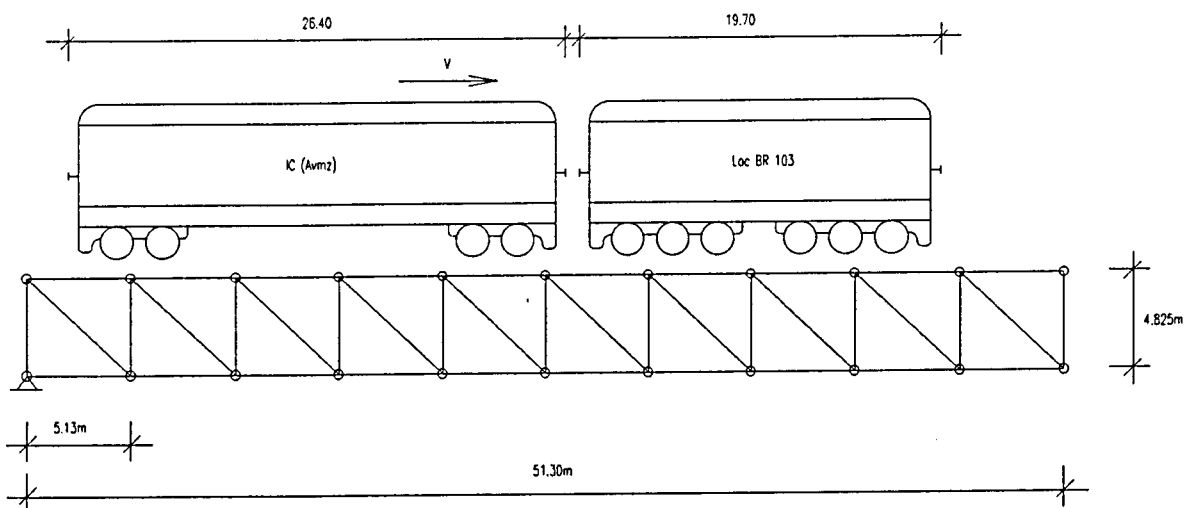


Figura 6.9 - Modelo base.

Estrutura	Frequências	Amortecimento
Ponte	5.00 Hz	0%
Locomotiva	1.25 Hz	8.0%
Carruagem	1.10 Hz	16.0%

Quadro 6.2 - Frequências fundamentais e amortecimento.

Numa perspectiva de estudo da segurança estrutural, e confrontando os resultados obtidos na Figura 6.10 com o coeficiente dinâmico, observa-se que para velocidades superiores a cerca de 200km/h o valor de $\phi = 1.1$ é superado na formulação sem interacção e com interacção para veículo duas vezes mais rígido.

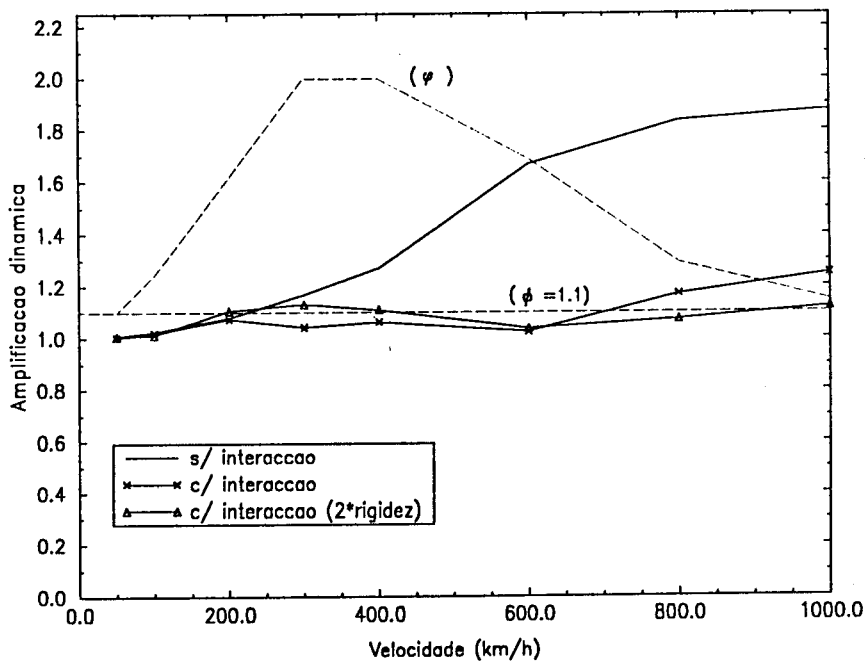


Figura 6.10 - Amplificações dinâmicas máximas a meio vão para comboio com locomotiva e uma carruagem.

Refira-se ainda que as Normas UIC apresentam para efeitos de dimensionamento um coeficiente a aplicar às cargas reais, referido na secção 2.3, e dado por

$$\varphi_0 = 1 + \varphi' + 0.5\varphi'' \leq 2.0$$

Para uma frequência fundamental de 5Hz, um vão de 51.30m é possível calcular para várias velocidades o valor de φ' e φ'' (Quadro 6.3).

V (km/h)	φ'	φ''	Φ_0
50	0.108	9.673e-4	1.110
100	0.242	1.532e-3	1.245
200	0.616	1.532e-3	1.619
300	1.099	1.532e-3	2.000
400	1.322	1.532e-3	2.000
600	0.687	1.532e-3	1.690
800	0.291	1.532e-3	1.292
1000	0.145	1.532e-3	1.146

Quadro 6.3 - .Valores dos coeficientes dinâmicos especificados na norma UIC-776-1-R para cargas reais.

A envolvente dos coeficientes admissíveis consta da Figura 6.10 e como se pode observar corresponde a valores significativamente mais elevados que os coeficientes regulamentares, e que por serem baseados em cargas reais incluem factores de segurança adicionais, não sendo por isso apenas coeficientes de amplificação dinâmica.

De acordo ainda com as mesmas normas refira-se que calculando os limites inferior e superior da frequência de uma ponte com 51.30m de vão se obtém:

$$n_0 \text{ (inferior)} = 2.29 \cong 2.3\text{Hz}$$

$$n_0 \text{ (superior)} = 4.98 \cong 5.0\text{Hz}$$

A ponte estudada tendo uma frequência de 5Hz encontra-se portanto, no limite superior admissível.

Relativamente ao conforto e com base num trabalho desenvolvido por Keymeulen e Winand [17] determinaram-se os valores do grau de desconforto (LI) que foram obtidos a partir das expressões apresentadas no segundo Capítulo em que se considera uma contribuição da componente aleatória da aceleração ($\tilde{a}_{wr}$) e outra da componente harmónica da aceleração ($\tilde{a}_{wh}$). A primeira é um valor dado que depende da categoria de tráfego ferroviário e, portanto,

o nível de intensidade para vibrações aleatórias (LI_r) é um valor conhecido à partida e função da velocidade de aceleração.

No Quadro 6.4 apresentam-se os cálculos efectuados para obtenção do grau de desconforto tendo-se procedido através de duas vias de cálculo. Como o valor da duração de exposição à componente harmónica $[T(s)]$ é difícil de estimar consideram-se duas hipóteses para a duração $T(s)$:

- numa primeira hipótese $T(s)$ é igual à duração de passagem do comboio sobre a ponte mais um ciclo (período) da resposta
- na segunda hipótese é igual à mesma duração de passagem mas mais três ciclos.

V(km/h)	a(m/s ²)	$\tilde{a}_{wh}(m/s^2)$	T(s)	LI_h	LI_r	LI	Nível de conforto
50	0.068	0.02	4.7	17.4	198.4	198.4	excelente
			6.7	19.5		198.4	
100	0.162	0.05	2.7	26.0		198.5	
			4.3	30.0		198.6	
200	0.618	0.17	1.8	47.2	138.9	140.5	
			3.4	58.0		141.9	
300	0.877	0.25	1.3	52.6	79.5	86.6	aceitável
			2.8	68.2		93.8	
400	1.020	0.29	1.1	55.0		87.6	
			2.3	70.5		95.0	
600	1.316	0.37	0.8	58.2		88.9	excelente
			1.7	75.1		97.7	aceitável
800	1.184	0.33	0.6	48.9		85.3	excelente
			1.0	58.1		88.9	
1000	1.768	0.50	0.4	56.4		88.2	aceitável
			1.0	76.9		98.8	

Quadro 6.4- Determinação do nível de conforto na carruagem.

Pela análise dos resultados que constam do Quadro 6.4 é possível afirmar que se está perante um excelente nível de conforto para velocidades inferiores a 400km/h; a partir deste valor surgem níveis de conforto aceitáveis para a duração mais prolongada às velocidades de 400, 600 e 1000km/h.

6.7.1 - Amortecimento

De modo a avaliar a importância do amortecimento da ponte na resposta dinâmica desta, supôs-se o valor de 2% para o coeficiente de amortecimento que corresponde ao valor estipulado para pontes metálicas.

A Figura 6.11 compara os valores das amplificações dinâmicas obtidas sem e com amortecimento, verificando-se uma ligeira diminuição das amplificações quando se introduz o amortecimento sobretudo no caso sem interacção.

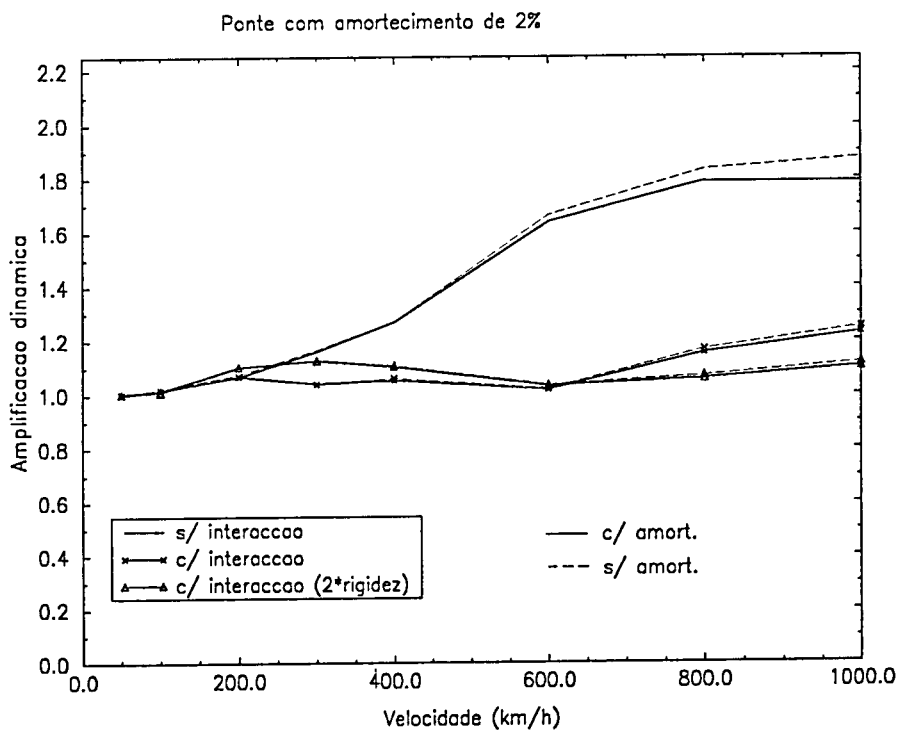


Figura 6.11 - Amplificações dinâmicas com e sem amortecimento.

Do ponto de vista do conforto compararam-se as acelerações na locomotiva e na carruagem igualmente sem e com amortecimento registando-se os valores na Figura 6.12 e 6.13.

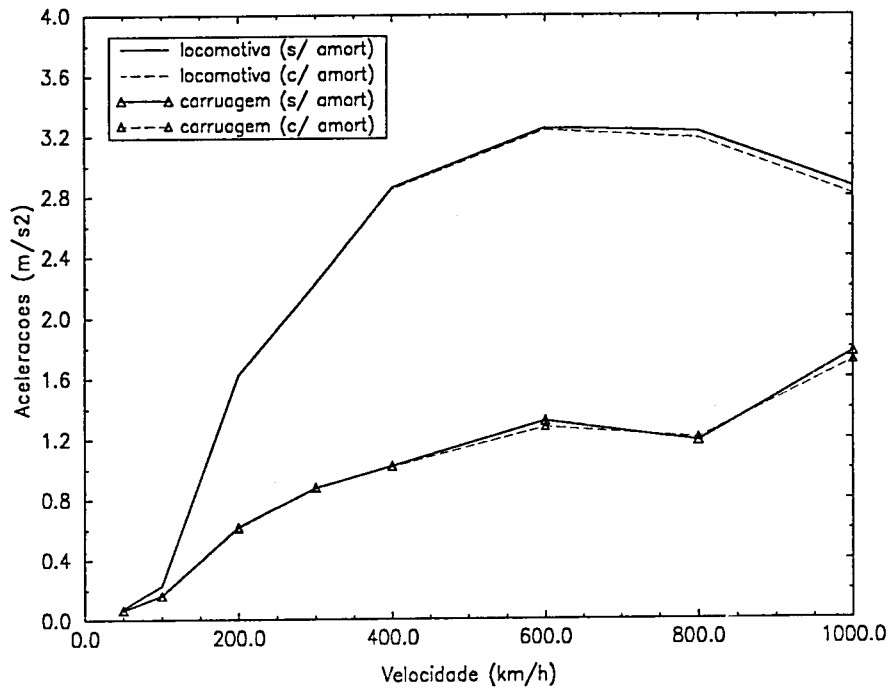


Figura 6.12 - Acelerações na locomotiva e carruagem para comboio - loc. BR 103 e IC (Aumz).

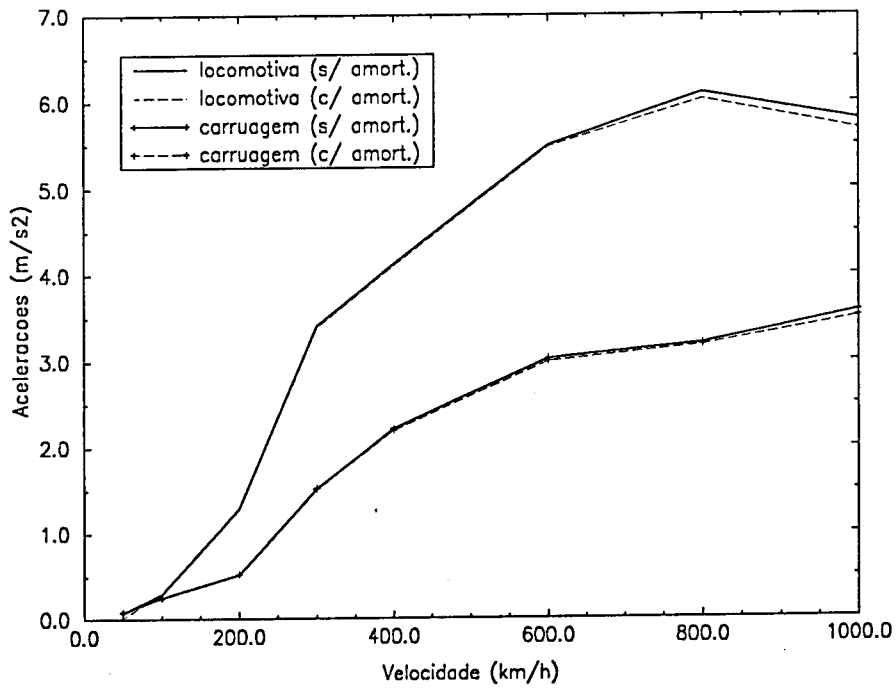


Figura 6.13 - Acelerações na locomotiva e carruagem para comboio com rigidez duas vezes superior.

Os resultados obtidos apontam para quase coincidência entre as curvas, podendo concluir-se que o amortecimento da ponte neste caso não afecta as condições de conforto, mantendo-se este num nível excelente até os 600km/h.

6.7.2 - Rigidez

De modo a estudar-se a influência da rigidez da ponte no comportamento estrutural desta, adoptaram-se diferentes valores do módulo de Young no modelo base no sentido de obter uma ponte mais flexível e outra mais rígida (Quadro 6.5).

Ponte	E (GPa)	F (Hz)
Ponte flexível	100	3.6
Ponte de base	200	5.0
Ponte rígida	400	6.7

Quadro 6.5 - Módulo de Young e frequências fundamentais das pontes.

As Figuras 6.14 e 6.15 traduzem as curvas obtidas para os vários tipos de rigidez da ponte.

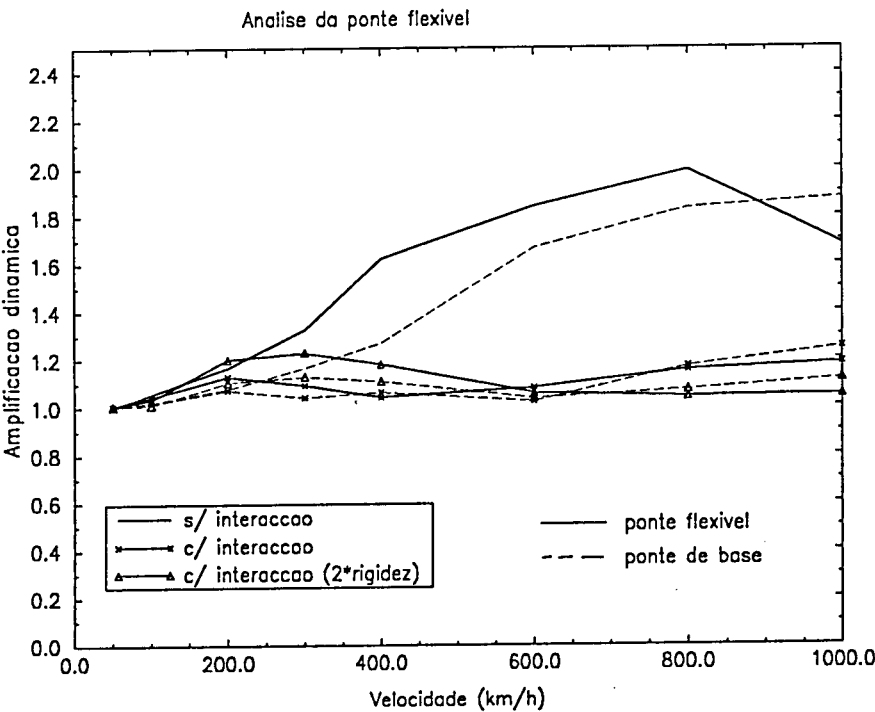


Figura 6.14 - Comparação das amplificações dinâmicas para a ponte flexível e ponte de base.

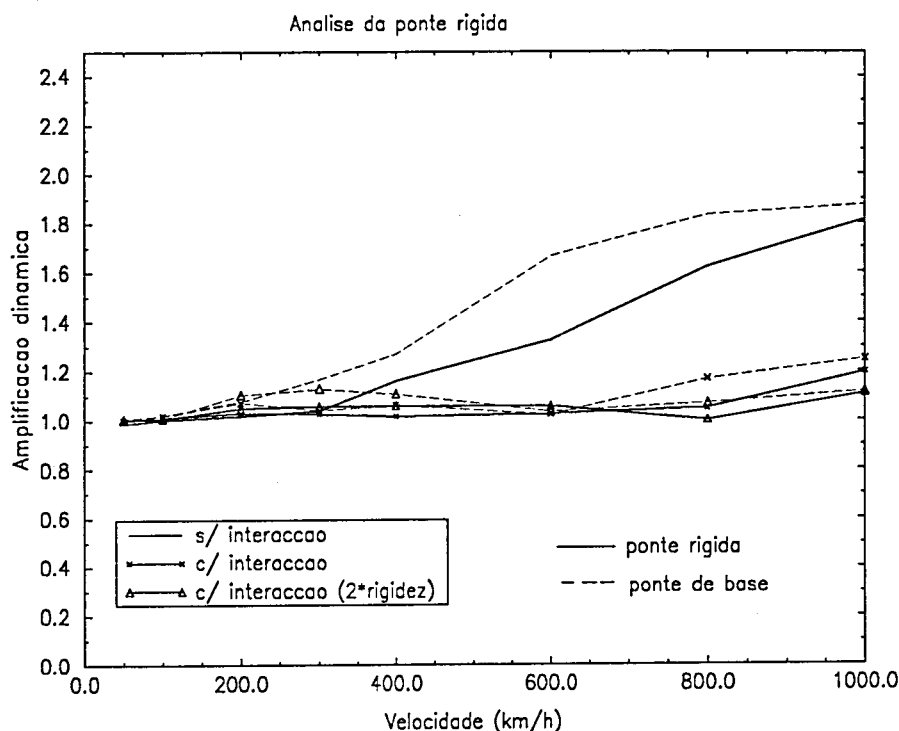


Figura 6.15 - Comparação das amplificações dinâmicas para a ponte rígida e ponte de base.

Da observação das figuras, como era de esperar, realça o facto de na ponte mais flexível se verificarem amplificações mais elevadas e se ultrapassar o valor regulamentar à velocidade de 150km/h, enquanto que na ponte mais rígida isso só se verifica aos 300km/h.

As acelerações na locomotiva (Figura 6.16) e na carruagem (Figura 6.17) indicam que um aumento de rigidez na ponte é claramente benéfico para o conforto, reduzindo consideravelmente as acelerações. Note-se que para a carruagem no caso da ponte rígida as acelerações nunca ultrapassam o valor de 2m/s^2 .

A ponte flexível conduz, contudo, a um acréscimo das acelerações verificadas no comboio. Realizando uma análise do conforto para a carruagem (Quadro 6.6), pode observar-se que apenas para velocidades reduzidas se obtém um nível de conforto excelente atingindo-se um nível inaceitável aos 200km/h.

V(km/h)	a(m/s ²)	$\tilde{a}_{wh}(m/s^2)$	T(s)	LI _h	LI _r	LI	Nível de conforto
50	0.144	0.04	4.7	27.2	198.4	198.5	excelente
			6.7	30.4		198.6	
100	0.454	0.13	2.7	46.8		199.0	
			4.3	54.2		199.4	
200	3.503	0.99	1.8	148.3	138.9	180.1	inaceitável
			3.4	182.4		205.0	
300	4.605	1.30	1.3	160.3	79.5	166.8	
			2.8	207.7		211.7	
400	5.581	1.58	1.1	172.5		178.2	
			2.3	221.3		224.8	
600	6.594	1.87	0.8	173.4		179.0	
			1.7	223.6		227.1	
800	5.801	1.64	0.6	144.3		152.2	
			1.0	171.5		177.2	
1000	4.589	1.30	0.4	107.4		120.6	
			1.0	146.4		154.1	

Quadro 6.6- Análise do conforto para a ponte flexível.

Para o veículo rígido (Figuras 6.18 e 6.19) existe uma analogia no andamento das curvas, embora com um grande acréscimo dos valores dos parâmetros.

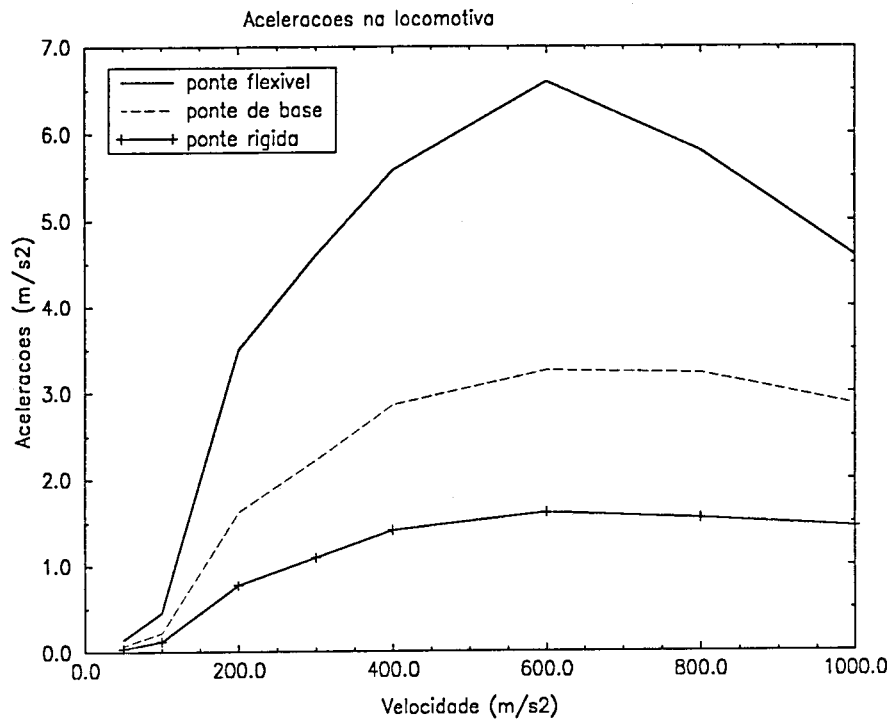


Figura 6.16 - Acelerações na locomotiva. Estudo da rigidez.

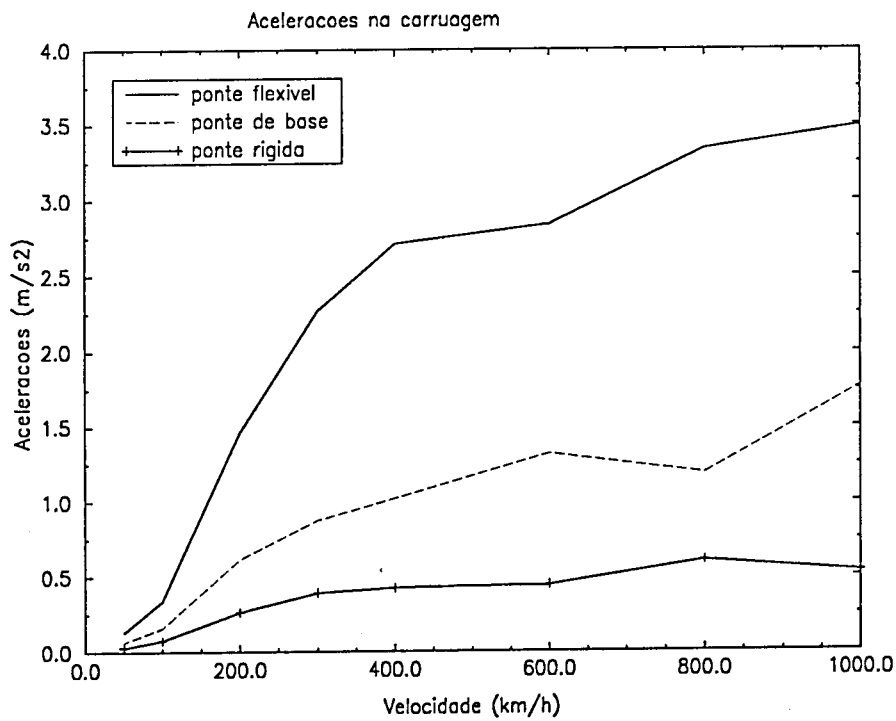


Figura 6.17 - Acelerações na carruagem. Estudo da rigidez.

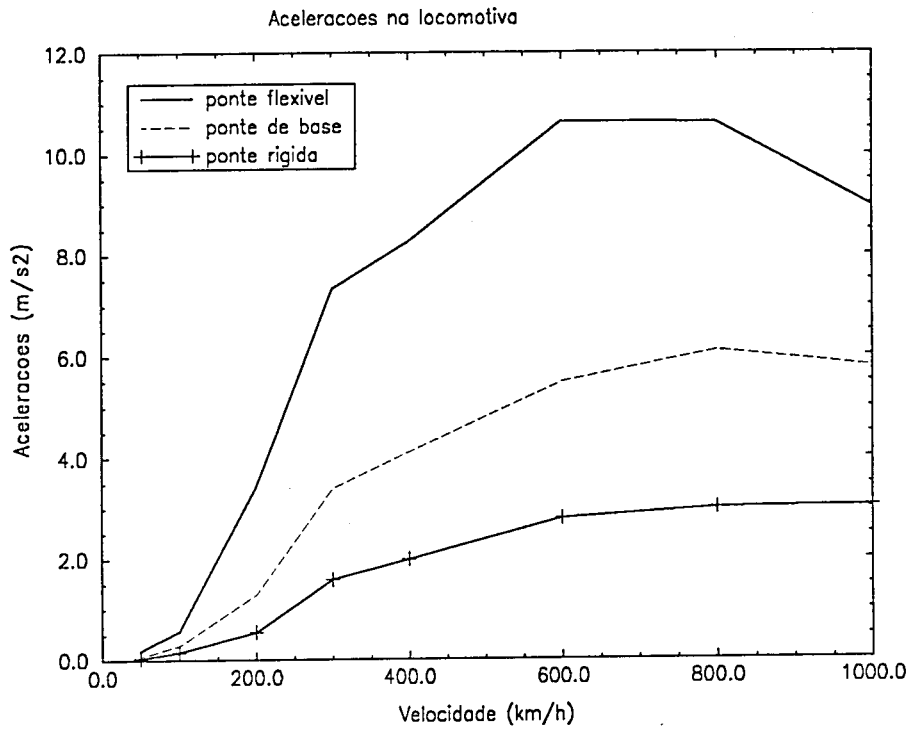


Figura 6.18 - Acelerações na locomotiva. Estudo da rigidez duas vezes superior.

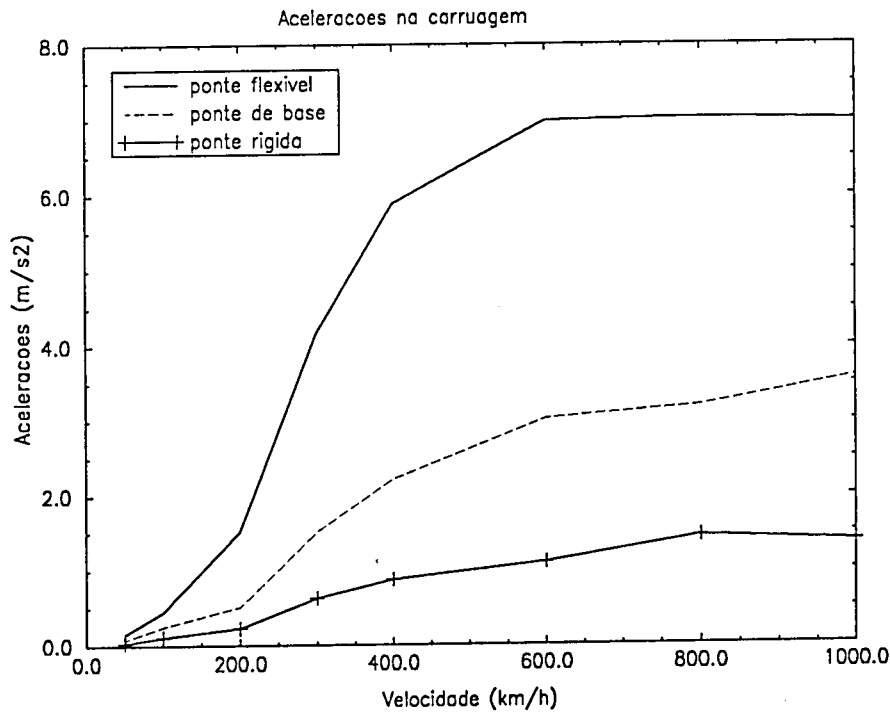


Figura 6.19 - Acelerações na carruagem. Estudo da rigidez duas vezes superior.

6.7.3 - Vão

A necessidade de averiguar o comportamento de pontes com vão diferente levou à situação presente em que se determina a resposta dinâmica de uma ponte com metade do vão do modelo base $\left(l' = \frac{l}{2} = 25.65\text{ m}\right)$, mas com idêntica flexibilidade. Esta estrutura corresponde a uma ponte mais rígida com uma frequência de 10Hz (Quadro 6.7).

Vão	E (GPa)	f (Hz)	ϕ
l	200	5	1.1
$l/2$	110	10	1.17

Quadro 6.7 - Dados relevantes comparativos das duas pontes.

A Figura 6.20 ilustra a variação das amplificações observando-se que o valor regulamentar ($\phi = 1.17$) se atinge para a velocidade de 300km/h para o veículo rígido e sem interação.

Os resultados determinados apenas com as cargas rolantes aproximam-se dos do veículo rígido com interação até aos 300km/h, altura em que se verifica uma divergência nas curvas, e enquanto que sem interação se constata uma quebra aos 400km/h seguido de um rápido crescimento, no caso da interação (comboio rígido) a curva tem um desenvolvimento mais uniforme.

Relativamente ao modelo base realça, por um lado, uma ligeira atenuação nas amplificações encontradas com interação para a ponte com metade do vão, que se acentua para o veículo rígido.

As figuras 6.21 e 6.22 apresentam as acelerações para os dois casos de veículos verificando-se em ambos uma redução importante do valor das acelerações tanto na locomotiva como na carruagem, mantendo-se assim um excelente nível de conforto na carruagem.

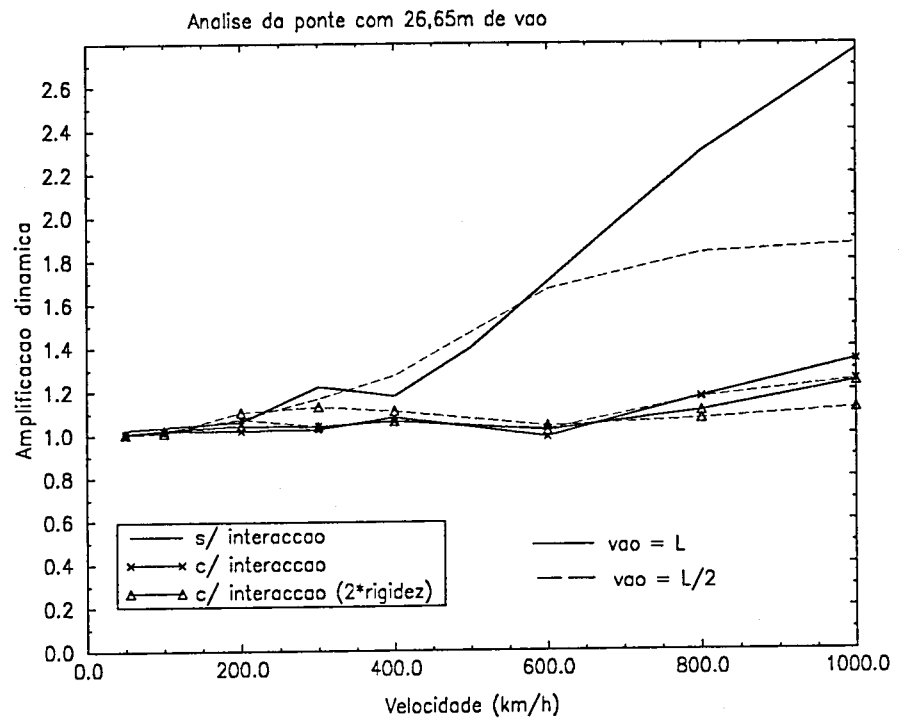


Figura 6.20 - Comparação das amplificações dinâmicas para a ponte com metade do vão e para a ponte de base.

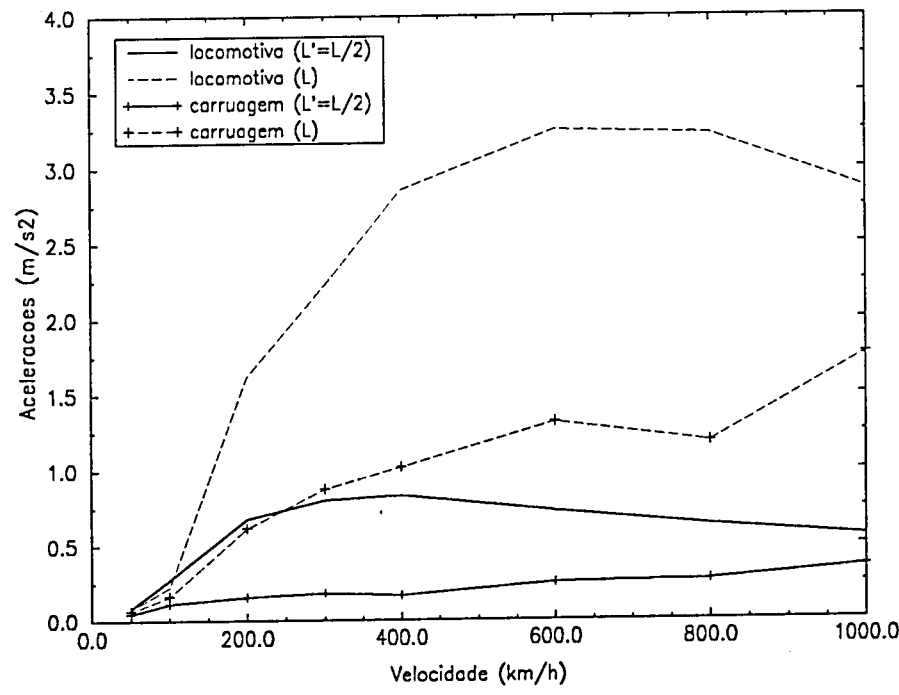


Figura 6.21 - Acelerações na locomotiva e carruagem para ponte com metade do vão e para ponte de base.

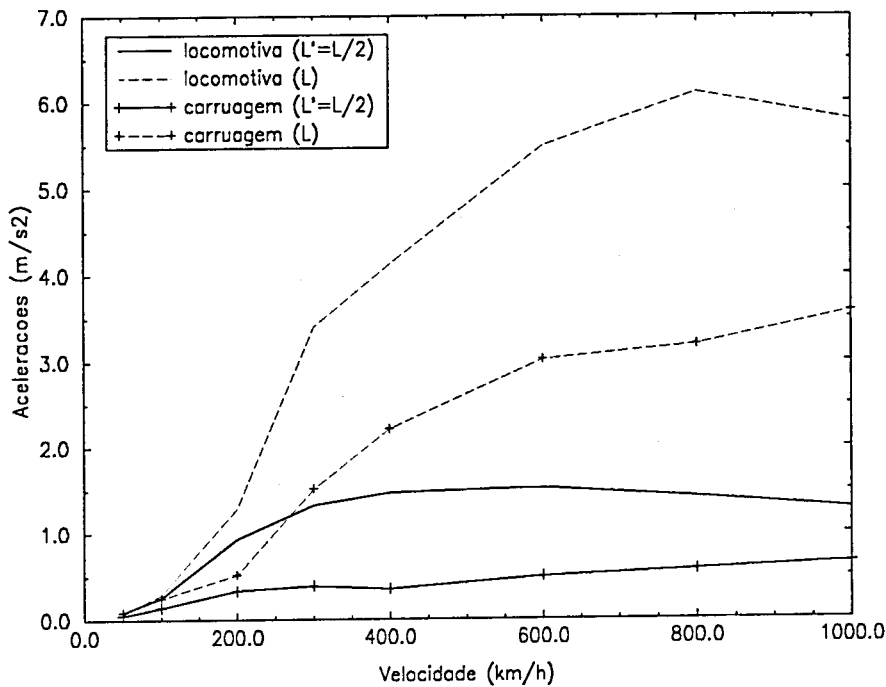


Figura 6.22 - Acelerações na locomotiva e carruagem para ponte com metade do vão e para ponte de base com rigidez duas vezes superior.

6.7.4 - Balastro

Como se referiu na caracterização da estrutura, a Ponte da Carpinteira é uma ponte com tabuleiro não balastrado, e portanto nos cálculos realizados anteriormente o efeito do balastro não foi considerado.

A acção do balastro na estrutura reflecte-se por um aumento de massa e de amortecimento, assunto que foi referido nos capítulos dois e quinto.

É prática corrente na CP a utilização de 20 a 30cm de balastro, a AREA recomenda espessuras mínimas de 30cm de balastro. Ao considerar um peso volúmico de 26kN/m^3 não se incorre em grandes erros e, portanto, pode admitir-se uma massa volúmica equivalente que se aplica às barras do tabuleiro superior da ponte. O amortecimento que o balastro poderá induzir na estrutura não é considerado no estudo.

Este artifício, embora muito simples, poderá permitir analisar se um aumento da massa naquelas barras afecta de forma considerável o comportamento da ponte.

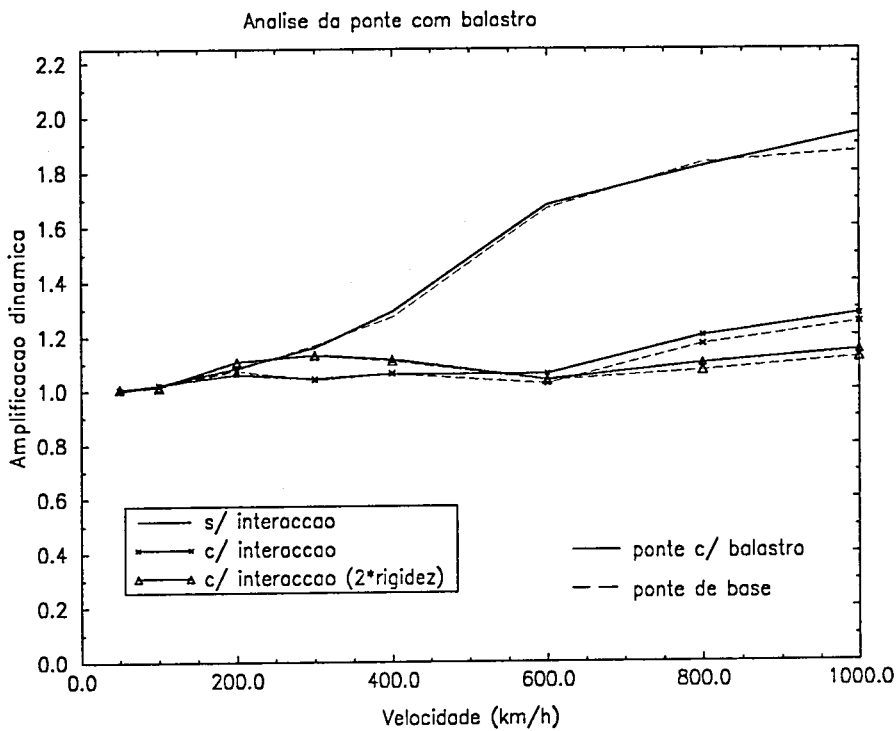


Figura 6.23 - Comparação das amplificações dinâmicas para a ponte com e sem balastro.

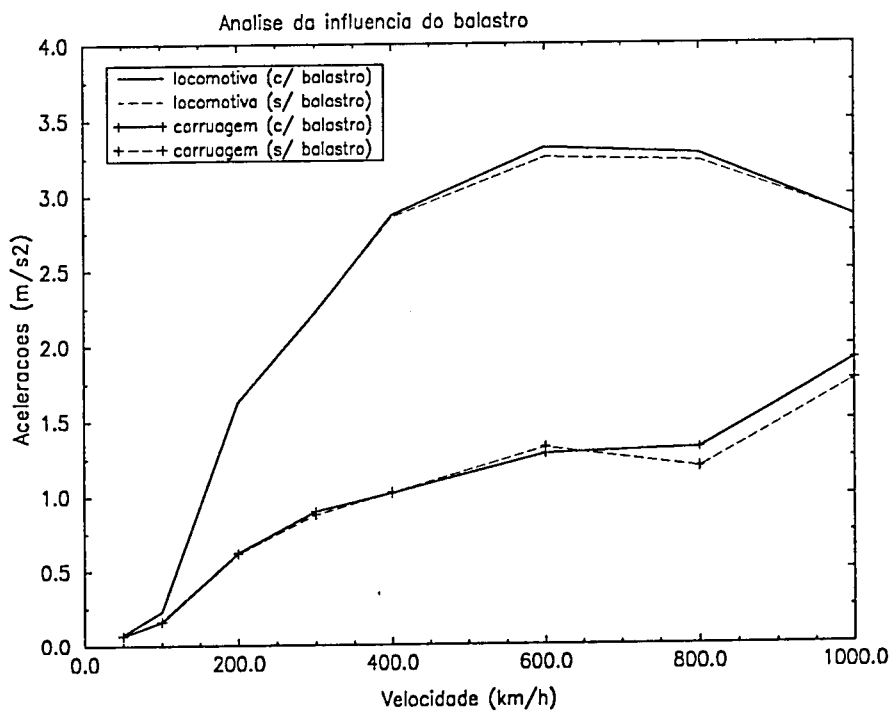


Figura 6.24 - Acelerações na locomotiva e carruagem para a ponte com e sem balastro.

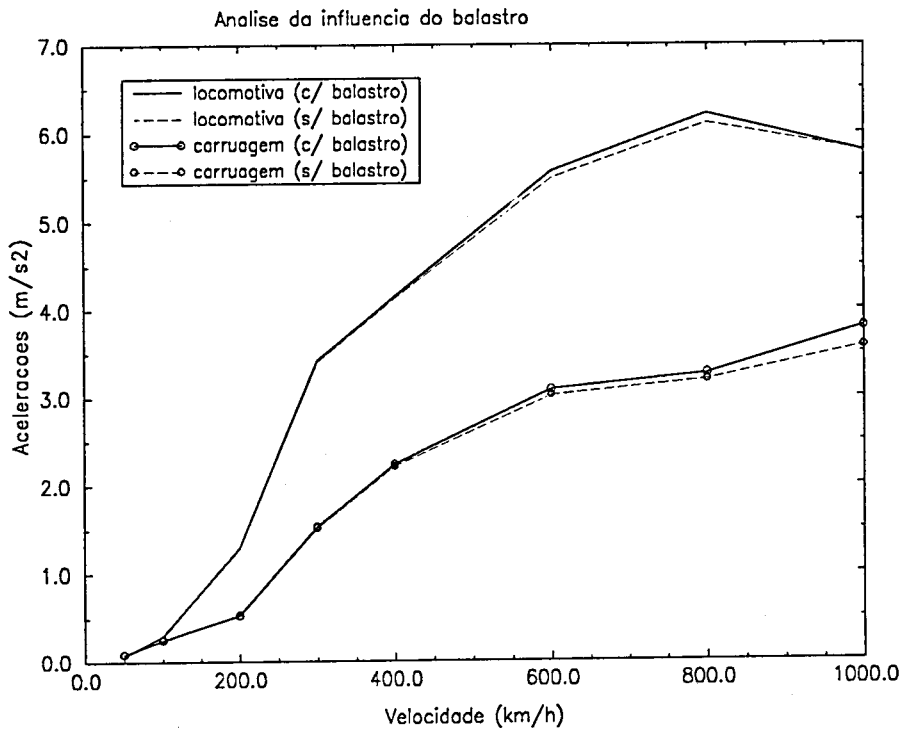


Figura 6.25 - Acelerações na locomotiva e carruagem para a ponte com e sem balastro (veículo com rigidez duas vezes superior).

Tanto em termos de segurança, pela observação da Figura 6.23, como em termos de conforto, pela observação das Figuras 6.24 e 6.25, existe uma boa concordância das curvas com balastro relativamente às do modelo base, apenas se verificando um aumento insignificante para as velocidades mais elevadas.

6.7.5 - Irregularidades da via

Foram simulados dois tipos de irregularidades para a via:

- irregularidades isoladas;
- irregularidades contínuas sinusoidais.

As irregularidades isoladas correspondem às irregularidades referidas nas normas UIC [8] e foram posicionadas no início da ponte (a meio da primeira barra) e no meio da ponte.

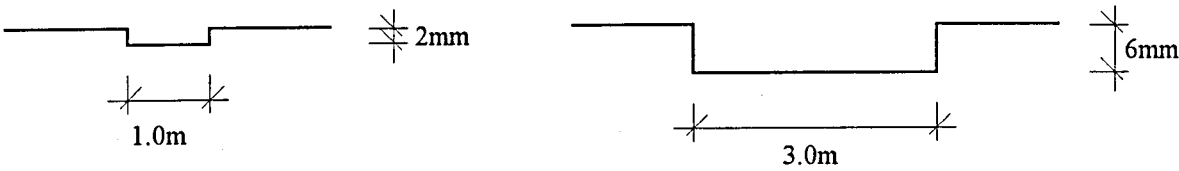


Figura 6.26 - Irregularidades isoladas.

Os resultados obtidos para as várias irregularidades isoladas apresentam-se nas figuras seguintes quanto a amplificações e acelerações.

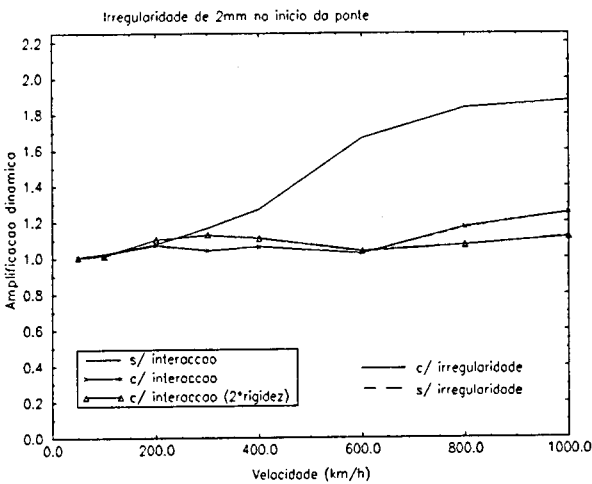


Figura 6.27 - Amplificações dinâmicas para a ponte com irregularidade de 2mm no início da ponte.

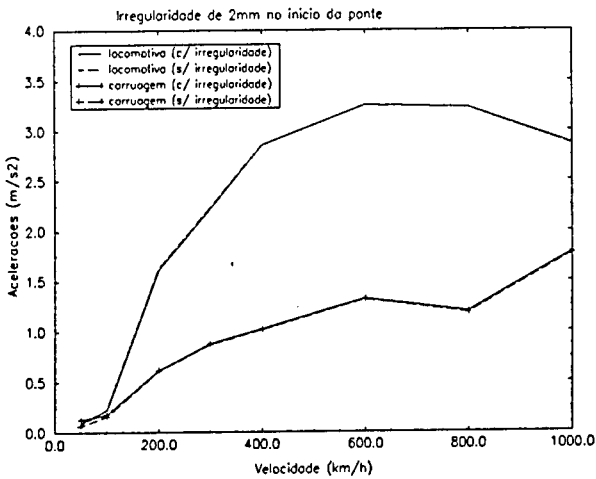


Figura 6.28 - Acelerações no veículo para a ponte com irregularidades de 2mm no início da ponte.

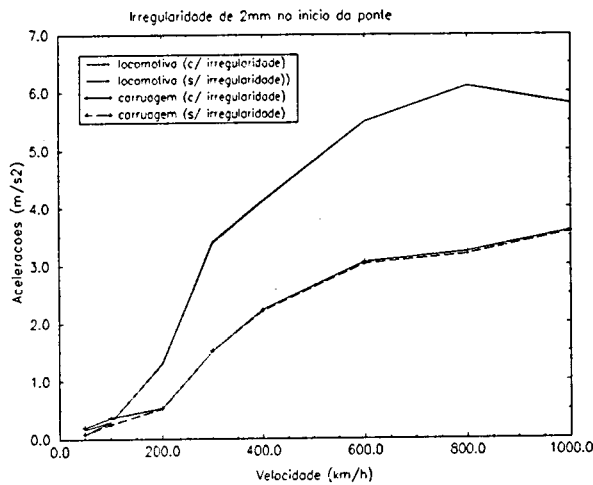


Figura 6.29 - Acelerações no veículo (com rigidez duas vezes superior) para a ponte com irregularidades de 2mm no início da ponte.

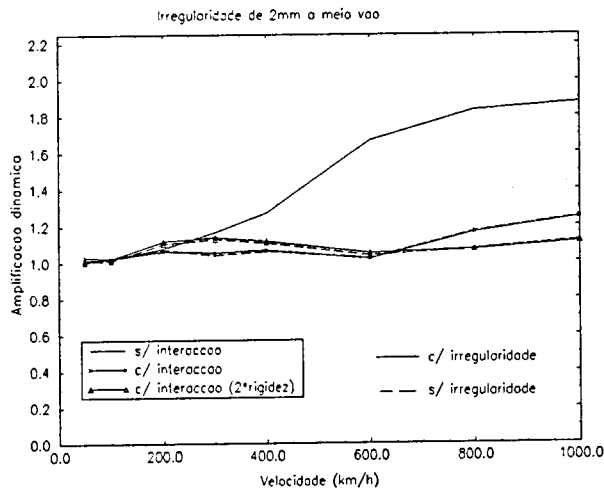


Figura 6.30 - Amplificações dinâmicas para a ponte com irregularidade de 2mm no meio da ponte.

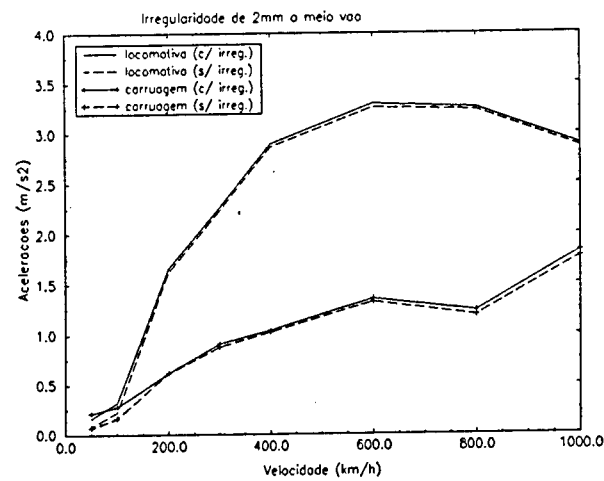


Figura 6.31 - Acelerações no veículo para a ponte com irregularidades de 2mm no meio da ponte.

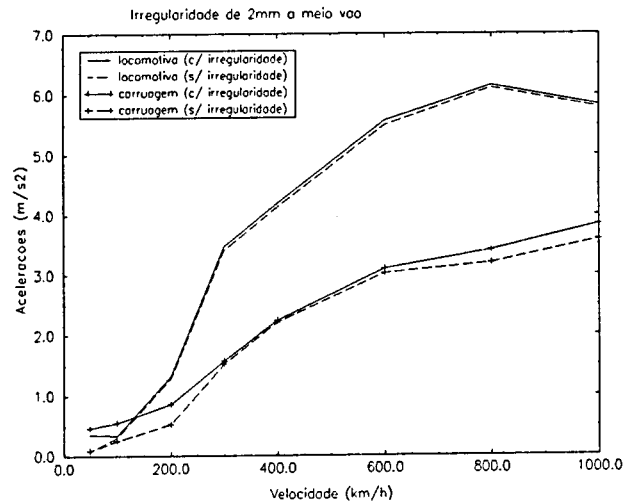


Figura 6.32 - Acelerações no veículo (com rigidez duas vezes superior) para a ponte com irregularidades de 2mm no meio da ponte.

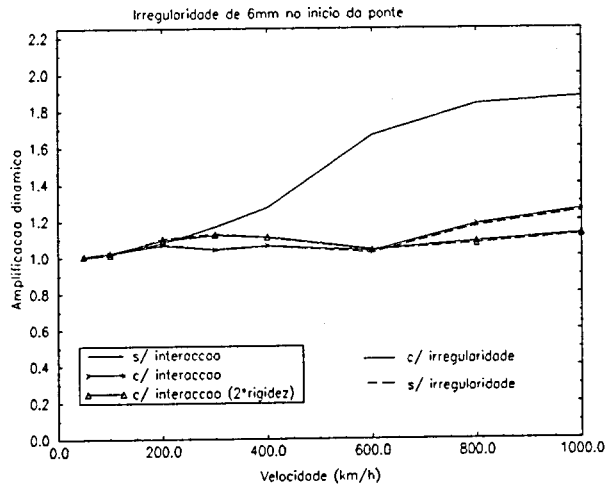


Figura 6.33 - Amplificações dinâmicas para a ponte com irregularidade de 6mm no início da ponte.

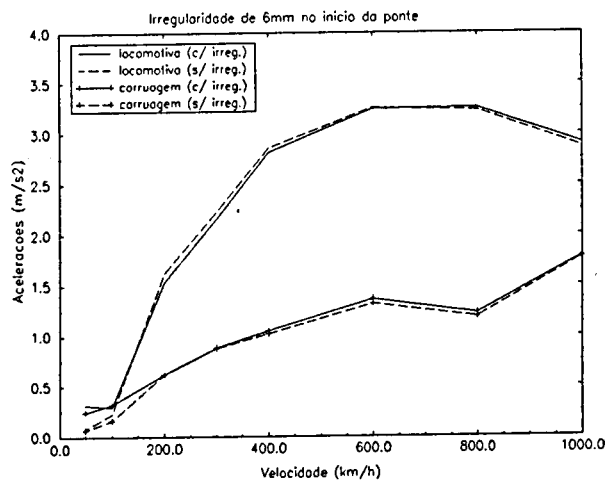


Figura 6.34 - Acelerações no veículo para a ponte com irregularidades de 6mm no início da ponte.

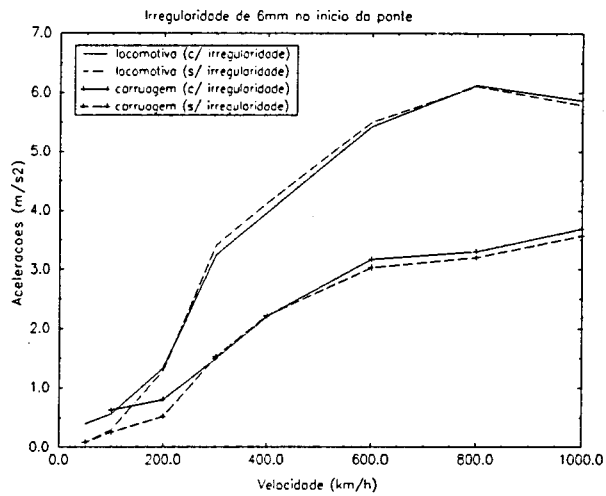


Figura 6.35 - Acelerações no veículo (com rigidez duas vezes superior) para a ponte com irregularidades de 6mm no início da ponte.

A irregularidade de 2mm tanto no início da ponte como no meio da ponte e a de 6mm no início da ponte não introduzem alterações significativas relativamente ao modelo base. A única alteração a salientar é um agravamento das acelerações para velocidade baixas em ambos os veículos mas que mesmo assim não se traduz em desconforto para os passageiros.

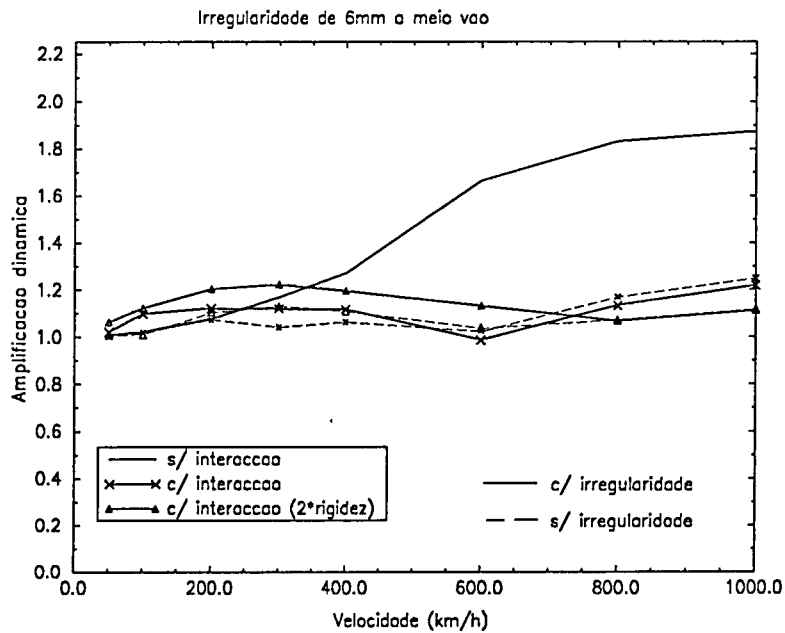


Figura 6.36 - Amplificações dinâmicas para a ponte com irregularidade de 6mm no meio da ponte.

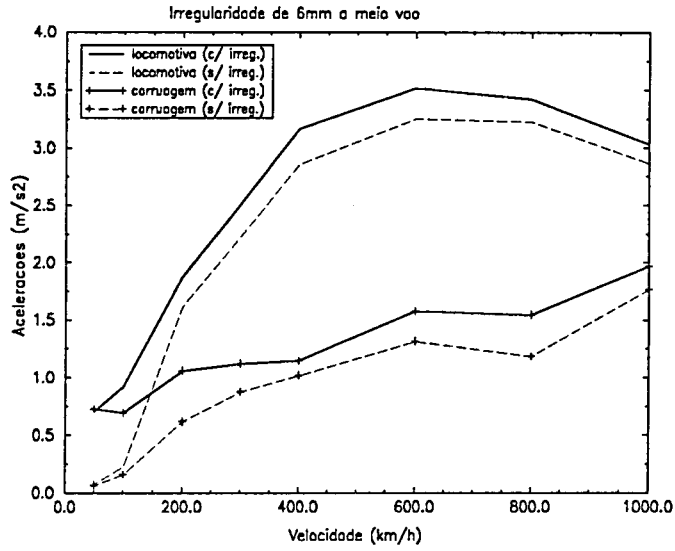


Figura 6.37 - Acelerações no veículo para a ponte com irregularidades de 6mm no meio da ponte.

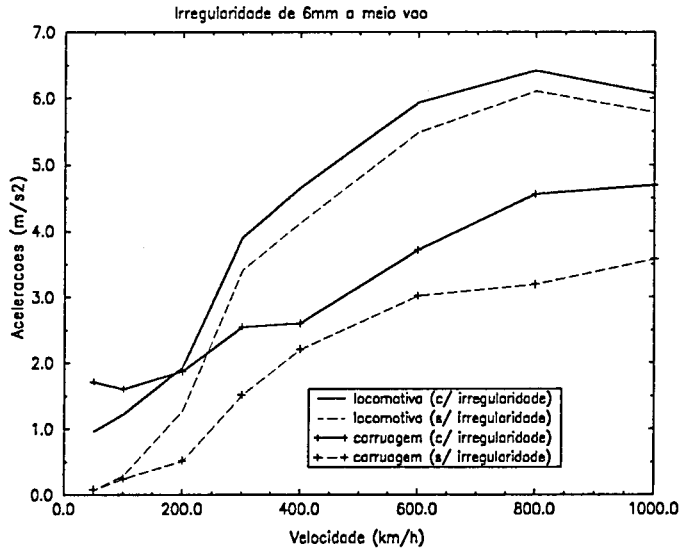


Figura 6.38 - Acelerações no veículo (com rigidez duas vezes superior) para a ponte com irregularidades de 6mm no meio da ponte.

A irregularidade de 6mm a meio vão revela-se como causadora de um aumento importante nas amplificações para as velocidades mais baixas. Numa análise das acelerações verifica-se igualmente um agravamento das acelerações mais acentuado para velocidades baixas em ambos os modelos.

V(km/h)	a(m/s ²)	$\ddot{a}_{wh}(m/s^2)$	T(s)	LI _h	LI _r	LI	Nível de conforto
50	0.728	0.21	4.7	74.8	198.4	201.1	excelente
			6.7	83.6		202.2	
100	0.691	0.20	2.7	60.9		199.8	
			4.3	70.4		200.6	
200	1.058	0.30	1.8	68.1	138.9	143.8	aceitável
			3.4	83.8		147.8	
300	1.121	0.32	1.3	61.8	79.5	90.6	excelente
			2.8	80.0		100.8	aceitável
400	1.148	0.32	1.1	59.3		89.5	excelente
			2.3	76.1		98.4	aceitável
600	1.576	0.45	0.8	66.0		92.7	excelente
			1.7	85.1		104.1	inaceitável
800	1.546	0.44	0.6	59.1		89.4	excelente
			1.0	70.2		95.0	aceitável
1000	1.967	0.56	0.4	60.7		90.1	excelente
			1.0	82.6		102.5	aceitável

Quadro 6.8 -Análise do conforto para a ponte com irregularidade de 6mm a meio vão.

Relativamente a uma classificação do nível de conforto na carruagem (ver Quadro 6.8) encontra-se um conforto excelente para a menor duração a qualquer velocidade, enquanto que para a maior duração a partir dos 200km/h se depara com um nível aceitável excepto aos 600km/h onde se encontra um nível inaceitável.

As irregularidades sinusoidais estão caracterizadas no Quadro 6.9 e equivalem às referidas na secção 5.4.

Irregularidade	<i>l</i> (m)	<i>A</i> (m)
onda curta	0.06	0.0003
onda média	0.30	0.0003
onda longa	1.6	0.0005

Quadro 6.9 - Valores dos comprimentos de onda (*l*) e amplitudes (*A*) das irregularidades sinusoidais.

No estudo das irregularidades sinusoidais e como ilustram as Figuras 6.39, 6.40 e 6.41 manifesta-se uma quase nula influência das irregularidades nas amplificações. Quanto a conforto não há alterações significativas em termos de aumento de acelerações tanto na caixa da locomotiva como da carruagem; apenas se apresenta a evolução das acelerações para a "onda longa" sendo os gráficos das outras irregularidades idênticos (Fig. 6.42).

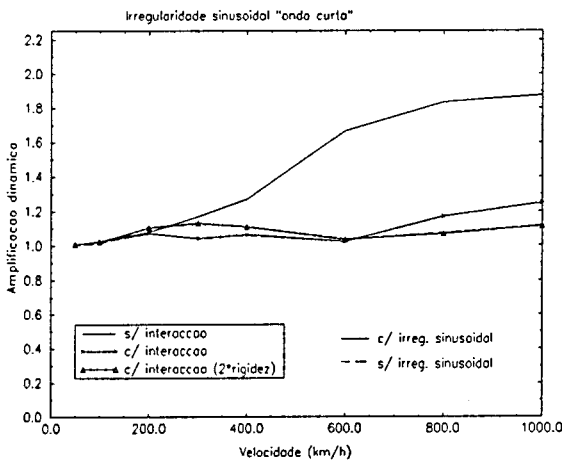


Figura 6.39 - Amplificações dinâmicas para ponte com irregularidade sinusoidal do tipo "onda curta".

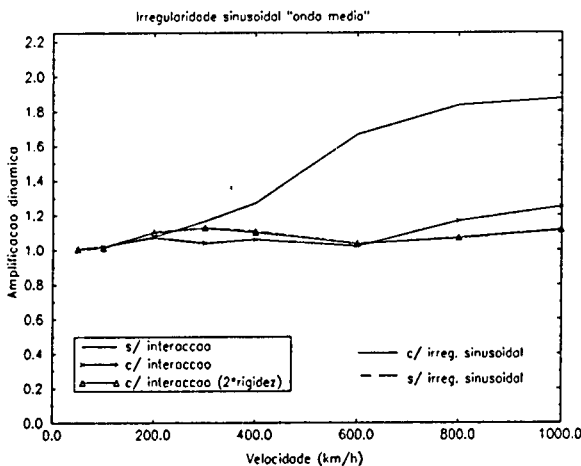


Figura 6.40 - Amplificações dinâmicas para ponte com irregularidade sinusoidal do tipo "onda média".

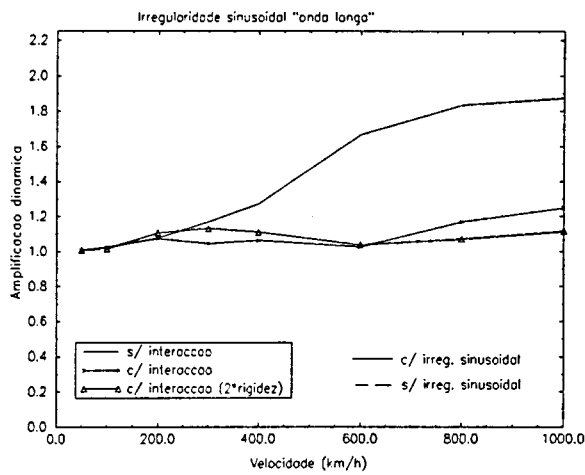


Figura 6.41 - Amplificações dinâmicas para ponte com irregularidade sinusoidal do tipo "onda longa".

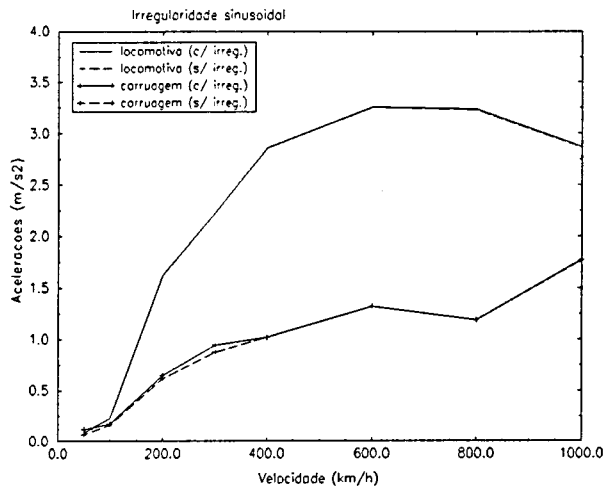


Figura 6.42 - Acelerações na locomotiva e carruagem para ponte com irregularidade sinusoidal do tipo "onda longa".

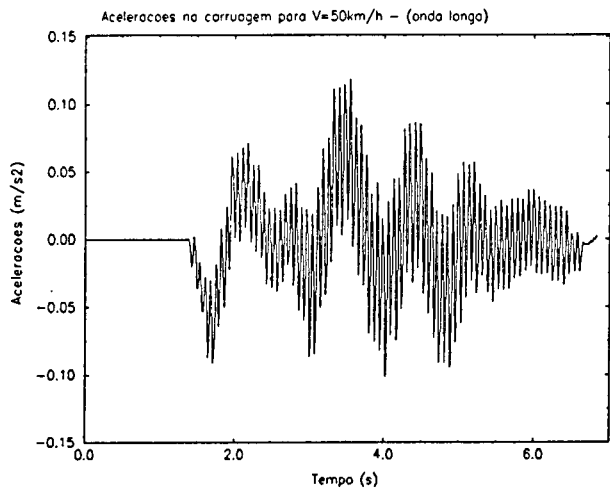


Figura 6.43 - Acelerações na carruagem, a uma velocidade de 50km/h, para ponte com irregularidade sinusoidal do tipo "onda longa".

Na Figura 6.43 podem observar-se as acelerações na carruagem para uma velocidade de 50km/h, notando-se o aparecimento de ressonância que poderá provocar eventuais problemas de ruído. Para esta velocidade a introdução de uma irregularidade sinusoidal não se reflecte em importantes aumentos do valor da aceleração máxima contudo verifica-se um considerável aumento da frequência.

Visto as irregularidades sinusoidais não terem contribuído para alterações importantes no comportamento da estrutura e do comboio, estudaram-se outros casos de irregularidades sinusoidais em que se pretendia introduzir no sistema frequências excitadoras particulares. O primeiro caso corresponde a criar uma frequência excitadora idêntica à frequência fundamental da ponte para uma velocidade de passagem do comboio de 50km/h; as características da irregularidade sinusoidal são: uma amplitude de 0.005m e comprimento de onda de 2.78m. No segundo caso a frequência excitadora é igual à da carruagem para a mesma velocidade e a irregularidade tem a mesma amplitude mas comprimento de onda de 12.62m. Apenas se efectuaram cálculos para o caso da interacção que constam das Figuras 6.44, 6.45 e 6.46.

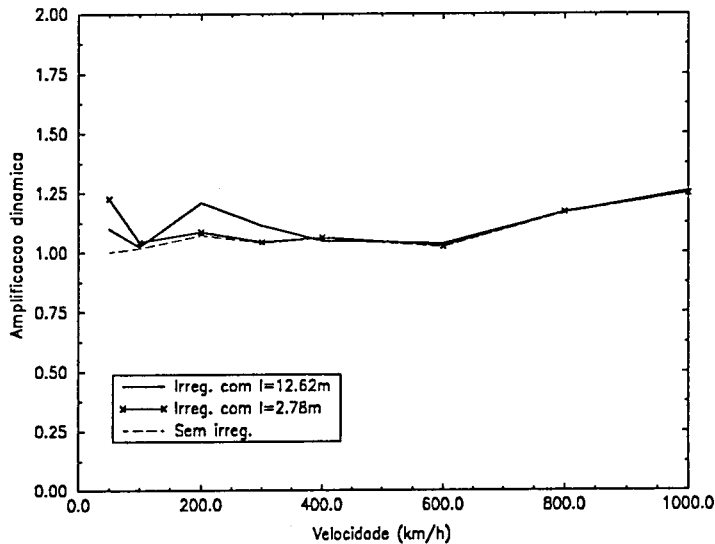


Figura 6.44 - Amplificações dinâmicas para ponte com irregularidade sinusoidal de 12.62m e 2.78m de comprimento de onda

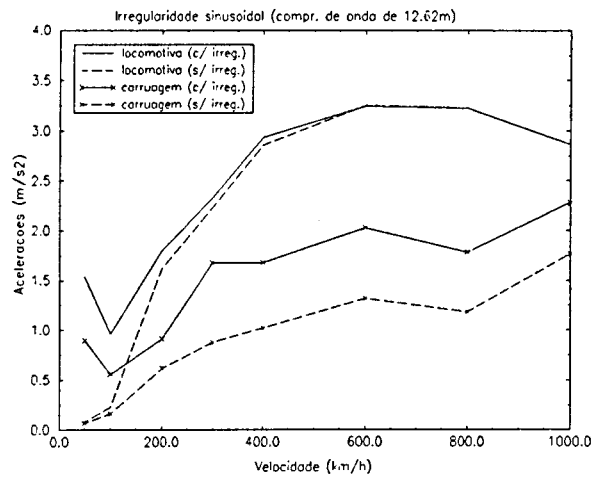


Figura 6.45 - Acelerações na locomotiva e na carruagem para ponte com irregularidade sinusoidal de 12.62m de comprimento de onda

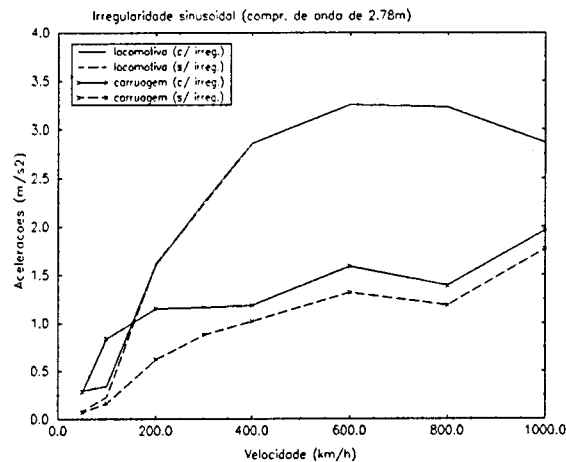


Figura 6.46 - Acelerações na locomotiva e na carruagem para ponte com irregularidade sinusoidal de 2.78m de comprimento de onda

Como se pode observar no gráfico das amplificações dinâmicas (Figura 6.44), no caso da irregularidade de comprimento de onda de 2.78m as amplificações máximas ocorrem a uma velocidade de 50km/h. Para um comprimento de onda de 12.62m o acréscimo máximo de amplificações corresponde a uma velocidade de cerca de 200km/h, porque a velocidade crítica para esta irregularidade, correspondente a uma frequência igual à da ponte, seria de 230km/h; no entanto existe um aumento das amplificações para os 50km/h que embora não seja originado por ressonância da ponte, advém do comportamento do comboio transmitido pela interação. Na Figura 6.45 evidencia-se o acentuado aumento das acelerações na carruagem e na locomotiva (esta tem uma frequência próxima da carruagem) à velocidade de 50km/h para a irregularidade com comprimento de onda de 12.62m, facto este que resulta de fenómenos de

ressonância. Na outra irregularidade este efeito não aparece aos 50km/h, verificando-se no entanto que para os 200km/h o acréscimo de acelerações na carruagem é significativo devido precisamente ao facto das amplificações para essa velocidade terem sofrido aumento em consequência da irregularidade.

V(km/h)	a(m/s ²)	$\ddot{a}_{wh}(m/s^2)$	T(s)	LI _h	LI _r	LI	Nível de conforto
50	0.284	0.08	4.7	41.5	198.4	198.8	excelente
			6.7	46.4		199.0	
100	0.840	0.24	2.7	68.8		200.5	
			4.3	79.6		201.7	
200	1.149	0.32	1.8	71.6	138.9	144.5	aceitável
			3.4	88.0		149.2	
300	1.166	0.33	1.3	63.4	79.5	91.4	excelente
			2.8	82.2		102.2	aceitável
400	1.182	0.33	1.1	60.5		90.0	excelente
			2.3	77.6		99.3	aceitável
600	1.589	0.45	0.8	66.4		92.9	excelente
			1.7	85.6		104.4	inaceitável
800	1.386	0.39	0.6	54.9		87.6	excelente
			1.0	65.2		92.3	
1000	1.958	0.55	0.4	60.5		90.0	aceitável
			1.0	82.4		102.3	

Quadro 6.10 -Análise do conforto para a ponte com irregularidade sinusoidal (comprimento de onda de 2.78m).

V(km/h)	a(m/s ²)	$\ddot{a}_{wh}(m/s^2)$	T(s)	LI _h	LI _r	LI	Nível de conforto
50	0.896	0.25	4.7	85.2	198.4	202.5	excelente
			6.7	95.2		204.1	aceitável
100	0.559	0.16	2.7	53.3		199.3	excelente
						199.9	
200	0.912	0.26	1.8	61.6	138.9	142.5	
			3.4	75.7		145.5	
300	1.678	0.47	1.3	81.1	79.5	101.5	aceitável
			2.8	105.1		118.8	inaceitável
400	1.681	0.48	1.1	76.7		98.7	aceitável
			2.3	98.4		113.7	inaceitável
600	2.029	0.57	0.8	78.3		99.7	aceitável
			1.7	100.9		115.6	inaceitável
800	1.783	0.50	0.6	65.1		92.2	excelente
			1.0	77.3		99.1	aceitável
1000	2.281	0.65	0.4	67.0		93.2	excelente
			1.0	91.3		108.4	inaceitável

Quadro 6.11 -Análise do conforto para a ponte com irregularidade sinusoidal (comprimento de onda de 12.62m).

A comparação dos Quadros 6.10 e 6.11 permite concluir que, na globalidade, o conforto na carruagem para o caso da irregularidade sinusoidal de 12.62m de comprimento de onda tem um agravamento. O nível de conforto excelente é atingido menos número de vezes, e existem mais velocidades de nível inaceitável. Estes resultados eram previsíveis uma vez que com este comprimento de onda a resposta da carruagem sofre perturbações o mesmo acontecendo para um comprimento de onda de 2.78m para a ponte. No entanto, convém salientar que para a velocidade crítica na carruagem (50km/h e 12.62m de comprimento de

onda) atinge-se mesmo assim um excelente conforto quando se considera pequena exposição às vibrações.

Estudou-se ainda outra situação com um comprimento de onda de 11.0m e amplitude de 0.010m, permitindo este exemplo ilustrar outro caso com maior valor de amplitude e que equivale a uma frequência excitadora para a ponte à velocidade de 200km/h. Note-se porém que a velocidade crítica no comboio para esta irregularidade é de cerca de 44km/h.

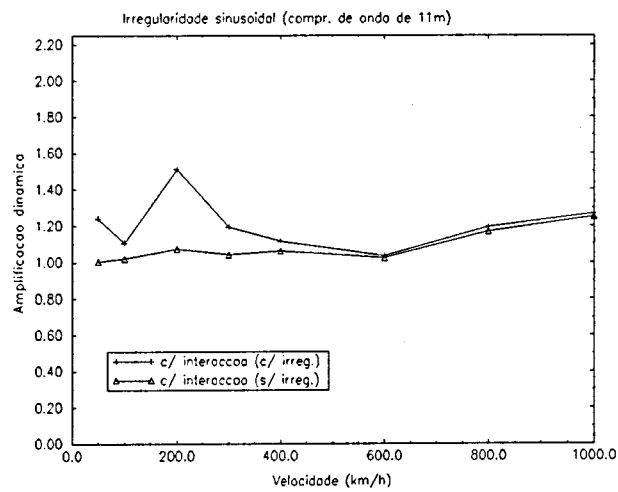


Figura 6.47 - Amplificações dinâmicas para ponte com irregularidade sinusoidal de 11.0m de comprimento de onda.

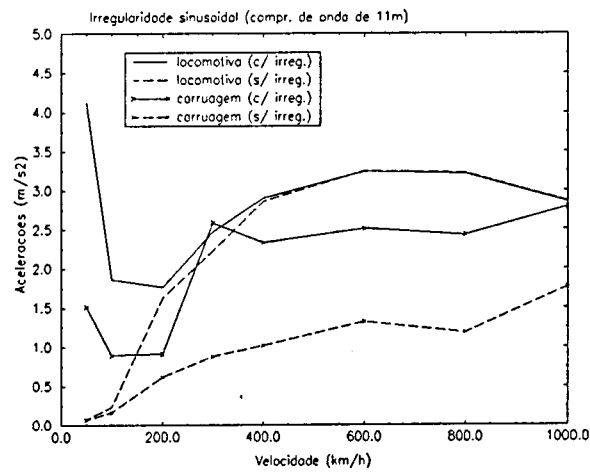


Figura 6.48 - Acelerações na locomotiva e carruagem para ponte com irregularidade sinusoidal de 11.0m de comprimento de onda.

A Figura 6.47 realça o efeito na ponte da introdução da irregularidade enquanto que a Figura 6.48 evidencia a alteração do comportamento do comboio. O aumento da amplitude acentua as alterações tanto em termos de amplificações na ponte como em termos de acelerações no comboio. Para velocidades baixas (a aproximar-se dos 44km/h - velocidade crítica para a carruagem) o comboio sofre elevados aumentos nas acelerações da locomotiva e da carruagem, para os 200km/h as amplificações dinâmicas aumentam consideravelmente na ponte. Saliente-se ainda que para uma velocidade de 50km/h as amplificações também aumentam possivelmente porque se está perante um modelo com interação e portanto o comportamento do comboio reflecte-se na ponte.

V(km/h)	a(m/s ²)	$\ddot{a}_{wh}(m/s^2)$	T(s)	LI _h	LI _r	LI	Nível de conforto
50	1.514	0.43	4.7	118.2	198.4	209.5	inaceitável
			6.7	132.1		213.9	
100	0.894	0.25	2.7	71.5		200.7	excelente
			4.3	82.7		202.1	
200	0.909	0.26	1.8	61.5	138.9	142.5	
			3.4	75.6		145.5	
300	2.588	0.73	1.3	108.7	79.5	121.6	inaceitável
			2.8	140.8		149.0	
400	2.332	0.66	1.1	95.7		111.6	
			2.3	122.8		133.3	
600	2.509	0.71	0.8	90.3		107.7	
			1.7	116.5		128.0	
800	2.434	0.69	0.6	80.3		101.0	aceitável
			1.0	95.4		111.4	inaceitável
1000	2.790	0.79	0.4	76.8		98.8	aceitável
			1.0	104.6		118.4	inaceitável

Quadro 6.12 -Análise do conforto para a ponte com irregularidade sinusoidal (comprimento de onda de 11.0m).

Da observação do Quadro 6.12 realça o facto de existir desconforto a velocidades baixas (cerca de 50km/h) e a velocidades compreendidas entre os 300 e os 600km/h; para valores superiores, para a maior duração, continua a verificar-se desconforto enquanto que para a menor duração o nível de conforto é aceitável. Para as velocidades onde as amplificações são máximas o nível é excelente, visto as acelerações não terem sofrido grandes alterações.

6.8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo-se procedido ao estudo de uma ponte ferroviária com o intuito de analisar a influência de determinados parâmetros no comportamento estrutural foi possível analisar a segurança estrutural e o conforto para diversas situações correspondentes a alterações dos parâmetros mencionados.

Assim, dos resultados obtidos podem retirar-se os seguintes principais comentários:

- em comparação com o valor regulamentar do coeficiente dinâmico obteve-se até à velocidade de cerca de 200 km/h resultados que não ultrapassam esse valor, à excepção da ponte flexível e da ponte com irregularidades particulares;
- tendo sido estudados três constituições de comboio (só com locomotiva, locomotiva e uma carruagem e locomotiva com duas carruagens) observou-se uma certa insensibilidade ao número de rodados obtendo-se resultados semelhantes para os três casos;
- os parâmetros mais importantes são a rigidez da ponte, o vão e a existência de irregularidades, em particular quando estas têm amplitude ou profundidade considerável ou correspondem a casos particulares. O balastro e o amortecimento da ponte são elementos que não influem de modo apreciável a resposta tanto a nível da segurança como do conforto;
- a análise do caso real, ponte da Carpinteira, conduziu a valores que se encontravam dentro de limites admissíveis, mesmo a velocidades elevadas ;

- verificou-se que um aumento da rigidez na estrutura conduz a um aumento da segurança e do conforto, ao contrário de um aumento da flexibilidade. A alteração do vão da ponte para metade corresponde a um aumento da rigidez da ponte, causando reduções bastante elevadas das amplificações e acelerações;
- os resultados obtidos para a ponte flexível, em termos de conforto, são inaceitáveis para velocidades superiores aos 300km/h, pois reflectem as elevadas acelerações e amplificações que se fazem sentir no comboio e na ponte, respectivamente, a essas velocidades;
- as irregularidades isoladas causaram uma maior, mas não importante, perturbação na resposta para posições a meio vão e para profundidades maiores;
- as irregularidades sinusoidais possivelmente por terem pequenas amplitudes não provocaram alterações significativas no que diz respeito à segurança. Quanto ao conforto e apesar de não se registarem oscilações elevadas detectou-se ressonância na carruagem para velocidades baixas nos três casos considerados; este tipo de situação poderá corresponder a ruído incomodativo e ser portanto um tipo de desconforto a evitar, no entanto não estava nos objectivos do trabalho o estudo desse tipo de conforto associado ao ruído;
- as três situações de irregularidades particulares na via permitiu concluir que existem velocidades críticas associadas a irregularidades sinusoidais de extrema importância, pois como foi possível constatar, alteram a resposta no sentido de aumentar a insegurança e o desconforto;
- a análise de dois tipos de situações na rigidez do veículo permitiu observar que veículos mais rígidos contribuem para diminuição do conforto, a que se associa uma maior transmissão de forças de inércia à ponte acarretando uma perda em termos de segurança.

Capítulo 7

CONCLUSÕES

7.1 - CONCLUSÕES

A dissertação insere-se no estudo de pontes ferroviárias em vias de alta velocidade tendo sido desenvolvidos e apresentados modelos de cálculo dinâmico adequados à consideração de cargas múltiplas em movimento equivalentes à passagem de um comboio numa ponte ferroviária.

Adoptaram-se dois tipos de abordagem: no primeiro desenvolveu-se um modelo com consideração de cargas rolantes onde se incluía o efeito das massas rolantes; no segundo considerou-se o sistema formado pela ponte e pelo comboio implementando-se um modelo com interacção.

A aferição dos algoritmos implementados conduziu a resultados satisfatórios. No modelo das cargas rolantes recorreu-se a cálculos efectuados anteriormente, enquanto que no modelo da interacção, e porque não se teve conhecimento de trabalhos semelhantes, procedeu-se à sua aferição através da comparação entre situações com interacção e sem interacção mas que em teoria deveriam conduzir a resultados semelhantes.

O principal objectivo centra-se na análise do comportamento dinâmico de estruturas sob o ponto de vista da segurança estrutural e do conforto dos passageiros. Os modelos desenvolvidos permitiram a análise destes dois aspectos através do estudo das amplificações dinâmicas da ponte e das acelerações no veículo.

No exemplo de aplicação apresentado estudou-se o efeito dos diversos parâmetros no comportamento dinâmico do sistema ponte-comboio, sendo possível constatar a relevância de certos parâmetros e que portanto constituem factores importantes a ter em consideração na concepção de pontes ferroviárias.

Assim, do trabalho realizado torna-se pertinente apontar as principais conclusões a extrair:

- o facto das metodologias apresentarem simplicidade de implementação constitui uma vantagem em termos de tempo de execução, tendo-se verificado pela

análise dos resultados obtidos nos vários exemplos estudados e pela aferição dos algoritmos que os valores calculados no decorrer do trabalho são na sua globalidade satisfatórios;

- pelo estudo do exemplo de aplicação, ficou demonstrada a importância da velocidade do comboio na resposta estrutural, verificando-se um aumento considerável das amplificações dinâmicas especialmente em pontes mais flexíveis para velocidades do veículo elevadas;
- dos vários parâmetros estudados os mais relevantes foram a rigidez da ponte e a existência de irregularidades. Os efeitos de um tabuleiro balastrado e da introdução de amortecimento estrutural não conduziram a alterações significativas;
- verificou-se que pontes mais rígidas correspondem a uma melhor segurança com amplificações mais baixas e correspondem a maior conforto com acelerações também baixas e portanto oscilações menores. Em contrapartida, nas pontes flexíveis observa-se uma diminuição da segurança e do conforto. A alteração do vão nas hipóteses estudadas reflecte-se em problemas semelhantes ao da rigidez e assim para pontes com vão menor a resposta é idêntica à de uma ponte mais rígida;
- o exemplo de aplicação estudado permitiu concluir que os resultados a nível de amplificações dinâmicas se enquadram nos limites regulamentares admissíveis, para velocidades de circulação que não excedam os 200km/h, encontrando-se contudo valores que os ultrapassam para os casos de ponte muito flexível e de ponte com irregularidades particulares;
- foram estudadas irregularidades de dois tipos: isoladas e sinusoidais; correspondendo a tipos apresentados nas Normas UIC e num trabalho efectuado dentro do estudo de desgaste em vias férreas. A influência das irregularidades, para os valores supostos, em termos de aumento de amplificações e acelerações não apresenta efeitos significativos, mas um aumento das suas características origina o surgimento de alterações importantes;

- a análise do comportamento estrutural da ponte ferroviária pelos dois modelos implementados conduziu a respostas que se afastam com o aumento da velocidade. Assim, no caso do modelo sem interação a resposta da estrutura, para velocidades elevadas, tem amplificações muito superiores às do modelo com interação; na primeira situação a consideração de um conjunto de cargas rolantes múltiplas assemelha-se a um veículo infinitamente rígido em que a acção das forças de inércia é transmitida à ponte;
- do ponto de vista da segurança tendo-se analisado a variação das acelerações para várias velocidades até às velocidades admissíveis de um comboio em geral não se detectaram oscilações exageradas que conduzissem a desconforto dos passageiros. No entanto, e como seria de esperar, as acelerações na locomotiva são superiores às da carruagem, ultrapassando por vezes os valores de acelerações indicativos de "conforto aceitável". Na análise da influência de irregularidades sinusoidais particulares, em que de certa forma se pretendia obter determinados comportamentos do sistema ponte-comboio, constatou-se que frequências excitadoras para uma dada velocidade originada por uma irregularidade sinusoidal pode conduzir a alterações importantes do comportamento do sistema sempre que essas frequências sejam próximas das frequências próprias da carruagem ou da ponte;

No contexto do estudo realizado apontam-se algumas sugestões com vista a possíveis trabalhos futuros:

- aplicações a outro tipo de análises nomeadamente o estudo de modelos tridimensionais;
- desenvolvimento das metodologias de modo a optimizar os algoritmos existentes;
- adopção de modelos mais desenvolvidos tanto da ponte como do comboio que permitam uma análise mais correcta e precisa, nomeadamente considerando outro tipo de comboios com características distintas, aperfeiçoando o modo como se simula a suspensão do comboio e seu amortecimento e desenvolvimento de modelos não-lineares ou de comportamento elasto-plástico;
- estudo de outros problemas no domínio da alta velocidade em pontes ferroviárias como é, por exemplo, o caso da fadiga.



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

-
- [1] - Alias, J. "Caractères de l'Usure Ondulatoire." Rail International, Novembre, 1986, pp. 17-23.
- [2] - Alvarez, Ramon, F. Javier Molina, Manuel Doblare e Enrique Alarcon. "Interaccion Vehiculo-Estructura en Puentes de Ferrocarril." Sismodinámica, Vol. 1, 1990, pp. 105-118.
- [3] - Bazzi, G. e E.Anderheggen. "The p-Family of Algorithms for Time-Step Integration with Improved Numerical Dissipation." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, 1982, pp. 537-550.
- [4] - Calgaro, Jean-Armand e Gerhard Sedlacek. "EC1: Traffic Loads on Road Bridges." IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering, pp. 81-87.
- [5] - Chambron, Étienne. "La Ligne Nouvelle TGV Atlantique." Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Travaux Publics 208, N° 443, Mars-Avril, 1986, pp. 3-22.
- [6] - Clough, Ray.W. e Joseph Penzien. Dynamics of Structures. New York: McGraw-Hill Book Company, 1975.
- [7] - Code UIC 702-0. "Schema de charges à prendre en considération dans le calcul des ouvrages sous rail sur les lignes internationales", 1974.
- [8] - Code UIC 776-1-R. "Changes à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails", 1974.
- [9] - Delgado, Raimundo Moreno. "O Método dos Elementos Finitos na Análise Dinâmica de Barragens incluindo a Interacção Sólido-Líquido." Dissertação para Doutoramento apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1984.
- [10] - Esveld, Coenraad. Modern Railway Track, Duisbuig, West Germany: MRT Productions, 1989.
- [11] - Gandil, Jacques e Philippe Ramondenc. "Comportement Dynamique des Ponts-Rails sous Lignes à Grande Vitesse." IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering, pp. 481-488.
- [12] - Gao, Lubin e Cheng Qingguo. "Fatigue and Life Prediction for High-Speed Railway Bridges." IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering, pp. 495-500.

- [13] - Hilber, Hans M. e Thomas J.R. Hughes. "Colocation, Dissipation and 'Overshoot' for the Integration Schemes in Structural Dynamics." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, 1978, pp. 99-117.
- [14] - Hwang, Evi-Seung e Andrzej S. Nowak. "Simulation of Dynamic Load for Bridges." Journal of Structural Engineering, Vol. 117, Nº 5, May, 1991, pp. 1413-1434.
- [15] - Hughes, Thomas J.R.. "Stability, Convergence and Growth and Decay of Energy of the Average Acceleration Method in Nonlinear Structural Dynamics." Computers & Structures, Vol. 6, 1976, pp. 313-324.
- [16] - Inbanathan, Mahil J. e Martin Wieland. "Bridge Vibrations due to Vehicle Moving over Rough Surface." Journal of Structural Engineering, Vol. 113, Nº 9, September, 1987, pp. 1994-2008.
- [17] - Keymeulen, R. e A. Winand. "Modélisation Mathématique Simplifiée de l'Interaction Véhicule Ferroviaire - Pont et Vérifications Expérimentales." Annales des travaux Publics de Belgique, Nº 4, Aout, 1987, pp. 97-112.
- [18] - Keymeulen, R. e A. Winand. "Recherchers en vue d'établir un projet de recommandations en matière de fiches admissibles des ponts et viaducs ferroviaires." Annales des Travaux Publics de Belgique, Nº 4, pp. 327-337, Aout, 1989.
- [19] - Kondratov, V.. "Vibration Amplitudes of Steel Railway Bridges." IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering, pp. 516-517.
- [20] - Nunes, Manuel Clemente Mendonça. "Caracterização Laboratorial de Balastros e Aplicação à Análise Estrutural da Via Férrea." Diss. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Secção Autónoma de Geotecnia, 1991.
- [21] - O'Connor, Colin e Tommy Hung Tin Chan. "Dynamic Wheel Loads from Bridge Strains." Journal of Structural Engineering, Vol. 114, Nº 8, August, 1988, pp. 1703-1723.
- [22] - O'Connor, Colin e Tommy Hung Tin Chan. "Wheel Loads from Bridge Strains: Laboratory Studies." Journal of Structural Engineering, Vol. 114, Nº 8, August, 1988, pp. 1724-1740.
- [23] - Patil, Shirish P.. "Response of Infinite Railroad Track to Vibration Mass." Journal of Engineering Mechanics, Vol. 114, Nº 4, April, 1988, pp. 688-703.

- [24] - Paz, Mario. Structural Dynamics: Theory and Computation. New York: Van Nostrand Reinhold Company, 1985.
- [25] - Pinho, João Pedro Nogueira de Moraes da Cruz. "Vibrações em Pontes de Tirantes devidas ao Tráfego Rodoviário." Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 1993.
- [26] - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Lisboa: Imprensa Nacional, Casa da Moeda, 1988.
- [27] - Santos, João Carlos Vinagre Nascimento. "Análise Dinâmica de Pontes para Peões." Dissertação de Mestrado apresentada ao Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil, 1989.
- [28] - Schneider, H.J., H.P. Elf e P. Kölle. "Modelling of Travelling - Loads and Time-Dependent Masses with Adina", Computers & Structures, Vol. 17, Nº 5-7, 1983, pp. 749-755.
- [29] - 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.
- [30] - Taillé, Jean-Yves. "Un Réseau à Grande Vitesse pour l'Europe". Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Questions Générales 185, Nº 496, Septembre, 1991, pp. 52-70.
- [31] - Veletsos, Anestis S. e Tseng Huang. "Analysis of Dynamic Response of Highway Bridges." Journal of Engineering Mechanics Division, Vol. 96, Nº EM5, October, 1970, pp. 593-619.
- [32] - Walrave, M.. "Le Réseau Transeuropéen à Grande Vitesse: Point des Études et des Réalisations - Le Grand Corridor Est-Ouest Nord Européen", Rail International, October, 1993, pp. 86-94.
- [33] - Wang, Ton-Lo, Vijay K. Garg e Kuang-Han Chu. "Railway Bridge/Vehicle Interaction Studies with New Vehicle Model". Journal of Structural Engineering, Vol. 117, Nº 7, July, 1991, pp. 2099-2117.
- [34] - Wang, Ton-Lo e Dongzhov Huang. "Cable-Stayed Bridge Vibration due to Road Surface Roughness", Journal of Structural Engineering, Vol. 118, May, 1992, pp. 1354-1374.

- [35] - Weaver Jr., William e Paul R. Johnson. Structural Dynamics by Finite Elements. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 1987.
- [36] - Wiriyaichai, A., Kaung-Han Chu e V.K. Garg. "Impact Study by Various Bridge Models." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, 1982, pp. 31-45.
- [37] - Wu, Jong-Shyong e Chang-Wang Dai. "Dynamic Responses of Multispan Nonuniform Beam Due to Moving Loads", Journal of Structural Engineering, Vol. 113, Nº 3, 1987, pp. 458-475.



FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

BIBLIOTECA



0000005962