

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E ANÁLISE DE FADIGA EM PONTES METÁLICAS FERROVIÁRIAS

Fernando Miguel de Sousa Marques

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil,
realizada sob a supervisão dos Professores Álvaro Cunha e Augusto Fernandes
dos Departamentos de Engenharia Civil e de Engenharia Mecânica da
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Setembro 2006

RESUMO

O principal objectivo do trabalho de investigação apresentado nesta dissertação consistiu no estudo, sistematização e implementação de metodologias de análise estrutural e de análise da fadiga em pontes metálicas ferroviárias.

Neste contexto, é apresentada uma recolha de informação de natureza histórica, incluindo alguns aspectos técnicos, relativas a pontes metálicas ferroviárias existentes na rede ferroviária portuguesa.

Posteriormente, é realizado um resumo da regulamentação europeia relativa ao estudo de pontes ferroviárias, englobando as metodologias e recomendações preconizadas na EN1991-2.

São revistos os fundamentos teóricos da análise dinâmica de estruturas, dando especial atenção às particularidades relativas à análise deste tipo de pontes. A exposição é acompanhada por exemplos, onde se aplicam as metodologias descritas com vista à validação do software utilizado.

Descrevem-se as principais metodologias de análise da fadiga em estruturas metálicas, designadamente os métodos baseados no conceito da acumulação de dano e os métodos baseados na Mecânica da Fractura. Paralelamente, expõem-se as principais disposições e recomendações existentes na norma europeia prEN1993-9, na norma britânica BS5400 e na norma americana AASHTO, relativas ao estudo da fadiga.

Em seguida, procede-se à aplicação das metodologias de análise dinâmica ao estudo da ponte de Trezói localizada na linha da Beira Alta, tendo por base um modelo numérico desenvolvido em ambiente SOLVIA, as recomendações da EN1991-2 e a informação sobre as características dos veículos reais que têm circulado sobre a ponte, fornecida pela REFER e pela CP.

Por último, realiza-se uma análise desta ponte do ponto de vista da resistência à fadiga, utilizando para tal rotinas desenvolvidas em ambiente MATLAB, vocacionadas para a aplicação das metodologias incluídas nas normas internacionais relativas a esta temática, tendo por base registos de tráfego fornecidos pelas duas entidades anteriormente referidas. Para a estimativa da probabilidade de rotura à fadiga de um elemento crítico da ponte de Trezói, foram desenvolvidas rotinas em ambiente MATLAB no âmbito desta dissertação, que permitiram simular o crescimento de uma fenda tendo por base a lei de Paris e recorrendo ao Método de Monte Carlo.

ABSTRACT

The main aim of the present thesis is the systematization and implementation of methodologies of structural analysis and fatigue assessment in railway metallic bridges. In this context, a research on the historical background and some technical aspects of old metallic bridges in Portugal was made.

This study involved a systematization of the main aspects in the EN1991-2, namely those related to the quantification of traffic actions and dynamic effects associated.

The theoretical background of dynamic analysis of structures is presented, giving special attention to the dynamic analysis of this type of bridges. Some examples have been developed to explain those methodologies and validate the software used.

The main methodologies of fatigue analysis of metallic structures are described, the methods based on the concept of damage accumulation and the methods based on Linear Fracture Mechanics were presented. The main regulamentar aspects in the European norm prEN1993-9, British norm BS5400 and American norm AASHTO are discussed, namely those related to the study of fatigue.

The methodologies of dynamic analysis were implemented and applied to the study of the Trezói railway bridge (the main application of the present dissertation) which is a three span metallic bridge located in "Linha da Beira Alta". A finite element model was developed in the software SOLVIA for the passage of different types of trains currently in circulation in the Portuguese railway network and trains referred in EN1991-2. The information on the characteristics of the real vehicles that circulate on the bridge was supplied by REFER and CP. The bridge response was evaluated in terms of structural safety and passengers comfort.

Finally, a fatigue analysis based on the quantification of the damage was done through the damage accumulation method using software developed in MATLAB and ANSYS. The analysis was done for the passage of real trains and regulamentar fatigue trains. The current fatigue damage of Trezói bridge and the expected residual life was assessed using the traffic mix prescribed in EN1991-2 and the real traffic scenarios. The fatigue assessment was also developed using Linear Fracture Mechanics methods and reliability techniques, namely the Paris Law and Monte Carlo simulation method. Again, MATLAB and ANSYS were used with success in this study that involved the simulation of a fatigue crack growth.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de deixar expresso o meu sincero agradecimento a todos os que estiveram envolvidos directa ou indirectamente na realização do presente trabalho. Desejo, no entanto, agradecer particularmente:

- ao Professor Álvaro Cunha pelos meios que colocou ao meu dispor, pelas sugestões relativas ao desenvolvimento do trabalho, pela bibliografia disponibilizada, pela oportunidade que me proporcionou de frequentar congressos e pelo empenhamento na revisão da tese;
- ao Professor Augusto Fernandes, do Departamento de Engenharia Mecânica da FEUP pela bibliografia cedida, pelas sugestões realizadas relativamente ao trabalho desenvolvido na área da fadiga, pela disponibilidade e pela revisão cuidada da tese;
- à Professora Elsa Caetano pela partilha de conhecimento e disponibilidade para me ajudar em algumas dificuldades que surgiram relativamente a modelações no software SOLVIA;
- aos Engenheiros José Carlos Clemente e Ana Isabel Silva, da REFER, pela informação disponibilizada sobre a ponte de Trezói;
- ao Engenheiro José Andrade Gil, da REFER, pela sua simpatia cativante e pelas conversas que surgiram, pela informação disponibilizada sobre a ponte de Trezói e sobre a História dos Caminhos de Ferro e das pontes ferroviárias;
- ao colega e Professor Filipe Magalhães pelo acompanhamento e envolvimento neste trabalho que se tornou precioso para a elaboração desta dissertação, nomeadamente no trabalho experimental desenvolvido;
- ao Professor Renato Natal do Departamento de Engenharia Mecânica da FEUP e aos Professores Alfredo Ribeiro e Abílio de Jesus da Universidade de Trás-Os-Montes e Alto Douro pela bibliografia disponibilizada e pelo apoio dado no estudo da fadiga;
- aos colegas e Engenheiros Maria Constança Simões Rigueiro e Leonel Ramos, pela ajuda prestada na fase inicial do trabalho desenvolvido;
- ao Professor Rui Calçada e aos colegas e Engenheiros Diogo Ribeiro e Hélder Figueiredo pelas conversas informais que surgiram no decorrer deste trabalho e pelos conhecimentos que partilharam comigo;

- ao Professor António Couto pela amabilidade com que me recebeu e pela partilha de informação relativa ao tráfego ferroviário;
- ao Professor Álvaro Costa pela informação cedida relativamente ao tráfego ferroviário e pelas conversas informais sobre modelos de crescimento de tráfego;

Desejo agradecer em especial aos meus familiares, amigos e colegas de trabalho que através da sua amizade, companhia e dedicação facilitaram o trabalho desenvolvido:

- ao Engenheiro Mateus Gomes e aos meus colegas da Poliedro, Lda que através do seu espírito de grupo e amizade permitiram amenizar os dias de trabalho mais intenso;
- aos meus pais, Fernando Marques e Lucília Marques, e aos meus irmãos Rui Marques e Andreia Marques;
- à Catarina Marques.

ÍNDICE DO TEXTO

1. Introdução 1.1

1.1. Motivação 1.1

1.2. Objectivos e plano de trabalho 1.2

1.3. Descrição do conteúdo da tese 1.3

2. Perspectiva histórica das pontes metálicas ferroviárias em Portugal 2.1

2.1. Introdução 2.1

2.2. A revolução industrial e os caminhos de ferro em Portugal 2.1

2.3. Pontes metálicas em Portugal 2.4

2.4. A evolução das metodologias de dimensionamento de pontes ferroviárias 2.14

2.4.1. Os primeiros regulamentos 2.14

2.4.2. O Regulamento Português para Projectos, Provas e Vigilância de Pontes Metálicas 2.16

2.4.3. Regulamento Português de Pontes Metálicas de 1929 ..... 2.16

2.4.4. Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes 1961 ..... 2.17

2.4.5. Norma Europeia EN1991-2 ..... 2.18

2.5 A evolução do estudo da fadiga em estruturas metálicas 2.18

3. Novos aspectos regulamentares para análise de pontes ferroviárias segundo a EN1991-2 ..... 3.1

3.1. Introdução 3.1

3.2. Efeitos Estáticos 3.2

3.2.1. Acções verticais – comboios tipo 3.2

3.2.2. Modelo de carga LM71 ..... 3.3

3.2.3. Modelo de carga SW/0 e SW/2 ..... 3.5

3.2.4. Modelo de carga "unloaded train" 3.5

3.3. Efeitos Dinâmicos 3.6

3.3.1. Introdução 3.6

3.3.2. Regras gerais de dimensionamento 3.7

3.3.3. Requisitos para a realização de uma análise dinâmica 3.8

3.3.4. Factor dinâmico $\Phi(\Phi_2,\Phi_3)$ 3.11

3.3.5. Comboios de alta velocidade e interoperabilidade 3.12

3.3.5.1. Comboios reais de alta velocidade 3.13

3.3.5.2. Comboios universais HSLM 3.15

3.3.5.3. Comboios 1 a 12 do anexo D 3.17

3.3.6. Velocidades a serem consideradas 3.17

3.4. Parâmetros relativos à ponte 3.17

3.4.1. Amortecimento 3.17

3.4.2. Massa 3.20

3.4.3. Rigidez 3.20

3.4.4. Modelação das acções e do comportamento dinâmico da estrutura 3.21

3.5. Verificações de segurança 3.24

3.5.1. Verificação dos estados limite 3.24

3.5.1.1. Segurança estrutural 3.24

3.5.1.2. Estados limite de deformação e vibração 3.26

3.5.1.3. Verificação do conforto dos passageiros 3.28

3.5.1.4. Verificações adicionais à fadiga para análises dinâmicas 3.29

3.5.2. Grupos e combinações de acções 3.30

4. Modelação do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias 4.1

4.1. Introdução 4.1

4.2. Modelação das acções ferroviárias 4.2

4.2.1 Modelos de cargas moveis 4.2

4.2.2 Modelação do comboio para análise da interacção com a ponte 4.5

4.2.2.1. Modelos completos para comboios convencionais 4.5

4.2.2.2. Modelos completos para comboios articulados 4.9

4.2.2.3. Modelos simplificados de interacção 4.10

4.3. Modelação da ponte 4.12

4.3.1 Parâmetros envolvidos na modelação 4.12

4.3.2 Modelos de elementos finitos 4.13

4.3.3 Ajuste de modelos numéricos através de ensaios experimentais 4.14

4.4. Metodologias de análise numérica em problemas dinâmicos 4.15

4.4.1 Equação de equilíbrio dinâmico 4.15

4.4.2 Integração numérica das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico 4.18

4.4.2.1. Método de Newmark 4.18

4.4.2.2. Método de Hilber-Hughes 4.20

4.4.3 Algoritmos de contacto com elementos finitos 4.21

4.4.4 Filtragem do sinal 4.30

4.5. Aplicação das metodologias de análise dinâmica através do programa Solvia 4.33

4.5.1 Fase de pré-processamento 4.33

4.5.2 Validação de Software 4.33

5. Análise da fadiga em pontes ferroviárias 5.1

5.1. Introdução 5.1

5.2. O fenómeno da fadiga 5.2

5.2.1. Introdução 5.2

5.2.2. Abordagem da fadiga através da mecânica da fractura 5.4

5.2.3. Abordagem da fadiga através do método de acumulação de danos 5.10

5.3. Acções para análise da fadiga preconizadas na EN1991-2 5.10

5.4. Aspecto regulamentares da prEN1993-1-9 5.14

5.4.1. Introdução 5.14

5.4.2. Filosofias de projecto na análise da fadiga 5.14

5.4.3. Cálculo de tensões associadas às acções de fadiga 5.15

5.4.3.1. Tensões nominais 5.16

5.4.3.2. Tensões nominais modificadas 5.17

5.4.3.3. Tensões geométricas 5.19

5.4.4. Curvas de resistência à fadiga 5.21

5.4.5. Cálculo do Dano para fadiga 5.24

5.4.6. Métodos de contagem de ciclos de tensão 5.26

5.4.6.1. Método da gota de água ("Rainflow") 5.27

5.4.6.2. Implementação numérica do método da gota de água ("Rainflow") 5.29

5.4.7. Factores que influenciam a fadiga 5.31

5.4.8. Tensões secundárias 5.33

5.5. Aspecto regulamentares da norma Britânica BS5400 5.33

5.6. Aspecto regulamentares da norma Americana AASHTO 5.35

5.6.1. Fadiga induzida por cargas 5.36

5.6.2. Fadiga induzida por distorção 5.37

5.6.3. Fractura 5.38

5.7 Cálculo da vida residual recorrendo a conceitos da mecânica da fractura 5.38

5.7.1 Introdução 5.38

5.7.2 Técnicas de fiabilidade estrutural 5.39

5.7.2.1 Simulação 5.42

5.7.3 Descrição do modelo utilizado 5.44

5.7.3.1 Função de dano dos blocos de carga 5.46

5.7.3.2 Cálculo da probabilidade de Dano 5.48

5.7.4 Modelo de cálculo usando tensões equivalentes de fadiga 5.50

5.7.5 Probabilidade de rotura 5.51

5.8 Pesquisa do caminho da fenda 5.52

6. Estudo do comportamento dinâmico da ponte ferroviária de Trezoi 6.1

6.1. Introdução 6.1

6.2. A ponte ferroviária de Trezói 6.2

6.2.1. Descrição geral 6.2

6.2.2. Características geométricas e mecânicas 6.6

6.3. Avaliação numérica dos parâmetros modais 6.9

6.3.1. Modelação da ponte 6.9

6.3.2. Características dinâmicas 6.11

6.3.2.1. Frequências naturais e modos de vibração 6.11

6.3.2.2. Amortecimento 6.14

6.4. Ensaio de vibração ambiental para validação da modelação numérica 6.15

6.4.1. Realização do ensaio 6.15

6.4.2. Identificação modal e correlação com o modelo de elementos finitos ajustado 6.16

6.4.3. Comparação entre grandezas medidas e calculadas 6.18

6.5. Análise estática 6.22

6.5.1. Comportamento sob acções permanentes 6.22

6.5.2. Comportamento sob acções variáveis 6.23

6.5.2.1. Acções devidas ao tráfego ferroviário – Sobrecarga 6.23

6.6. Análise de sensibilidade aos parâmetros envolvidos nas análises dinâmicas 6.25

6.6.1. Cenário de cálculo 6.25

6.6.2. Variação do número de modos a considerar na análise modal 6.25

6.6.3. Variação do incremento temporal para a integração numérica 6.29

6.6.4. Importância do tipo de metodologia usada para a análise do comportamento dinâmico da ponte 6.32

6.6.4.1. Análise com interacção veículo - estrutura 6.32

6.6.4.2.Cenário de carregamento 6.33

6.6.4.3. Resultados obtidos 6.34

6.7. Análise dinâmica 6.36

6.7.1. Justificação da necessidade de uma análise dinâmica 6.36

6.7.2. Cenários de carregamento 6.38

6.7.3. Resultados 6.41

6.8. Avaliação do comportamento estrutural da ponte 6.50

6.8.1. Segurança estrutural 6.50

6.8.2. Segurança da via 6.56

6.8.2.1. Aceleração vertical do tabuleiro 6.56

6.8.2.2. Deformação vertical do tabuleiro 6.56

6.8.3. Conforto dos passageiros 6.56

6.8.3.1. Análise dinâmica com interacção ponte - comboio 6.57

6.8.3.2. Análise simplificada 6.58

6.9. Conclusões 6.59

7. Estudo do comportamento à fadiga da ponte ferroviária de Trezoi 7.1

7.1. Introdução 7.1

7.2. Análise segundo as normas europeias EN1991 e EN1993 7.2

7.2.1. Introdução 7.2

7.2.2. Comboios de fadiga 7.4

7.2.3 Análise de um elemento da corda inferior 7.5

7.3. Obtenção dos espectros de tensões através do tráfego real 7.7

7.3.1 Análise dos dados obtidos 7.7

7.3.2 Avaliação dos espectros de tensões reais 7.9

7.4. Análise segundo a norma americana AASHTO 7.11

7.4.1 Escolha do elemento estrutural para o estudo da fadiga 7.11

7.4.2 Avaliação do factor de concentração de tensões 7.14

7.4.2.1 Resultados 7.15

7.4.3. Estudo de fadiga de um elemento pertencente à corda inferior 7.18

7.5. Cálculo da vida residual recorrendo a conceitos da mecânica da fractura 7.21

7.5.2 Introdução 7.21

7.5.2 Cálculo da probabilidade de rotura com base na metodologia de Massareli et al. [47] 7.21

7.5.3 Cálculo da probabilidade de rotura com base na metodologia da tensão equivalente de fadiga 7.25

7.5.4 Intervalos de inspecção de pontes ferroviárias metálicas 7.29

7.6 Conclusões 7.30

8. Conclusões e desenvolvimentos futuros 8.1

8.1. Conclusões 8.1

8.2. Perspectivas de desenvolvimentos futuros 8.5

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

A importância da consideração dos efeitos dinâmicos da passagem de comboios em pontes ferroviárias tem vindo a aumentar consideravelmente nos últimos anos. Tradicionalmente o dimensionamento destas pontes tem sido efectuado através de análises estáticas, considerando carregamentos regulamentares que simulam de forma conservativa os efeitos da passagem das composições ferroviárias sobre as pontes. A constatação do crescimento destes efeitos dinâmicos, devidos ao aumento da velocidade de circulação e a alterações na própria geometria dos comboios (o que altera a forma como as cargas são aplicadas), levou a uma preocupação em compreender os fenómenos envolvidos, quantificá-los e estabelecer uma nova metodologia de dimensionamento.

A nova regulamentação europeia tem vindo a colmatar algumas lacunas existentes, impondo a obrigatoriedade de cálculos dinâmicos acima de certas velocidades e propondo métodos para realizá-los. Critérios como o conforto dos passageiros, a estabilidade da via, a estabilidade do contacto entre a roda e o carril e as vibrações excessivas das caixas do veículo tornaram-se decisivos no dimensionamento.

Além disso, em certas condições, a cadência de passagem dos eixos das composições ferroviárias sobre a ponte, quando em correspondência com uma frequência natural da estrutura, origina efeitos de ressonância que elevam a resposta da estrutura para níveis muito acima dos normais. Este fenómeno surge normalmente em linhas de alta velocidade.

No caso de pontes ferroviárias antigas, em que as velocidades de circulação dos comboios são baixas, estes efeitos dinâmicos sobre a resposta da estrutura são de

importância reduzida. Existem no entanto outras preocupações de origem dinâmica que importa ter em conta.

A elevada frequência de passagem de cargas de grande intensidade sobre uma ponte ferroviária ao longo da sua vida pode levar a possíveis danos de fadiga nos elementos estruturais, reduzindo substancialmente a sua vida útil. Alguns estudos revelam que a fadiga é uma das causas mais comuns da rotura de pontes ferroviárias e rodoviárias metálicas, sendo responsável por mais de 80% das roturas em pontes metálicas.

Neste contexto, torna-se importante compreender os fenómenos envolvidos no dano por fadiga e desenvolver ferramentas adequadas à análise deste fenómeno. O facto do nosso país possuir um elevado número de pontes metálicas antigas (muitas delas com mais de 100 anos) realça a importância do desenvolvimento destas ferramentas e o estabelecimento de "Guidelines" para a realização de estudos desta natureza.

1.2 OBJECTIVOS E PLANO DE TRABALHO

Este trabalho visou atingir dois tipos de objectivos que, embora interligados, têm características distintas.

Por um lado, procurou-se o desenvolvimento e a aplicação de ferramentas computacionais que permitam o estudo dos efeitos das acções ferroviárias em pontes e, simultaneamente, ganhar conhecimentos sobre as metodologias mais avançadas existentes actualmente no que se refere à quantificação destes efeitos. Além da quantificação de esforços, deslocamentos, rotações, velocidades e acelerações, tomou-se como objectivo a avaliação numérica das grandezas fundamentais referidas na regulamentação existente. O estudo de normas estrangeiras ou internacionais foi por isso um passo importante na elaboração deste trabalho, permitindo compreender diferentes formas de abordagem que as diferentes administrações ferroviárias utilizam para tratamento do problema.

Por outro lado, pretendeu-se desenvolver ou aplicar metodologias para a análise de efeitos de fadiga em pontes metálicas ferroviárias. Aqui, mais uma vez, o estudo da normativa internacional assume um papel importante.

Para atingir estes objectivos, foram realizadas as seguintes tarefas:

- Compreensão do tipo de efeitos ocasionados pelo tráfego ferroviário sobre o comportamento estrutural das pontes;
- Sistematização e estudo dos principais métodos de análise dinâmica de pontes ferroviárias, desde métodos simplificados baseados em modelos

matemáticos de cargas rolantes em vigas isostáticas, passando pelos modelos de cargas pontuais, até métodos de cálculo contemplando a interacção entre os comboios e a estrutura;

- Familiarização e uso de "software" comercial existente (SOLVIA) para a aplicação dos métodos referidos anteriormente;
- Sistematização da bibliografia mais relevante, nacional e estrangeira, e recolha de resultados e informação relativos a estudos de fadiga em pontes metálicas;
- Desenvolvimento de rotinas em ambiente MATLAB para aplicação de metodologias de análise da fadiga em pontes metálicas ferroviárias;
- Aplicação dos conhecimentos adquiridos à análise do comportamento estrutural e avaliação de efeitos de fadiga de uma ponte ferroviária nacional, envolvendo designadamente:
  a) Desenvolvimento de um modelo de elementos finitos tridimensional, subsequentemente calibrado e validado com base na identificação experimental de parâmetros modais através da realização de um ensaio de vibração ambiental, desenvolvido com os meios do Laboratório de Vibrações e Monitorização de Estruturas (ViBest – www.fe.up.pt/vibest);
  b) Aplicação de diferentes metodologias de análise dinâmica, tendo em conta a possibilidade de variação da velocidade de circulação e as características das diferentes composições que circulam habitualmente na linha ferroviária onde se insere a ponte;
  c) Avaliação de danos por fadiga da estrutura, tendo em consideração os dados reais referentes à passagem de tráfego verificada no passado.

1.3 DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DA TESE

O presente trabalho encontra-se organizado em 8 capítulos.

No primeiro capítulo, são apresentadas as motivações e o interesse no estudo do comportamento dinâmico e na avaliação de danos de fadiga em pontes metálicas

ferroviárias, que se encontram subjacentes à elaboração do presente trabalho, por forma a justificar os objectivos a atingir.

No segundo capítulo, apresenta-se uma recolha de informação de natureza histórica, incluindo alguns aspectos técnicos relativos a pontes metálicas ferroviárias existentes na rede ferroviária portuguesa. Entre elas, referem-se pontes antigas, construídas durante a Revolução Industrial, que se encontram ainda em funcionamento.

No terceiro capítulo, resume-se o conteúdo da regulamentação europeia relativa ao estudo de pontes ferroviárias, englobando as metodologias e recomendações preconizadas na EN1991-2.

No quarto capítulo, revêem-se fundamentos teóricos da análise dinâmica de estruturas, dando-se especial atenção às particularidades destas análises quando aplicadas em pontes metálicas ferroviárias. A exposição é acompanhada por exemplos, onde se ilustra a implementação e aplicação das metodologias descritas, confirmando o bom funcionamento das técnicas implementadas no software utilizado e validando noutros casos programas desenvolvidos.

No capítulo quinto, descrevem-se as principais metodologias de análise de fadiga em estruturas metálicas, designadamente os métodos baseados no conceito da acumulação de dano e os métodos baseados na Mecânica da Fractura. Realiza-se também uma sistematização do conteúdo de normas estrangeiras ou internacionais relativas ao estudo de fadiga em estruturas metálicas.

No sexto capítulo, procede-se ao estudo de uma ponte existente na linha da Beira Alta (Ponte de Trezói), procedendo-se para tal ao desenvolvimento e ajuste de um modelo tridimensional de elementos finitos desta estrutura, tendo como base o projecto original e os resultados da identificação experimental dos parâmetros modais da ponte. Posteriormente, apresenta-se um estudo envolvendo métodos de análise dinâmica, tendo por base um modelo numérico desenvolvido com o programa SOLVIA, as recomendações da EN1991-2 e a informação relativa às características dos veículos reais que têm circulado nos últimos anos sobre a estrutura, fornecida pela REFER e pela CP.

No sétimo capítulo, procede-se à implementação das metodologias estudadas para análise de fadiga em pontes ferroviárias e à sua aplicação ao caso da Ponte de Trezoi. Abordam-se formas de estudo actuais da fadiga aplicadas a pontes metálicas, tendo por base as metodologias preconizadas pelas normas europeias EN1993-1-9 (EC3) e EN1991-2 (EC1). Aborda-se também o problema da fadiga através da Mecânica da Fractura, recorrendo a metodologias de simulação e técnicas de fiabilidade para avaliar a

probabilidade de rotura de uma elemento crítico, simulando o crescimento de uma fenda de fadiga desde um comprimento inicial até ao comprimento crítico correspondente à rotura.

Finalmente, no oitavo capítulo, são apresentadas as principais conclusões dos estudos desenvolvidos e sugerem-se linhas de desenvolvimento futuras.

CAPÍTULO 2

PERSPECTIVA HISTÓRICA DAS PONTES METÁLICAS FERROVIÁRIAS EM PORTUGAL

2.1 INTRODUÇÃO

Portugal detém um vasto conjunto de pontes metálicas antigas devido a razões históricas, como a neutralidade portuguesa na 2ª guerra mundial, facto que permitiu manter estas estruturas a salvo da destruição da guerra. Além disso, a fraca capacidade financeira do país implicou, na generalidade dos casos a adopção de uma política de reparação e/ou reforço das pontes, em detrimento da substituição total. Com o passar dos anos, muitas destas estruturas, apesar de terem sofrido diversas intervenções de reparação, mantiveram a sua fisionomia original e são hoje obras de arte que quase conferem o grau de museu a algumas linhas ferroviárias portuguesas.

Neste contexto, no presente capítulo efectua-se uma breve descrição do desenvolvimento histórico das pontes metálicas em Portugal dando especial atenção à ligação que estas sempre tiveram com os Caminhos-de-Ferro Portugueses.

2.2. A REVOLUÇÃO INDUSTRIAL E OS CAMINHOS DE FERRO EM PORTUGAL

A Revolução Industrial iniciou-se na Europa na segunda metade do século XVIII, prolongando-se através do século XIX, e com ela ocorreram profundas alterações nos processos construtivos e nas formas de conceber as pontes.

Em Portugal, devido a vários entraves culturais e políticos, a Revolução demorou mais tempo a chegar. Enquanto isso, as nações tecnologicamente mais desenvolvidas competiam entre si para se imporem como primeira potência económica europeia. Na prática, essa competição existia apenas entre a Inglaterra e a França pois, embora as outras nações estivessem presentes, situavam-se longe do primeiro lugar. O efeito desta competição traduzia-se na necessidade dos países terem o prédio mais alto, o maior edifício, a ponte com arco de maior vão, etc. Nessa época, essas obras eram exibidas nas grandes feiras mundiais para glorificarem o país que as possuía. Como exemplo disso, pode referir-se o Palácio de Cristal de Londres (Figuras 2.1 a) e b)). Construído por Paxton em 1851 para a exposição Internacional de Londres, torna-se o maior edifício construído até então. A resposta da França surgiu com a construção da Torre Eiffel em 1889, que embora tenha sido concebida para comemorar a Revolução Francesa, se estabeleceu como a mais alta construção do mundo [11].



Figura 2.1 a)– O Palácio de Cristal em Hyde Park, 1851 – [12]



Figura 2.1 b)– O Palácio de Cristal em Hyde Park, 1851

Nesta lógica de funcionalidade e de confiança perante as inovações tecnológicas foi inaugurada em 1779 a primeira ponte de grande vão (30 m) construída em ferro por A.Darwy (Figura 2.2), e a primeira ponte ferroviária (Figura 2.3) em 1824 por Stephenson na linha de Stockton-Darlington ([12] e [13]).

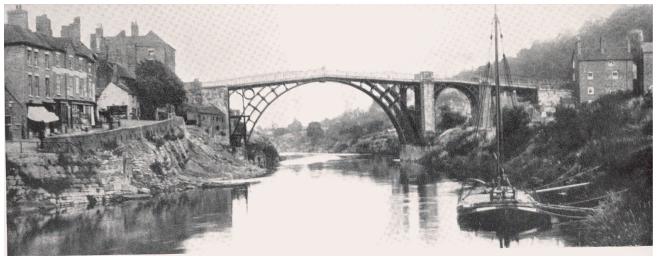


Figura 2.2 – Primeira ponte de grande vão construída em ferro, Coalbrookdale, 1779

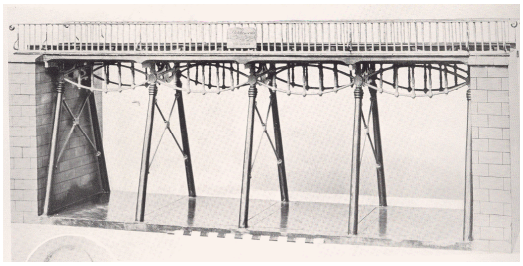


Figura 2.3 – Primeira ponte ferroviária do mundo, 1824

Foi apenas a partir da segunda metade do século XIX que surgiram em Portugal as primeiras tendências de industrialização e, com elas, uma transformação do país nunca antes vista, dinamizando a sociedade portuguesa que há muito se mantinha estagnada. Neste contexto a construção de pontes em Portugal tendeu a assumir um significado simbólico como paradigma de progresso.

Foi no litoral, em algumas cidades de maior dimensão, onde a Revolução Industrial se sentiu mais intensamente. A produção de bens concentrava-se nas zonas de proximidade com os meios de transporte marítimos e fluviais, pois os transportes terrestres eram manifestamente insuficientes e menos económicos. A necessidade de expandir o mercado começou a ser satisfeita pela introdução dos caminhos-de-ferro, desenvolvido no início do século XIX em Inglaterra, onde pela primeira vez se aplicou a tracção a vapor para a locomoção de veículos sobre carris. Percorrendo regiões remotas ou decalcando rotas tradicionais, deve-se à ferrovia a constituição de um mercado à escala nacional e, em alguns casos, até mesmo internacional, pois o novo modo de transporte conseguiu, com a redução do tempo de viagem e das distâncias percorridas, transportar as mercadorias a custos reduzidos em relação ao seu valor.

Para poder transpor a paisagem acidentada e rios, impunha-se para as pontes uma solução estrutural que permitisse vencer vãos grandes entre pilares, evitando tanto quanto possível a construção de fundações no leito do rio, pois nesta época estas criavam grandes problemas de concepção e de construção devido aos limitados meios da tecnologia existentes. Neste sentido a evolução das pontes ferroviárias exigiu um uso predominante de construção metálica, a qual possibilitou resolver tais problemas e alcançar soluções de grande leveza. A transparência, adaptabilidade à mudança, rapidez de construção e facilidade de inspecção foram também factores decisivos no seu uso.

A importância que este tipo de pontes desempenha na rede ferroviária portuguesa é evidente quando se constata que, entre as 2009 pontes pertencentes a esta rede, as 787 pontes metálicas perfazem um comprimento total de 23,4 km, enquanto as restantes apenas

correspondem a 15 km. Dentro das pontes metálicas, aquelas que têm idade superior a 100 anos são as predominantes, correspondendo a um comprimento total de 9,187 km [15].

2.3. PONTES METÁLICAS EM PORTUGAL

O atraso de Portugal em relação a esta "corrida" à tecnologia e na tendência Europeia de ideais progressistas levou a que, quando finalmente se iniciou a Revolução Industrial, a grande maioria dos edifícios e pontes metálicas dessa época fossem não só de autoria estrangeira como também construídos por firmas estrangeiras. Neste contexto, veja-se o que se considera o primeiro caso significativo de estrutura em ferro construída em Portugal: o viaduto de Xabregas (Figura 2.4), construído no ano de 1854, tinha como autores de projecto Jhon Suterland e Valentine C.L. [11].



Figura 2.4 – Viaduto de Xabregas [22]

A Figura 2.5 ilustra um dos poucos exemplos de pontes projectadas por portugueses, trata-se da ponte da ribeira de Noeimi nos arredores da Guarda. Esta ponte, de vão modesto, é a mais antiga ponte de ferro calculada por engenheiros portugueses e construída em Portugal. O projecto é de Bento d'Eça, José Garção e José de Andrade e data de 1876.



Figura 2.5 – Ponte de ferro sobre Noeimi [11]

A Ponte rodoviária de Fão, sobre o rio Cávado (Figura 2.6), localizada no concelho de Esposende, distrito de Braga, é representante das primeiras grandes pontes de ferro

construídas em Portugal. Projectada pelo engenheiro Abel Maria Mota, data de 1888 e tem um comprimento de 256 metros [11]. A execução da obra decorreu sob orientação de um engenheiro francês de nome Reynau. No entanto, suspeita-se existir alguma influência de Eiffel na construção desta ponte, pois este vivia em Barcelos nessa época [23].

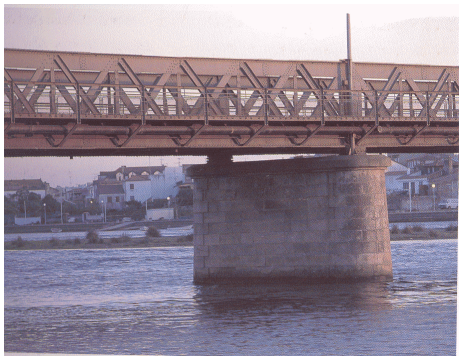


Figura 2.6 – Pormenor da estrutura de ferro e de um dos pilares da ponte de Fão [11]

Quando se fala de pontes metálicas em Portugal, torna-se imperativo falar nas pontes metálicas do Porto. Possuindo uma grande beleza, elas são uma imagem de marca da cidade e da época em que foram construídas. A popularidade destas pontes dificulta a tarefa de descrevê-las sem correr o risco de redundância. No entanto, seria incorrecto não lhes fazer referência neste trabalho.

No ano de 1875, é aprovado um projecto da autoria de Gustavo Eiffel e Seyrig para a construção da ponte D. Maria Pia (Figura 2.7) com 160 m de vão, que viria dar resposta à necessidade de uma ligação ferroviária entre Lisboa e Porto. Até então, o trajecto de comboio Porto/Lisboa iniciava-se em Vila Nova de Gaia, na estação das Devesas, pois nessa altura a ligação entre as duas margens do rio Douro era feita pela Ponte Pênsil, que garantia apenas o tráfego de pessoas e veículos de tracção animal.



a)



b)

Figura 2.7 – a) A ponte D. Maria Pia e a Ponte de S. João em plano de fundo; b) – D. Maria Pia

O peso total do ferro empregado é de 1600 toneladas, correspondendo 640 toneladas ao arco; as alvenarias e cantarias dos encontros e bases dos pilares excedem 3500 metros cúbicos. A construção durou 22 meses: começou em 5 de Janeiro de 1876, ficando concluída em 30 de Outubro de 1877, e foi inaugurada no dia 4 de Novembro de 1877 pelo Rei D. Luís I e pela Rainha D. Maria, que lhe deu o nome.

Foi esta ponte a primeira em que os apoios intermédios foram substituídos por um grande arco metálico. A "Dama de Ferro" foi um passo muito importante no desenvolvimento de grandes obras de Engenharia Civil posteriores, dadas as inovações tecnológicas introduzidas na sua construção. Como exemplo de obras que beneficiaram deste avanço tecnológico, temos o "Viaduc de Garabit" (com 165m de vão), a estrutura da Estátua da Liberdade em Nova Iorque (1884-86) e a Torre Eiffel (1889) todas realizadas por Eiffel. Neste sentido, a atribuição do título de "Civil Engineering Historical Landmark" pela American Society of Civil Engineers e pela Ordem dos Engenheiros à Ponte D. Maria torna-se perfeitamente justificado.

A ponte de D. Luís I surgiu poucos anos depois da ponte D. Maria Pia, para substituir a ponte Pênsil (Figura 2.8). O projecto foi da autoria de Théophile Seyrig (anterior colaborador de Eiffel) e foi inaugurada no ano de 1886.

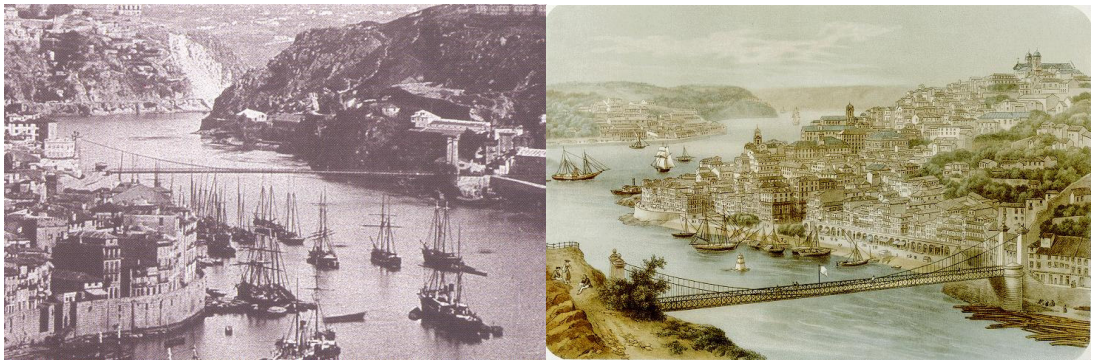


Figura 2.8 – A Ponte Pênsil [11]

Esta ponte destinou-se a tráfego rodoviário e pedonal, servindo as cidades de Porto e Gaia ainda nos dias de hoje. Recentemente, foi sujeita a obras de reforço para adaptá-la às novas exigências de funcionamento provocadas pela passagem do Metro do Porto. Este facto evidencia a grande adaptabilidade que as pontes metálicas possuem, pois trata-se de uma ponte metálica construída no século XIX a funcionar no século XXI com cargas muito superiores às originais (Figura 2.9).

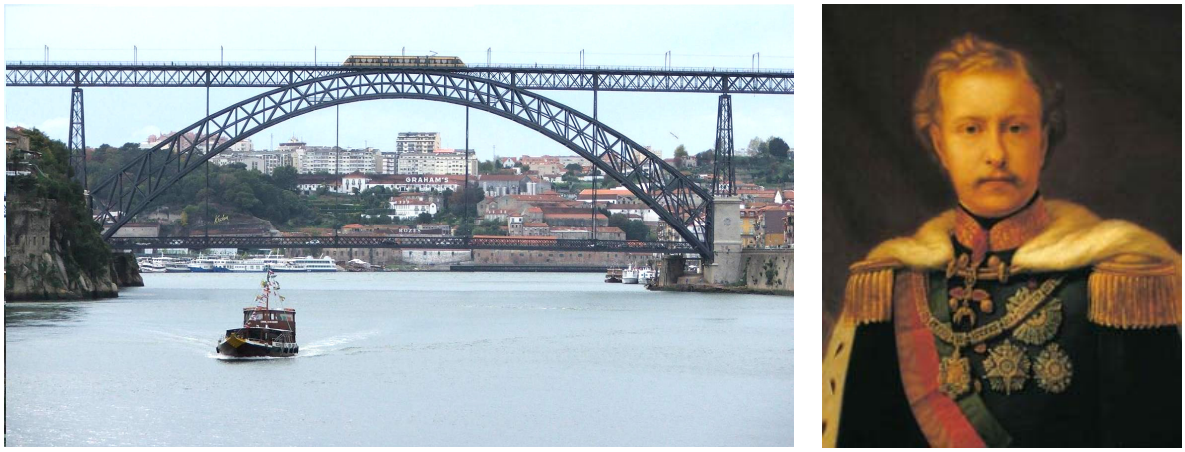


Figura 2.9 a) Ponte D.Luis I no momento da passagem do Metro sobre o tabuleiro superior; b) D.Luis I [23]

Provavelmente devido à grande relevância das duas grandes pontes do Porto, a atenção da História face a outras pontes de ferro construídas na mesma altura é reduzida. A ponte de Santarém (Figura 2.10), com o mesmo nome da anterior (D. Luís), uma ponte rodoviária que faz a travessia do Tejo, desenhada pelo Engº. F. Moreaux e construída em 1876, é exemplo disso. Trata-se de uma estrutura de grande beleza, com nove tramos, totalizando um comprimento de 585 m [11].



Figura 2.10 – Ponte de Santarém

Nessa época, esta ponte melhorou significativamente as ligações do mercado interno, pois criou uma ligação entre o Norte e o Sul. Como resultado surgiram extensas áreas agrícolas e pólos de desenvolvimento. Em 1945, devido ao volume do tráfego rodoviário e ao preço do petróleo, esta ponte sofreu reforços para atender às solicitações devidas à camionagem. O projecto do reforço foi da autoria do Engº. Edgar Cardoso. Mesmo tendo sido construídas outras pontes rodoviárias ao longo de um século de existência, a Ponte de D.Luis I (Ponte de Santarém) continua a servir um tráfego rodoviário intenso que circula a um ritmo cada vez mais elevado [24]. Estas considerações mostram a importância que esta estrutura teve no desenvolvimento da região e de Portugal.

Eiffel (que tinha um gosto particular por comboios) projectou além da ponte D. Maria Pia, mais 23 pontes em Portugal, das quais se destacam as seguintes: 1877 – ponte sobre o Cávado na linha do Minho, 1878 – ponte sobre o Neiva, 1878 – ponte sobre o Âncora, 1878 – ponte rodo- ferroviária em Viana do Castelo (que Eiffel sempre considerou como a sua obra-prima) e em 1879 a ponte sobre o Coura, em Caminha.

Entre 1880 e 1881, a companhia Eiffel construiu na Linha da Beira Alta, entre o Luso e Santa Comba Dão, algumas pontes ferroviárias entre as quais a ponte de Várzeas, a ponte do Milijoso, a ponte de Breda, a ponte do Criz, a ponte do Dão e a ponte de Trezói. Esta última era constituída por vigas de rótula em cruz de Stº André de via única, recta com 126,5 m, de tabuleiro intermédio, três tramos contínuos de 38,5 m, 49 m e 38,5 m e foi construída em 1881 com projecto de 1879 original da Eiffel et Cie, empresa de Gustave Eiffel.

Na Figura 2.11 pode-se observar a ponte de Chamusca. Projectada e construída pela Companhia Fires, e inaugurada em 1906, contribuiu decisivamente para o desenvolvimento de toda a região do Tejo. Esta ponte veio complementar as ligações rodoviárias entre o Norte e o Sul iniciadas pela Ponte de Santarém.

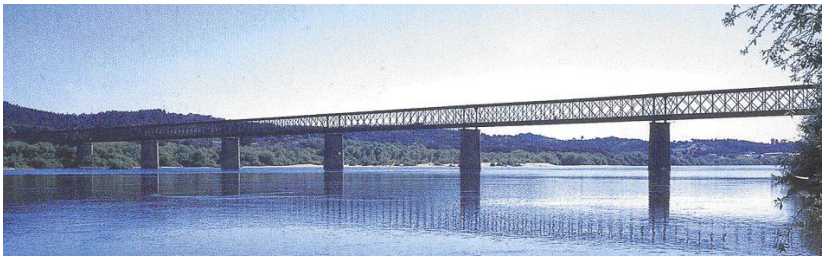


Figura 2.11 – Ponte da Chamusca sobre o Rio Tejo [11]

Nas últimas duas décadas, a CP substituiu e reforçou várias pontes metálicas, recorrendo por vezes a empresas privadas ou utilizando os seus próprios meios. Os novos materiais, tais como aços com altos limites de elasticidade, o progresso nas técnicas de construção e de controlo de qualidade e o pré-esforço surgiram em auxílio destas pontes antigas. Como exemplo disso, apresentam-se as pontes que se seguem.

Na linha da Beira Alta, as 9 pontes cujo projecto foi realizado por Eiffel foram substituídas entre 1948 e 1958 devido à necessidade de suportar novos carregamentos [17]. Na Figura 2.12 pode-se observar, em segundo plano, a ponte de Eiffel na fase de substituição por ripagem lateral, uma técnica utilizada para minimizar o tempo de interrupção do tráfego.

A ponte existente actualmente (ponte estudada nesta tese), inaugurada em 20 de Agosto de 1956 foi concebida e construída pela empresa alemã Fried Krupp, juntamente com quase todas as pontes ferroviárias da linha da Beira Alta. Foi uma das pontes construídas com o financiamento do Plano Marshall.

Recentemente, a Linha da Beira alta foi sujeita a obras de remodelação da via incluindo o troço a que pertence esta ponte.



Figura 2.12 – Antiga e nova ponte de Trezói (1956)

Na figura seguinte, observa-se a Ponte de Garvão situada na ex-Linha do Sado, no momento da sua substituição por "ripagem" lateral. À direita, vemos a estrutura antiga construída em 1914, que tem um tabuleiro inferior suportado por vigas parabólicas do tipo Pratt. Trata-se de um exemplo em que a substituição da ponte foi feita pelas Brigadas Itinerantes da CP, que ao longo dos anos desenvolveram e aperfeiçoaram processos que permitem substituir estas estruturas entre os intervalos de circulação [15].



Figura 2.13 – Ponte de Garvão

A intervenção feita na ponte rodo – ferroviária em Viana do Castelo, projectada por Eiffel (Figura 2.15), foi realizada recorrendo a empresas privadas, sendo de realçar o importante facto do reforço não ter afectado a fisionomia desta obra de arte (Figura 2.14).



Figura 2.14 – Ponte do Lima em Viana de Castelo na actualidade.

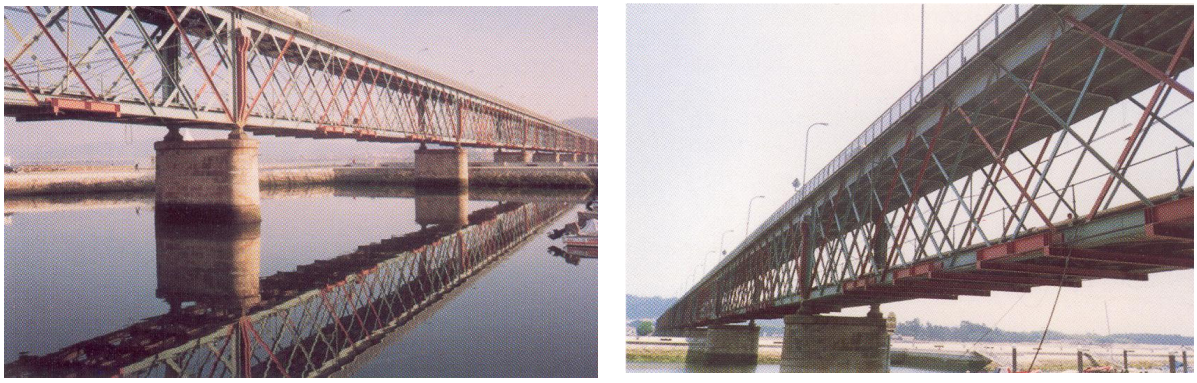


Figura 2.15 –Gustave Eiffel

Esta ponte é dividida em duas partes: uma sobre o Rio Lima, constituída por uma estrutura metálica contínua com 562 m, de vigas de rótula múltipla com dois tabuleiros sobrepostos, que se apoia em pilares de alvenaria; outra, os viadutos de acesso também

metálicos, constituídos por vigas contínuas e apoiados transversalmente em pórticos múltiplos. Em cada margem, o trânsito rodoviário faz-se separadamente do trânsito ferroviário e, quer um quer outro, é conduzido para a ponte e para o tabuleiro que lhe está destinado por meio dos viadutos atrás referidos. Assim, o tráfego ferroviário e rodoviário que, nas margens do Rio, são paralelos e solidários, passam a ser sobrepostos dentro da ponte, estando a sua continuidade e independência asseguradas. Na época em que a ponte foi construída, o material de que se dispunha era o ferro pudlado (designado na literatura inglesa por "wrought iron" e na francesa por "fer-puddlé").

Mais recentemente, esta ponte foi sujeita a intervenções que passaram pelo reforço do tabuleiro e pela aplicação de cabos de pré-esforço exterior [16]. Na Figura 2.16 ilustra-se algumas imagens da execução do reforço.



a) b)

Figura 2.16 – Ponte do Lima durante a execução do Reforço

A ponte é composta por 10 tramos metálicos contínuos, com um comprimento total de 562,44 m, tendo os intermédios 58,44 m e os extremos 46,98 m. As vigas principais têm 7,50 m de altura e estão afastadas entre si de 5,20 m. São de rótula múltipla, com diagonais cruzadas a 45 graus formando painéis com cerca de 2,70m.

Outro exemplo da intervenção de empresas privadas no reforço de pontes metálicas surge com a ponte Ferroviária sobre o Rio Coura em Caminha (Figura 2.17), situada ao km104,941 da Linha do Minho e datada de 1879. Apresentando severas restrições de carga e velocidade, incompatíveis com as necessidades do tráfego previsto para toda a Linha do Minho, a CP tomou a decisão de a reforçar em conformidade.

Neste caso o resultado da intervenção foi uma segunda estrutura que, embora não seja independente, coexiste com a ponte antiga. Esta intervenção, projectada pelo Engº Mota Freitas, permitiu suprimir as lacunas de velocidade de circulação de carga e, em vez de prejudicar a estética original melhorou-a.



a)



b)

Figura 2.17 – Ponte sobre o rio Coura em Caminha: a) Vista da ponte original; b) Vista da ponte reforçada

Trata-se de uma ponte metálica rebitada, fechada superiormente e dotada de três tramos de vãos 51,250 m – 61,500 m – 51,250 m, num total de 164,000 m. As vigas principais são vigas de rótula múltipla do tipo Warren, com altura total de 6,386 m e encontram-se afastadas entre si de 5,210 m. Apresentam montantes de 4,100 em 4,100 m, que correspondem às secções de inserção das carlingas. As diagonais são constituídas por cantoneiras de abas desiguais; os montantes por peças compostas e as cordas, por secções em T.



a)



b)

Figura 2.18 – Ponte sobre o rio Coura em Caminha: a) Carlingas; b) Perspectiva do interior

O tabuleiro é inferior com pórtico e tem a composição tradicional: carlingas e longarinas constituídas por perfis em I. A via é composta por carris assentes em travessas de madeira.

Casos há em que é tomada a decisão de fechar as pontes metálicas e construir novas para substitui-las. Veja-se o caso da ponte D. Maria, fechada ao tráfego, que passou a ser efectuado através da nova ponte de S. João (Figura 2.19), e o caso da Ponte D.Amélia, situada na Linha de Vendas Novas substituída por uma ponte de betão armado e pré-esforçado com o mesmo nome (Figura 2.20).

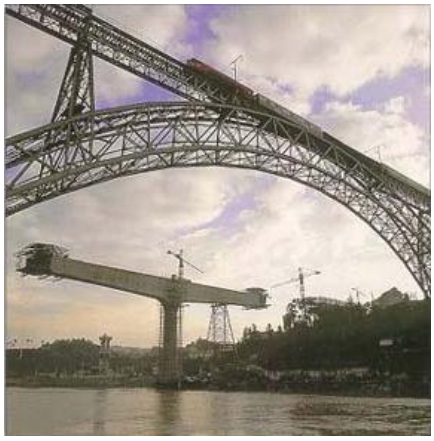
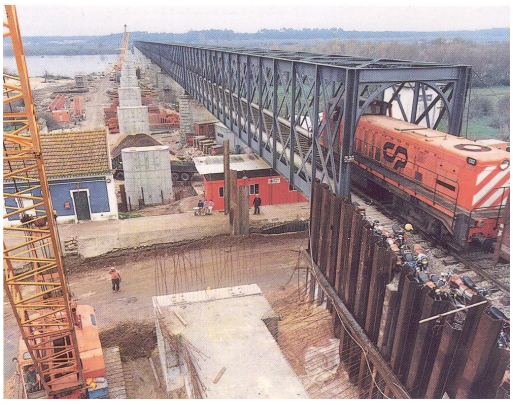
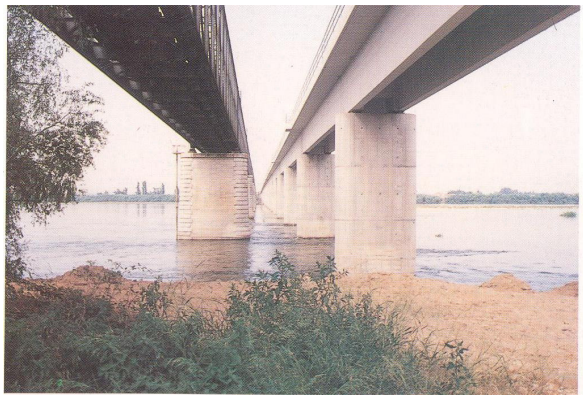


Figura 2.19 – Ponte de S.João (durante a construção) e Ponte D.Maria

As modificações das solicitações regulamentares para pontes de Caminho de Ferro implicava uma intervenção na antiga ponte D. Amélia, pois tanto a sua superestrutura como as infraestruturas tinham deixado de ser adequadas. Assim, foi construída uma nova ponte a montante da antiga (Figura 2.20).



a)



b)

Figura 2.20 – a) Ponte D. Amélia antiga (construída em 1903); b) As duas pontes D. Amélia

Actualmente, assiste-se ao retorno da utilização do aço como material de eleição na construção de pontes. Como exemplo, temos as pontes ferroviárias inseridas em linhas de alta velocidade estrangeiras. Embora haja a tendência para cada país criar a sua própria "escola" no que se refere à concepção deste tipo de pontes, a solução de ponte mista

(Figura 2.21) parece ser uma solução que funciona muito bem, pois combina as qualidades dos dois materiais mais usados na indústria da construção: o betão e o aço. Colocando o betão na parte superior da secção e o aço na parte inferior, permite que o primeiro funcione principalmente à compressão e o segundo à tracção. A leveza, facilidade de construção, o efeito benéfico do betão, que protege o aço da agressão atmosférica, e o bom comportamento dinâmico deste tipo de solução, levam a crer que seja a que melhor se adapta aos objectivos técnicos e financeiros impostos para as pontes ferroviárias [15].

Um outro tipo de ponte metálica que tem vindo a ser utilizada para as linhas de alta velocidade europeias é a solução "Bowstring" (Figura 2.22). O tabuleiro situa-se na parte inferior da estrutura e é suspendido por tirantes que transferem as cargas ferroviárias para uma estrutura metálica em arco. Tira-se desta forma benefício de uma forma estrutural tecnicamente adequada e com uma estética elevada.



Figura 2.21 – Ponte mista



Figura 2.22 – Ponte do tipo "Bowstring"

2.4. A EVOLUÇÃO DAS METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

2.4.1 Os primeiros regulamentos

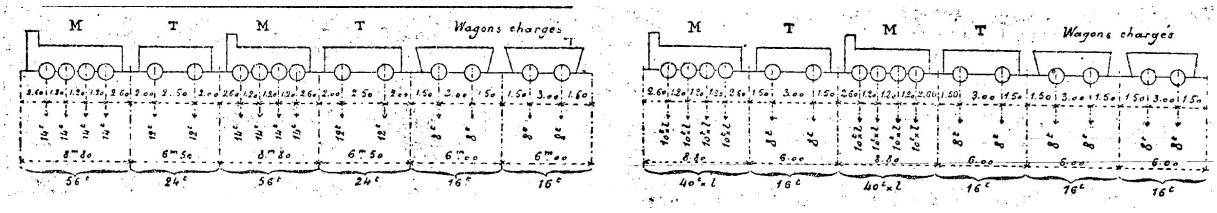
Foi em 24 de Fevereiro de 1863 que o Visconde da Luz, director geral das obras públicas, assinou a Portaria que estabeleceu as provas a sujeitar as pontes metálicas de caminho de ferro para poderem ser entregues à exploração.

Nesta Portaria, para além da descrição das provas estáticas e dinâmicas a realizar, bem como limites de flechas a respeitar, encontravam-se exigências face às fundações,

sobre o material a empregar e limites de tensões a que os elementos deveriam estar sujeitos: "*Art.3º As peças forjadas e laminadas de sobrestructura das pontes metállicas deverão ser de ferro de boa qualidade e não deverão estar sujeitas a esforço maior do que 8 kilogrammas por millimetro quadrado, à tracção ou compressão; e as peças de ferro coado não deverão suportar mais de 2 kilogrammas á tracção e 8 á compressão, também por millimetro quadrado* (…)". Já neste documento existia a preocupação sobre os efeitos dinâmicos das passagem dos comboios, preconizando a "(..) *passagem de um comboio expresso com a velocidade de 60 kilometros ou mais por hora* (…)", a este procedimento seguia-se a passagem do mesmo comboio "*expresso ou de grande velocidade*" a uma velocidade muito reduzida parando a locomotiva no local da ponte que leva à maior flecha e desta forma conhecer-se o aumento da flecha estática devido "(…) *à grande velocidade*.". Como se percebe trata-se de uma versão inicial do conceito de coeficiente de amplificação dinâmica.

Em 1877, surge pela primeira vez uma regulamentação específica para a concepção de pontes ferroviárias em Portugal, estabelecida por adopção da circular Francesa desta data. Neste documento, estabeleciam-se limites para as tensões de serviço do metal a serem utilizadas no dimensionamento das peças e regulamentava-se as cargas distribuídas a considerar nos cálculos (cerca de 4 toneladas por metro linear), que não eram afectadas pelo coeficiente dinâmico [15].

A circular Francesa de 1891 veio substituir esta regulamentação e impunha, pela primeira vez, a consideração de um "*comboio – tipo*" (Figura 2.23). As dimensões das diferentes peças das pontes eram calculadas tendo em conta o "*comboio-tipo*" colocado na posição mais desfavorável, as cargas permanentes e os esforços secundários ("*accessoires*") tais como os devidos à temperatura. Impunha-se para isso um limite de 6,5 kg/mm^2 para o ferro e 8,5 kg/mm^2 para o aço. As características dos materiais (extensões de rotura e resistência de tracção), a pressão do vento e as provas de carga estáticas e dinâmicas eram também definidas neste documento.



a) b)

Figura 2.23 – a) Comboio tipo para via larga; b) Comboio tipo para via estreita

2.4.2 O Regulamento Português para Projectos, Provas e Vigilância de Pontes Metálicas

Em 1897 foi aprovado pelo ministro e secretário de estado das obras públicas, Arthur Alberto de Campos Henriques, o primeiro regulamento português que tratava de pontes metálicas. Embora tenha sido um documento muito semelhante à circular francesa referida anteriormente, adaptava as disposições regulamentares francesas para a realidade nacional. Além disso, preconizava a realização de vistorias, de um cadastro das pontes, viadutos, de passagens superiores e inferiores e de um registo de avarias.

2.4.3 Regulamento Português de Pontes Metálicas de 1929

Tratou-se de uma revisão e actualização do Regulamento para projectos, provas e vigilância das pontes metálicas de 1897, de forma a contemplar os desenvolvimentos da "(..) teoria e da experimentação na «Resistência dos Materiais», os progressos da siderurgia e da arte das construções (…)" [25], veio também dar resposta à necessidade de adequar a regulamentação portuguesa ao aumento das sobrecargas e das velocidades nos caminhos de ferro.

Este regulamento tratava, pela primeira vez em Portugal, os efeitos dinâmicos da sobrecarga e impunha limites de tensões para os diversos elementos das pontes de forma a controlar os danos provocados pela fadiga. Assim, o artigo 16º define o coeficiente de amplificação dinâmica a utilizar na majoração da sobrecarga de forma a atender ao acréscimo dos esforços devidos a uma solicitação dinâmica (equações 2.1 a 2.3). Este coeficiente era dependente do vão *l* da ponte.

$$\varphi = 1.20 + \frac{17}{l + 28} \tag{2.1}$$

$$\varphi = 1.19 + \frac{21}{l + 46} \tag{2.2}$$

$$\varphi = 1.11 + \frac{56}{l + 144} \tag{2.3}$$

A escolha de uma das equações anteriores dependia da existência de balastro, da distância entre as vigas principais e da localização dos carris (assentes sobre travessas ou assentes na prumada das vigas principais ou longarinas).

No artigo 17º definia-se como limites de fadiga de elementos sujeitos a esforços de tracção e flexão os valores de 14 kg/mm2 para as vigas principais, 10 kg/mm2 para os contraventamentos e para elementos sujeitos a esforços tangenciais 80% dos limites para esforços de tracção e flexão. Este último valor era utilizado para dimensionar os rebites.

Este regulamento constituiu, sobretudo, um notável repositório de normas e regras relativas ao conhecimento das características dos materiais e do comportamento estrutural. Esteve em vigor durante 32 anos, sendo substituído em 1961 pelo Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes.

2.4.4 Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes de 1961

Este regulamento, que revogou parcialmente o anterior, veio actualizar as solicitações devidas ao material circulante na rede ferroviária nacional. Pretendeu-se cobrir as máximas solicitações previsíveis com um comboio tipo constituído por cargas concentradas de 250 kN por eixo e 80kN por metro, para as pontes de via larga, e por cargas de 180 kN por eixo e 50 kN por metro, para as pontes de via estreita.

De facto este regulamento não presta particular atenção às estruturas metálicas, tendo deixado de incluir regras e valores de referência importantes para o dimensionamento deste tipo de estruturas. Neste sentido, não substituiu por completo o Regulamento de Pontes Metálicas de 1929 [15].

2.4.5 Norma Europeia EN1991-2

Esta norma será discutida em detalhe no capítulo seguinte. Por isso, neste ponto apenas se enquadra cronologicamente este documento por uma questão de coerência.

A constituição da Comunidade Europeia e do Mercado Comum Europeu levou à necessidade de criar especificações técnicas que harmonizassem a regulamentação existente nos diversos países constituintes, de forma a constituir alternativas à regulamentação própria em vigor em cada Estado membro, susceptíveis de eventualmente as substituir [15]. Em 1975, uma Comissão da Comunidade Europeia decidiu levar a cabo um programa na área da construção, com o objectivo de eliminar obstáculos técnicos entre países dando origem aos Eurocódigos [29].

De entre estes destaca-se os Eurocódigos 1, 3 e 4, para a definição de acções, concepção, dimensionamento e execução de obras metálicas e mistas (em particular pontes ferroviárias), que têm sido aplicados com alguma generalidade em Portugal.

Além destas normas, a Sub-Comissão de Pontes da União Internacional de Caminhos de Ferro (UIC) tem publicado diversas normas de interesse e importância fundamental para esta temática.

2.5 A EVOLUÇÃO DO ESTUDO DA FADIGA EM ESTRUTURAS METÁLICAS

Antes da segunda guerra mundial, muitas pontes treliçadas do tipo Vierendeel, usadas na Europa, sofreram roturas e colapsos pouco tempo depois de colocadas em serviço, tendo sido submetidas a níveis de tensão muito inferiores à tensão de rotura do material. Um estudo do material constituinte concluiu que este mantinha as características mecânicas iniciais. No entanto, o fenómeno da fractura apenas ganhou a importância devida depois da rotura frágil de um número considerável de barcos durante a Segunda Guerra Mundial. Com efeito, cerca de um quinto dos barcos de mercadorias construídos nessa época desenvolveram fracturas sérias e cerca de 16 navios de guerra naufragaram devido a fracturas frágeis.

Na década de 60, várias pontes entraram em colapso devido a fadiga: em 1962, a ponte de Kings em Melbourne, Austrália; em 1967, a ponte Point Pleasant, em West

Virgínia, Estados Unidos, na qual morreram 46 pessoas; e a ponte Silver Bridge em 1968. Todas estas pontes revelaram detalhes de projecto mal concebidos com concentrações de tensões e defeitos de construção [26].

Pensa-se que o fenómeno de fadiga terá sido estudado pela primeira vez por um engenheiro de minas alemão chamado W.A.J Albert em 1829. Albert publicou alguns resultados de testes realizados em correntes de ferro submetidas a carregamentos cíclicos. Este engenheiro sujeitou as ligações das correntes a momentos flectores impondo uma velocidade de 10 ciclos por minuto chegando a atingir 100000 ciclos de carga [28]. Este interesse na fadiga cresceu com o aumento do uso de estruturas em ferro, em particular em pontes ferroviárias.

O primeiro estudo detalhado da fadiga em metais foi iniciado em 1842 depois de um acidente ferroviário perto de Versailles, em França, onde morreram várias pessoas. Mais tarde, concluiu-se que a causa do acidente foi a rotura por fadiga do primeiro eixo da locomotiva. Nessa época, ocorreram vários acidentes semelhantes em veículos ferroviários.

Em 1843, W.J.M. Rankine, um engenheiro britânico da ferrovia, que se tornou famoso pelas suas contribuições na engenharia mecânica, distinguiu as características típicas da rotura por fadiga e percebeu a grande influência das concentrações de tensões nas componentes das máquinas [28].

August Wöhler (Figura 2.24), motivado por estas roturas dos eixos de veículos ferroviários, inventou aparelhos e desenvolveu métodos para medir cargas ferroviárias na cidade de Berlim, entre 1852 e 1869, o que lhe permitiu desenvolver teorias sobre a fadiga em materiais metálicos. Nessa altura, estas roturas eram incompreensíveis para os engenheiros, pois elas ocorriam quando os elementos estavam sujeitos a tensões muito inferiores à resistência estática dos materiais empregues. O trabalho de Wöhler, que envolveu ensaios em eixos de comboios à escala real e em variadas componentes de pequenas máquinas, permitiu-lhe descobrir que a rotura do aço solicitado ciclicamente podia ocorrer bem abaixo da tensão de rotura estática, quando este era sujeito a um carregamento dinâmico e havia um valor mínimo da amplitude de tensão abaixo do qual não haveria rotura do aço independentemente do número de ciclos aplicados, introduzindo dessa forma o conceito de limiar de fadiga em metais. Definiu as curvas de resistência à fadiga dos metais (curvas S-N), que se impuseram como parte integrante de uma das grandes vertentes do estudo da fadiga em estruturas metálicas, que ainda hoje se mantém.



Figura 2.24 – August Wöhler (1819-1914)

Estas curvas permitiam determinar o número de ciclos necessários para um elemento metálico romper, quando sujeito a uma variação de tensão constante. Permanecia contudo a dificuldade na avaliação da fadiga para tensões de amplitude variável.

Palmgreen (1924) propôs algumas correlações empíricas entre tensões cíclicas de amplitude constante e tensões variáveis, e Miner (1945) apresentou o conceito de dano acumulado definido pela expressão seguinte:

$$D = \sum_{i=1}^{k} \frac{n_i}{N_i} \tag{2.4}$$

O dano acumulado era desta forma calculado dividindo o número de ciclos (n_i) aplicados ao material com uma variação de tensão $\Delta\sigma_i$ e o número de ciclos necessário para o material atingir a rotura (N_i) para essa mesma variação de tensão. Esta abordagem revelou-se de grande importância em estruturas em que a vida requerida de projecto era elevada estando por isso sujeitas a um número muito significativo de ciclos de tensão. Existiam no entanto numerosos casos em que a estrutura estava sujeita a um número muito inferior de ciclos para uma vida de projecto mais curta. Este facto levou uma nova abordagem da fadiga: a fadiga oligocíclica ("low cycle fatigue").

A segunda grande vertente do estudo da fadiga denomina-se teoria da Mecânica da Fractura e a sua base foi desenvolvida por Griffith, nos anos vinte, que publicou um trabalho sobre o valor teórico e experimental da tensão de fractura de um sólido frágil [4]. Este trabalho surgiu no seguimento de uma formulação matemática publicada num artigo de Inglis, datado de 1913, que fornecia uma análise das tensões na vizinhança de uma fenda elíptica bidimensional existente num elemento de casca. Griffith propôs um critério de fractura específico baseado nessa formulação [27].

Foi na década de 50 que Irwin demonstrou que as amplitudes das tensões singulares na extremidade de uma fenda podiam ser traduzidas através de uma grandeza escalar denominada factor de intensidade de tensões (K). Este conceito permitiu desenvolver a Mecânica da Fractura Elástica Linear para caracterização da abertura de fendas por fadiga.

Em 1960, Paris propôs uma expressão que permitia calcular a velocidade de propagação de uma fenda em função desse factor de intensidade de tensões (Equação 2.5):

$$\frac{da}{dN} = C \times \Delta K^{n} \tag{2.5}$$

em que da/dN é a velocidade de propagação da fenda, sendo *a* a abertura da fenda e N o número de ciclos, ΔK é a variação do factor de intensidade de tensões e os restantes parâmetros são constantes associadas ao material. Foi nesta década que se observou um uso generalizado desta ciência na indústria aeronáutica e posteriormente em reservatórios de pressão em aço e estruturas "offshore".

Esta abordagem da fadiga é centrada no estudo do crescimento da fenda antes desta atingir o comprimento crítico (comprimento para o qual a rotura ocorre). No entanto, esta teoria levava a concluir que componentes fracturados de dimensões diferentes exibiam taxas de crescimento de abertura de fendas iguais, quando sujeitos a variação de tensões equivalentes (conceito da similitude), o que se mostrou incorrecto. As investigações experimentais que se seguiram demonstraram que, na realidade, as fendas com dimensões da ordem dos poucos milímetros (passíveis de serem estudadas por esta teoria) apresentavam taxas de crescimento maiores do que fendas com dimensões da ordem dos 10 milímetros, quando submetidas a valores idênticos de ΔK. Além disso, a taxa de crescimento das fendas microscópicas existentes na estrutura diminuía com o aumento do seu comprimento. Em 1975 Pearson, constatando que este comportamento estrutural não podia ser tratado adequadamente pela Mecânica da Fractura, percebeu que na prática este problema criava reservas no estudo de estruturas de dimensão elevada através de resultados experimentais em provetes de tamanho reduzido.

Assim, desde finais de 1970, a investigação na área da fadiga tem se centrado na compreensão dos efeitos da dimensão das fendas e dos fenómenos de regressão (retardamento) do crescimento das fendas.

Actualmente, grande parte das abordagens utilizadas na análise de estruturas metálicas à fadiga baseiam-se nas curvas de resistência S-N. Estas curvas são obtidas através de ensaios realizados em provetes não entalhados e sem qualquer fissura inicial que não distinguem o período de iniciação da fissura do período de propagação. Existem várias normas que contêm recomendações para a análise da fadiga em estruturas metálicas. As mais utilizadas são a EN1993, a Norma Americana AASHTO para pontes rodoviárias e a AREA (também americana) para pontes ferroviárias, a Norma Britânica 5400 e a Norma Alemã DIN 18800 Parte 1.

CAPÍTULO 3

NOVOS ASPECTOS REGULAMENTARES PARA ANÁLISE DE PONTES FERROVIÁRIAS SEGUNDO A EN1991-2

3.1 INTRODUÇÃO

A importância da consideração dos efeitos dinâmicos no dimensionamento de pontes ferroviárias tem vindo a crescer de forma significativa nos últimos anos. Com efeito, as necessidades económicas criam grandes pressões sobre os sistemas de transporte, forçando os meios ferroviários a transportar mais a velocidades superiores. Este aumento das cargas por eixo dos veículos e da sua velocidade cria efeitos dinâmicos prejudiciais para o funcionamento das pontes. Em particular, para velocidades superiores a 200km/h, a aplicação de cargas repetidas ao longo da ponte pode levar ao surgimento de fenómenos de ressonância, quando a frequência da solicitação ou alguns dos seus harmónicos iguala uma das frequências naturais da ponte.

Em Portugal o RSA baseia-se nas prescrições da Union Internationale dês Chemins de Fer (UIC) para quantificar as acções directamente relacionadas com o tráfego ferroviário. Neste documento, os efeitos dinâmicos devidos às vibrações são tidos em conta multiplicando os valores de um modelo de cargas designado por LM71, por um coeficiente dinâmico Φ proposto na ficha UIC776-1R (1979). Os resultados obtidos desta forma são satisfatórios nas situações correntes, em que a velocidade de circulação é inferior a 200km/h.

No entanto, este procedimento não permite ter em conta os possíveis efeitos de ressonância. Por isso, para velocidades superiores, é necessário realizar análises dinâmicas de maior complexidade.

Neste capítulo, procede-se à sistematização e caracterização das acções a ter em conta no dimensionamento de pontes ferroviárias, prevista na regulamentação europeia. Resume-se a forma como são quantificados os efeitos estáticos das acções verticais e como é efectuada a determinação dos efeitos dinâmicos. Apresentam-se algumas considerações sobre os parâmetros relativos à ponte, referidos na EN1991-2, e as verificações de segurança a efectuar, tendo em conta critérios relacionados com a segurança estrutural, com a segurança da via e com o conforto dos passageiros.

3.2 EFEITOS ESTÁTICOS

3.2.1 Acções verticais – comboios tipo

Para pontes ferroviárias, a EN1991-2 especifica 5 tipos diferentes de comboios tipo. O "Load model 71" (LM71), em conjunto com o comboio tipo SW/0 (para pontes contínuas), permite caracterizar os efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal em circulação nas linhas europeias. O comboio tipo SW/2 caracteriza os efeitos estáticos do tráfego ferroviário pesado. As linhas ou secções das linhas em que estas cargas deverão ser utilizadas são definidas nos anexos nacionais ou no projecto em questão.

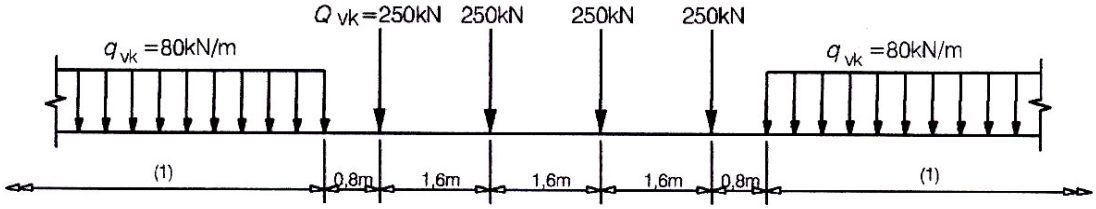
Os valores característicos do LM71 e SW/0 poderão ser multiplicados por um valor α, especificado nos anexos nacionais, para atender ao tipo de tráfego que circula na linha em consideração. Este parâmetro procura traduzir os efeitos do tipo de carregamento, volume e peso máximo do tráfego. Além destes modelos, esta norma preconiza um modelo utilizado para verificar a estabilidade lateral das pontes com via única ("unloaded train").

Embora estes modelos não correspondam a cargas reais, foram idealizados para que os seus efeitos, com o incremento dinâmico correspondente, sejam superiores aos efeitos dinâmicos do tráfego real a velocidades inferiores a 200 km/h. Quando o tráfego existente na linha em consideração não pode ser traduzido por estes modelos, a EN1991-2 remete a escolha de modelos de carga e regras de combinação diferentes para a regulamentação nacional ou para o projecto em questão.

3.2.2 Modelo de carga LM71

Como já se referiu anteriormente, este comboio tipo caracteriza os efeitos estáticos do tráfego ferroviário normal. Foi elaborado de forma a cobrir os efeitos de diversos comboios reais. Este modelo foi desenvolvido com base em seis composições ferroviárias com velocidades características correspondentes. Estão incluídos neste grupo comboios de mercadorias, comboios de passageiros, uma locomotiva isolada, um comboio de alta velocidade e um comboio excepcional [14].

Os valores característicos e a disposição das cargas verticais do modelo LM71 encontram-se representados na figura seguinte.



(1) Sem limites

Figura 3.1 – Modelo de carga LM71: valores característicos para as cargas verticais (adaptado de EN1991-2 (2003))

As cargas concentradas cobrem os efeitos estáticos em elementos de pequeno vão e as cargas distribuídas cobrem os efeitos em pontes de grande vão [19].

Quando multiplicadas pelo factor α, para ter em conta o tráfego real existente na linha em estudo, estas cargas denominam-se "cargas verticais classificadas". Este factor varia entre 0,75 e 1,46, em função do tráfego existente (valores superiores à unidade para tráfego pesado e valores inferiores à unidade para tráfego ligeiro). O factor α=1.0 para este modelo de carga corresponde praticamente à carga máxima de 22,5 t e 8,0 t/m, em correspondência com a classe D4 do código UIC 700 [31].

Algumas administrações ferroviárias consideraram necessária a utilização de um factor de classificação superior a 1,0 para toda a Europa, devido a possíveis aumentos consideráveis das cargas de tráfego ao longo da vida de projecto das pontes (100 anos). No entanto, não houve consenso entre as diferentes administrações ferroviárias europeias

implicando uma heterogeneidade na utilização deste coeficiente nos diversos países europeus. Como exemplo, em Portugal utiliza-se α=1,0 enquanto na Suécia, por exemplo é adoptado um coeficiente igual a 1,32 [32].

Prevê-se a utilização de um novo modelo de cargas em futuras revisões do Eurocódigo EN1991-2, denominado UIC Load Model 2000. Este modelo, esquematicamente representado na Figura 3.2, foi proposto pela comissão de especialistas ERRI D192. Como já foi referido, alguns países já adoptaram um coeficiente α superior à unidade para ter em conta a evolução do tráfego de mercadorias. No futuro, prevê-se, para tráfego de mercadorias, a utilização do modelo UIC LM 2000 ou, em alternativa, o modelo LM71 multiplicado por α=1,33 [32].

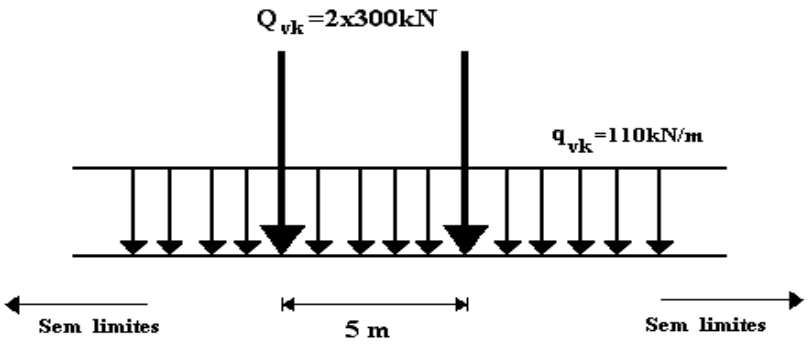


Figura 3.2 Novo modelo de carga UIC Load Model 2000: valores característicos para as cargas verticais [32]

Além do LM71 a EN1991-2 impõe a utilização deste factor para várias outras acções, entre elas o modelo de carga SW/0 e SW/2 (definidos nos pontos seguintes), as acções acidentais, de frenagem, de arranque e forças centrífugas.

Estas "cargas verticais classificadas" deverão ser utilizadas para a verificação dos limites de deformação. No entanto, para o conforto dos passageiros, o factor α deverá ser tomado igual à unidade.

3.2.3 Modelos de carga SW/0 e SW/2

O modelo de cargas SW/0 caracteriza o efeito estático das cargas verticais devidas ao tráfego normal em pontes contínuas. Por sua vez, o modelo SW/2 caracteriza os efeitos estáticos das acções verticais devidas ao tráfego ferroviário pesado.

Tal como apresentado nesta norma, deverão ser consideradas duas cargas distribuídas de valor 133kN/m, com uma extensão de 15 m e separadas de 5,3 m para o SW/0 (Figura 3.3), enquanto no modelo SW/2 o valor característico das cargas distribuídas será de 150kN/m com extensão de 25 m e espaçamento de 7,0 m (Figura 3.4)

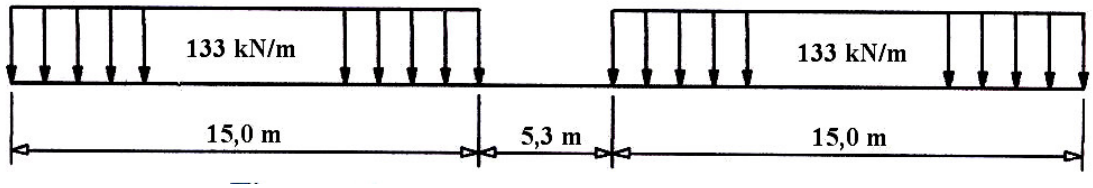


Figura 3.3 – Valores característicos do modelo de carga SW/0 (adaptado de EN1991-2 (2003))

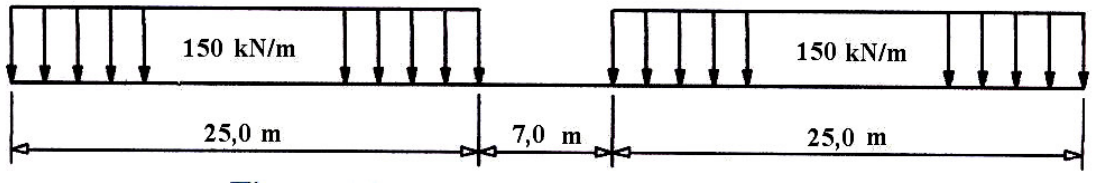


Figura 3.4 – Valores característicos do modelo de carga SW/2 (adaptado de EN1991-2 (2003))

As linhas ferroviárias em que o modelo SW/2 deve ser utilizado deverão ser designadas através de anexos nacionais. O valor das cargas distribuídas deste modelo deverá ser multiplicado pelo factor α, em conformidade com o tipo de tráfego pesado previsto para a linha onde se insere a ponte.

3.2.4 Modelo de carga "unloaded train"

Este modelo é utilizado para determinadas verificações definidas na EN1990-AnnexA2 (2005) e consiste numa carga vertical uniformemente distribuída de 10,0 kN/m.

Entre as verificações para as quais este modelo é utilizado, refere-se a verificação da estabilidade lateral das pontes com via única devido à acção do vento.

Neste ponto da EN1990-AnnexA2 (2005), especifica-se que as combinações a ter em conta quando as acções de tráfego e a acção do vento actuam simultaneamente deverão contemplar:

- As acções verticais, incluído o factor dinâmico, as forças horizontais devidas aos comboios e a acção do vento, fazendo com que cada uma destas acções seja a acção dominante da combinação alternadamente.

- A acção vertical devida ao "unloaded train", excluindo o factor dinâmico, as acções laterais devidas ao mesmo modelo, sem qualquer factor dinâmico, e as acções do vento para verificar a estabilidade global da ponte.

3.3. EFEITOS DINÂMICOS

3.3.1 Introdução

Os três principais factores que contribuem para a resposta dinâmica total de pontes ferroviárias são: a resposta devido à inércia da estrutura, os efeitos de ressonância e os efeitos dinâmicos adicionais devidos a irregularidades da via, defeitos das rodas e defeitos das suspensões entre outros.

As solicitações provocadas pelos veículos ferroviários são sempre de carácter dinâmico. Este facto implica uma variação temporal das tensões e deformações durante a passagem do comboio, que podem assumir valores maiores ou menores do que os obtidos em condições estáticas. Em geral as solicitações dinâmicas provocam um agravamento dos esforços e deformações. No entanto, pode-se verificar, em determinados instantes de tempo, valores inferiores aos estáticos, devidos a forças de inércia com sentido contrário ao das acções dos comboios. Para proceder ao dimensionamento dos elementos constituintes da ponte, estes efeitos deverão ser tidos em conta.

Os factores que determinam o carácter dinâmico dos efeitos dos comboios são:

- A velocidade da aplicação das cargas e a consequente resposta dinâmica da ponte;
- A passagem sucessiva de cargas concentradas com espaçamentos aproximadamente iguais, que pode agravar substancialmente a resposta da

estrutura se a frequência de aplicação das cargas ou um múltiplo desta igualar uma das frequências naturais da estrutura (fenómeno de ressonância);

- A variação da carga por eixo do comboio resultante das imperfeições do carril ou do veículo (tais como as imperfeições das rodas).

Para pontes de alta velocidade, a EN1991-2 estabelece princípios adicionais aos de pontes incluídas em linhas convencionais, designadamente:

- A verificação do pico máximo de aceleração do tabuleiro em cada via como requisito de segurança do tráfego e estabilidade do balastro em estados limites de serviço;
- Uma análise tendo em conta os efeitos dinâmicos do tráfego ferroviário normal ("LM71"+"SW/0) e os do tráfego de alta velocidade incluindo os "HSLM" em linhas que cumpram o critério de interoperabilidade, escolhendo os efeitos mais desfavoráveis para o dimensionamento;
- Verificações adicionais à fadiga, que incluam o aumento das amplitudes de tensões e ciclos adicionais de tensões gerados por efeitos dinâmicos elevados e pela ressonância;
- Verificação do conforto dos passageiros, através da aceleração na carruagem confrontando os valores limite da deformação do tabuleiro com limites regulamentares (abordagem indirecta) ou calculando a aceleração da carruagem através de análises dinâmicas com interacção ponte – veículo;
- A redução de outros limites de deformação com o aumento da velocidade.

Estes novos princípios são muitas vezes condicionantes no dimensionamento destas pontes.

3.3.2 Regras gerais de dimensionamento

A EN1991-2 preconiza uma análise estática, utilizando os modelos de carga referidos anteriormente (LM71, SW/0 ou SW/2). Os resultados dessa análise deverão ser multiplicados pelo factor de amplificação dinâmica Φ, definido no ponto 3.3.4.

A necessidade de realização de análises dinâmicas deverá ser avaliada através do fluxograma definido no ponto seguinte.

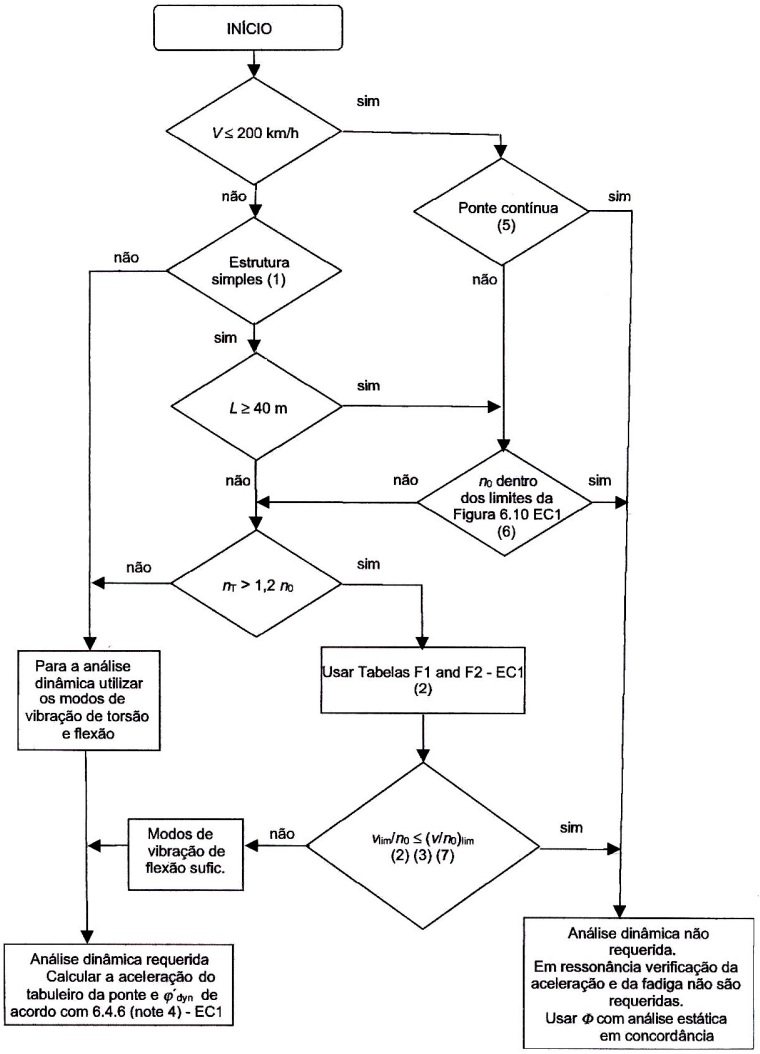
Se tiver sido realizada uma análise dinâmica, esses resultados deverão ser comparados com os resultados da análise estática multiplicada pelo factor de amplificação dinâmica Φ. Os esforços e os deslocamentos (e consequentemente as acelerações) a considerar no dimensionamento deverão ser os mais desfavoráveis obtidos das duas análises anteriores.

No caso de pontes inseridas em linhas de alta velocidade, deverá ser feita uma verificação adicional, para que os efeitos da alta velocidade e da ressonância na avaliação da fadiga estejam considerados nas tensões calculadas com uma análise estática multiplicada pelo factor Φ, os valores mais desfavoráveis deverão ser utilizados.

3.3.3 Requisitos para a realização de uma análise dinâmica

A experiência em pontes ferroviárias para velocidades inferiores a 200 km/h levou a concluir que, na generalidade dos casos não seria necessária a realização de análises dinâmicas para velocidades inferiores a este limite. Além disso, várias análises paramétricas foram realizadas de forma a identificar as propriedades das pontes para as quais não seria necessário este tipo de análise. Desta forma, estabeleceram-se critérios de decisão em função dessas propriedades (frequência própria, vão, etc.). Para velocidades acima dos 200km/h, é necessário realizar uma análise dinâmica em estruturas contínuas ou formas mais complexas de pontes simplesmente apoiadas [30].

O fluxograma seguinte resume os critérios referidos e permite verificar a necessidade de realização de uma análise dinâmica.



(1) Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento semelhante ao de uma viga ou laje sem viés;

(2) As tabelas F1 e F2 e os respectivos limites de validade são apresentados no Anexo F;

(3) Deverá realizar-se uma análise dinâmica caso a velocidade de operação dos comboios reais iguale uma velocidade de ressonância da estrutura. Ver 6.4.6.6 e Anexo F;

(4) φ'_{dyn} é um coeficiente de amplificação dinâmica para comboios reais dado em 6.4.6.5 (3);

(5) Válido caso a ponte verifique os requisitos em termos de resistência e os limites de deformação dados na EN1990 A2.4.4 e a máxima aceleração nas carruagens (ou os limites de deformação associados) corresponda a um nível de conforto muito bom de acordo com a EN1990-prAnnexA2;

(6) Para pontes em que a primeira frequência natural (n_0) se situe dentro dos limites da Figura 3.6 e a velocidade máxima da linha no local da ponte não exceda os 200km/h, não é necessária a realização de uma análise dinâmica;

(7) Para pontes em que a primeira frequência natural (n_0) exceda o limite superior da Figura 3.6 é necessária a realização de uma análise dinâmica. Ver também 6.4.6.11 (7).

Figura 3.5 – Fluxograma para a determinação da necessidade de realização de uma análise dinâmica da ponte (adaptado de EN1991-2 (2003))

Neste fluxograma, V é a velocidade máxima de circulação na linha considerada (km/h), *v* é a velocidade nominal máxima (km/h) (velocidade máxima atingida pelos comboios reais), *L* é o vão da ponte (m), n_0 é a primeira frequência natural da ponte (Hz), n_T é a primeira frequência natural de torção da ponte e $(v/n_0)_{lim}$ está definido no anexo F, sendo dado como função de v_{lim}/n_0.

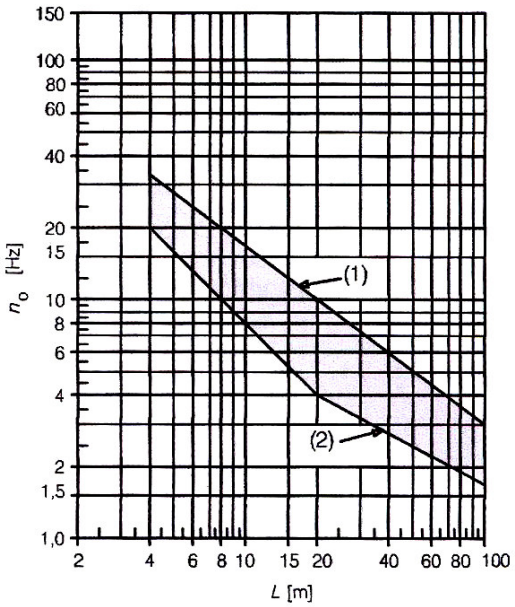


Figura 3.6 – Limites da frequência natural da ponte n_0 [Hz] em função do vão [L] (Figura 6.10 da EN1991-2 (2003))

O limite superior de n_0 foi estabelecido através da equação 3.1 e é devido ao incremento dinâmico associado às irregularidades da via.

$$n_0 = 94{,}76L^{-0{,}748} \tag{3.1}$$

O limite inferior de n_0 foi estabelecido pela equação 3.2, para vãos entre 4 m e 20 m inclusive, e é devido ao critério de impacto dinâmico.

$$n_0 = 80 / L \tag{3.2}$$

Para vãos entre 20 m e 100 m, é definido através da equação seguinte:

$$n_0 = 23{,}58L^{-0{,}592} \tag{3.3}$$

Nestas equações, n_0 é a primeira frequência natural da ponte, e L é o comprimento determinante (L_Φ) da ponte.

3.3.4 Factor dinâmico Φ (Φ2,Φ3)

Este factor tem em conta o aumento dos esforços e deformações da estrutura devidos a efeitos dinâmicos. No entanto, uma análise estática majorada por este factor não permite cobrir os efeitos ressonantes. Nos casos em que uma análise dinâmica seja obrigatória é necessário ter em consideração a dependência temporal do carregamento, utilizando técnicas de análise que permitam resolver as equações do movimento. Este factor dinâmico deve ser usado para aumentar os efeitos estáticos dos modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2.

O nível de manutenção da via influencia o valor do factor dinâmico Φ. No caso de uma manutenção exigente, é dado por:

$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}82 \qquad 1{,}00 \le \Phi_2 \le 1{,}67 \tag{3.4}$$

e no caso de uma manutenção normal será:

$$\Phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}73 \qquad 1{,}00 \le \Phi_3 \le 2{,}0 \tag{3.5}$$

Nestas expressões, L_Φ é o comprimento "determinante" definido na tabela 6.2 da EN 1991-2.

No caso das vigas principais de uma ponte continua com n vãos este comprimento é dado por:

$$L_{\Phi} = k \times L_m \tag{3.6}$$

$$L_m = 1/n(L_1 + L_2 + ... + L_n) \tag{3.7}$$

em que k depende do número de tramos da ponte, tal como se apresenta no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 Valores de k em função do número de vãos *n*

n	2	3	4	≥ 5
k	1,2	1,3	1,4	1,5

No caso das pontes em pórtico, deverá ter-se em conta o comprimento do tabuleiro e dos elementos verticais extremos.

Este factor não pode ser utilizado para as cargas devidas a comboios reais, para cargas devidas aos comboios de fadiga, para os HSLM e para o modelo de cargas "unloaded train".

3.3.5 Comboios de alta velocidade e interoperabilidade

Como é sabido, o fenómeno de ressonância surge quando a frequência da passagem dos eixos dos comboios ou um seu harmónico iguala uma das frequências naturais da ponte levando a uma amplificação da resposta dinâmica muito acima da estática. A ocorrência deste fenómeno depende da velocidade de circulação e das características do comboio.

O problema torna-se potencialmente complexo, devido à evolução das características dos comboios que procuram atender a uma melhoria dos serviços prestados pelas administrações ferroviárias de cada país. Tornar-se-ia insustentável, em termos económicos, limitar os veículos que podem circular sobre uma ponte ferroviária, para se proceder ao dimensionamento estrutural. Trata-se do critério de interoperabilidade, que procura harmonizar a circulação ferroviária dentro do espaço europeu, uniformizando parâmetros relativos à via, as características dos comboios, os critérios de dimensionamento, entre outros.

Assim, de forma a garantir este critério, as análises dinâmicas de uma dada ponte deverão ser realizadas atendendo a todos os comboios reais actuais e futuros.

A filosofia seguida pela EN1991-2 (2003) estabelece condições de interoperabilidade, que permitem ter em conta os comboios existentes e evoluções possíveis das composições. Desta forma, estas condições poderão ser impostas aos comboios futuros evitando uma restrição demasiado gravosa e específica dos veículos. Como resultado, esta norma preconiza a utilização de comboios universais que estabelecem envolventes dos efeitos dinâmicos dos comboios reais possíveis.

As análises dinâmicas deverão ser realizadas utilizando as características dos comboios reais para a linha onde se insere a ponte e os "High-Speed-Load-Models" (HSLM), que traduzem possíveis evoluções futuras dos veículos. No anexo E da EN1991-2, estão especificados os limites das cargas por eixo e dos parâmetros geométricos que deverão ser contemplados de forma a manter a validade de aplicação dos HSLM.

O ponto 6.4.6.1.1 (7) da EN1991-2 estabelece ainda que para pontes em que os limites definidos na Figura 3.5 não sejam cumpridos e a velocidade máxima da linha for inferior a 200km/h, deverá ser realizada uma análise dinâmica tendo em conta os comboios 1 a 12, definidos no anexo D e os comboios reais específicos para o projecto.

No ponto seguinte, descrevem-se as características dos comboios reais de alta velocidade existentes, dos HSLM e dos comboios 1 a 12 do anexo D.

3.3.5.1 Comboios reais de alta velocidade

Actualmente existem três tipologias de comboios de alta velocidade:

- Os comboios convencionais, em que cada carruagem tem dois bogies, com dois eixos cada um (Figura 3.7). São deste tipo os comboios de alta velocidade ICE 2, ETR-y e Virgin.

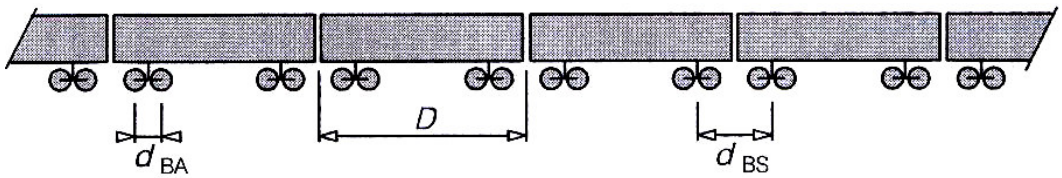


Figura 3.7 – Comboio convencional

- Os comboios articulados em que as carruagens têm um bogie de dois eixos em cada extremidade, partilhado com a carruagem adjacente e centrado na junção entre os dois (Figura 3.8). São deste tipo os comboios de alta velocidade Thalys, Eurostar e Ave.

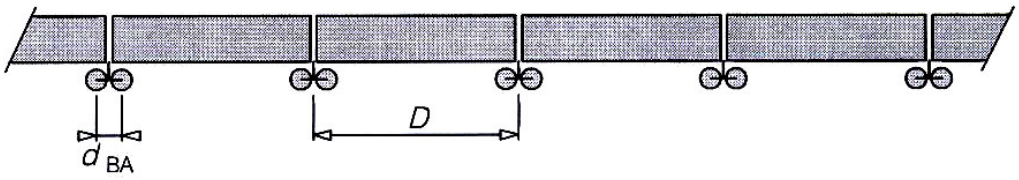


Figura 3.8 – Comboio articulado

- Os comboios regulares nos quais as carruagens são também articuladas, mas a sua união é feita através de um único eixo entre carruagens adjacentes (Figura 3.9). Apenas o Talgo AV tem esta configuração.

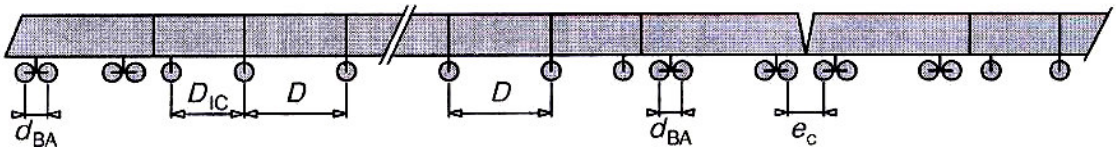


Figura 3.9 – Comboio regular

As análises dinâmicas deverão ser realizadas com os valores característicos dos comboios reais especificados para o projecto em questão. As especificações para o projecto deverão ter em conta todos os comboios que circulam na linha ou que se preveja que venham a circular na linha a velocidades superiores a 200km/h, definindo o valor da carga por eixo e o espaçamento correspondente para cada configuração do comboio.

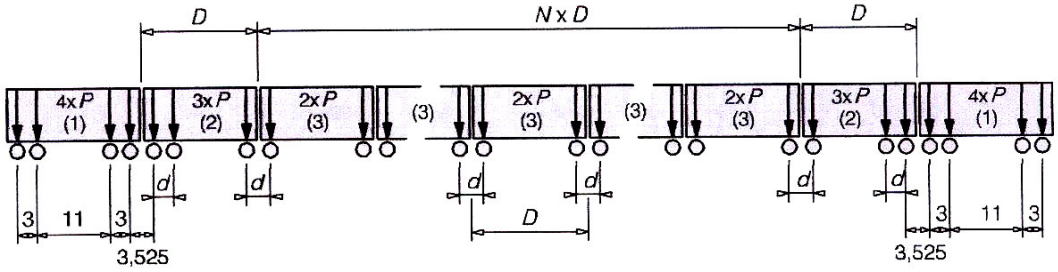
Nos casos em que a velocidade máxima da linha seja inferior a 200km/h e os limites da frequência própria da ponte não forem cumpridos, deverá ser realizada uma análise dinâmica, tendo em conta os factores que influenciam o comportamento dinâmico das pontes descritos anteriormente, tais como a velocidade do tráfego, o vão do elemento, a linha de influência para deformações do elemento em consideração, a massa da estrutura, etc.

3.3.5.2 Comboios universais HSLM

A análise dinâmica deverá ser realizada usando os HSLM em pontes inseridas em linhas Europeias, onde o critério de interoperabilidade seja aplicável em conformidade com o projecto em questão.

Os HSLM são divididos em dois tipos de comboios universais: HSLM-A e HSLM-B, com comprimentos de veículos diferentes. Estes modelos de comboio caracterizam os efeitos dinâmicos dos comboios de passageiros articulados e convencionais de alta velocidade.

Na Figura 3.10 define-se os HSLM-A.



(1) Locomotiva (a primeira locomotiva e a última são idênticas)

(2) Carruagens extremas (a primeira carruagem e a última são idênticas)

(3) Carruagens intermédias

Figura 3.10 – Modelo de carga HSLM-A (adaptado de EN1991-2 (2003))

O número (N), o comprimento (D), o espaçamento dos eixos (d) dos vagões intermédios e as forças concentradas (P) correspondentes estão reproduzidos no Quadro 3.2 para cada um dos dez comboios universais (A1 a A10).

Quadro 3.2 – Modelo de cargas HSLM-A: Características dos comboios universais A1 a A10 (adaptado de EN1991-2 (2003))

Comboio Universal	N	D (m)	d (m)	P (kN)
A1	18	18	2.0	170
A2	17	19	3.5	200
A3	16	20	2.0	180
A4	15	21	3.0	190
A5	14	22	2.0	170
A6	13	23	2.0	180
A7	13	24	2.0	190
A8	12	25	2.5	190
A9	11	26	2.0	210
A10	11	27	2.0	210

Pelo facto dos efeitos dinâmicos dos HSLM-A não serem envolventes dos efeitos de certos comboios reais para determinados comprimentos de onda (λ <4,5 m) e para vãos inferiores a 7 m, foi necessário criar o modelo HSLM-B para resolver este problema. Neste caso, esta norma preconiza N forças concentradas de 170 kN, com um espaçamento constante *d*, tal como indicado na Figura 3.11.

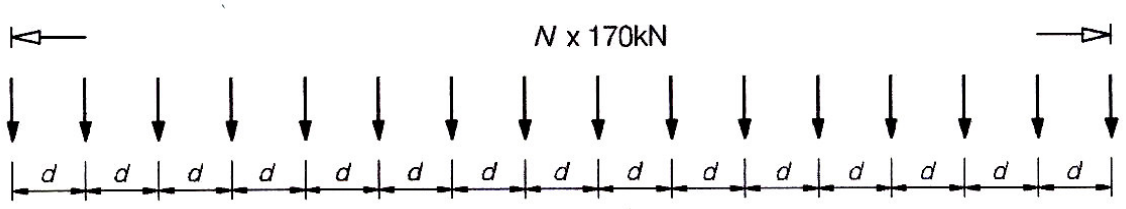


Figura 3.11 - Modelo de carga HSLM-B (adaptado de EN1991-2 (2003))

O número de forças concentradas e o seu espaçamento é definido na Figura 6.14 do EN1991-2, que permite estabelecer valores para estas grandezas em função do vão da ponte (L).

A aplicação de um modelo de cargas ou do outro depende do vão da ponte e das condições de apoio. Assim, a aplicação do modelo HSLM-B resume-se aos casos de pontes

com um vão inferior a 7 metros e simplesmente apoiadas e a aplicação do modelo HSLM-A aplica-se para os restantes casos, nomeadamente para pontes simplesmente apoiadas com vão superior a 7 m e para estruturas complexas ou contínuas em geral. Para estruturas complexas (estruturas com viés, pontes em que o comportamento à torção seja significativo, estruturas em arco) também deverá ser aplicado o modelo HSLM-B conjuntamente com o HSLM-A.

3.3.5.3 Comboios 1 a 12 do anexo D

Estes modelos de carga também são usados para a análise da fadiga, em que se combina os efeitos dinâmicos de cada um deles com a frequência de circulação correspondente, acumulando os seus efeitos ao longo da vida da estrutura. No capítulo 5 tratar-se-á esta temática com maior pormenor.

3.3.6 Velocidades a serem consideradas

Para cada comboio real e para os HSLM, deverão ser feitas análises dinâmicas realizando um varrimento de velocidades começando em 40m/s até à Velocidade Máxima de Dimensionamento definida como 1,2 x Velocidade Máxima da Linha em consideração. O valor de 1,2 é uma margem de segurança que cobre as incertezas do cálculo das frequências naturais da ponte e, consequentemente, as incertezas na predição das velocidades de ressonância. O incremento das velocidades na vizinhança da velocidade de ressonância deverá ser diminuído de forma a captar com rigor os picos dos efeitos de ressonância.

3.4 PARÂMETROS RELATIVOS À PONTE

3.4.1 Amortecimento

O efeito benéfico do amortecimento no comportamento dinâmico da estrutura torna delicada a escolha de valores para a realização dos cálculos, pois uma sobrestimação desta grandeza poderá levar a resultados contra a segurança. Por este facto, a EN1991-2 estabelece que apenas limites inferiores de amortecimento deverão ser utilizados nas

análises. Esta fixação conservativa do amortecimento é particularmente importante para velocidades de tráfego correspondentes a situações de ressonância. Por exemplo, num estudo realizado por Barbero, J. ([33]) uma variação de 2% no amortecimento levou a reduções na ordem dos 38% dos deslocamentos máximos para a velocidade de ressonância. No entanto, esta variação não é tão elevada para o caso das acelerações.

Vários estudos referidos no ERRI D214/RP 9 levaram à medição experimental do amortecimento em pontes ferroviárias de vários tipos, criando uma divisão, para efeitos de sistematização das características de amortecimento, em pontes de aço, de betão, compósitas e do tipo "Filler beams". Esta base de dados de amortecimentos medidos levou a concluir que a correlação entre esta grandeza e as frequências naturais é baixa, no entanto existe uma correlação apreciável com o vão, revelando um aumento do amortecimento com a diminuição do vão.

Na sequência deste estudo a EN1991-2 propõe os seguintes valores para o amortecimento em função do tipo de ponte e do vão correspondente (ver Quadro 3.3), estabelecendo limites inferiores desta grandeza para efeitos de dimensionamento.

Quadro 3.3 – Valores de amortecimento a serem usados no dimensionamento

Tipo de ponte	Valor inferior do amortecimento ξ (%)	
	Vão L<20m	Vão L $\geq$ 20m
Metálicas e Mistas	$\xi = 0{,}5 + 0{,}125(20 - L)$	$\xi = 0{,}5$
Betão pré-esforçado	$\xi = 1{,}0 + 0{,}07(20 - L)$	$\xi = 1{,}0$
Betão armado	$\xi = 1{,}5 + 0{,}07(20 - L)$	$\xi = 1{,}5$

Na Figura 3.12, observa-se a variação do amortecimento, traduzida pelas equações do Quadro 3.3, em função do vão e do tipo de material. Encontram-se sobre ela representadas também algumas medições obtidas da base de dados de pontes ferroviárias da rede Espanhola da "Dirección General de Transporte Ferroviário del Ministério de Fomento" [33].

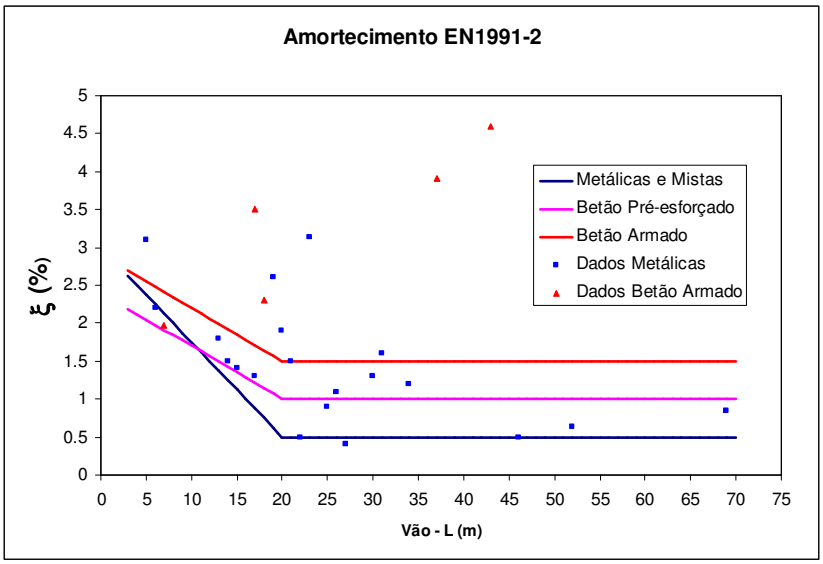


Figura 3.12 – Valores do coeficiente de amortecimento estrutural medidos, comparados com os valores propostos pela (EN1991-2)

Pode-se verificar que a generalidade dos valores medidos em pontes reais e em serviço são superiores aos valores propostos pela EN1991-2.

O amortecimento de uma estrutura pode ser devido a causas internas, tais como fricção interna viscosa dos materiais, que surge durante a deformação, ou facto de os materiais terem propriedades não homogéneas, por exemplo devido a fendas, e pode ser devido a causas externas, tais como fricção de aparelhos de apoio, fricção do balastro, fricção nas ligações da estrutura, resistência aerodinâmica da estrutura, propriedades viscoelásticas do solo, etc.

Como se percebe, o amortecimento é uma grandeza demasiado complexa para poder ser calculada com rigor na fase de dimensionamento. Depende do material da ponte, do estado de conservação da mesma, do vão, das frequências naturais da ponte e da amplitude de tensão aplicada [20].

Ensaios experimentais revelaram que as pontes antigas tendem a assumir níveis de amortecimento superiores, dado já existir uma deterioração associada aos materiais, aos aparelhos de apoio, ao tipo de ligações, ao balastro, etc. Além disso as ligações rebitadas, outrora muito utilizadas, têm amortecimentos mais elevados do que as soldadas [15].

3.4.2 Massa

No caso da massa da ponte, é mais difícil estabelecer limites que levem sempre a um dimensionamento seguro. Isto deve-se ao facto das frequências naturais da ponte dependerem desta grandeza, o que implica que uma sobrestimação da massa leva a uma subestimação das frequências e, consequentemente, a uma subestimação das velocidades de ressonância e, inversamente, uma subestimação da massa leva a uma sobrestimação das velocidades de ressonância. O incremento das cargas mortas (elementos da ponte que não contribuem para a rigidez) favorece o comportamento da estrutura, reduzindo os níveis de acelerações. No entanto, este incremento implica uma redução da frequência de vibração da ponte, o que pode implicar o aparecimento de situações de ressonância dentro do intervalo de velocidades consideradas para o projecto.

Uma variação da massa não implica uma variação significativa dos deslocamentos máximos, no entanto, existe uma grande influência na aceleração máxima, que tem uma relação inversamente proporcional com esta [33].

Por estes factos, deverão ser feitas duas análises diferentes: para se calcular a aceleração máxima em ressonância, deverá ser utilizada uma estimativa inferior da massa, enquanto para se calcular a velocidade mínima para a qual ocorre ressonância, deverá ser feita uma estimativa superior.

Na avaliação desta grandeza, deverá ser tida em conta a massa dos elementos não estruturais, tais como barreiras acústicas, sinalização, tubos, cabos, etc. A estimativa da densidade do balastro tem, nesta situação, uma importância elevada, pois pode levar a variações significativas. Deverão ter-se em conta dois casos: a densidade mínima (correspondente ao estado seco e balastro limpo) e uma espessura mínima; e a densidade máxima (correspondente ao estado saturado e balastro sujo) com a previsão de aumentos futuros da espessura [31].

3.4.3 Rigidez

O efeito da rigidez é inverso ao anterior, pois uma sobrestimação desta leva a uma sobrestimação das frequências naturais e, consequentemente, a uma sobrestimação da velocidade de ressonância.

A EN1991-2 preconiza o uso de uma estimativa inferior da rigidez em toda a estrutura, levando assim a um limite inferior (do lado da segurança) da velocidade crítica. As incertezas neste parâmetro são devidas à falta de conhecimento do módulo de elasticidade real do material empregue na ponte e ao seu valor dinâmico. No caso do betão, o módulo de elasticidade médio pode ser obtido através de ensaios "in situ" e para o valor "dinâmico" poderá tomar-se o módulo de elasticidade para cargas instantâneas ou rapidamente variáveis, definido como a tangente na origem da curva tensão – deformação.

Numa análise pormenorizada, deverá ter-se em consideração a variação da rigidez face à fendilhação do betão, as diferenças nas características do material quando solicitado por cargas estática de curta duração e quando solicitado por cargas dinâmicas, a influência das condições de apoio e a contribuição dos elementos da via (balastro, carril, etc.) [31].

Um aumento da rigidez (sem variação da massa) tem duplo efeito benéfico sobre os deslocamentos, pois como é sabido as duas grandezas têm uma relação inversamente proporcional. Além disso, leva a um aumento da frequência de vibração da ponte, implicando uma velocidade de ressonância superior. No caso das acelerações, o efeito da variação da rigidez não é significativo.

3.4.4 Modelação das acções e do comportamento dinâmico da estrutura

O tráfego ferroviário poderá ser simulado com o auxílio de cargas móveis pontuais, correspondentes à carga dos veículos ferroviários, tendo-se em conta o valor dessas forças, o espaçamento entre eixos e a variação desses valores e espaçamentos ao longo do comprimento do comboio.

Para estruturas complexas, deverá ter-se em consideração as frequências naturais próximas e os modos de vibração associados, a interacção entre os modos de torção e de flexão, o comportamento local dos elementos do tabuleiro e o efeito do enviezamento das lajes do tabuleiro, quando aplicável, etc..

A consideração isolada das metodologias de cargas pontuais tende a sobrestimar os efeitos dinâmicos para vãos com comprimento inferior a 10m. Nestes casos, os efeitos da distribuição das forças devidas aos carris e ao balastro poderão ser considerados.

Para pontes com vãos inferiores a 30m a interacção entre o veículo e a ponte tende a reduzir o pico da resposta em ressonância com maior intensidade do que na generalidade

dos casos. Este efeito poderá ser introduzido realizando uma análise completa com interacção veículo-estrutura ou aumentando artificialmente o valor do amortecimento, de forma aproximar os resultados obtidos através da metodologia de cargas pontuais aos resultados obtidos com interacção. A EN1991-2 apresenta uma expressão que permite calcular o amortecimento adicional introduzido pela interacção, que depende unicamente do vão da ponte (Eq. 3.8).

$$\Delta\xi = \frac{0{,}0187L - 0{,}00064L^2}{1 - 0{,}0441L - 0{,}0044L^2 + 0{,}000255L^3}[\%] \tag{3.8}$$

Desta forma, o valor total do amortecimento deverá ser igual a $\xi_{TOTAL} = \xi + \Delta\xi$. Para pontes contínuas, deverá ser utilizado o menor valor de $\Delta\xi$ para todos os vãos.

A expressão anterior adoptada pela EN1991-2 dá-nos uma envolvente inferior do valor do amortecimento adicional obtido para vários veículos ferroviários independentemente da relação L/f. A expressão seguinte é uma expressão genérica, na qual se basearam vários cálculos teóricos, nos quais se procurou alcançar uma fórmula para o incremento do amortecimento para uma mesma relação vão-flecha (L/f) e para vários comboios [34].

$$\Delta\xi = \frac{a_1 L - a_2 L^2}{1 - b_1 L - b_2 L^2 + b_3 L^3} \tag{3.8}$$

Como exemplo, na tabela seguinte apresentam-se alguns valores dos coeficientes envolvidos nesta expressão para as diferentes relações L/f e para o comboio de alta velocidade ICE2 [34].

Quadro 3.4 Parâmetros para o cálculo do amortecimento adicional devido ao comboio de alta velocidade ICE2

L/f	a_1 [1/m]	a_2 [1/m^2]	b_1 [1/m]	b_2 [1/m^2]	b_3 [1/m^3]
1000	1.3254×10^{-2}	-5.9×10^{-5}	5.5226	-0.7095	2.64×10^{-2}
1500	3.6965×10^{-4}	-1.2006×10^{-5}	-0.15345	1.0381×10^{-2}	-2.075×10^{-4}
2000	5.5653×10^{-4}	-2.31×10^{-6}	3.3321×10^{-2}	-8.87×10^{-3}	3.88×10^{-4}

Na figura seguinte compara-se a variação do amortecimento adicional em função do vão da ponte, para o comboio ICE2, com a curva proposta pela EN1991-2. Verifica-se que esta curva dá origem a valores de $\Delta\xi$ claramente inferiores aos do comboio real e do lado da segurança.

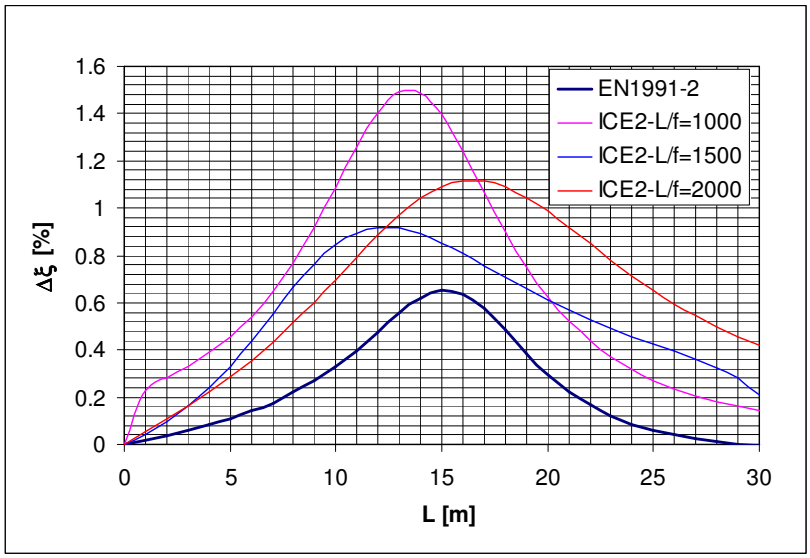


Figura 3.13 – Amortecimento adicional $\Delta\xi[\%]$ em função do vão da ponte L [m]

O aumento dos efeitos dinâmicos devidos aos defeitos da via e às imperfeições das rodas pode ser estimado através do factor seguinte, que depende do estado de manutenção da via:

$$(1+\varphi''/2) \qquad (3.9)$$

para vias com um estado de manutenção exigente e

$$(1+\varphi'') \tag{3.10}$$

para vias com um estado de manutenção normal (φ'' é definido na secção seguinte).

3.5 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

3.5.1 Verificação dos estados limite

3.5.1.1 Segurança Estrutural

Para assegurar a segurança do tráfego e realizar a verificação da estabilidade da estrutura, a EN1991-2 estabelece o procedimento descrito em seguida.

Se for necessária uma análise dinâmica, os resultados dessa análise deverão ser comparados com os resultados da análise estática (com a amplificação dada pelo coeficiente Φ) e deverão ser utilizados os resultados mais desfavoráveis para o dimensionamento da ponte. Além disso, deverá verificar-se que os efeitos adicionais devidos á fadiga são cobertos pela consideração de ΦxLM71 (ou Φ x Load Model SW/0), devendo ser utilizado o carregamento mais desfavorável para o cálculo da fadiga.

A análise dinâmica deverá ser utilizada (quando necessária) para calcular o coeficiente seguinte:

$$\varphi'_{dyn} = \max\left|y_{dyn} / y_{stat}\right| - 1 \tag{3.11}$$

Nesta equação y_{dyn} é a resposta dinâmica máxima enquanto y_{stat} é a resposta estática máxima correspondente, em qualquer ponto do elemento estrutural devida à aplicação dos comboios reais ou do modelo de cargas HSLM.

Para o dimensionamento da ponte, deverão ser calculados os efeitos mais desfavoráveis produzidos pelas cargas verticais e deverá ser escolhido o efeito mais gravoso obtido a partir de qualquer uma das duas equações seguintes:

$$(1+\varphi'_{dyn}+\varphi''/2)\begin{pmatrix} HSLM \\ ou \\ RT \end{pmatrix} \tag{3.12}$$

$$\Phi x(LM71"+"SW/0) \tag{3.13}$$

Nestas equações, HSLM é o modelo de cargas para linhas em que a velocidade de circulação pode ser superior a 200km/h definido anteriormente ("High Speed Load Model"), LM71"+"SW/0 é o modelo de carga 71 e se aplicável o modelo de carga SW/0, para pontes contínuas, RT são as cargas associadas aos comboios reais definidos para o projecto em particular, φ"/2 é o factor de imperfeições geométricas da via e das imperfeições do veículo e Φ é o factor dinâmico tal como definido no ponto 3.3.3.

Nos casos em que a velocidade máxima de circulação é inferior a 200km/h, o valor de φ' pode ser calculado com as expressões seguintes:

$$\varphi' = \frac{K}{1-K-K^4} \qquad \text{se } K < 0{,}76 \tag{3.14}$$

$$\varphi' = 1{,}325 \qquad \text{se } K \geq 0{,}76 \tag{3.15}$$

com $K = \dfrac{\nu}{2L_\Phi \times n_0}$.

O valor de φ'' poderá ser calculado através da expressão seguinte:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100}\left(56e^{-(\frac{L_\Phi}{10})^2} + 50\left(\frac{L_\Phi n_0}{80}-1\right)e^{-(\frac{L_\Phi}{20})^2}\right) \tag{3.16}$$

Nestas expressões, L_Φ é o comprimento determinante da ponte, conforme definido no ponto 3.3.4, n_0 é a primeira frequência natural da ponte e α um coeficiente que traduz o efeito da velocidade, sendo igual a 1 se *v* é superior a 22m/s e é dado pela expressão seguinte quando *v* é inferior a esse limite:

$$\alpha = \frac{v}{22} \tag{3.17}$$

Deverá ainda ser realizada uma verificação em termos de estados limites de serviço, que compreende o cálculo do pico máximo da aceleração da via, de forma a evitar possíveis fenómenos de instabilidade do balastro ou perda de contacto roda-carril. O pico da aceleração máxima deverá ser calculado ao nível da via e deverá ser confrontado com os valores permitidos definidos no ponto seguinte.

3.5.1.2 Estados limite de deformação e vibração

Na EN1990-AnnexA2 (2005) estabelecem-se limites para a aceleração vertical do tabuleiro, que têm a ver com a necessidade de evitar fenómenos de instabilização do balastro ou perda de contacto entre a roda e o carril. Estabelecem-se também limites para a torção, para a deformação vertical e para a deformação e vibração transversal do tabuleiro.

Em relação à verificação da aceleração vertical do tabuleiro, a EN1990-prAnnexA2 estabelece o limite de 3,5 m/s^2 para pontes com via balastrada e 5 m/s^2 para pontes com via não balastrada.

Na avaliação da aceleração vertical do tabuleiro, a EN1990-AnnexA2 prevê um limite para as frequências próprias da ponte a considerar. Este limite é o máximo entre 30Hz, 1,5 vezes a frequência do primeiro modo do elemento a analisar, e os três primeiros modos de vibração.

A torção deverá ser calculada tendo em consideração os valores característicos dos modelos de cargas LM71, SW/0 ou SW/2 multiplicados por Φ e por α, ou tendo em consideração os HSLM e a força centrífuga. Os limites para a variação da diferença de cotas entre os dois carris num comprimento de 3 m (ver Figura 3.14) encontram-se definidos no ponto A2.4.4.2.2 da EN1990-AnnexA2.

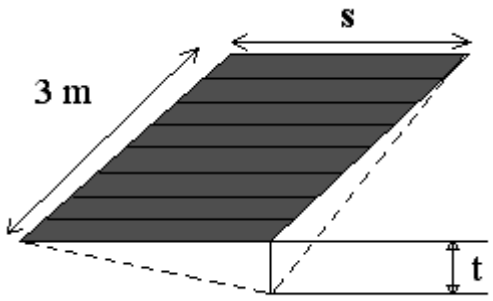


Figura 3.14 – Definição da grandeza t

Esta grandeza deverá ser calculada para vias com bitola (*s*) igual a 1,435 m.

No quadro seguinte reproduz-se os valores limite considerados para esta verificação.

Quadro 3.5 – Valores limite para a torção do tabuleiro

Velocidade V (km/h)	Valor máximo de t (mm/3m)
$V \leq 120$	$t \leq 4{,}5$
$120 < V \leq 200$	$t \leq 3{,}0$
$V > 200$	$t \leq 1{,}5$

O valor total desta grandeza, devido à soma do valor obtido quando a ponte não está sujeita a cargas ferroviárias com o valor decorrente da aplicação das cargas ferroviárias, não deverá ultrapassar o valor limite t_T que é definido a nível nacional, sendo o valor recomendado por esta norma igual a 7,5 mm/3m.

A deformação vertical máxima do tabuleiro não deverá exceder em qualquer ponto da via o valor de L/600, sendo L o vão da ponte. O deslocamento vertical máximo deverá se calculado com o modelo de cargas LM71 ou SW/0 e SW/2 quando aplicáveis.

Por fim, a deformação e vibração transversal do tabuleiro deverão ser controladas para assegurar que a variação angular e o raio de curvatura não atinjam os valores limite definidos no ponto A.2.4.4.2.4 da EN1991-2. As acções utilizadas para realizar esta

verificação serão o Load Model 71 e o SW/0, quando apropriado, multiplicados por um factor dinâmico Φ e pelo factor α (ou os comboios reais com o factor dinâmico apropriado), forças devida ao vento, forças centrifugas e o efeito do diferencial de temperatura na direcção transversal.

3.5.1.3 Verificação do conforto dos passageiros

Para a avaliação do conforto dos passageiros, é necessário calcular a aceleração vertical das carruagens do comboio, o que implica uma análise dinâmica com interacção entre a ponte e o veículo, de forma a confrontar este valor com os limites especificados.

O Quadro seguinte reproduz os limites definidos nesta norma para a avaliação do conforto dos passageiros.

Quadro 3.6 – Valores limite para a aceleração máxima nas carruagens

Nível de Conforto	Aceleração vertical da carruagem b'_v (m/s^2)
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

Poderá, no entanto, ser feita uma verificação simplificada, confrontando o deslocamento vertical do tabuleiro com limites estabelecidos na Figura 3.15. Esta verificação simplificada deverá ser apenas realizada em pontes constituídas por tramos simplesmente apoiados ou com continuidade, que não apresentem variações significativas dos vãos, ou da rigidez dos seus tramos, e com vãos inferiores a 120 m. A Figura 3.15 relaciona o vão da ponte, a velocidade de circulação e valores limite de L/δ em que L é o comprimento do vão e δ é o valor máximo do deslocamento vertical do tabuleiro sob o eixo da via carregada, obtido através do modelo de cargas LM71 majorado pelo respectivo coeficiente dinâmico Φ. Estes limites permitem assegurar um nível de conforto muito bom, correspondente a uma aceleração vertical na carruagem de $1{,}0 m/s^2$. Para outros níveis de conforto, os valores limite da relação L/δ deverão ser divididos pelo valor de b'_v correspondente.

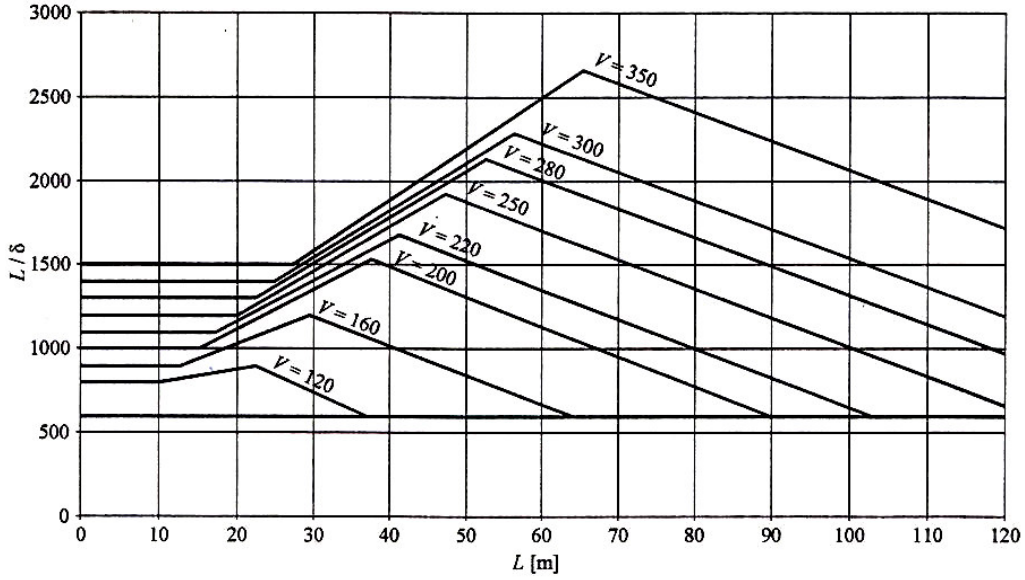


Figura 3.15 – Valores limites de L/δ correspondentes a um nível de conforto muito bom

3.5.1.4 Verificações adicionais à fadiga para as análises dinâmicas

Nesta norma, refere-se a necessidade de considerar no cálculo da fadiga as amplitudes de tensão resultantes da vibração dos elementos da estrutura acima e abaixo da deformação devida às cargas permanentes.

Nas situações em que a velocidade de circulação dos comboios reais se encontra próxima da velocidade de ressonância esse acréscimo deverá ser tido em conta no cálculo da fadiga. Neste sentido, as vibrações livres dos elementos devidas à solicitação dinâmica deverão ser tidas em conta no cálculo do espectro de tensões, a amplitude dos efeitos da solicitação dinâmica em situação de ressonância, e os ciclos adicionais decorrentes de situações de ressonância.

Para a verificação da fadiga, deverão ser consideradas velocidades até à Velocidade Nominal Máxima.

3.5.2 Grupos e combinações de acções

A EN1991-2 apresenta no ponto 6.8.2 uma sistematização dos grupos de acções a considerar no cálculo de forma a ter em conta a simultaneidade das cargas ferroviárias verticais (modelos de carga LM71, SW/0, SW/2 e "unloaded train") com as cargas horizontais (forças centrifugas, forças de arranque e de frenagem e força de lacete) e com as forças devidas ao descarrilamento. Esta norma refere que estes grupos devem ser considerados como acções características individuais para combinar com outras acções que não tenham origem no tráfego ferroviário. Cada um destes grupos deve ser aplicado como uma acção variável individual.

No ponto 6.8.2 (3) refere-se ainda a possibilidade de não ter em conta estes grupos de acções, utilizando para esse propósito a Tabela A.2.3 da EN1990:2002 para combinar as diferentes acções do tráfego ferroviário. Todos os factores de combinação (ψ_i) necessários para a verificação aos estados limites últimos ou de serviço e o modo como devem ser utilizados encontram-se especificadas nesta norma.

Reproduz-se no quadro seguinte a definição dos grupos de acções que consta da EN1991-2. Em cada grupo, a acção considerada dominante encontra-se assinalada com a sua célula preenchida.

Como se pode observar do Quadro 3.7, para pontes com apenas 1 via deverão ser considerados apenas os grupos 11 a 17, para pontes com 2 vias deverão ser considerados os grupos 11 a 17, exceptuando o grupo 15 os grupos 21 a 27, e por fim para as pontes com mais do que 3 vias deverão ser considerados todos os grupos excepto o grupo 15.

Quadro 3.7 – Definição dos grupos de acções para tráfego ferroviário (valores característicos)

Nº de vias na estrutura			Grupos de acções			Forças verticais			Forças horizontais			Observações
			Referência EN1991-2			6.3.2 6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
1	2	≥ 3	Nº de vias carre-gadas	Grupo [8]	Via carre-gada	LM71[1] SW/0[1],[2] HSLM[6],[7]	SW/2[1],[3]	Comboio sem carga	Força de arranque, Frenagem [1]	Força centrí-fuga [1]	Força de Lacete	
			1	gr11	T1	1			1[5]	0,5[5]	0,5[5]	Máx. vertical 1 com máx. longitudinal
			1	gr12	T1	1			0,5[5]	1[5]	1[5]	Máx. vertical 2 com Máx.transversal
			1	gr13	T1	1[4]			1	0,5[5]	0,5[5]	Máx. longitudinal
			1	gr14	T1	1[4]			0,5[5]	1	1	Máx. Lateral
			1	gr15	T1			1		1[5]	1[5]	Estabilidade lateral com comboio sem carga
			1	gr16	T1		1		1[5]	0,5[5]	0,5[5]	SW/2 com Máx. longitudinal
			1	gr17	T1		1		0,5[5]	1[5]	1[5]	SW/2 com Máx. transversal
			2	gr21	T1 T2	1 1			1[5] 1[5]	0,5[5] 0,5[5]	0,5[5] 0,5[5]	Máx. vertical 1 com máx longitudinal
			2	gr22	T1 T2	1 1			0,5[5] 0,5[5]	1[5] 1[5]	1[5] 1[5]	Máx. vertical 2 com máx transversal
			2	gr23	T1 T2	1[4] 1[4]			1 1	0,5[5] 0,5[5]	0,5[5] 0,5[5]	Máx. longitudinal
			2	gr24	T1 T2	1[4] 1[4]			0,5[5] 0,5[5]	1 1	1 1	Máx. transversal
			2	gr26	T1 T2	1	1		1[5] 1[5]	0,5[5] 0,5[5]	0,5[5] 0,5[5]	SW/2 com Máximo longitudinal
			2	gr27	T1 T2	1	1		0,5[5] 0,5[5]	1[5] 1[5]	1[5] 1[5]	SW/2 com Máximo transversal
			≥ 3	gr31	T1	0.75			0,75[5]	0,75[5]	0,75[5]	Caso de carga adicional

[1] Todos os factores relevantes (α,Φ,f…) deverão ser considerados;

[2] SW/0 só deve ser utilizado em pontes contínuas;

[3] SW/2 só deve ser considerado caso tenha sido estipulado para a linha;

[4] Factor pode ser reduzido para 0,5 se o efeito for favorável, não podendo ser igual a zero;

[5] Em casos favoráveis estes factores dominantes devem ser considerados iguais a zero;

[6] HSLM e comboios reais quando requerido, de acordo com os pontos 6.4.4 e 6.4.61.1 da EN1991-2;

[7] Se for necessário uma análise dinâmica, de acordo com o ponto 6.4.4 da EN1991-2, ver também 6.4.6.5 (3) e 6.4.6.1.2;

[8] Ver também Tabela A2.3 da EN1990-prAnnexA2.

CAPÍTULO 4
MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES FERROVIÁRIAS

4.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo pretende sistematizar as metodologias disponíveis para a avaliação do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias sujeitas a acções ferroviárias.

Estas metodologias podem ser: analíticas, simplificadas, empíricas e numéricas.

As metodologias analíticas apresentam em geral grande complexidade, o que as torna aplicáveis apenas a alguns casos de pontes e comboios com geometria simples, no entanto permitem compreender os fenómenos envolvidos na resposta dinâmica do sistema ponte – veículo [20].

Relativamente às metodologias simplificadas refere-se o método da Decomposição da Excitação em Ressonância (DER) e da Linha de Influência Residual (LIR) que têm a sua origem em soluções analíticas da passagem de uma sequência de cargas sobre uma viga simplesmente apoiada. Têm como principal limitação o facto de serem apenas aplicáveis a pontes simplesmente apoiadas, no entanto permitem perceber os fenómenos envolvidos na avaliação do comportamento dinâmico deste tipo de estruturas [19].

Com base em medições realizadas em pontes ferroviárias sujeitas às solicitações de determinados comboios foram desenvolvidas metodologias empíricas que permitem analisar estruturas que estejam incluídas no conjunto de combinações de pontes e comboios analisados experimentalmente [19].

No extremo oposto, as metodologias numéricas, baseadas no método dos elementos finitos, permitem a análise de uma grande variedade de problemas, em que tanto a ponte como o comboio podem ter uma geometria e comportamento muito complexos. Contudo, podem tornar-se muito exigentes em termos computacionais. A simulação da passagem do comboio pode ser efectuada com um nível de complexidade adequado aos objectivos

propostos para cada caso: pode ser realizada através da consideração de cargas móveis, sendo a única estrutura existente a ponte e o comboio simulado através de uma variação das cargas aplicadas em concordância com a posição dos eixos de cada veículo, ou através de modelos de interacção, onde o comboio é simulado como uma estrutura que entra em contacto com a ponte. Esta última metodologia traz dificuldades acrescidas à modelação, pois na prática é difícil obter estimativas fiáveis dos parâmetros do comboio, tais como a rigidez dos amortecedores ou o coeficiente de amortecimento respectivo. Além disso, acrescem as dificuldades específicas de resolução numérica do problema dinâmico.

Neste capítulo, descrevem-se metodologias de análise numérica disponíveis para o cálculo dinâmico de pontes ferroviárias, focando os aspectos da modelação do veículo e da sua implementação computacional.

Na secção 4.2, expõe-se a metodologia utilizada para avaliação dos efeitos dinâmicos com recurso a elementos finitos e a modelos de cargas móveis. Na secção 4.3 aborda-se uma forma de modelação mais completa, em que se considera a interacção veiculo – estrutura. Na secção 4.4 descrevem-se também, as técnicas de integração numérica das equações do movimento passíveis de utilização neste tipo de problemas. Por fim, na secção 4.5, procede-se à realização de testes de validação do software utilizado.

4.2 MODELAÇÃO DAS ACÇÕES FERROVIÁRIAS

4.2.1 Modelos de cargas móveis

O objectivo das análises dinâmicas realizadas no estudo de pontes ferroviárias consiste em captar o efeito que as forças de inércia, associadas ao movimento do comboio e da ponte, têm sobre a evolução temporal das grandezas de controlo da resposta estrutural. As forças de inércia devidas ao veículo surgem quando este se encontra em movimento, podendo ter componentes em todas as direcções. Assim, as acções dos comboios sobre as pontes traduzem-se, em geral, por forças verticais devidas ao peso próprio, forças horizontais/longitudinais devidas à frenagem e ao arranque, e forças horizontais/ transversais devidas à força centrifuga e impacto lateral.

As acções decorrentes da passagem de comboios podem ser idealizadas através de modelos de maior ou menor complexidade. De facto, dependendo das grandezas que se pretende estudar e da importância que essas grandezas têm em termos do comportamento da ponte, pode optar-se por um modelo mais simples ou mais complexo.

Para os casos simples, em que a ponte pode ser simulada como uma viga simplesmente apoiada, existem modelos teóricos de cargas pontuais em que a resposta da ponte é calculada usando técnicas analíticas. No entanto estes modelos não são aplicáveis a estruturas hiperestáticas complexas, como é o caso da ponte objecto de estudo nos capítulos 6 e 7 deste trabalho. Nestes casos, são utilizados métodos baseados em modelações de elementos finitos.

A generalização da utilização do método dos elementos finitos levou à necessidade de criar soluções simples susceptíveis de permitir a sua aplicação corrente à análise dinâmica de pontes ferroviárias. Os modelos de cargas pontuais surgem como a resposta mais simples a este problema, implicando apenas algum trabalho de pré-processamento na definição das cargas a considerar nos ficheiros de dados de programas comerciais existentes.

Os modelos de cargas móveis permitem simular as forças verticais através de uma variação do valor das cargas verticais aplicadas aos nós pertencentes ao trajecto do comboio, criando um conjunto de forças pontuais que simulam a variação espacial da solicitação através de uma variação temporal do seu valor.

A modelação do trem de cargas é realizada recorrendo a funções de carga temporais N(t), definidas pela equação 4.1, que descrevem a variação temporal da acção. Assim, em cada nó i, é aplicada uma força $F_k^i(t)$ correspondente ao eixo k definida pela equação 4.2, sujeita a uma variação linear, que depende da distância entre nós consecutivos, $D_{(i-1,i)}$ e $D_{(i,i+1)}$, e da velocidade do comboio *v*.

$$N^i(t) = \begin{cases} \dfrac{t - t_{i-1}}{t_i - t_{i-1}} \Leftarrow t_{i-1} \le t \le t_i \\ 1 - \dfrac{t - t_i}{t_{i+1} - t_i} \Leftarrow t_i < t \le t_{i+1} \end{cases} \tag{4.1}$$

$$F_k^i(t) = F_k \times N^i(t) \tag{4.2}$$

em que:

t_{i-1} – instante em que a força F_k se situa sobre o nó i-1

t_i – instante em que a força F_k se situa sobre o nó i

t_{i+1} – instante em que a força F_k se situa sobre o nó i+1

Para ilustrar com maior clareza esta metodologia, considere-se um troço de viga constituído por dois elementos finitos sujeito à acção de um trem de cargas concentradas F_k. Na Figura 4.1, ilustra-se a variação da força nodal devida à força F_1 no nó 2 entre o instante t_1 (instante em que a força F_1 se situa sobre o nó 1) e t_3 (instante em que a força F_1 se situa sobre o nó 3).

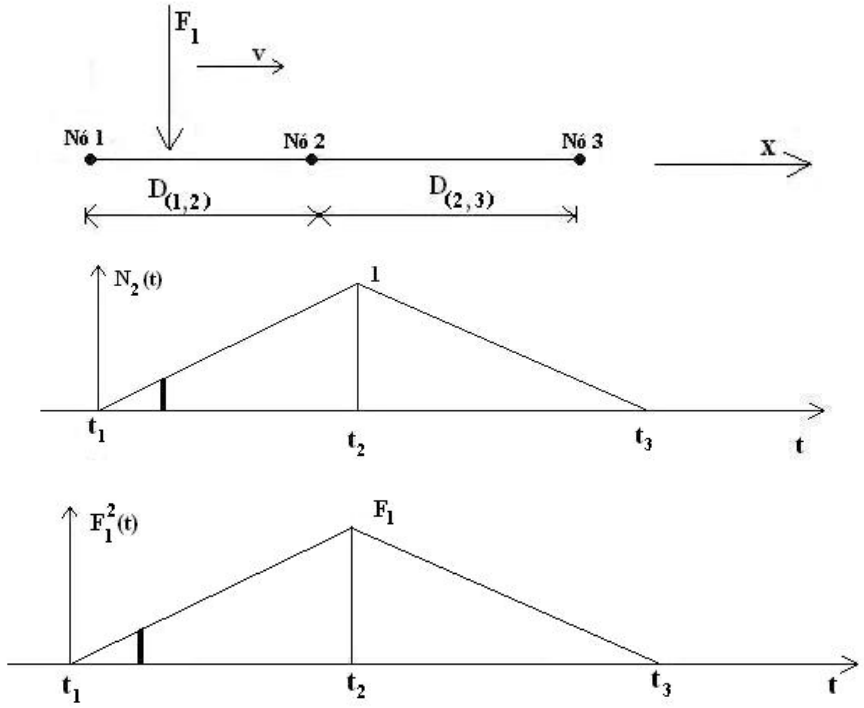


Figura 4.1 – Variação da carga pontual *F_1* aplicada ao nó 2

A sucessão de cargas F_k (k=1,2,3, …, n), referentes a cada eixo do comboio, leva a uma sobreposição da acção aplicada em cada nó. Consequentemente, em cada instante, a força aplicada num nó poderá ser superior a F_k.

Desta forma, é construído o vector **F**(t) que contém o valor das cargas pontuais aplicadas em todos os nós pertencentes ao percurso do comboio, sendo resolvida posteriormente a equação geral do movimento através de uma formulação modal ou por integração directa.

Este tipo de simulação pode ser utilizada em situações em que os efeitos devidos à inércia do veículo são suficientemente inferiores aos efeitos do seu peso [33]. Neste caso não se consideram fenómenos de transferência de energia entre a ponte e as suspensões primária e secundária dos veículos. Em teoria, este modelo é equivalente a considerar o comboio como uma estrutura infinitamente rígida, o que leva a que as cargas por eixo

permaneçam com um valor constante e igual ao valor obtido com o veículo parado [34]. Além disso, são desprezados os efeitos associados à flexibilidade do carril, às travessas e ao balastro, isto é, os efeitos da dispersão das cargas através dos elementos intermédios da superestrutura.

Esta simplificação introduzida no cálculo leva, na maioria dos casos, a esforços e deformações superiores aos obtidos com modelos mais complexos e refinados, constituindo por isso uma abordagem conservativa, em termos de segurança, na avaliação da resposta da estrutura.

A distribuição do peso total do veículo pelas rodas depende da sua geometria e da distribuição longitudinal dessa carga. Como exemplo, na Figura 4.2 apresenta-se a geometria da Locomotiva Diesel 1400 em circulação nas linhas ferroviárias portuguesas.

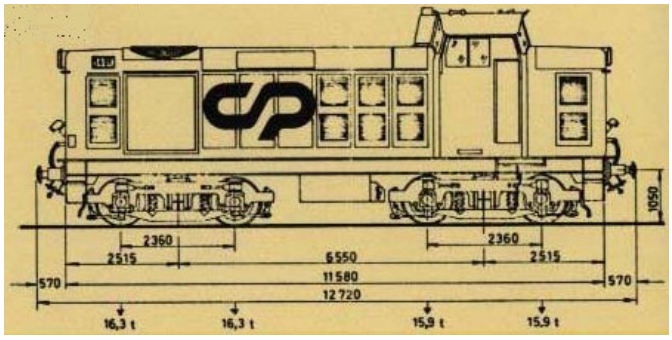


Figura 4.2 – Locomotiva Diesel 1400 (fonte: www.cp.pt)

Como se pode verificar, as cargas verticais dos dois eixos dianteiros (16,3 ton) são superiores às cargas verticais dos dois eixos traseiros (15,9 ton). Esta informação é obtida normalmente nas administrações ferroviárias (neste caso a CP) ou nos construtores.

4.2.2 Modelação do comboio para análise da interacção com a ponte

4.2.2.1 Modelos completos para comboios convencionais

Os comboios são sistemas mecânicos complexos com muitos graus de liberdade, molas lineares e não lineares e amortecimentos respectivos. Para a análise dinâmica com interacção, os comboios convencionais podem ser simulados por intermédio dos seguintes elementos representados na Figura 4.3.

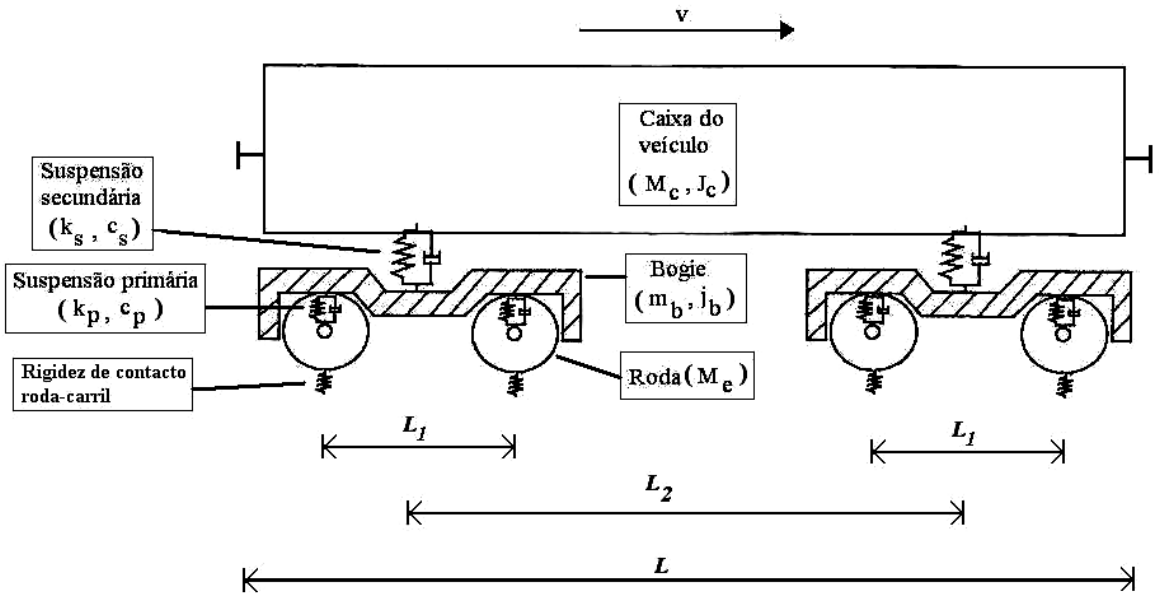


Figura 4.3 – Modelo dinâmico do comboio (adaptado de [34])

As grandezas representadas na figura anterior são:

M_c – Massa da caixa do veículo,

J_c – Momento de inércia da caixa do veículo

m_b – Massa do bogie

j_b – Momento de inércia do bogie

k_p – Rigidez axial da suspensão primária

c_p –Amortecimento da suspensão primária

k_s – Rigidez axial da suspensão secundária

c_s – Amortecimento da suspensão secundária

M_e – Massa das rodas e dos eixos respectivos

A flexibilidade existente no contacto entre a roda e o carril pode ser simulada através de um elemento de mola com uma rigidez axial determinada pela teoria de Hertz e expressa por [14]:

$$K_h = \frac{3}{2} c_h^{2/3} . F^{1/3} \tag{4.3}$$

Nesta expressão, F representa o valor da carga estática aplicada ao carril e c_h é uma constante que depende do raio da roda e do seu estado de uso.

Na construção do modelo de elementos finitos para idealização do comboio, utilizam-se diversos elementos de barra com características correspondentes às descritas anteriormente. Como exemplo, apresenta-se na Figura 4.4 o modelo utilizado por Calçada (1995) [14], em que o autor discretizou a caixa do veículo e os bogies com elementos de viga de rigidez infinita e massa distribuída correspondente, as suspensões primárias e secundárias com elementos de barra apenas com rigidez axial e com amortecimento. A rigidez de contacto roda-carril foi simulada com um elemento de barra apenas com rigidez axial.

Nesta figura, as barras indicadas com a letra (a) são elementos de viga com massa distribuída e com rigidez infinita, enquanto as barras indicadas com a letra (b) são elementos apenas com rigidez axial e amortecimento (excepto os inferiores que não possuem amortecimento).

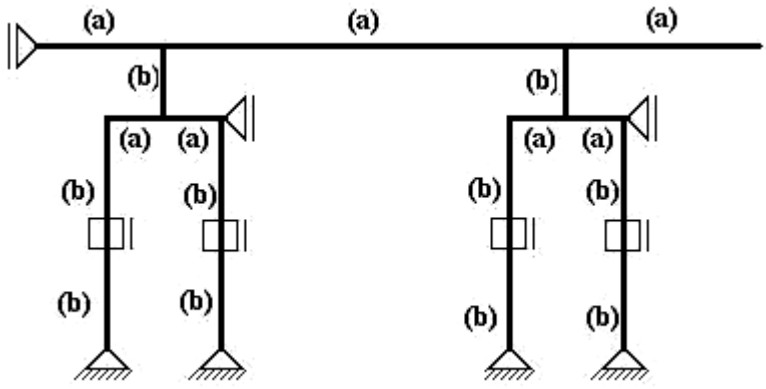


Figura 4.4 – Modelo de elementos finitos dos comboios convencionais [14]

No Quadro 4.1, apresentam-se os valores utilizados neste trabalho para simular os comboios convencionais de passageiros que circulam nas linhas portuguesas. Estes comboios são, em geral, compostos por duas locomotivas nas extremidades e por carruagens de transporte de passageiros entre elas.

No caso presente simularam-se duas Locomotivas Eléctricas BS5600 e carruagens do tipo Corail.

Quadro 4.1 Características da locomotiva BS5600 e da carruagem Corail [14]

Veículo			Locomotiva BS5600	Carruagem Corail	Unidades
Massas	M_c		54.0	29.6	t
	M_b		10.5	3.2	t
	M_e		3.0	1.5	t
	Massa total		87.0	42.0*,48.0**	t
	Cargas por eixo		213367.5	117720.0	N
Suspensões	primária	k_p	13.40	1.42	$x10^5$ N/m/roda
		c_p	20.00	3.73	$x10^3$ N.s/m/roda
	secundária	k_s	60.00	3.64	$x10^5$ N/m/bogie
		c_s	12.00	4.40	$x10^4$ N.s/m/bogie
Dimensões	l		20380	26400	mm
	l_1		3000	2560	mm
	l_2		10500	18000	mm
Contacto roda-carril	k_h		1.585	1.300	$x10^9$ N/m/roda

* em tara, ** em carga máxima

Apresentam-se nas figuras seguintes os veículos referidos anteriormente.



Figura 4.5 – Locomotiva Eléctrica BS5600 (fonte: www.cp.pt)



Figura 4.6 – Carruagem Corail (fonte: www.railwaymania.com)

4.2.2.2 Modelos completos para comboios articulados

Para o caso dos comboios articulados, o modelo estrutural utilizado para a análise encontra-se representado na Figura 4.7. As locomotivas são idealizadas através do modelo definido no ponto anterior, sem nenhuma ligação às carruagens.

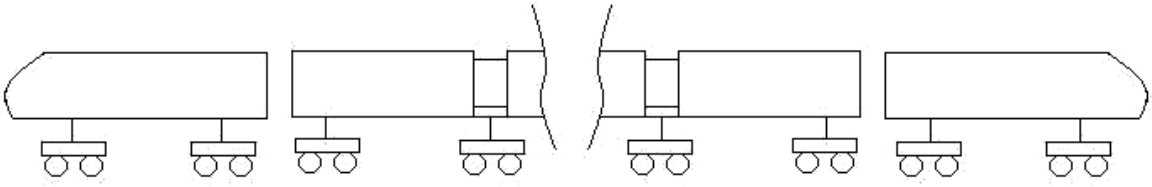


Figura 4.7 – Modelo do comboio articulado (adaptado de [34])

Na Figura 4.8, está esquematizada a ligação entre duas carruagens adjacentes. As suspensões primária e secundária são modeladas da mesma forma dos comboios convencionais. No entanto, na direcção longitudinal os veículos estão ligados através de dois amortecedores viscosos com características não lineares e na direcção vertical uma mola muito rígida, com um amortecimento viscoso, caracteriza a suspensão entre os dois veículos [34].

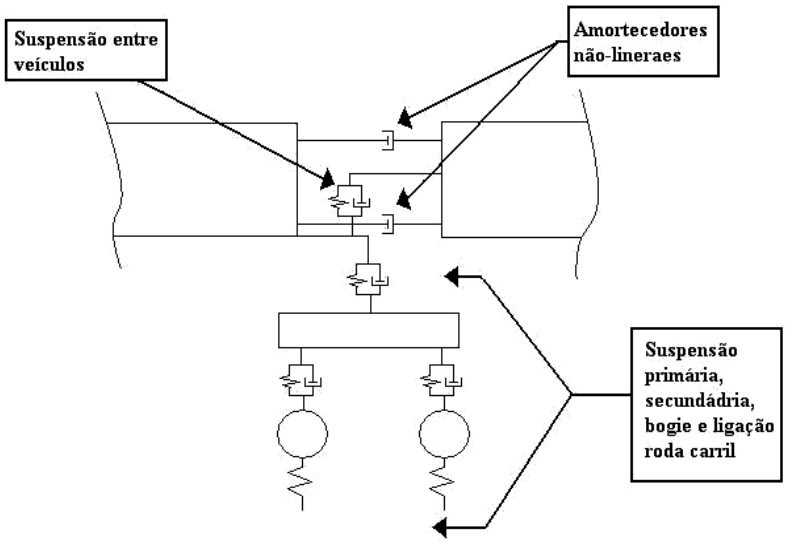


Figura 4.8 – Ligação entre duas carruagens de um comboio articulado (adaptado de [34])

4.2.2.3 Modelos simplificados de interacção

Os modelos referidos no ponto anterior são os mais completos existentes para idealização do comboio simulando a interacção ponte-veículo. Existem no entanto abordagens simplificadas, que permitem diminuir o tempo de cálculo das análises e facilitar a modelação.

Nas Figuras 4.9 e 4.10 ilustram-se dois modelos simplificados utilizados para calcular os efeitos dinâmicos com interacção [33]. No primeiro caso simula-se apenas a suspensão primária, através de uma mola de constante de rigidez (k_p) e de um amortecedor com constante de (c_p) por eixo, e considera-se a massa da roda (m_{ns}) e uma parcela correspondente à massa da caixa e a massa associada a parte do bogie (m_s).

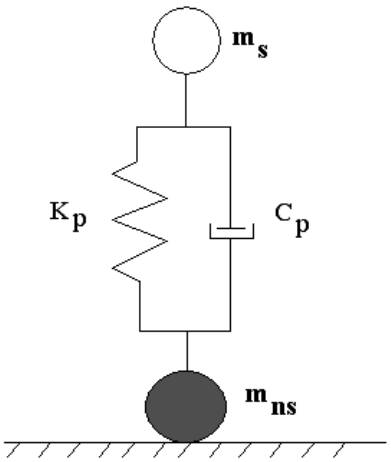


Figura 4.9 – Modelo dinâmico simplificado do comboio (versão 1)

No segundo tipo de modelo simplificado, simula-se de forma idêntica a suspensão primária por eixo, considera-se a massa suspensa (m_s) correspondente a uma parcela da massa do bogie e ainda uma força aplicada correspondente ao valor do peso da roda mais a parte proporcional a cada eixo do peso da caixa.

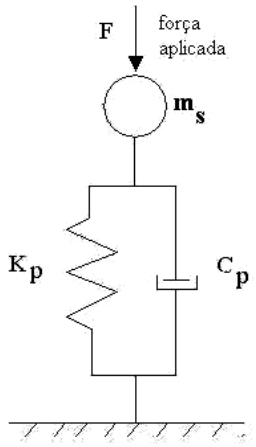


Figura 4.10 – Modelo dinâmico simplificado do comboio (versão 2)

Estes modelos simplificados levam a resultados satisfatórios na avaliação dos esforços, acelerações e deslocamentos na ponte, quando comparados com os modelos completos (Figura 4.3), no entanto na avaliação do conforto dos passageiros permitem obter apenas um valor aproximado da aceleração na carruagem. Isto porque a aceleração máxima sentida nos veículos de passageiros ocorre normalmente quando o veículo entra na ponte ou quando a última carruagem abandona a ponte, o que leva a uma mobilização dos modos de rotação da caixa (Figura 4.12), para além dos modos de translação vertical da caixa (Figura 4.11). Estes modos de rotação não são simulados através destes modelos simplificados, o que leva normalmente a uma estimativa por defeito da aceleração máxima na carruagem. Além disso, nestes modelos simplificados, cada eixo do veículo é independente dos restantes, o que significa que não há interacção entre eles, tal como acontece com os modelos completos pois são tidos em conta todos os elementos.

Nas figuras 4.11 e 4.12 caracteriza-se graficamente o modo de translação vertical da caixa de uma carruagem do tipo Corail (passageiros), com uma frequência de vibração 0,554 Hz, e o modo de rotação, com uma frequência de 0,645 Hz.

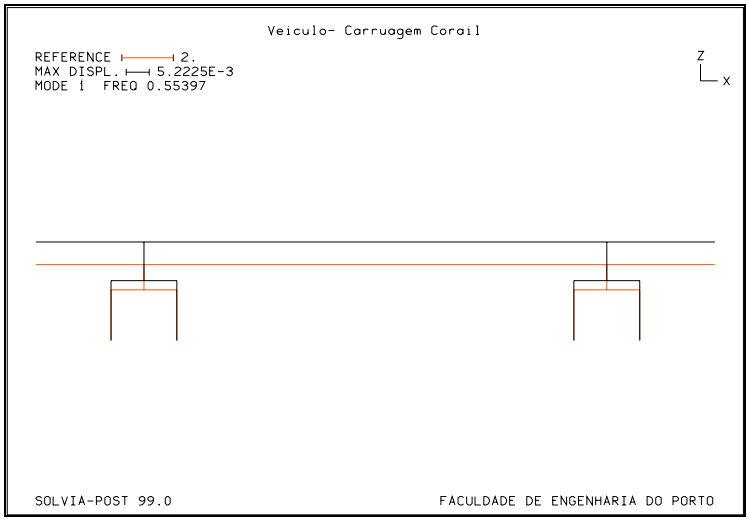


Figura 4.11 – Modo de translação vertical da caixa de uma carruagem Corail

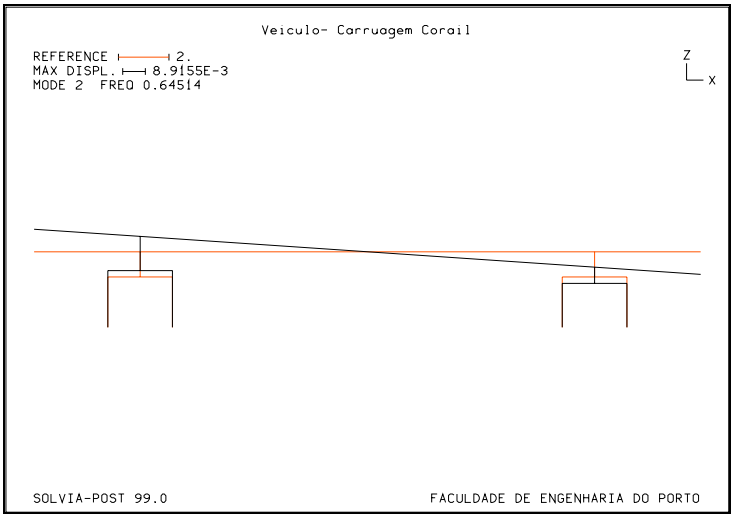


Figura 4.12 – Modo de rotação da caixa de uma carruagem Corail

4.3. – MODELAÇÃO DA PONTE

4.3.1 – Parâmetros envolvidos na modelação

Tal como referido no Capítulo 3, na modelação numérica do comportamento estrutural deverá haver especial cuidado na escolha dos valores dos coeficientes de amortecimento, da massa de cada elemento estrutural e das características de rigidez da ponte, tendo em vista um estudo adequado das grandezas a analisar.

Em relação à rigidez, refere-se que existe maior variabilidade nos valores do módulo de elasticidade do betão face ao do aço, pelo facto do betão ser fabricado "in situ", incorporando a variabilidade de todos os factores locais específicos de cada obra. Além disso, o comportamento do betão é variável no tempo, pelo que a resposta dinâmica das estruturas de betão é influenciada por fenómenos tais como a fluência, a retracção e a fendilhação.

Em análises mais refinadas, poderá considerar-se a variação do amortecimento em função do tempo e/ou em função da carga aplicada, pois é sabido que os mecanismos de dissipação de energia dependem da amplitude de vibração [34]. Além disso, a deterioração dos materiais ou das ligações dos diversos elementos (estruturas metálicas) leva a um aumento do amortecimento com o tempo.

Na modelação numérica da ponte deverão definir-se as grandezas que se pretendem estudar, perceber-se que parâmetros da ponte as afectam e em que medida o fazem, de forma a poderem-se alcançar estimativas fiáveis ou, pelo menos, estimativas do lado da segurança (ver Capitulo 3).

4.3.2 – Modelos de elementos finitos

Em alguns programas de cálculo comerciais ou de investigação, é possível resolver problemas bidimensionais, tridimensionais, axissimétricos, estados planos de tensão ou de deformação, com métodos de análise linear material, análise não linear geométrica e análise não linear material ou geométrica tais como os problemas de contacto.

A possibilidade de utilização de algoritmos complexos de análise não linear trás grandes vantagens para a compreensão das estruturas, obrigando no entanto a um cuidado particular na definição das variáveis envolvidas no problema.

Para análises estáticas ou dinâmicas vários programas de cálculo comerciais, tais como o SOLVIA, permitem utilizar elementos finitos de viga e treliça 2D ou 3D, elementos de casca ou elementos volumétricos.

No estudo de estruturas complexas, é comum desenvolverem-se vários modelos de elementos finitos de complexidade crescente, de forma a aumentar a confiança nos resultados obtidos e ganhar sensibilidade para o comportamento da estrutura.

O desenvolvimento de modelos globais da estrutura em que não são incluídos os pormenores estruturais (elementos de ligação, rigidez dos elementos secundários, etc.) permite obter esforços e deslocamentos com menor tempo de cálculo e leva a uma

compreensão do comportamento global da ponte. No entanto, têm a desvantagem de não captarem esforços secundários, tais como os momentos em torno do eixo da alma de um perfil metálico (ver Capítulo 5) ou as concentrações de tensões devidas à variação de geometria dos elementos (aberturas, variação da espessura, etc.). Por este motivo é comum desenvolver em paralelo modelos locais mais refinados, com as condições fronteira adequadas em correspondência com o modelo global, permitindo obter os efeitos locais à escala das ligações (influência da soldadura, rebites, parafusos, aberturas e raios de concordância dos goussets nos resultados das tensões) [38].

4.3.3 – Ajuste dos modelos de elementos finitos através de ensaios experimentais

Existe sempre um conjunto maior ou menor de incertezas associadas à definição das características geométricas e mecânicas da estrutura, bem como às respectivas condições de apoio, que leva a erros de análise que devem ser minimizados.

Neste contexto, as técnicas de identificação das características reais das pontes impõem-se como ferramentas de grande importância para dar suporte à análise, permitindo correlacionar parâmetros identificados com calculados, actualizar e validar experimentalmente os modelos numéricos desenvolvidos [40].

No caso de pontes existentes, o ajuste e validação de modelos de elementos finitos podem ser efectuados quer através da realização de ensaios de carga estáticos, em que se efectuam medições de deslocamentos ou deformações provocados por veículos de prova, e medições das variações sazonais ou diárias de temperatura da ponte em serviço recorrendo a transdutores de deslocamentos, extensometria eléctrica, fibras ópticas, etc. [41], quer através dos ensaios dinâmicos de vibração ambiental, que visam a obtenção das frequências naturais e dos modos de vibração da estrutura através da medição da sua resposta face às solicitações ambientais.

Os ensaios convencionais de Identificação Modal são baseados na estimativa de um conjunto de Funções de Resposta em Frequência que relacionam a força aplicada e a resposta correspondente da estrutura ("Input-Output"). No entanto, a dificuldade de excitar os modos de vibração mais significativos das estruturas de Engenharia Civil, com suficiente energia e de uma forma controlada, levou ao desenvolvimento de ensaios de identificação modal do tipo "Output-Only" que têm como base prática o desenvolvimento recente de sistemas de aquisição de sinal com elevada sensibilidade que permitem medir vibrações de natureza ambiental [45].

O grande avanço tecnológico observado nas últimas décadas relativamente aos computadores pessoais e consequentemente nos sistemas de aquisição de sinal permitiu o sucesso de técnicas de identificação dos parâmetros globais do comportamento das estruturas tais como o método do "Peak-Picking", SSI, FFD e "PolyMAX" [45].

Na Figura 4.13 apresenta-se esquematicamente estes métodos de identificação dos parâmetros globais do comportamento das estruturas.

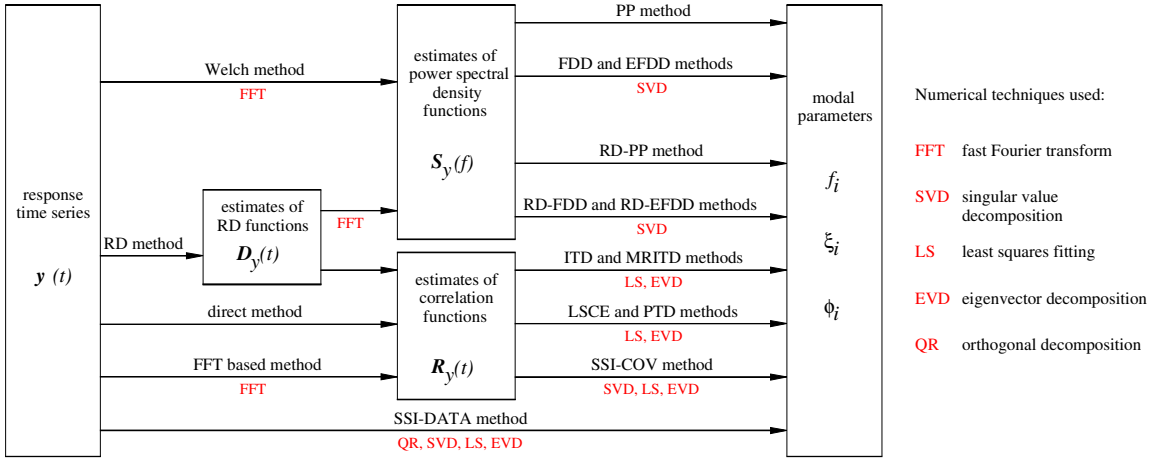


Figura 4.13 – Representação esquemática dos métodos de identificação modal do tipo "Output-Only" (adaptado de [45])

Neste contexto, a monitorização de pontes tem vindo a ganhar uma importância elevada nos últimos anos devido a uma preocupação crescente da sociedade em relação à segurança de pontes mas também devido a estes desenvolvimentos tecnológicos notáveis ao nível da medição experimental, aquisição do sinal e processamento [39], permitindo obter informação contínua relativa ao comportamento da estrutura.

4.4. – METODOLOGIAS DE ANÁLISE NUMÉRICA EM PROBLEMAS DINÂMICOS

4.4.1 – Equação de equilíbrio dinâmico

Existem actualmente muitas obras de referência sobre Dinâmica de Estruturas, pelo que não faria sentido, no âmbito desta tese, voltar a apresentar conceitos e metodologias básicos nelas devidamente sistematizadas. No entanto, existem alguns aspectos que

importa ter presente para melhor compreender as questões específicas relativas à análise de vibrações produzidas por comboios em pontes ferroviárias.

De facto, existem duas formas de avaliar os efeitos dinâmicos produzidos pela passagem de um trem de cargas: uma consiste no recurso a técnicas de integração directa das equações de equilíbrio dinâmico, enquanto a outra consiste numa formulação modal.

Na primeira, resolve-se passo a passo a equação de equilíbrio dinâmico do modelo com N graus de liberdade (Equação 4.4), resultando para cada instante deslocamentos, velocidades e acelerações. Para o efeito, existem técnicas de integração numéricas, tais como o método de Newmark ou de Wilson-θ.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) \tag{4.4}$$

Nesta equação **M** representa a matriz de massa do sistema estrutural, **C** a matriz de amortecimento, **K** a matriz de rigidez e **F** o vector das forças exteriores, $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ é o vector das acelerações nos nós do modelo para o instante *t*, $\dot{\mathbf{u}}(t)$ é o vector velocidade correspondente e $\mathbf{u}(t)$ é o vector dos deslocamentos.

Para a integração directa do modelo, é usual utilizar-se a matriz de amortecimento de Rayleigh para incluir o amortecimento material, definida através de uma combinação linear das matrizes de rigidez e de massa:

$$\mathbf{C} = \alpha.\mathbf{M} + \beta.\mathbf{K} \tag{4.5}$$

em que α e β são constantes de amortecimento de Rayleigh (com unidades s^{-1} e s respectivamente) utilizadas para controlar o amortecimento, as quais podem ser determinadas através da equação seguinte [1]:

$$\begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = 2\frac{w_m.w_n}{w_n^2 - w_m^2}\begin{bmatrix} w_n & -w_m \\ -\dfrac{1}{w_n} & \dfrac{1}{w_m} \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} \tag{4.6}$$

Nesta equação, w_m e w_n são as frequências de vibração dos modos de ordem m e n respectivamente e, ξ_m e ξ_n são os coeficientes de amortecimento respectivos.

Esta formulação apenas permite porém a fixação do valor do amortecimento em relação a dois modos de vibração (em correspondência com as frequências w_n e w_m), sendo os restantes coeficientes de amortecimento definidos automaticamente. Este facto implica uma escolha criteriosa dos parâmetros α e β, de forma a não reduzir significativamente a contribuição de modos importantes para a resposta dinâmica da estrutura.

Normalmente, não é viável a adopção de valores de coeficientes de amortecimento diferentes para os vários modos de vibração considerados na análise da resposta, assumindo-se frequentemente na prática que $\xi_m = \xi_n = \xi$, o que simplifica a equação anterior resultando:

$$\begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = \frac{2\xi}{w_n - w_m} \begin{bmatrix} w_n w_m \\ 1 \end{bmatrix} \tag{4.7}$$

Na segunda abordagem (análise modal), extraem-se os valores e vectores próprios associados ao problema dinâmico traduzido pela equação (4.8), seleccionam-se *n* modos de vibração que mais contribuem para a resposta e integram-se no tempo as equações dinâmicas (4.9), correspondentes ao equilíbrio de cada massa modal [1].

$$(\mathbf{K} - w^2\mathbf{M})\phi = \mathbf{0} \tag{4.8}$$

em que:

$\boldsymbol{w}^2$ – Valores próprios
ϕ – Vectores próprios

$$\phi_n^T \mathbf{M} \phi_n \ddot{\mathbf{Y}} + \phi_n^T \mathbf{C} \phi_n \dot{\mathbf{Y}} + \phi_n^T \mathbf{K} \phi_n \mathbf{Y} = \phi_n^T \mathbf{F}(t) \tag{4.9}$$

$\mathbf{Y}$ – Coordenadas modais

As equações diferenciais que se obtêm estão desligadas entre si. Assim o problema reduz-se à resolução de um sistema de equações diferenciais independentes correspondendo ao equilíbrio dinâmico de osciladores lineares de um grau de liberdade [1], combinando-se no final a contribuição de cada modo para a resposta global da estrutura (Equação 4.10).

$$\mathbf{u} = \mathbf{\Phi} \times \mathbf{Y} \tag{4.10}$$

Para escolher o número de modos a considerar no cálculo, é possível utilizar critérios relacionados com a percentagem da massa total efectiva mobilizada pelos n modos de vibração na direcção vertical [33] ou realizar análises de sensibilidade. Em diversos estudos realizados a nível europeu [3], concluiu-se que as vibrações com frequência superior a 20Hz têm uma contribuição reduzida para a resposta de pontes ferroviárias, pelo que apenas os modos de vibração com frequência inferior ou igual a este valor são considerados. Surgiram, no entanto propostas para um aumento desta frequência de corte para os 30Hz, que levaram subsequentemente à adopção deste valor pela EN1990-AnnexA2 (2005). Recentemente, alguns autores propuseram um valor ainda mais elevado (60Hz) [54].

4.4.2 – Integração numérica das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico

Os métodos descritos em seguida baseiam-se em procedimentos numéricos que satisfazem aproximadamente as equações do movimento para cada passo de integração [1].

Eles permitem calcular no instante de tempo $t+\Delta t$, os deslocamentos $\boldsymbol{u}(t+\Delta t)$, as velocidades $\dot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)$ e as acelerações $\ddot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)$ a partir dos valores dessas grandezas no instante anterior t, partindo dos valores iniciais dos deslocamentos, velocidades e acelerações no instante zero. Actualmente, existem técnicas de integração com passo (Δt) constante e com passo variável, que permitem optimizar a integração e reduzir tempos de cálculo.

4.4.2.1. Método de Newmark

Trata-se de um método implícito de integração directa do sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico, pois as expressões que fornecem os valores das grandezas cinemáticas a calcular num determinado instante dependem do valor de grandezas para o mesmo instante [1].

No método proposto por Newmark é assumida uma lei de variação linear para as acelerações entre o instante t e $t+\Delta t$.

As equações básicas de integração para a velocidade e para o deslocamento no instante $t+\Delta t$ são dadas por:

$$\dot{u}_i = \dot{u}_{i-1} + (1-\gamma).\Delta t.\ddot{u}_{i-1} + \gamma.\Delta t.\ddot{u}_i \tag{4.11}$$

$$u_i = u_{i-1} + \Delta t.\dot{u}_{i-1} + (\frac{1}{2} - \beta).\Delta t^2.\ddot{u}_{i-1} + \beta.\Delta t^2.\ddot{u}_i \tag{4.12}$$

Nestas equações as grandezas com índice *i* correspondem ao instante $t+\Delta t$ e com índice *i-1* ao instante t.

A Figura 4.14 ilustra a lei de variação assumida.

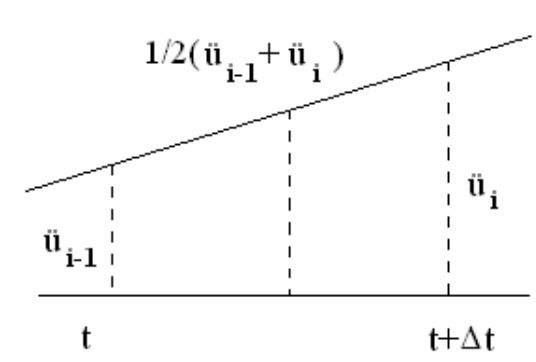


Fig. 4.14 – Lei de variação de acelerações assumida no método de Newmark

Nas equações 4.11 e 4.12, os parâmetros γ e β são utilizados para realizar uma ponderação linear entre a aceleração no instante t+Δt e no instante t, e para obter os valores da velocidade e do deslocamento no instante t+Δt. O parâmetro γ controla o amortecimento numérico induzido por este método de integração passo por passo [1]. É sabido que γ=1/2 conduz a uma solução sem amortecimento numérico. Para se obter um procedimento incondicionalmente estável, deverá utilizar-se um valor para β proposto por Newmark β=1/4.

Resolvendo a equação 4.12 em ordem a $\ddot{\mathbf{u}}_i$ e substituindo na equação 4.11, obtêm-se os vectores $\ddot{\mathbf{u}}_i$ e $\dot{\mathbf{u}}_i$ em função das mesmas grandezas no instante anterior previamente calculadas, restando apenas como incógnita os deslocamentos $\mathbf{u}_i$. Desta forma a equação geral de equilíbrio dinâmico é estabelecida em função de $\mathbf{u}_i$ (Equação 4.13).

$$\mathbf{M}.\ddot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{C}.\dot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{K}.\mathbf{u}_i = \mathbf{f_i} \tag{4.13}$$

4.4.2.2. Método de Hilber-Hughes

A resposta dinâmica de um sistema linear de N graus de liberdade é essencialmente condicionada por M ($M \leq N$) modos de vibração, dependendo do conteúdo em frequência da excitação actuante. Assim, torna-se desnecessário incluir na análise da resposta o contributo de modos de vibração de ordem superior a M, porque além do seu contributo não ser significativo, as frequências naturais e modos de vibração correspondentes poderão constituir aproximações grosseiras da realidade. Assim, apenas haverá interesse em integrar com precisão as M primeiras equações de equilíbrio desacopladas, adoptando para tal um passo de integração adequado para este propósito. Como consequência, o contributo dos modos de vibração de ordem superior a M não será avaliado rigorosamente, no entanto estes erros são em geral de importância diminuta, devido ao contributo reduzido destes modos de vibração [46].

Todavia em alguns problemas de análise dinâmica e, em especial, no estudo de problemas não-lineares, pode ser vantajoso introduzir dissipação numérica de forma a amortecer participações espúrias de modos de ordem elevada sem significado físico. Neste contexto o método-α devido a Hilber-Hughes-Taylor pode assumir grande interesse, tendo em vista controlar o amortecimento algorítmico durante a integração.

No contexto deste trabalho, e para a resolução dos problemas de interacção, foi adoptado este método, que se baseia nas expressões típicas do método de Newmark e que altera a forma geral da equação de equilíbrio dinâmico, introduzindo um parâmetro α com o objectivo de controlar o amortecimento algorítmico [35], daí resultando a equação 4.14.

$$\mathbf{M}.\ddot{\mathbf{u}}(t+\Delta t) + (1+\alpha).\mathbf{C}.\dot{\mathbf{u}}(t+\Delta t) - \alpha.\mathbf{C}.\dot{\mathbf{u}}(t) + (1+\alpha).\mathbf{K_0}.\mathbf{u}(t+\Delta t) - \alpha.\mathbf{K_0}.\mathbf{u}(t) = (1+\alpha).\mathbf{F}(t+\Delta t) - \alpha.\mathbf{F}(t) \tag{4.14}$$

Em problemas onde a matriz de rigidez é dependente dos deslocamentos (e.g. comportamento materialmente não-linear, não linearidade de contacto), os termos $\mathbf{K_0}$ são substituídos por $\mathbf{k}(u)$, levando à modificação da equação de equilíbrio dinâmico:

$$\mathbf{M}.\ddot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)+(1+\alpha).\mathbf{C}.\dot{\mathbf{u}}(t+\Delta t)-\alpha.\mathbf{C}.\dot{\mathbf{u}}(t)+(1+\alpha).\mathbf{k}.(\mathbf{u}(t+\Delta t))-\alpha.\mathbf{k}.(\mathbf{u}(t))= \quad (4.15)$$
$$(1+\alpha).\mathbf{F}(t+\Delta t)-\alpha.\mathbf{F}(t)$$

Os parâmetros envolvidos no método-α devem ser escolhidos de acordo com as condições seguintes:

$$\gamma = 1/2-\alpha \quad (4.16)$$

$$\beta = (1-\alpha)^2/4 \quad (4.17)$$

devendo o parâmetro α ser escolhido no intervalo:

$$\alpha \in \left[-1/3,0\right] \quad (4.18)$$

Estas condições asseguram a obtenção de um algoritmo incondicionalmente estável, com precisão de segunda ordem, em que a dissipação algorítmica é controlada pelo parâmetro α. Uma redução do parâmetro α conduz a um aumento do amortecimento numérico.

4.4.3. Algoritmos de contacto com elementos finitos

O estudo do comportamento dinâmico do sistema ponte-comboio pode também envolver o recurso a algoritmos de contacto com elementos finitos, o que pode ter particular interesse quando se registe interacção dinâmica significativa entre os dois sistemas.

Assim descrevem-se em seguida os aspectos essenciais deste tipo de abordagem, de acordo com a apresentação efectuada na referência [37].

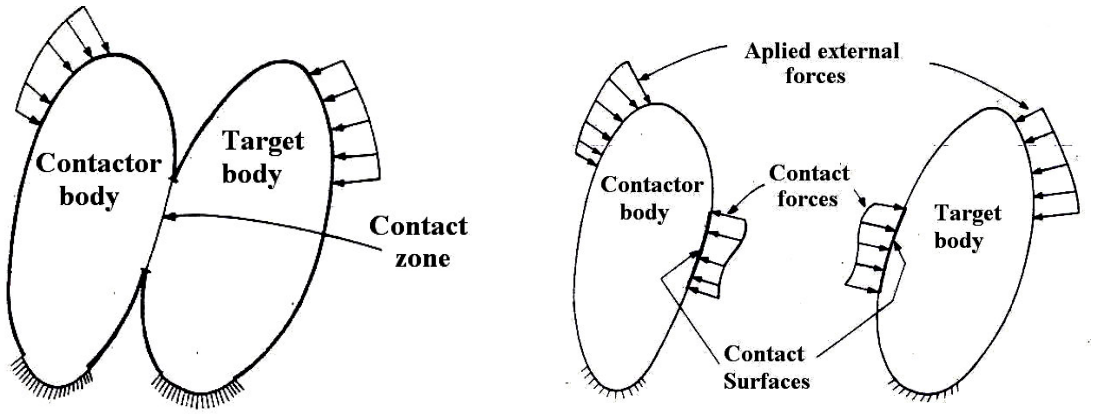
Em termos gerais, neste procedimento de cálculo, em cada passo de integração, constroem-se as matrizes de rigidez locais clássicas para os elementos em que não existe nenhum eixo do comboio aplicado e matrizes de rigidez modificadas para os elementos sobre os quais existe um eixo aplicado.

As condições de contacto são impostas recorrendo à energia potencial total das forças de contacto e às condições geométricas de compatibilidade, resultando um sistema de matrizes e vectores de forças de contacto.

Refere-se que a análise numérica de problemas de contacto tem na generalidade um custo computacional elevado. Isto deve-se, em primeiro lugar, ao facto de não se conhecerem à partida as condições de fronteira (condições de apoio) dos corpos em análise, pois elas dependem das variáveis envolvidas na formulação de elementos finitos.

Embora este procedimento permita analisar vários corpos em contacto, a sua explicação será aqui realizada considerando apenas dois corpos, por mera questão de simplicidade.

Considerem-se dois corpos em contacto (Figura 4.15), denominados por "contactor" e "target" arbitrariamente, para viabilizar a formulação do algoritmo. O "contactor" contém os nós que irão entrar em contacto com os segmentos ou nós do "target".



a) b)

Figura 4.15 – Forças existentes no corpo "contactor" e "target"

Deverá impor-se ao longo da superfície de contacto que em qualquer instante de tempo, não possa haver sobreposição dos corpos considerados. Como resultado, desenvolvem-se forças que actuam na região de contacto do corpo "target" e do corpo "contactor", de forma a eliminar essa sobreposição. As forças de contacto normais exercem apenas compressão, enquanto as forças tangenciais obedecem à lei de Coulomb para a resistência de atrito.

Nos parágrafos seguintes, irá expor-se apenas a obtenção das forças de contacto normais, remetendo-se a consideração das forças de atrito para referência citada anteriormente.

A energia potencial do sistema estrutural constituído pelos dois corpos referidos pode ser obtida através da introdução do termo correspondente à energia potencial das forças de contacto na expressão da energia potencial do sistema estrutural sem contacto. Esta relação é definida pela equação seguinte:

$$\Pi_1 = \Pi - \sum_k W_k \tag{4.19}$$

em que Π representa a energia potencial do sistema na situação em que não existe contacto e $\sum_k W_k$ representa o somatório da energia potencial das forças de contacto nos nós *k*.

Assuma-se que a resposta do sistema estrutural para o instante *t* foi encontrada e que foram realizadas *(i-1)* iterações para calcular a solução no instante $t+\Delta t$.

Para definir a energia potencial W_k sem atrito, assume-se que um nó *k* está em contacto se for verificada uma de duas condições: este nó entrou na região do corpo "target" na iteração *(i-1)* e na iteração *(i-2)* situava-se fora desta região ou a resistência de atrito é suficiente para evitar o deslizamento.

Na Figura 4.16 representa-se a primeira situação: o nó k entrou em contacto com o segmento j formado pelos nós A e B.

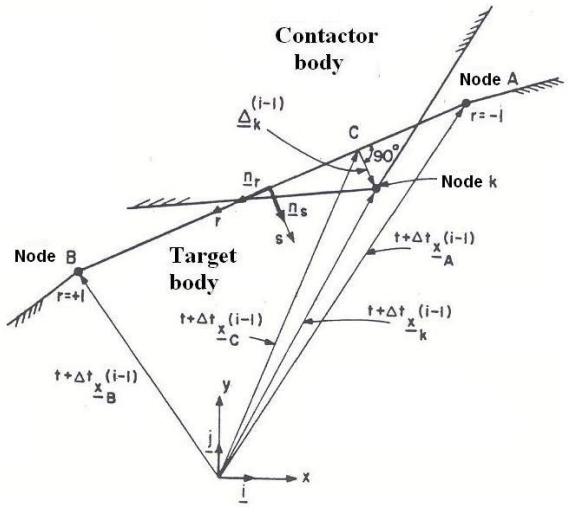


Figura 4.16 – Variáveis geométricas envolvidas na definição de W_k

Nesta figura ${}^{t+\Delta t}\mathbf{x}_K^{(i-1)}$, ${}^{t+\Delta t}\mathbf{x}_A^{(i-1)}$, ${}^{t+\Delta t}\mathbf{x}_B^{(i-1)}$ representam os vectores contendo as coordenadas globais dos nós *k*, *A* e *B* respectivamente, depois da iteração *(i-1)* para a configuração de equilíbrio *t+Δt*.

O ponto *C* é o ponto de contacto assumido com coordenadas globais dadas pelo vector ${}^{t+\Delta t}\mathbf{x}_C^{(i-1)}$, $\Delta_k^{(i-1)}$ é a sobreposição na iteração (i-1), *r* e *s* são os eixos locais e por fim, **i** e **j** são os vectores unitários do sistema de coordenadas globais *x* e *y*.

No nó k ter-se-á uma força de contacto (ver Figura 4.17) definida pelo vector ${}^{t+\Delta t}\boldsymbol{\lambda}^{(i-1)}$ em que:

$$ {}^{t+\Delta t}\boldsymbol{\lambda}_k^{(i-1)} = {}^{t+\Delta t}\boldsymbol{\lambda}_{kx}^{(i-1)} . \mathbf{i} + {}^{t+\Delta t}\boldsymbol{\lambda}_{ky}^{(i-1)} . \mathbf{j} \tag{4.20}$$

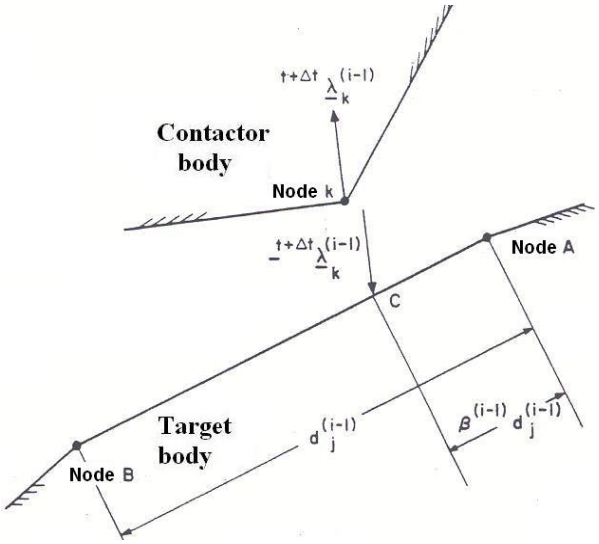


Figura 4.17 – Forças de contacto envolvidas na definição de W_k

As grandezas $\boldsymbol{\Delta}_k^{(i-1)}$ $d_j^{(i-1)}$ e $\beta^{(i-1)}$ (parâmetro de localização do ponto de contacto) podem ser relacionadas geometricamente com as coordenadas dos pontos *A*, *B* e *C* (ver [37])

Os vectores das forças de contacto nos nós *A* e *B* são obtidos através das equações seguintes:

$$ {}^{t+\Delta t}\boldsymbol{\lambda}_A^{(i-1)} = -(1-\beta^{(i-1)}).{}^{t+\Delta t}\boldsymbol{\lambda}_k^{(i-1)} \tag{4.21}$$

$$ {}^{t+\Delta t}\boldsymbol{\lambda}_B^{(i-1)} = -\beta^{(i-1)}.{}^{t+\Delta t}\boldsymbol{\lambda}_k^{(i-1)} \tag{4.22}$$

Assim a energia potencial devida à força de contacto no nó k e às reacções correspondentes será dada pela equação seguinte:

$$W_k = {}^{t+\Delta t}\boldsymbol{\lambda}_k^{(i-1)T}\left[\left(\Delta\mathbf{u}_k^i + \boldsymbol{\Delta}_k^{(i-1)}\right) - \left(1-\beta^{(i-1)}\right)\Delta\mathbf{u}_A^i - \beta^{(i-1)}\Delta\mathbf{u}_B^i\right] + \Delta\boldsymbol{\lambda}_k^{iT}\left[\left(\Delta\mathbf{u}_k^i + \boldsymbol{\Delta}_k^{(i-1)}\right) - \left(1-\beta^{(i-1)}\right)\Delta\mathbf{u}_A^i - \beta^{(i-1)}\Delta\mathbf{u}_B^i\right] \tag{4.23}$$

em que $\Delta\mathbf{u}_k^{(i)}$, $\Delta\mathbf{u}_A^{(i)}$ e $\Delta\mathbf{u}_B^{(i)}$ são a variação dos deslocamentos nos nós *k*, *A* e *B* necessários para anular a sobreposição $\boldsymbol{\Delta}_k^{(i-1)}$.

Substituindo a equação 4.23 na equação 4.19 e impondo $\partial\Pi_1 = 0$, resulta a equação de compatibilização dos deslocamentos na iteração i (Eq. (4.24)).

$$\left\{\begin{bmatrix} {}^{t+\Delta t}\mathbf{K}^{(i-1)} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} {}^{t+\Delta t}\mathbf{K}_c^{(i-1)} \end{bmatrix}\right\}\begin{bmatrix} \Delta\mathbf{U}^{(i)} \\ \Delta\boldsymbol{\lambda}^{(i)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} {}^{t+\Delta t}\mathbf{R} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} {}^{t+\Delta t}\mathbf{F}^{(i-1)} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} {}^{t+\Delta t}\mathbf{R}_c^{(i-1)} \\ {}^{t+\Delta t}\boldsymbol{\Delta}_c^{(i-1)} \end{bmatrix} \tag{4.24}$$

em que:

K – Matriz de rigidez

Kc – Matriz de rigidez de contacto

R – Vector das forças externas aplicadas

F – Vector das forças exteriores

$\mathbf{R_c}$ – Vector que contém as forças de contacto

$\boldsymbol{\Delta_c}$ – Vector que contém as sobreposições

U – Vector dos deslocamentos nodais

Desta equação, obtém-se a variação dos deslocamentos em todos os nós da estrutura $\Delta\mathbf{U}^i$, e a variação das forças de contacto $\Delta\boldsymbol{\lambda}^i$, para a iteração i. No caso representado na Figura 4.16 resulta:

$$\begin{bmatrix} \Delta \mathbf{U}^i \\ \Delta \boldsymbol{\lambda}^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta \mathbf{u}_k^i \\ \Delta \mathbf{u}_A^i \\ \Delta \mathbf{u}_B^i \\ \Delta \boldsymbol{\lambda}_k^i \end{bmatrix} \tag{4.25}$$

Estes passos correspondem a uma iteração completa de Newton ("Full Newton iteration"). Este processo iterativo termina quando o primeiro membro da relação definida na equação 4.26 é inferior a uma determinada tolerância.

$$\left[\Delta \mathbf{U}^{(i)^T} \left({}^{t+\Delta t}\mathbf{K}^{(i-1)} . {}^{t+\Delta}\mathbf{U}^{(i-1)}\right)\right] \times \left[\Delta \mathbf{U}^{(1)^T} \left({}^{t+\Delta t}\mathbf{K}^{(0)} . {}^{t+\Delta}\mathbf{U}^{(0)}\right)\right]^{-1} \leq Tolerancia \tag{4.26}$$

Refere-se que embora esteja incluída a variável t nas expressões, este procedimento corresponde ao de uma análise estática. No entanto, é generalizável para os casos de análises dinâmicas. Uma descrição detalhada sobre as metodologias de resolução de problemas de contacto dinâmico pode encontrar-se em [43].

Refira-se que deverá ter-se um cuidado especial na modelação, pois este algoritmo não permite que os nós do corpo "contactor" se situem dentro da região do corpo "target", no entanto o contrário é possível (Figura 4.18).

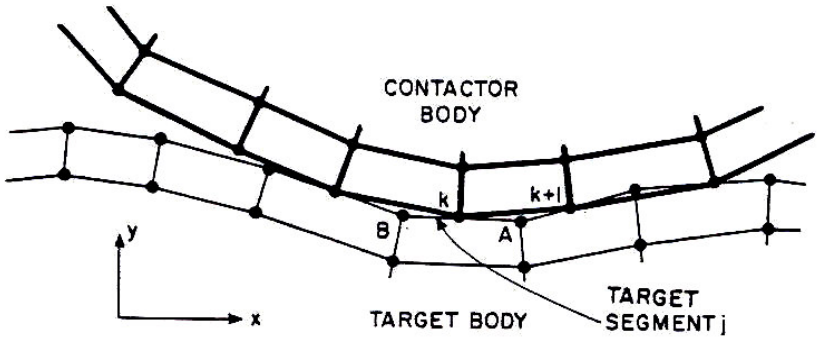


Fig. 4.18 – Discretização em elementos finitos da região de contacto

Como exemplo prático da utilização de superfícies de contacto, calcularam-se os esforços e as deformações provocadas pelo contacto de um cilindro com uma superfície rígida utilizando para o efeito o software comercial SOLVIA. Os dados utilizados e a geometria do problema estão representados na Figura 4.19.

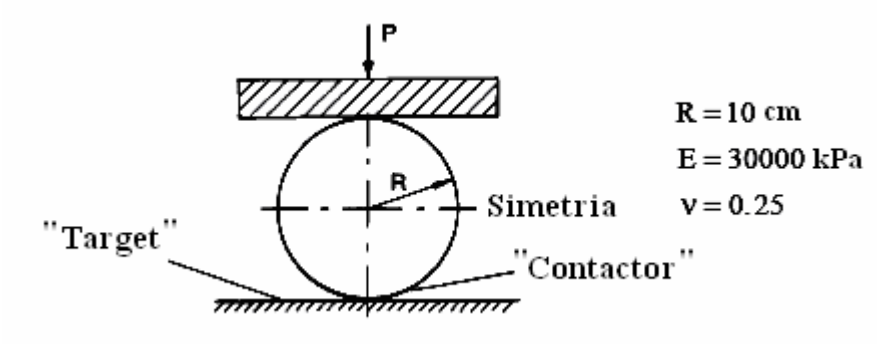


Figura 4.19 – Problema analisado

Foi discretizado apenas um quarto do cilindro, devido à simetria da geometria e do carregamento. A carga foi aplicada através da imposição de deslocamentos nos nós pertencentes à fronteira superior e foi considerada uma superfície de contacto a duas dimensões contendo apenas os nós que eventualmente irão entrar em contacto com a superfície rígida.

Importa realçar que a escolha de uma superfície de contacto adequada é um aspecto importante na modelação deste tipo de problemas, tal como se verá seguidamente.

Na Figura 4.20 pode observar-se a superfície de contacto considerada a vermelho e a superfície rígida a azul.

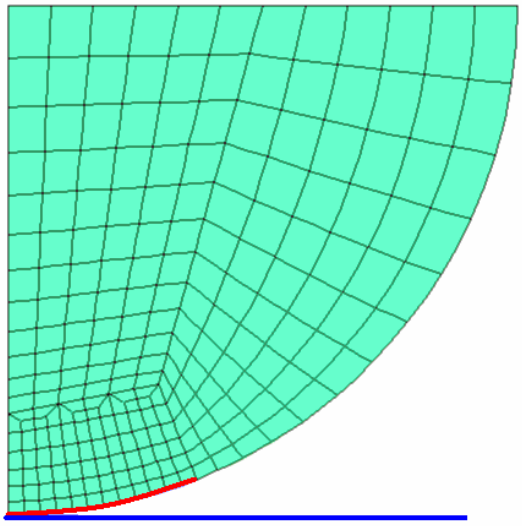
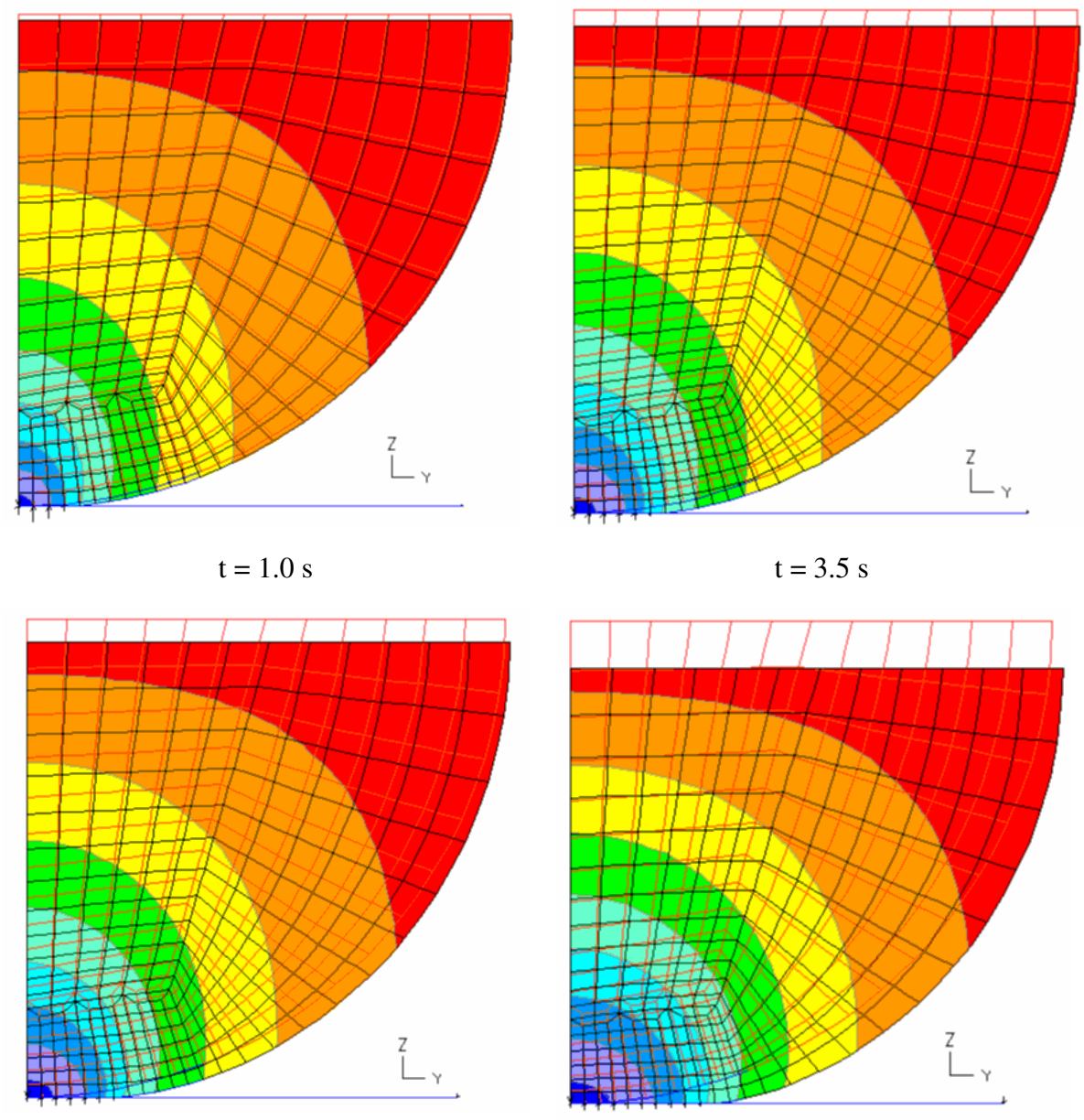


Figura 4.20 – Superfície de contacto considerada (a vermelho) e superfície rígida (a azul)

Nas figuras seguintes, pode observar-se a variação da deformada do cilindro para diferentes passos de cálculo.



t = 1.0 s t = 3.5 s

t = 13.9 s t = 21 s

Figura 4.21 – Deslocamentos verticais no interior do cilindro (1ª situação de carregamento)

Para perceber a importância da escolha adequada da superfície de contacto, realizou-se um segundo cálculo, em que se aumentou seis vezes a carga aplicada. Como resultado,

o cilindro deformou-se exageradamente, levando a uma sobreposição do mesmo com a superfície rígida. Nas figuras que se seguem ilustram-se os resultados obtidos.

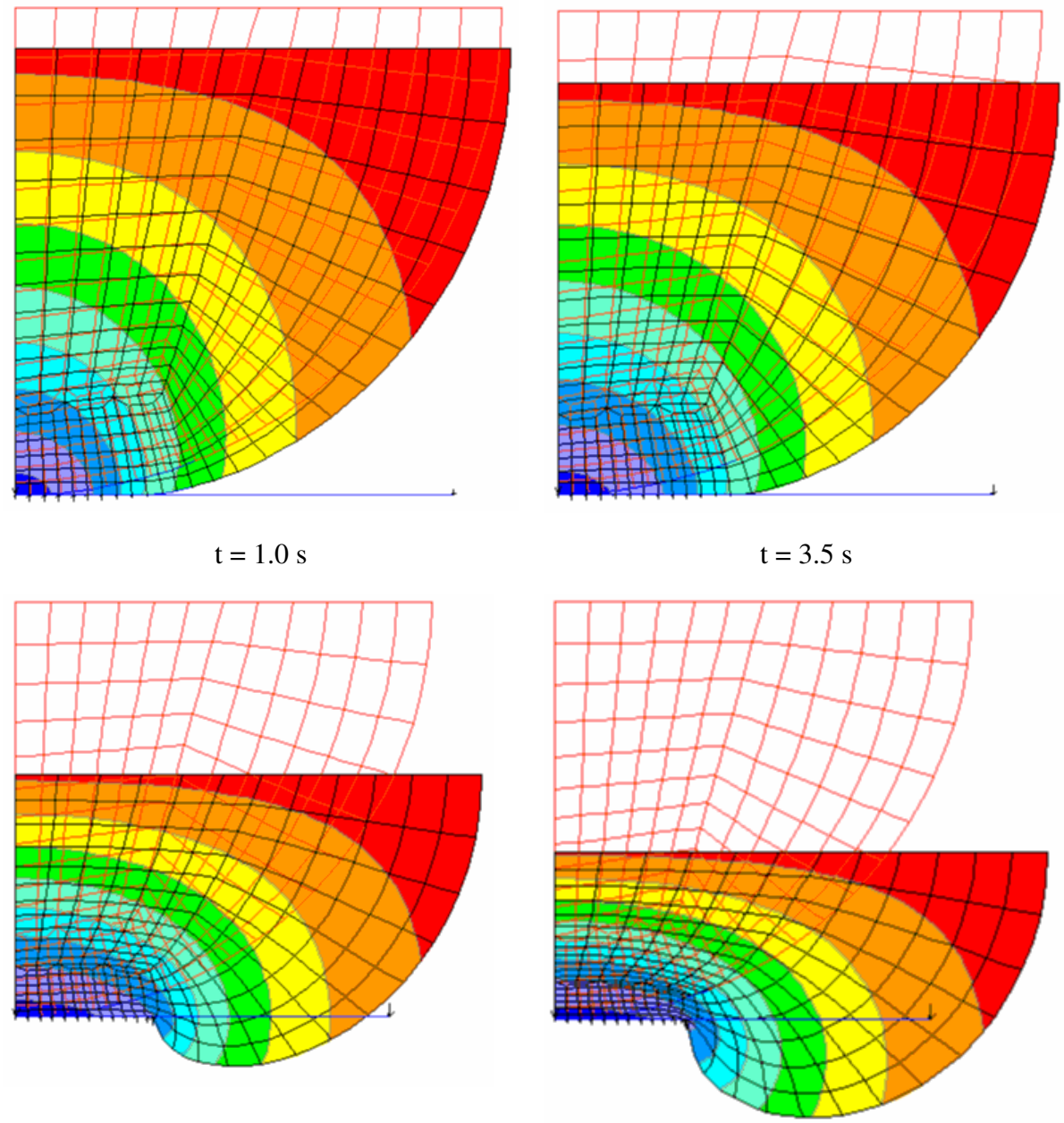


Figura 4.22 – Deslocamentos verticais no interior do cilindro (2ª situação de carregamento)

Como se pode observar, para este caso em que a carga aplicada aumentou seis vezes, o comportamento obtido torna-se manifestamente irrealista.

Note-se que, para a situação anterior em que a carga aplicada era muito inferior, o problema não surgiu. A solução para esta questão consistiria em aumentar o comprimento da superfície de contacto, de forma a conter os restantes nós que entram no interior da superfície rígida.

4.4.4 Filtragem do sinal

Na aplicação de técnicas de integração directa surgem por vezes contribuições significativas provenientes de modos de vibração de ordem elevada, as quais são desprovidas de qualquer significado físico, correspondendo antes a erros numéricos da avaliação dos contributos de frequências elevadas.

A utilização de filtros pode ser então utilizada como forma de atenuar o efeito desse ruído numérico tornando mais claro o contributo para a resposta dos modos de vibração mais importantes. Há que ter em atenção todavia que embora a filtragem possa atenuar ou eliminar as componentes indesejadas do sinal, pode também ser mal aplicada e o sinal resultante ser filtrado em excesso, o que leva a uma distorção dos resultados, levando normalmente a uma diminuição do pico da resposta.

Os filtros mais frequentes são do tipo “passa-baixo”, os quais atenuam a contribuição devida a frequências superiores a uma dada frequência de corte, enquanto as contribuições devidas a frequências inferiores não são alteradas. Além deste tipo de filtros existem também filtros do tipo “passa-banda”, que atenuam o sinal com contribuição fora do intervalo de frequências especificado, ou “passa alto”.

Os filtros podem ser analógicos ou digitais. Os primeiros são utilizados na medição experimental de determinada grandeza física enquanto os segundos são utilizados em sinais digitalizados através de computadores.

A filtragem digital é realizada em três fases: em primeiro lugar, deve ser aplicada a transformada de Fourier para converter o sinal existente do domínio do tempo para o domínio da frequência; em segundo lugar, a amplitude no domínio da frequência é multiplicada pelo filtro, de forma a obter-se a contribuição das frequências desejadas; por fim, aplica-se a transformada de Fourier inversa, para se obter o sinal filtrado no domínio do tempo.

A aplicação de filtros digitais pode ter a vantagem de evitar distorções de fase típicas de filtros analógicos, podendo sempre guardar-se em memória o sinal original.

Como exemplo, apresenta-se nas figuras seguintes o registo não filtrado comparado com o registo filtrado da aceleração a meio vão de uma viga simplesmente apoiada sujeita a uma sucessão de cargas correspondentes à passagem de um comboio. Este exemplo será descrito em pormenor no ponto 4.5.

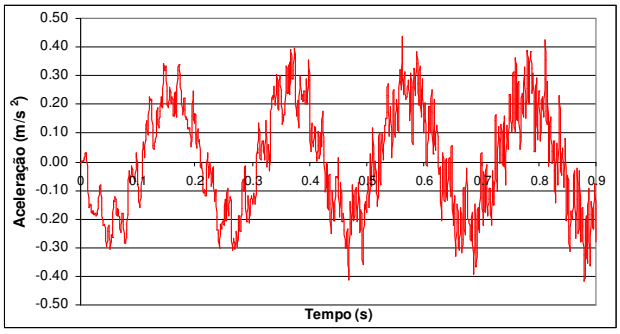


Figura 4.23 – Registo não filtrado da aceleração a meio vão

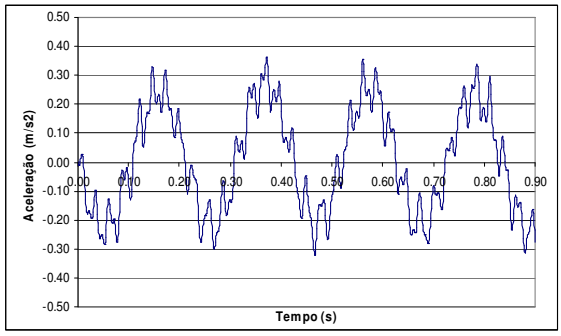


Figura 4.24 – Registo filtrado da aceleração a meio vão

Nas Figuras 4.23 a 4.25 compara-se o registo filtrado com o registo não filtrado, entre os instantes 0,6s e 0,9s, para realçar as diferenças existentes entre os dois. Salienta-se a importância do uso adequado dos filtros, de forma a não excluir frequências com contributos importantes para a resposta. Neste caso, a uma frequência de corte na ordem dos 35Hz resulta uma diminuição da aceleração máxima de 0,438 m/s^2 para 0,361m/s^2. Se fosse considerado existirem frequências importantes acima dos 35 Hz, estaria a cometer-se um erro. Neste contexto, é sempre necessário conhecer as gamas de frequência de interesse a considerar para o fenómeno físico que se pretende estudar.

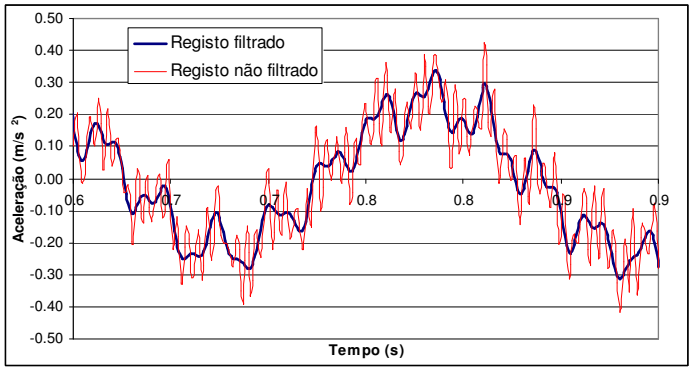


Figura 4.25 – Comparação do registo filtrado com o registo não filtrado

O filtro utilizado encontra-se representado na Figura 4.26 tendo sido aplicado através do software MATLAB. É um filtro digital do tipo "passa-baixo" de Chebysnev (TipoII), de ordem 20, com frequência de corte igual a 35Hz e uma atenuação na banda de passagem de 40dB [19].

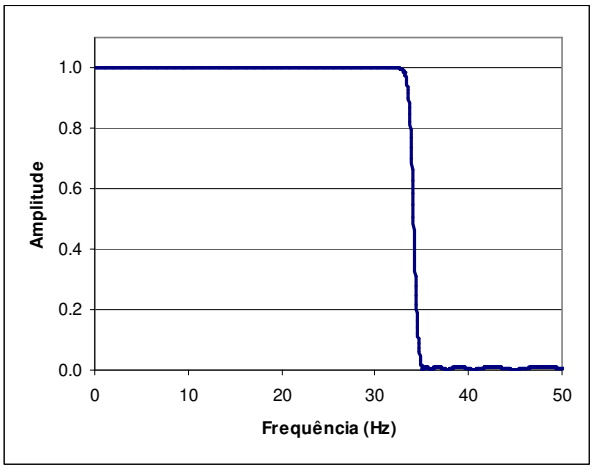


Figura 4.26 – Amplitude da função de resposta em frequência do filtro aplicado

Nas Figuras 4.27 e 4.28 caracteriza-se a amplitude das funções de resposta em frequência do sinal original e do sinal filtrado.

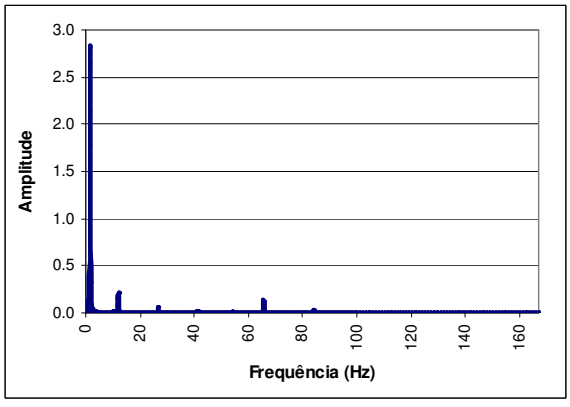


Figura 4.27 – Função de resposta em frequência do sinal original

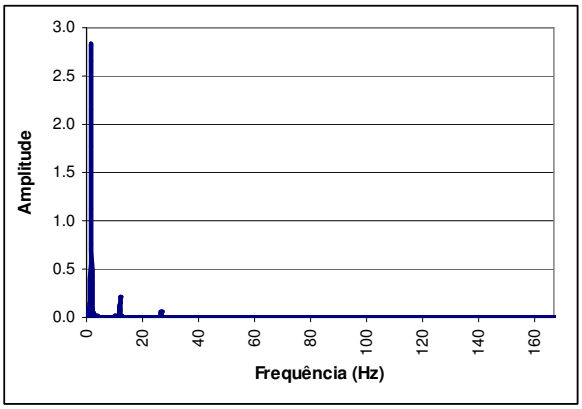


Figura 4.28 – Função de resposta em frequência do sinal filtrado

4.5. APLICAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE ANÁLISE DINÂMICA ATRAVÉS DO PROGRAMA SOLVIA

4.5.1 Fase de Pré – processamento

No que se refere à análise com interacção, o programa SOLVIA permite a utilização de dois tipos de "superfícies" de contacto: a primeira em três dimensões e a segunda em duas dimensões. Contempla problemas de contacto axissimétricos, em estado plano de tensão e em estado plano de deformação.

Para a análise da passagem de comboios sobre pontes ferroviárias, foram utilizadas duas "superfícies" de contacto a duas dimensões, traduzidas por uma linha pertencente ao comboio que contém os nós correspondentes ao contacto roda – carril e por outra que contém todos os nós da ponte em correspondência com o carril. Em simulações com modelos de elementos finitos em três dimensões, deverão ser utilizadas quatro superfícies de contacto correspondentes aos dois carris e aos dois alinhamentos longitudinais das rodas do comboio.

Refere-se que foi necessário ter um especial cuidado na numeração dos nós, na discretização dos elementos da ponte e na variação da aplicação da carga. Na prática, isto implica especificar um elevado número de escalões de carga e os instantes de aplicação correspondentes, ou seja deve-se dividir o tempo de aplicação da carga em intervalos pequenos. Além disso, os elementos finitos na zona de contacto deverão ter dimensões menores do que nas restantes zonas. Se a malha de elementos finitos for pouco refinada, surgem problemas de inter – penetração exagerada dos corpos, que impedem a convergência dos resultados. Por fim, é necessária uma numeração cuidada para o algoritmo referido no ponto 4.4.3 funcionar [37].

Cada um dos corpos considerados na análise deve ter apoios exteriores que permitam a obtenção de uma solução estática sem a contribuição das condições de contacto, isto é, a solução sem contacto também deve ser possível. Por este motivo, as superfícies do comboio incluem os nós das rodas do comboio e dois nós exteriores com todos os graus de liberdade fixos (ver Figura 4.30).

4.5.2 Validação do software

Para confirmar o bom funcionamento da metodologia de cálculo implementada no software SOLVIA para simulação da interacção veículo-ponte, foi analisada a resposta

dinâmica de uma viga simplesmente apoiada sujeita a uma massa móvel ligada a uma mola vertical que contacta com a viga. Compararam-se os resultados obtidos com os de Yeong-Bin Yang et al [36].

A viga apresenta um vão de 25 m e tem as seguintes propriedades geométricas e mecânicas: Módulo de Young E=2.87 GPa, inércia I=2.90 m^4, massa por unidade de comprimento m=2303 kg/m, tendo sido desprezado o amortecimento da viga. O veículo foi modelado com uma massa Ms=5750 kg, ligada a uma mola com uma rigidez axial k=1595 x 10^3 N/m, assumindo-se uma velocidade de circulação constante v=100km/h (27.77m/s) (ver Figura 4.29).

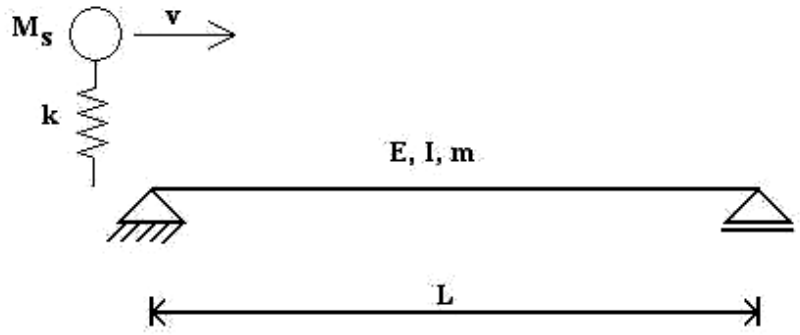


Figura 4.29 – Características do problema analisado

O programa comercial utilizado (SOLVIA) permite a utilização de superfícies de contacto definidas pelo utilizador, que podem conter ou não a totalidade das estruturas analisadas. Neste exemplo, foram utilizadas superfícies de contacto de forma a compatibilizar as duas estruturas: a mola com massa concentrada e a viga simplesmente apoiada.

Foi considerado apenas o peso próprio correspondente à massa concentrada no topo da mola, o qual foi idealizado por uma carga concentrada na sua base, para evitar vibrações indesejadas devidas ao carregamento rápido, dada a inexistência de amortecimento.

Na Figura 4.30 ilustram-se as características das duas estruturas (mola com massa pontual e ponte), a superfície de contacto pertencente à mola (a vermelho) e a superfície de contacto pertencente à ponte (a azul).

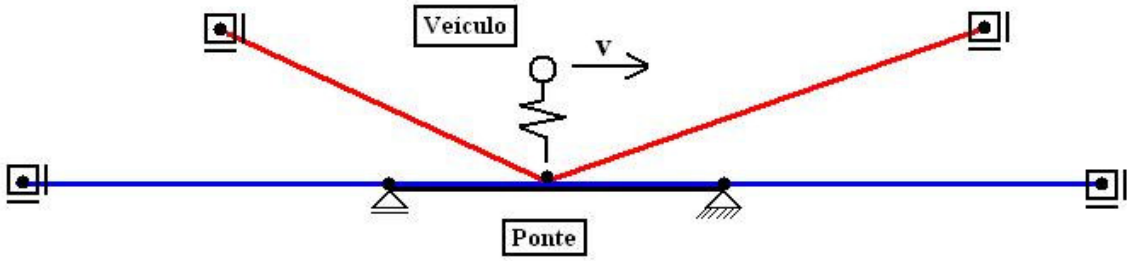


Figura 4.30 – Modelo de contacto adaptado à ponte ferroviária analisada

A primeira análise dinâmica não incluiu a interacção veículo – viga, utilizando para o efeito funções de forma triangulares para simular a passagem das cargas rolantes. Na segunda análise, foi simulada a interacção utilizando superfícies de contacto, conforme se referiu anteriormente.

Os resultados obtidos foram concordantes com os obtidos por Yeong-Bin Yang et al [36], validando assim a metodologia utilizada neste trabalho.

Apresentam-se nas Figuras 4.31 a 4.34 os resultados obtidos.

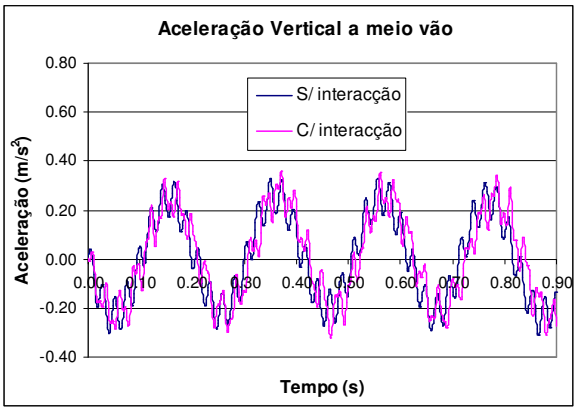


Figura 4.31 – Aceleração vertical a meio vão

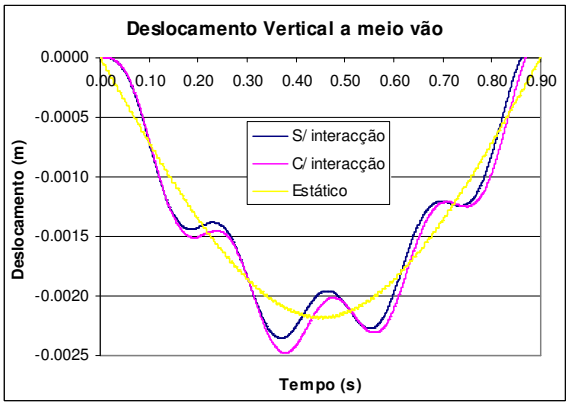


Figura 4.32 – Deslocamento vertical a meio vão

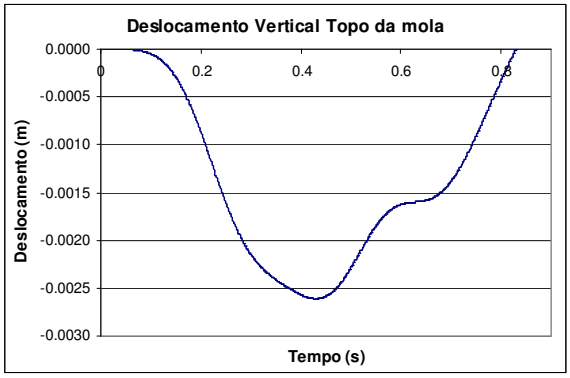


Figura 4.33 – Deslocamento vertical da massa no topo da mola

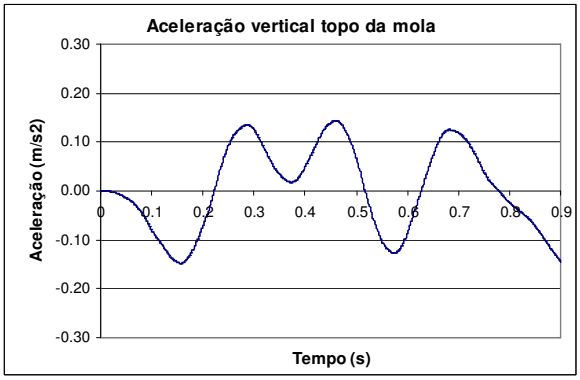


Figura 4.34 – Aceleração vertical da massa no topo da mola

Para avaliar o efeito da passagem de vários eixos sucessivos sobre uma ponte, foi também realizado o cálculo dinâmico correspondente à passagem de um comboio sobre uma ponte simplesmente apoiada.

O comboio simulado é composto por treze carruagens Corail e por duas locomotivas eléctricas BS5600, em circulação nas linhas portuguesas, sobre uma ponte simplesmente apoiada com trinta metros de vão, módulo de elasticidade E=30 GPa, inércia I=1,900m^4 e massa distribuída m=14870,5 kg/m. Foi utilizado o modelo simplificado de interacção definido no ponto 4.2.2.3, constituído por um elemento de mola linear com rigidez e amortecimento correspondente à suspensão primária, massa correspondente a uma parcela da massa do bogie e uma força aplicada correspondente ao valor do peso da roda mais a parte proporcional a cada eixo do peso da caixa.

Este caso de estudo foi previamente analisado por Calçada [14].

Apresentam-se nas Figuras 4.35 e 4.36 os resultados obtidos para uma velocidade de circulação de 90,0 m/s, que corresponde à velocidade de ressonância.

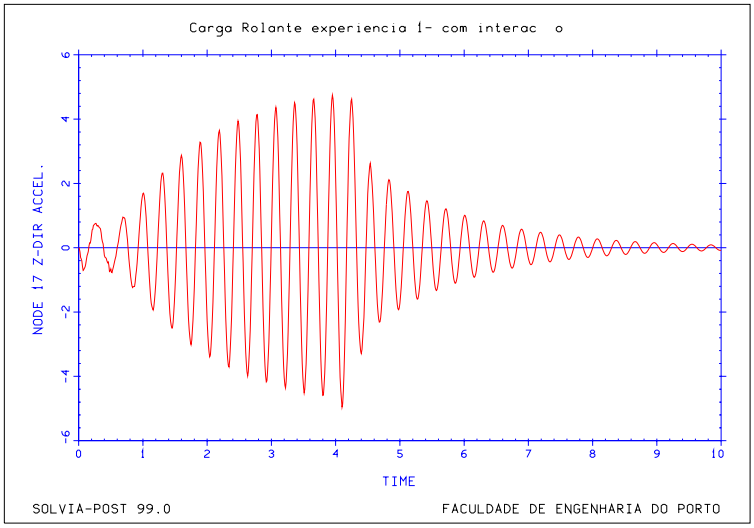


Figura 4.35 – Aceleração vertical a meio vão

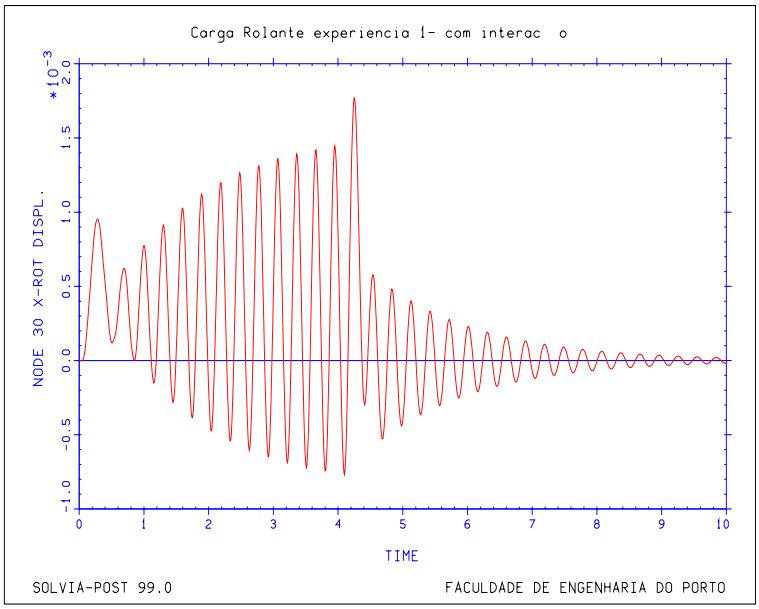


Figura 4.36 – Rotação no apoio

Tal como referido por Calçada [14], esta velocidade corresponde à igualdade entre a frequência da solicitação e a primeira frequência de vibração da ponte. Com efeito, o valor da primeira frequência de vibração vertical da ponte é:

$$f_1 = 3{,}45 Hz \tag{4.27}$$

enquanto a frequência da solicitação é obtida dividindo a velocidade do comboio (V) pelo espaçamento entre eixos (D):

$$\frac{V}{D} = \frac{90{,}0}{26{,}4} \approx 3{,}45Hz \tag{4.28}$$

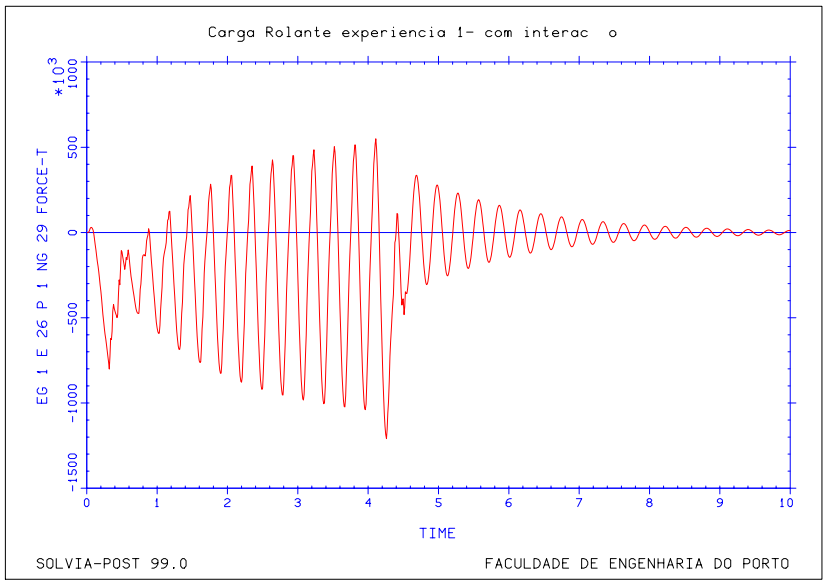


Figura 4.37 – Esforço transverso no apoio

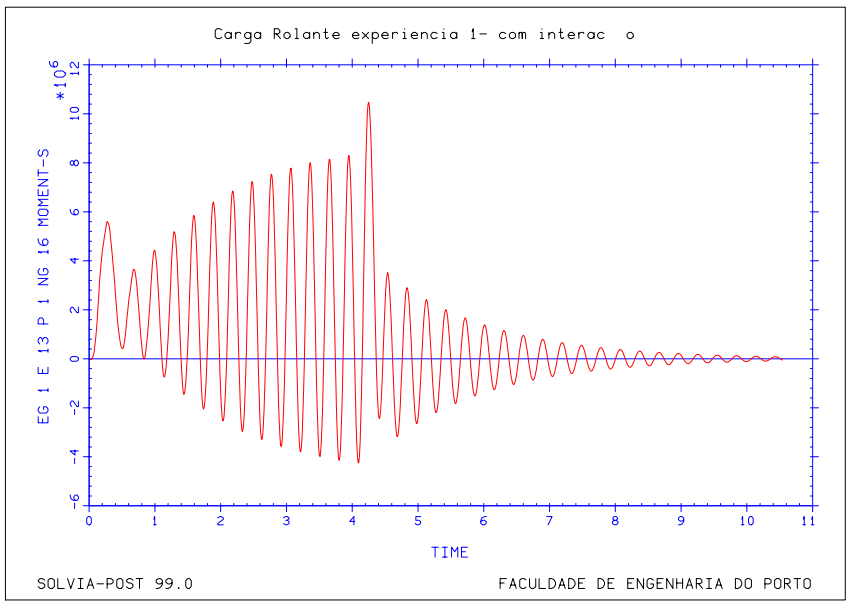


Figura 4.38 – Momento flector a meio vão

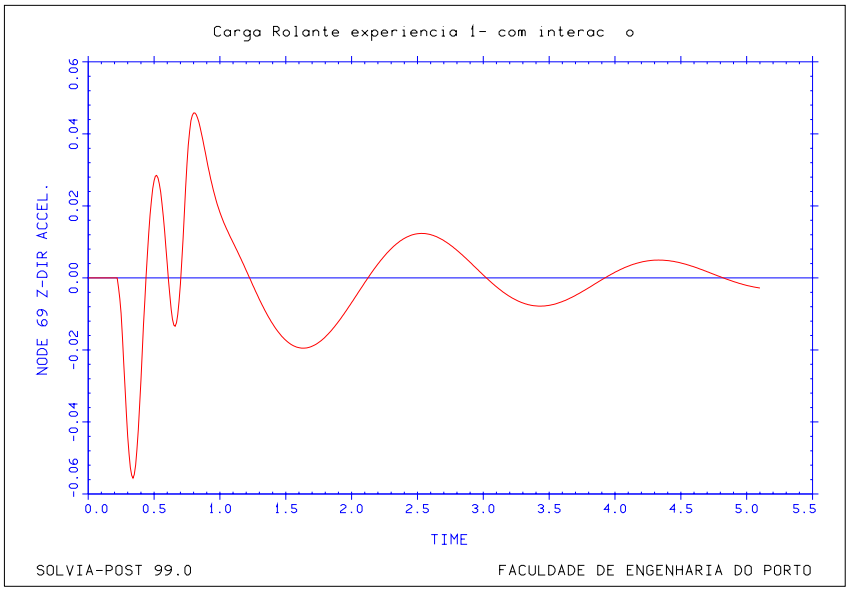


Figura 4.39 – Aceleração vertical na massa suspensa

Os resultados obtidos através do programa SOLVIA apresentam uma correlação muito boa com os resultados anteriormente por Calçada [14], facto que reforça a validação das ferramentas de análise utilizadas neste trabalho.

Refere-se no entanto que a aceleração vertical na massa suspensa é inferior ao valor da aceleração na carruagem Corail obtida em [14]. Tal deve-se à contribuição dos modos de rotação da estrutura do veículo real, que não são captados pelo modelo simplificado (ver ponto 4.2.2.3).

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DA FADIGA EM ESTRUTURAS METÁLICAS

5.1 INTRODUÇÃO

Uma estrutura sujeita a cargas de intensidade variável no tempo, como é o caso das acções ferroviárias pode, ao fim de um certo número de ciclos de carga, entrar em rotura sem que tenha sido atingida a sua resistência estática.

Tradicionalmente, o dimensionamento de pontes ferroviárias tem sido efectuado com base num cálculo estático, considerando carregamentos regulamentares que tentam reproduzir, através de coeficientes de majoração, os efeitos dinâmicos. No caso de pontes ferroviárias antigas, em que as velocidades de circulação dos comboios são baixas, estes efeitos são naturalmente menos importantes do que os que podem ocorrer, por exemplo, em pontes de alta velocidade. No entanto, o acréscimo de vibrações e de esforços resultante pode levar a um incremento de danos por fadiga, que não podem ser avaliados através de cálculos estáticos.

A importância do estudo à fadiga de estruturas metálicas, em particular de pontes tem vindo a aumentar nos últimos anos. O aumento das cargas de tráfego (aumento do valor das cargas por eixo), da quantidade de veículos que circulam sobre elas (aumento do número de ciclos por ano) e das velocidades de circulação registadas nos últimos anos justificam a preocupação crescente sobre este estado limite. O facto da rotura por fadiga surgir para cargas de utilização, podendo ser uma rotura rápida e sem pré-aviso, torna a situação ainda mais grave.

Neste contexto a escolha da qualidade dos aços, uma pormenorização adequada e uma boa execução dos detalhes torna-se fundamental.

Assim, neste capítulo para além de se sistematizar alguns conceitos e metodologias sobre fadiga, procura-se fazer um resumo dos principais aspectos referidos na EN1991, EN1993 e nas normas BS5400 e AASHTO no que diz respeito à análise da fadiga.

Na secção 5.2, procura-se descrever o fenómeno da fadiga em estruturas metálicas, abordando de forma breve as duas metodologias de análise disponíveis: a teoria da mecânica da fractura e o método da acumulação de danos.

Na secção 5.3, são sintetizadas as acções ferroviárias para o estudo da fadiga preconizadas na EN1991-2 (EC1).

Na secção 5.4, resume-se os principais conceitos e métodos para análise da fadiga incluídos na prEN1993-1-9 (EC3), tal como o método da acumulação de danos. Descreve-se também o algoritmo utilizado neste trabalho para a contagem de ciclos de tensão, o método da gota de água ("rainflow").

Na secção 5.5, é descrita a forma de abordagem da norma britânica BS5400 no que se refere à fadiga.

Por fim, na secção 5.6, resume-se o conteúdo da norma americana AASHTO relativamente a esta temática.

5.2 O FENÓMENO DA FADIGA

5.2.1 Introdução

O fenómeno da fadiga é um processo no qual se verifica uma acumulação de um dano num material sujeito a tensões ou deformações de intensidade variável, resultando eventualmente na rotura, mesmo que a carga máxima aplicada seja muito inferior à sua resistência estática. Assim, a fadiga ocasiona uma redução da resistência local, desenvolvendo-se o dano lentamente nas fases iniciais e acelerando rapidamente nas fases finais.

É usual dividir-se o fenómeno da fadiga em três fases: a nucleação ou iniciação da fissura de fadiga, a propagação da fissura e a rotura final [4].

Na Figura 5.1, ilustra-se a orientação típica de uma fenda de fadiga (corte longitudinal), estando representadas as fases de crescimento da fenda, e na Figura 5.2 apresenta-se a secção transversal de um provete ensaiado à fadiga, onde se pode observar a superfície de fractura com defeitos (fendas) pré-existente [44].

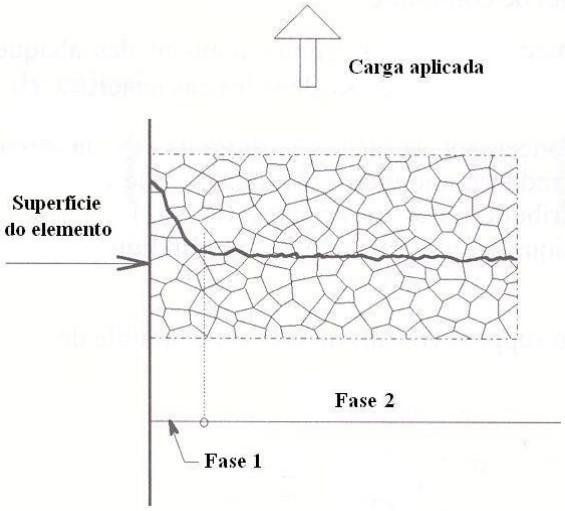


Figura 5.1 – Orientação das fissuras de fadiga (adaptado de [3])

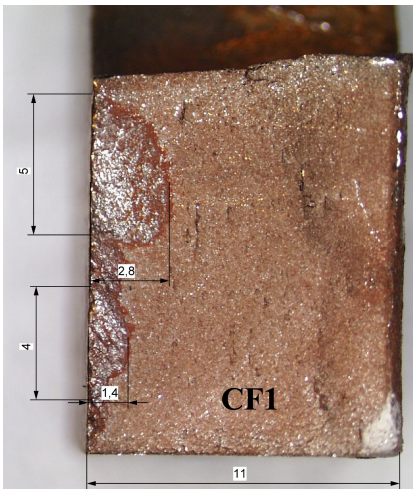


Figura 5.2 – Superfície de fractura de fadiga ([44])

A nucleação está usualmente confinada a pequenas zonas sujeitas a tensões locais elevadas, onde o dano é acumulado progressivamente durante a solicitação. A fase de iniciação resulta, normalmente, em microfendas que podem crescer independentemente até uma fenda se tornar dominante. Esta cresce lentamente até a redução da secção do elemento originar um aumento das tensões locais na ponta da fenda acelerando o processo. As fendas iniciais surgem predominantemente à superfície do corpo, pois aí a concentração de tensões é máxima dado que os cristais beneficiam de menos apoio mútuo do que no interior, e também pelo facto de os efeitos prejudiciais do meio ambiente serem sentidos sobretudo à superfície [4]. Normalmente a iniciação da fenda tem origem em defeitos microscópicos à escala do grão, desenvolvendo--se segundo uma orientação de 45º em relação ao plano da superfície.

Na segunda fase, dá-se a propagação da fenda, perpendicularmente à solicitação da aplicação da carga, sendo o comportamento da fenda provavelmente governado pelo valor da tensão normal. A duração desta fase varia de material para material podendo em alguns casos corresponder a 90% da vida à fadiga do elemento. A partir do momento em que a fenda atinge um comprimento entre de 0,1 e 0,5 mm, a Mecânica da Fractura Linear

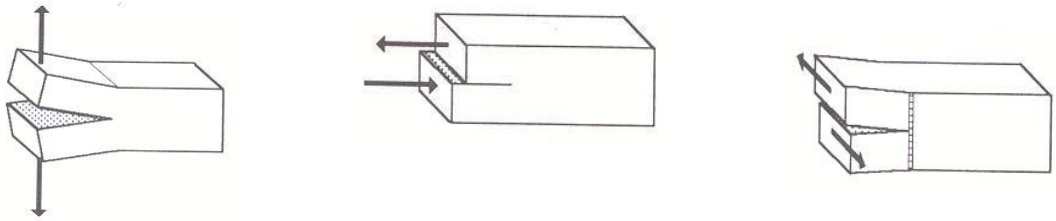
Elástica (MFLE) fornece as leis de propagação da fenda destacando-se entre elas a lei de Paris dada a sua simplicidade matemática (ponto 5.2.2).

Por fim, a rotura instável final ocorre quando a área é insuficiente para suportar a carga aplicada.

5.2.2 Abordagem da fadiga através da Mecânica da Fractura

A Mecânica da Fractura Linear Elástica tem como objectivo o estudo das tensões na vizinhança das fendas e o estudo do efeito que estas têm sobre a rotura do elemento.

Assumindo a existência de uma fenda num material homogéneo, são possíveis três modos de rotura: o modo I que está associado a uma solicitação normal à fenda (Figura 5.3 a)), o modo II associado a forças de corte perpendiculares à superfície (Figura 5.3 b)) e o modo III em que intervêm forças de corte paralelas à superfície (Figura 5.3 c)).



a) Modo de rotura I b) Modo de rotura II c) Modo de rotura III

Figura 5.3 – Modos de rotura de um material por fadiga

Na Figura 5.4, indicam-se as convenções utilizadas relativas às tensões na vizinhança de uma fenda, que podem ser calculadas em função das condições limite.

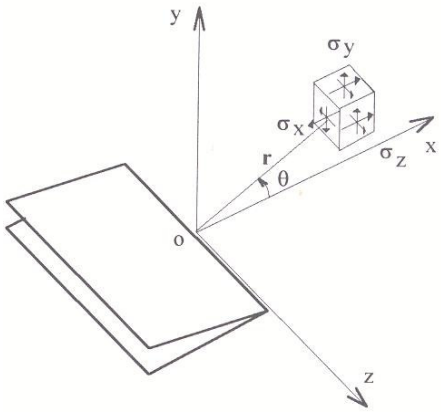


Figura 5.4 – Campo de tensões na vizinhança de uma fenda

O modo de rotura mais usual é o modo I. Para este modo, as tensões existentes na vizinhança da fenda são dadas pelas expressões seguintes:

$$\begin{bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \tau_{xy}\end{bmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}}\cos\frac{\theta}{2}\begin{bmatrix}1-sen\frac{\theta}{2}sen\frac{3\theta}{2}\\ 1+sen\frac{\theta}{2}sen\frac{3\theta}{2}\\ sen\frac{\theta}{2}\cos\frac{3\theta}{2}\end{bmatrix} \tag{5.1}$$

Sendo as restantes tensões dadas por

$$\begin{cases}\sigma_z = \nu(\sigma_x+\sigma_y)\\ \tau_{xz}=\tau_{yz}=0\end{cases} \tag{5.2}$$

para um estado plano de deformação e por:

$$\sigma_z = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0 \tag{5.3}$$

para um estado plano de tensão.

Das expressões anteriores verifica-se que as tensões instaladas na extremidade de uma fenda dependem de um factor K_I denominado factor de intensidade de tensões para o modo I.

Observa-se que uma fissura não provoca a rotura de um elemento enquanto o valor de K_I for inferior a um valor crítico $K_{IC,}$ chamado tenacidade. Esta grandeza caracteriza a resistência de um material à rotura devido a uma fissura em modo I e em estado plano de deformação, e é uma característica do material medida experimentalmente.

Deste modo, pode-se adoptar para o caso da Mecânica da Fractura Linear Elástica uma filosofia de análise semelhante à da Resistência dos Materiais, em que se limita o valor da tensão actuante ao valor da tensão de cedência do aço ($\sigma \leq f_y$). Neste caso, a verificação a realizar é:

$$K_I \leq K_{IC} \tag{5.4}$$

As expressões anteriores caracterizam o estado de tensão na vizinhança de uma fenda. No entanto, quando *r* (ver Figura 5.4) tende para zero, as tensões calculadas na extremidade da fenda tendem para infinito, revelando desta forma a insuficiência da Mecânica da Fractura elástica para descrever o que se passa numa zona muito próxima da fenda.

Para suprimir esta lacuna, recorre-se à Mecânica da Fractura elasto-plástica, onde se utilizam os critérios de Tresca e de Von Mises para definir as zonas plastificadas. As expressões seguintes definem essa zona para o caso de estado plano de tensão, segundo os critérios de Tresca e Von Mises [3]:

$$r_p = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{K_I}{f_y}\right)^2 \cos^2\frac{\theta}{2}\left[1+sen\frac{\theta}{2}\right]^2 \text{ (Tresca)} \tag{5.5}$$

$$r_p = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{K_I}{f_y}\right)^2 \cos^2\frac{\theta}{2}\left[1+3sen^2\frac{\theta}{2}\right] \text{ (Von Mises)} \tag{5.6}$$

onde r_p é o raio que define a zona plastificada, para $r < r_p$ o material encontra-se no estado plástico.

Fazendo θ=0, obtém-se o valor da correcção da zona plástica de Irwin para o estado de tensão plano:

$$r_0 = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{K_I}{f_y}\right)^2 \tag{5.7}$$

e para o estado de deformação plano:

$$r_0 = \frac{1}{6\pi}\left(\frac{K_I}{f_y}\right)^2 \tag{5.8}$$

Estas expressões não têm em conta a redistribuição das tensões na zona da plastificação. Irwin propôs o dobro do valor de r_0, para ter em conta essas redistribuições.

Para estruturas de Engenharia Civil tais como as pontes ferroviárias operando em condições de temperatura e de solicitação normal, a fase da propagação das fendas tem uma duração elevada, podendo aquelas estruturas continuar em serviço com a existência de uma fenda [20]. Por esse motivo, esta fase tem sido estudada em maior pormenor.

A equação de Paris (equação 5.9) fornece uma lei precisa para avaliar a velocidade de propagação de uma fenda nesta fase. É baseada em resultados experimentais e relaciona a abertura da fenda a e o número de ciclos aplicados N com a variação do factor de intensidade de tensão ΔK, sendo

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K)^m \tag{5.9}$$

em que C e m são constantes do material determinadas experimentalmente e

$$\Delta K = K(\sigma_{máx}) - K(\sigma_{\min}) \tag{5.10}$$

Sendo *K* o factor de intensidade de tensões definido anteriormente num ciclo em que a tensão varia entre σ_{max} e σ_{min}.

Esta lei encontra-se representada graficamente na Figura 5.5.

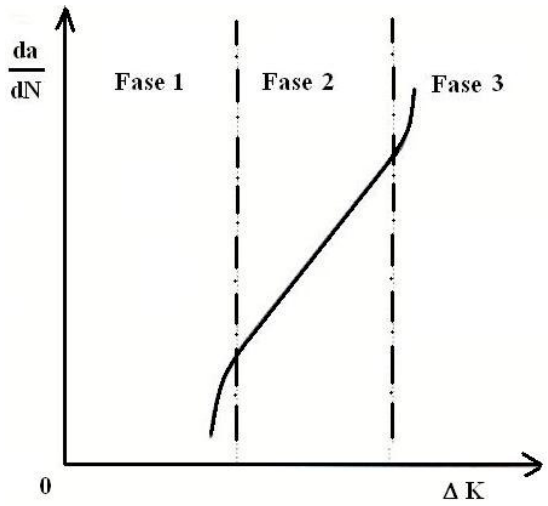


Figura 5.5 – Lei de Paris

Normalmente, esta lei é utilizada para verificar estruturas existentes em que se observaram fendas de abertura igual a a_{obs}, permitindo calcular o número de ciclos necessário para que se atinja um valor crítico a_{cr}, que conduz à rotura do elemento, avaliando-se por essa via a vida residual da estrutura [3]. Integrando a lei de Paris entre o comprimento da fissura inicial a_i e o comprimento crítico a_{cr}, obtém-se:

$$N = \int_{a_i}^{a_{cr}} \frac{da}{C(\Delta K)^m} \tag{5.11}$$

Para o caso geral de uma fenda de comprimento *2a* numa placa de comprimento infinito sujeita a uma tensão constante σ, K_I pode ser obtido a partir da expressão seguinte:

$$K_I = \alpha.\sigma\sqrt{\pi.a} \tag{5.12}$$

em que α é um parâmetro introduzido para incluir os efeitos da forma da fissura, da sua posição, das dimensões da placa e do eventual gradiente de tensões. Os valores de α

encontram-se tabelados para várias situações de geometria e de carregamento. Nas Figuras 5.6 a 5.8 apresentam-se algumas dessas situações.

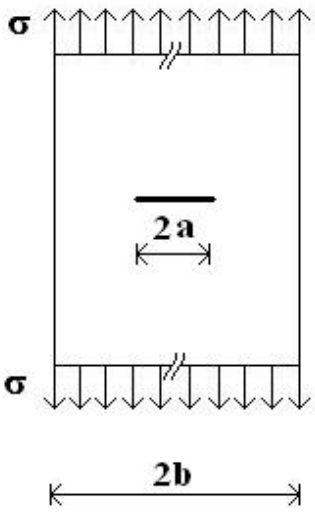


Figura 5.6 – Fenda simétrica numa placa com tensões normais

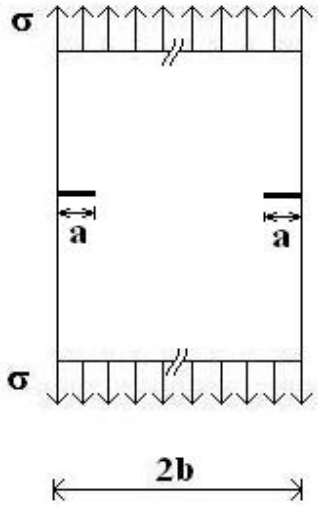


Figura 5.7 – Duas fendas numa chapa com tensões normais

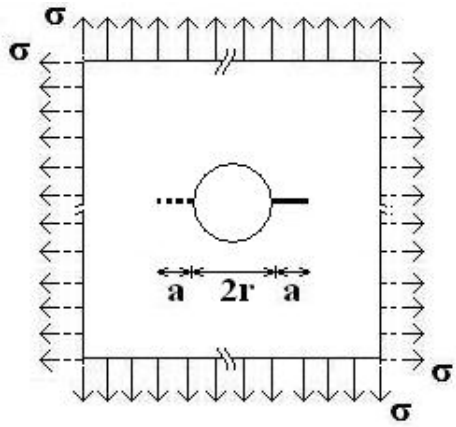


Figura 5.8 – Placa com abertura circular com uma ou duas fendas em estado uni ou bi - axial

Para o caso da Figura 5.6 o parâmetro α é dado por $\alpha=[1-0.5.a/b+0.326\ (a/b)^2]/(1-a/b)^{1/2}$, para o caso da Figura 5.7 é dado por $\alpha=[1.12-0.61.a/b+0.13\ (a/b)^2]/(1-a/b)^{1/2}$ e por fim para a terceira situação (Figura 5.8) é dado em tabelas, dependendo do estado de tensão, da existência de uma ou duas fendas e da relação *a/r*. Podem-se encontrar estes valores, por exemplo, na referência [20].

Substituindo a expressão de K_I na equação 5.11, obtém-se:

$$N = \frac{1}{C(\Delta\sigma)^m}\int_{a_i}^{a_{cr}} \frac{da}{(\alpha\sqrt{\pi.a})^m} \tag{5.13}$$

Se os comprimentos inicial e crítico da fenda forem constantes, a expressão anterior transforma-se em:

$$\log N = \log a - m.\log(\Delta\sigma) \tag{5.14}$$

Esta é a expressão utilizada na definição das curvas de resistência dos detalhes incluídos no EN1993 (ver ponto 5.4.4). Trata-se da curva de Wöhler.

5.2.3 Abordagem da fadiga através do método da acumulação de danos

A metodologia de análise da fadiga tendo por base as curvas de Wöhler e o conceito de dano traduzido na regra de Palmgreen – Miner foi adoptada pela norma prEN1993-1-9. Tratar-se-á esta questão em pormenor no ponto 5.4.

5.3 ACÇÕES PARA ANÁLISE DA FADIGA PRECONIZADAS NA EN1991-2

Todos os elementos estruturais sujeitos a variações de tensões devem ser analisados relativamente à sua resistência à fadiga, e o dano provocado pelas acções consideradas deverá ser calculado para uma vida operacional da estrutura de 100 anos. Estas acções aplicadas dependem fundamentalmente do tipo de tráfego existente na ponte e/ou do tráfego futuro. Assim, este é classificado em "Pesado", "Normal", "Ligeiro", em função do tipo de comboios.

O anexo D da EN1991-2 reúne as bases para a análise da fadiga em estruturas sujeitas a tráfego ferroviário. Segue-se um resumo da informação contida nesse anexo.

Os coeficientes dinâmicos Φ_2 e Φ_3 aplicados ao modelo de cargas LM71, SW/0 e SW/2 são aplicados em casos extremos de carregamento. Por esse motivo, seriam demasiado gravosos se fossem aplicados a comboios reais usados nas análises de fadiga. Assim a EN1991-2 define novos coeficientes dinâmicos a serem usados numa análise estática com os comboios de fadiga para velocidades inferiores a 200 km/h, designadamente:

$$1+1/2(\varphi'+1/2\varphi'') \tag{5.15}$$

sendo φ' e φ'' definidos como se segue:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \tag{5.16}$$

com

$$K = \frac{\nu}{160} \qquad \text{para} \qquad L \le 20m \tag{5.17}$$

$$K = \frac{\nu}{47.16 L^{0.408}} \quad \text{para} \quad L < 20m \tag{5.18}$$

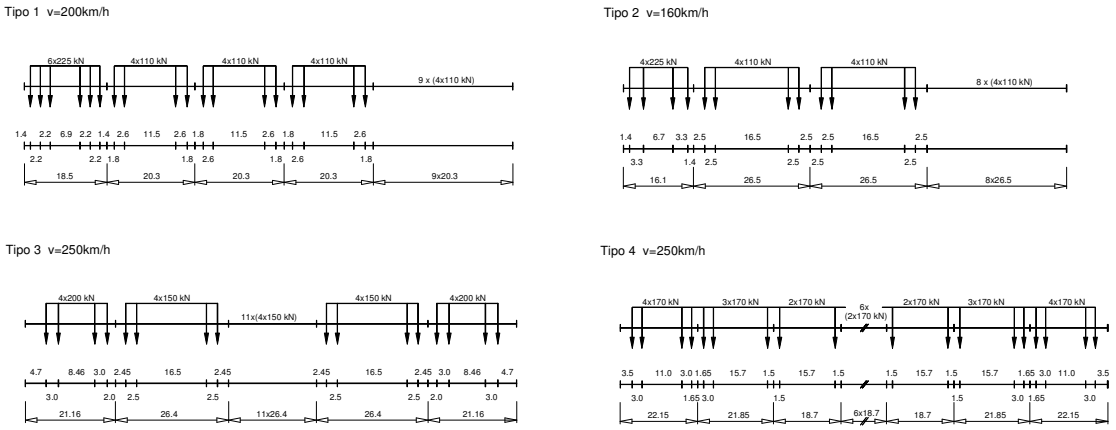
$$\varphi'' = 0.56 e^{-\frac{L^2}{100}} \tag{5.19}$$

ν - velocidade máxima permitida (m/s)

L - comprimento determinante (m)

Em alternativa, poderá calcular-se os efeitos dinâmicos dos comboios reais ou de fadiga realizando análises dinâmicas completas.

Os comboios tipo utilizados para o estudo da fadiga estão associados a três tipos de tráfego: tráfego Normal (“Standard traffic”), tráfego Pesado (“traffic with 250 kN-axles”) e tráfego Ligeiro (“light traffic mix”). A configuração geométrica e as cargas por eixo correspondentes encontram-se ilustradas na Figura 5.9.



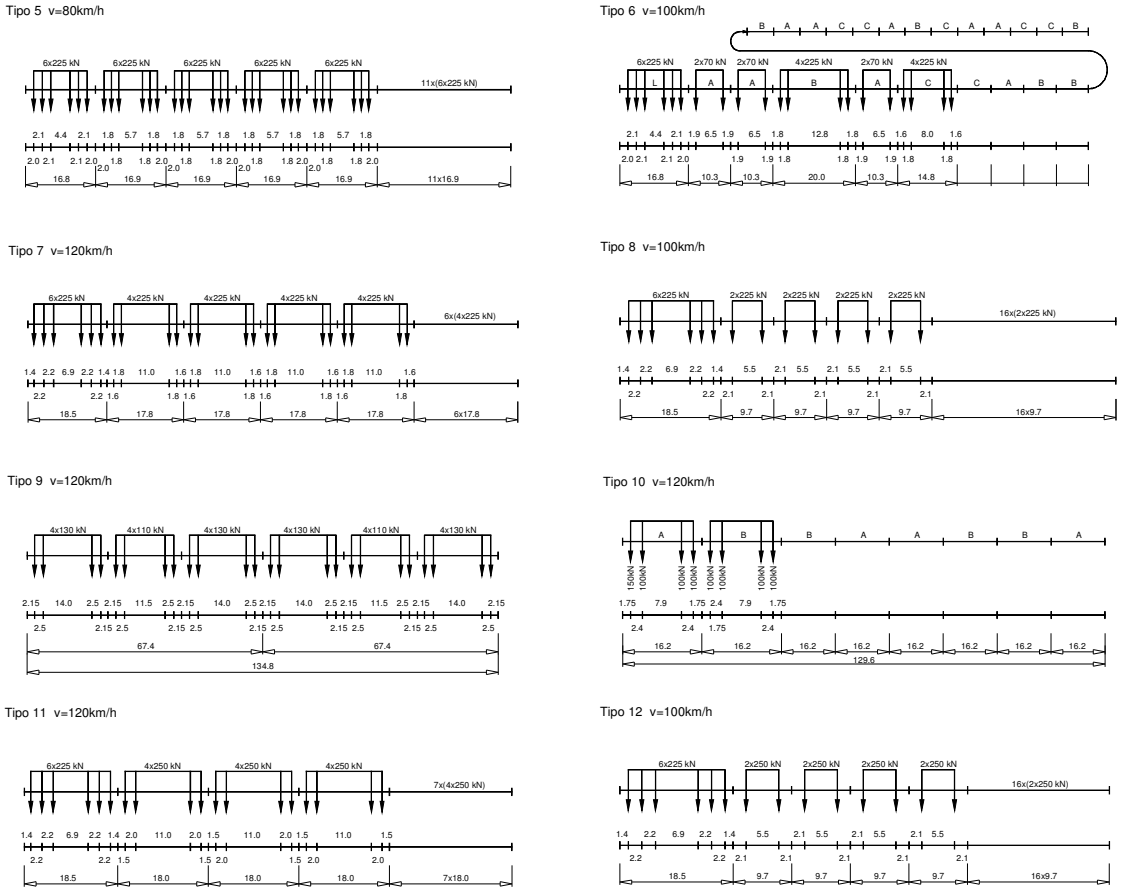


Figura 5.9 – Esquemas de cargas dos comboios de fadiga (adaptado de EN1991-2 (2003))

Os tipos de tráfego anteriores baseiam-se num cenário de carregamento de 25×10^6 t/ano em cada via. No Quadro 5.1, caracterizam-se os cenários de tráfego regulamentares para avaliação dos efeitos da fadiga.

Quadro 5.1 – Cenários de tráfego regulamentares: a) Tráfego normal; b) Tráfego pesado; c) Tráfego ligeiro (adaptado de EN1991-2 (2003))

Tipo de comboio	Número de comboios diários	Massa do comboio (t)	Volume de Tráfego anual (10^6 t/ano)
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
Total	67		24,95

a)

Tipo de comboio	Número de comboios diários	Massa do comboio (t)	Volume de Tráfego anual (10^6 t/ano)
5	6	2160	4,73
6	13	1431	6,79
11	16	1135	6,63
12	16	1135	6,63
Total	51		24,78

b)

Tipo de comboio	Número de comboios diários	Massa do comboio (t)	Volume de Tráfego anual (10^6 t/ano)
1	10	663	2,4
2	5	530	1,0
5	2	2160	1,4
9	190	296	20,5
Total	207		25,3

c)

É de referir que a prEN1993-1-9 (2003) inclui a possibilidade de utilização de modelos de carga mais realísticos dos que estão incluídos na EN1991-2, devendo para isso ser seguidas as recomendações existentes no anexo A da prEN1993-1-9.

Nesse caso, a definição de histórias de carregamento, que representem uma estimativa superior de todas as histórias de carga que poderão ocorrer na ponte, deverão ser determinadas através da experiência em estruturas semelhantes.

5.4 ASPECTOS REGULAMENTARES DA prEN1993-1-9

5.4.1 Introdução

Os métodos de avaliação de fadiga preconizados por esta norma seguem os princípios de dimensionamento em que se compara o efeito das acções com a resistência dos elementos.

A análise da resistência à fadiga dos elementos estruturais de pontes ferroviárias pode ser realizada seguindo uma de duas metodologias disponíveis: a primeira tem como base o método da acumulação de danos e a utilização de curvas de resistência à fadiga (curvas de Whöler) determinadas experimentalmente para diferentes tipos de detalhes (este é o tipo de metodologia preconizada na prEN1993-1-9); a segunda é baseada na Mecânica da Fractura e consiste na análise da propagação das fendas de fadiga desde o seu início até atingirem uma dimensão crítica correspondente à rotura (ponto 5.2.2). Embora a prEN1993-1-9 não faça referência a esta segunda metodologia, tem vindo a mostrar-se de grande utilidade sobretudo na definição de rotinas de inspecção de pontes.

5.4.2 Filosofias de projecto na análise da fadiga

O estudo da fadiga está intimamente associado à filosofia de cálculo adoptada no projecto em questão. Normalmente, opta-se entre duas filosofias de projecto incluídas nesta norma para prevenir a rotura por fadiga: a filosofia do "dano controlado" ("Damage tolerant method") e a filosofia da "vida garantida" ("Safe life method").

Na primeira, a estrutura deverá comportar-se satisfatoriamente durante a sua vida útil, tendo em consideração a existência de inspecções regulares e manutenções para detectar e corrigir danos por fadiga ao longo da vida da estrutura, assegurando assim um nível de segurança apropriado. A existência de um número suficiente de elementos redundantes, que assegurem a estabilidade global da estrutura em situações de rotura

localizada, é essencial neste caso. Deste modo, admite-se que poderão desenvolver-se fendas de fadiga, no entanto a estrutura deverá manter uma resistência residual adequada.

A selecção dos detalhes, dos materiais e a imposição de níveis de tensão deverá ser realizada para que a velocidade de propagação das fendas seja baixa e o comprimento crítico das fendas seja elevado. Poderão ser dimensionados detalhes que evitem o crescimento de uma fenda para além de determinado comprimento e deverá ser providenciado um acesso fácil aos detalhes para se realizarem as inspecções.

Na segunda filosofia, deverá garantir-se que a estrutura se comportará satisfatoriamente durante a sua vida operacional sem necessidade de inspecções regulares e não deverão ocorrer danos de fadiga significativos nesse período de tempo. O método da "vida garantida" deverá ser aplicado nos casos em que o aparecimento de fendas localizadas num elemento estrutural possa levar ao colapso rápido do elemento ou da estrutura.

O nível de segurança requerido é assegurado tomando o coeficiente de segurança apropriado para a resistência, tendo em conta as consequências do colapso e a filosofia de projecto utilizada de avaliação da resistência.

Quadro 5.2 – Coeficiente parcial de segurança para resistência à fadiga γ_{Mf}

Filosofia de Projecto	Consequência de colapso baixa	Consequência de colapso elevada
	" Peças não criticas"	" Peças criticas"
"Dano controlado" (Inspecção e manutenção periódica. Pormenor de ligação acessível)	1.0	1.15
"Vida garantida" (Má acessibilidade)	1.15	1.35

5.4.3 Cálculo de tensões associadas às acções de fadiga

Poderão ser considerados três tipos de amplitudes de tensões calculadas na secção onde poderá ser iniciada a fenda:

- amplitudes de tensões nominais para os detalhes classificados referidos no ponto 8 da prEN1993-1-9;
- amplitudes de tensões modificadas, quando existem grandes variações de geometria perto do local de iniciação da fenda em detalhes não classificados;
- amplitudes de tensões geométricas, quando existe um gradiente de tensões elevado perto de uma junta soldada constante da tabela B.1 da prEN1993-9.

Nos casos gerais, o cálculo das tensões nominais deverá ter em conta todos os efeitos das acções, incluindo os efeitos de distorção, e deve ser baseado numa análise linear elástica para os elementos e ligações.

Refere-se ainda a necessidade de considerar as tensões resultantes da excentricidade da ligação, das deformações impostas, as tensões secundárias devidas à rigidez da ligação, a redistribuição das tensões devida à encurvadura, ao "shear lag" e os efeitos de alavanca.

5.4.3.1 Tensões nominais

São tensões calculadas através da teoria clássica da Resistência dos Materiais admitindo que as secções permanecem planas [3]. Na Figura 5.10 apresenta-se um exemplo de cálculo deste tipo de tensões no metal de base no local provável da formação da fenda para o caso de uma ligação soldada.

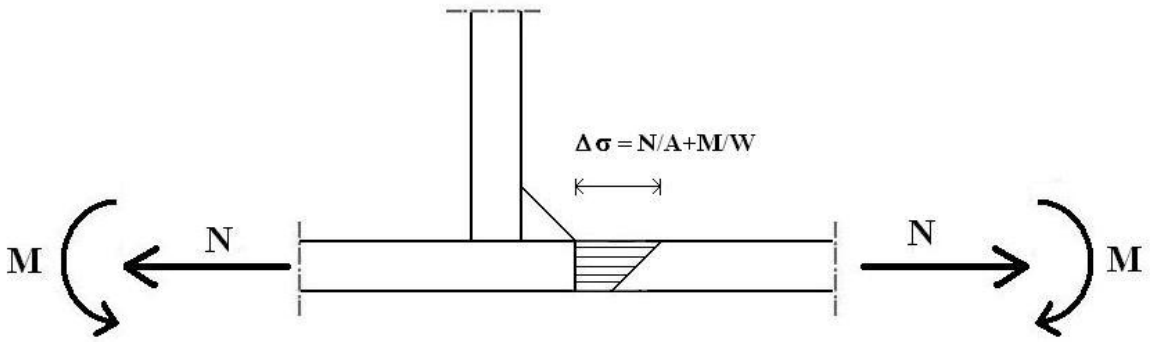


Figura 5.10 – Tensões nominais (adaptado de [3])

Na avaliação das tensões nominais não se deve considerar as concentrações de tensão devidas ao cordão de solda e devidas à geometria da ligação, pois estes efeitos já estão considerados de forma implícita nas curvas de resistência para cada detalhe.

5.4.3.2 Tensões nominais modificadas

Trata-se de tensões cujo valor foi aumentado relativamente às tensões nominais, de forma a considerar os efeitos de descontinuidades geométricas que não tenham sido consideradas na classificação dos detalhes. Na Figura 5.11, ilustra-se um exemplo da consideração de tensões nominais modificadas.

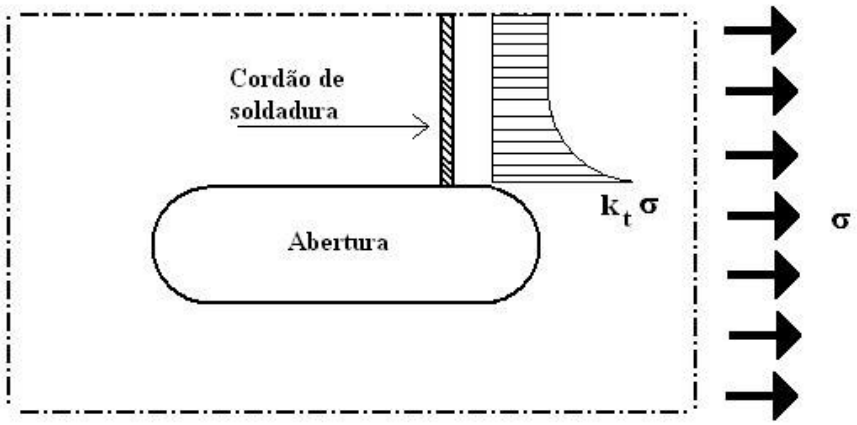


Figura 5.11 – Tensões nominais modificadas (adaptado de [3])

Não existe nenhum detalhe classificado na prEN1993-9 (2003) com a geometria indicada. Por isso, utiliza-se a curva de resistência correspondente a uma ligação com soldadura sem a existência de abertura ilustrada na Figura 5.12. O efeito que a abertura tem será contabilizado na tensão actuante. Por isso, o valor da tensão aplicada σ é aumentado através de um factor k_t, denominado factor de concentração de tensões. Este pode ser obtido através de modelos de elementos finitos ou consultando tabelas existentes na bibliografia.

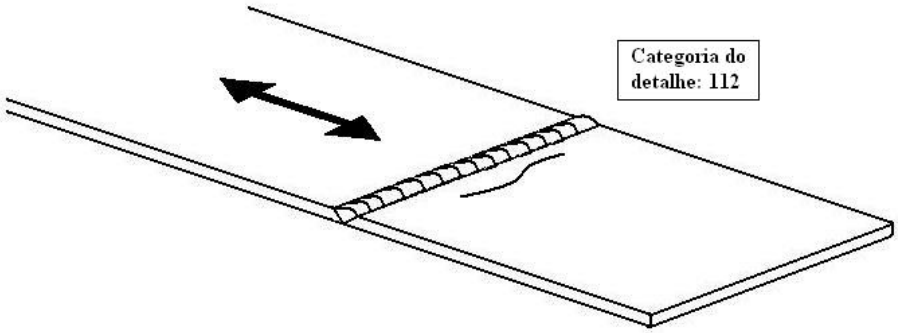


Figura 5.12 – Detalhe da prEN1993-1-9 correspondente ao problema referido

Na figura seguinte apresenta-se um exemplo da determinação do factor de concentração de tensões para o caso de uma chapa metálica sujeita a uma tensão σ e com uma abertura circular. Para o efeito, foi utilizado o software comercial ANSYS, tendo-se modelado uma chapa metálica de 1mm de espessura com módulo de elasticidade E=200GPa e ν=0.3. Foram aplicados deslocamentos com o valor de 0,001m em correspondência com o valor e a direcção da tensão (ver Figura 5.13). O valor alcançado para o factor de concentração de tensões foi obtido dividindo a tensão principal máxima pela tensão instalada nos elementos na proximidade da aplicação da carga resultando um valor de k_t=3,08.

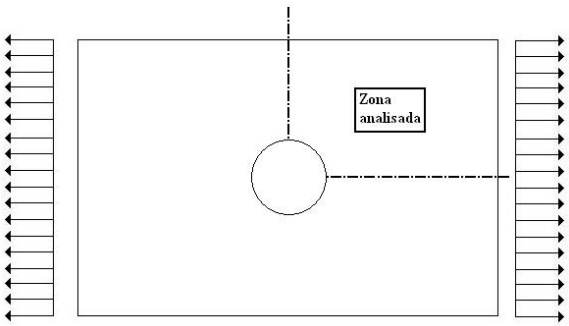


Figura 5.13 – Geometria do elemento analisado

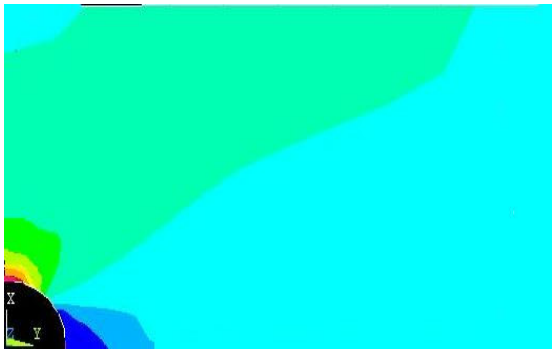


Figura 5.14 – Tensões principais instaladas no elemento metálico

5.4.3.3 Tensões geométricas

A avaliação de tensões geométricas corresponde a um cálculo de tensões utilizado nos casos em que o detalhe contendo soldadura não está classificado nas tabelas 8.1 a 8.10 da prEN1993-1-9. Pode aplicar-se, por exemplo, nos casos de estruturas tubulares.

Neste caso, as tensões são calculadas tendo em conta a geometria do conjunto do detalhe construtivo, excluindo os efeitos da concentração das tensões locais devidos à geometria da soldadura e às descontinuidades do cordão e do metal de base adjacente [3].

Podem ser calculadas através de um programa de elementos finitos, no qual o cordão de soldadura não é modelado, pois a concentração de tensões que ele induz já está contabilizada implicitamente nas curvas de resistência à fadiga.

Nas figuras 5.15 e 5.16 apresenta-se uma ligação analisada à fadiga, utilizando tensões geométricas. O estudo foi realizado pela Faculdade de Engenharia do Porto (IDMEC) e pelo GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Lda tendo como objectivo a avaliação da vida de fadiga de um viaduto sobre a VCI no Porto [38].

Na Figura 5.15 apresenta-se uma ligação típica deste viaduto, os elementos estruturais foram discretizados através de elementos de casca, tal como se observa na Figura 5.16. A este modelo foram aplicadas forças concentradas calculadas através de um modelo global do viaduto utilizando elementos de viga [38].



Figura 5.15 – Ligação entre os elementos do viaduto de Francos

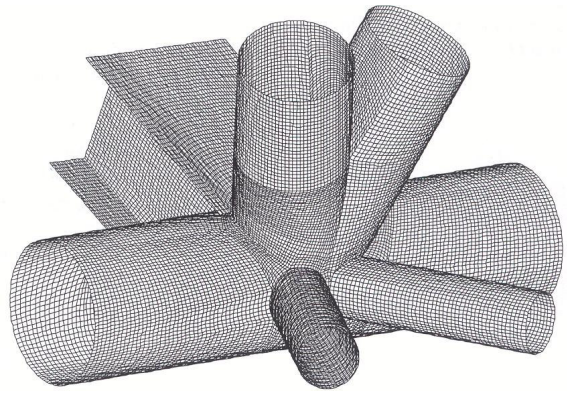


Figura 5.16 – Discretização em elementos finitos da ligação estudada

Para a avaliação da fadiga, utilizam-se as tensões principais máximas no metal de base perto do cordão de soldadura.

No caso de obras existentes, estas tensões podem ser medidas no local através de extensómetros, devendo um deles ser colado perto da soldadura e outro no alinhamento do eixo da peça afastado do primeiro (figuras 5.17 e 5.18).

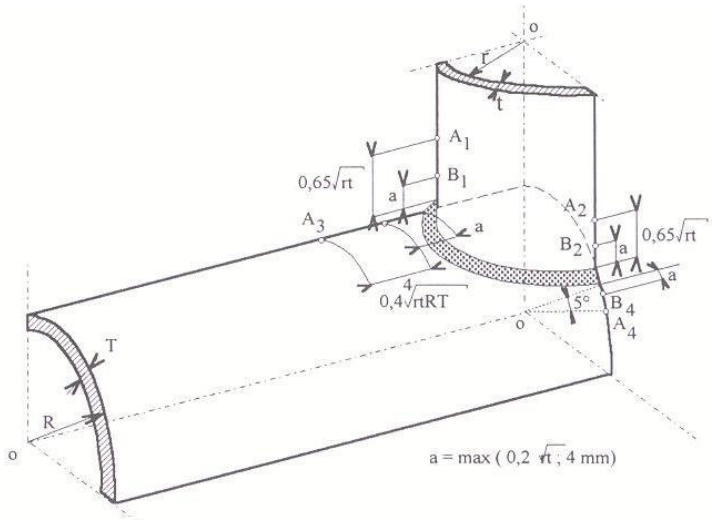


Figura 5.17 – Medição experimental das tensões geométricas (adaptado de [3])

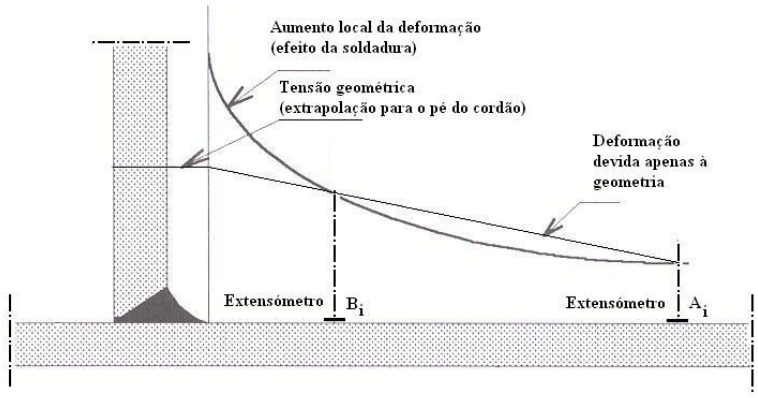


Figura 5.18 – Medição experimental das tensões geométricas (adaptado de [3])

Nesta última figura, pode-se observar um aumento rápido da tensão na proximidade do cordão. Este aumento está considerado implicitamente na curva de resistência definida

no EC3 e não é considerado na avaliação da tensão geométrica. Normalmente, é necessário realizar uma extrapolação da tensão para a zona do cordão.

5.4.4 Curvas de resistência à fadiga

Tal como referido anteriormente, a prEN1993-1-9 estabelece a resistência à fadiga, tendo por base as curvas de Wöhler ou curvas S-N (*Stress range* – S; *Number of cycles* - N) (ver ponto 5.2.2). Estas curvas variam em função do detalhe estrutural, quando se consideram as tensões nominais, e das configurações de soldadura, quando se consideram tensões geométricas.

Têm origem em testes experimentais e estudos estatísticos, que incluem os efeitos de imperfeições geométricas devidas à produção e à execução dos elementos estruturais e, para cada detalhe, os valores da resistência característica correspondem a um percentil de 5%.

São aplicáveis a todas as classes de aço, ao aço inoxidável e aço não protegido, excepto quando não é permitido pelas tabelas de categorias de detalhes. São considerados vários tipos de curvas, em função do tipo de tensão aplicada, em função da amplitude máxima de tensão $\Delta\sigma_{max}$ e em função do detalhe [3].

Nas figuras 5.19 e 5.20 esquematizam-se os três tipos de curvas passíveis de utilização.

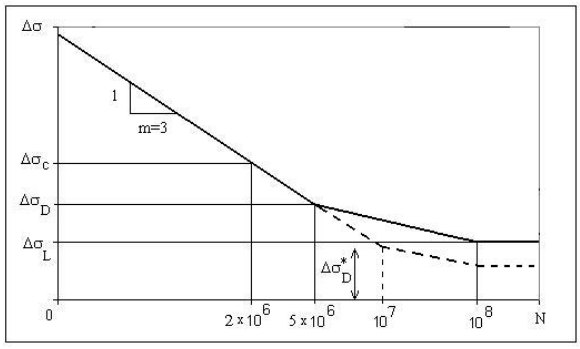


Figura 5.19 – Curvas de resistência à fadiga para tensões normais

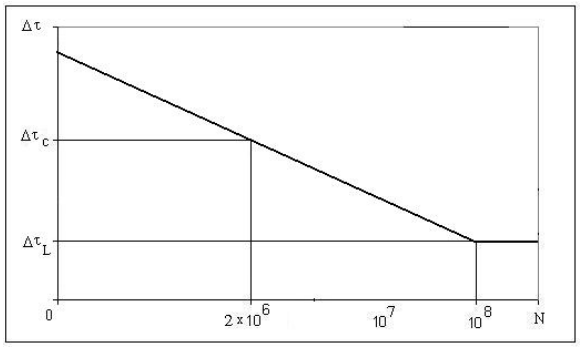


Figura 5.20 – Curva de resistência à fadiga para tensões tangenciais

A curva definida a cheio na Figura 5.19 é utilizada nos casos correntes, em que as tensões aplicadas são normais. Na Figura 5.21, reproduz-se estas curvas para as diversas classes de detalhe.

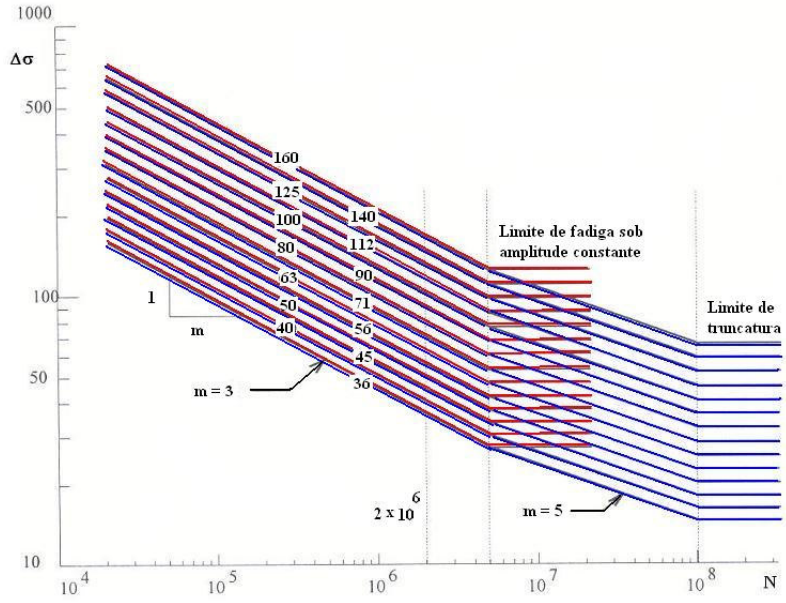


Figura 5.21 – Curvas de resistência à fadiga (adaptado da prEN1993-1-9)

As amplitudes de tensão representadas são:

$\Delta\sigma_C$ – O valor de referência da resistência à fadiga a 2 milhões de ciclos (tensão normal) é usado para definir as categorias de detalhe dos pormenores e elementos estruturais.

$\Delta\sigma_D$ – O limite de fadiga sob amplitude constante é o valor da amplitude de tensão abaixo da qual não ocorre dano em testes sob condições de amplitude de tensão constante. Nas situações de tensões de amplitude variável, todas as amplitudes devem estar abaixo deste limite, para que não ocorra nenhum dano por fadiga. Acima deste limite, torna-se necessário fazer uma avaliação da resistência à fadiga.

$\Delta\sigma_L$ – O limite de truncatura do espectro de cálculo (cut-off-limit) é o limite abaixo do qual as amplitudes de tensão do espectro de cálculo não contribuem para o dano acumulado.

Para tensões nominais de amplitude constante, as curvas S-N podem ser obtidas através das expressões seguintes, que correspondem às curvas representadas a vermelho na Figura 5.21:

$$\Delta\sigma_R^m.N_R = \Delta\sigma_C^m.2\times10^6 \qquad \text{com m = 3} \qquad N_R \le 5\times10^6 \qquad (5.20)$$

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{1/3}\Delta\sigma_C \qquad (5.21)$$

Para um espectro de tensões nominais de amplitudes acima e abaixo do valor limite $\Delta\sigma_{D,}$ as curvas S-N podem ser obtidas através das expressões seguintes que correspondem às curvas representadas a azul na Figura 5.21:

$$\Delta\sigma_R^m.N_R = \Delta\sigma_C^m.2\times10^6 \qquad \text{com m = 3} \qquad N_R \le 5\times10^6 \qquad (5.22)$$

$$\Delta\sigma_R^m.N_R = \Delta\sigma_D^m.5\times10^6 \qquad \text{com m = 5} \qquad 5\times10^6 < N_R \le 10^8 \qquad (5.23)$$

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{1/5}\Delta\sigma_D \qquad (5.24)$$

Para certos detalhes, os resultados dos ensaios à fadiga não se ajustam completamente às curvas tipo. Nestes casos (marcados com um asterisco na prEN1993-1-9), poderá utilizar-se a curva da classe imediatamente superior, definindo o limite $\Delta\sigma_D$ aos 10^7 ciclos com m = 3, de forma a evitar condições não conservativas (curva a tracejado da Figura 5.19).

Nos casos em que as tensões aplicadas são de corte, aplica-se as curvas definidas na Figura 5.20 sem o limite de tensão a amplitude constante $\Delta\tau_D$. As expressões que definem a resistência à fadiga por corte são:

$$\Delta\tau_R^m.N_R = \Delta\tau_C^m.2\times10^6 \qquad \text{com m = 5} \qquad N_R \le 10^8 \qquad (5.25)$$

$$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{1/5} \Delta\tau_C \tag{5.26}$$

Poderão ser realizados ensaios para determinar a resistência à fadiga de detalhes não incluídos neste regulamento ou para determinar a vida de fadiga de protótipos para cargas reais [21].

5.4.5 Cálculo do Dano para Fadiga

A partir do conhecimento dos fluxos de tráfego sobre pontes ferroviárias, é possível calcular espectros de tensões. Um espectro desta natureza é uma representação em frequência de cada amplitude de tensão aplicada a um determinado elemento, correspondendo ao histograma representado na Figura 5.22, em que n_i representa o número de ciclos associados à amplitude de tensão $\Delta\sigma_i$.

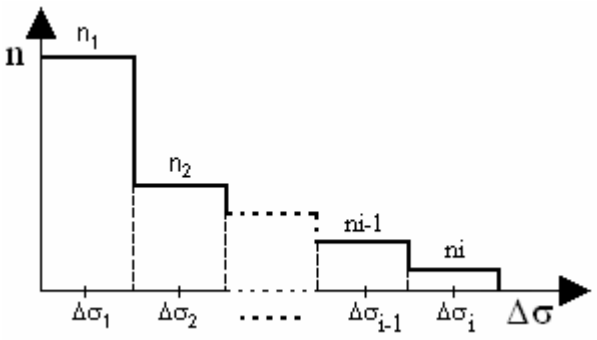


Figura 5.22 – Espectro de tensões

Este histograma é utilizado para calcular o dano associado a uma passagem ou conjuntos de passagens o qual consiste na soma dos quocientes entre o número de ciclos registados em correspondência com cada $\Delta\sigma_i$ e o número de ciclos para a rotura associado. Este valor representa a fracção da vida do elemento gasta pela aplicação do carregamento.

Desta forma, se n_1, n_2 e n_3 representarem o número de ciclos registados ou calculados para amplitudes de tensão $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ e $\Delta\sigma_3$ respectivamente, teremos um dano associado:

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} \tag{5.27}$$

em que N_1, N_2, N_3 representam o número de ciclos necessários para levar à rotura o detalhe, quando sujeito às variações de tensão $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ e $\Delta\sigma_3$, respectivamente. Estes valores são obtidos a partir das curvas S-N (Figura 5.23).

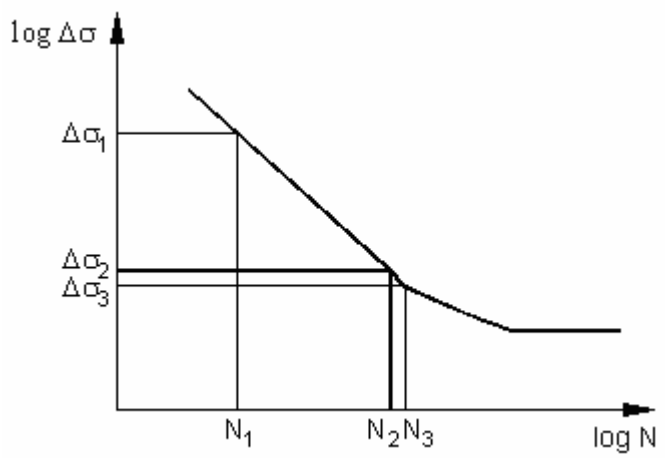


Figura 5.23 – Determinação dos ciclos que originam a rotura

Para a avaliação do dano total provocado por um determinado carregamento é utilizada a equação seguinte:

$$D = \sum_{i} \frac{n_i}{N_i} \tag{5.28}$$

Esta expressão, onde se assume uma acumulação linear do dano, deve-se a Palmgren e Miner. Algumas críticas têm sido feitas à utilização desta expressão, devido ao facto de ela não permitir ter em conta a interacção existente entre ciclos de tensão de valor elevado e ciclos com tensão baixa, pois sabe-se que o dano provocado por uma gama de tensão baixa, quando antecedida por uma gama de tensão elevada, pode ser superior ao dano provocado pela gama de tensão baixa considerada isoladamente. Além disso, o facto dos

ciclos de tensão elevada serem responsáveis pela iniciação das fendas, enquanto os de tensão baixa estarem associados ao seu desenvolvimento, implica um peso diferente para cada situação. No entanto, esta expressão tem a vantagem da facilidade de utilização, conduzindo em geral a bons resultados quando comparados com resultados experimentais, facto que levou ao seu uso generalizado. Além disso, o facto de ser consistente com os princípios da Mecânica da Fractura, quando aplicados ao estudo do crescimento de uma fenda sob cargas de amplitude variável, confere-lhe uma vantagem adicional [4].

Algumas propostas têm sido formuladas para melhorar a avaliação do dano, uma das quais por Fatemi e Yang, que propuseram uma expressão que traduz uma acumulação não linear para cada uma das classes de tensão através de um coeficiente α_i, que depende do tipo de carregamento [4], dada por:

$$D = \sum_{\mathrm{i}} \left(\frac{n_i}{N_i} \right)^{\alpha_\mathrm{i}} \tag{5.29}$$

A avaliação da integridade do elemento é realizada através do cálculo deste somatório. Se $D \geq 1$ ocorre a rotura por fadiga do elemento estrutural. Se $D < 1$, essa rotura não é ainda atingida. Neste caso, o dano residual é igual a:

$$1 - \sum_i \frac{n_i}{N_i} \tag{5.30}$$

5.4.6 Métodos de Contagem de Ciclos de Tensão

Cada passagem de um determinado comboio dá origem a um registo temporal da tensão na secção do elemento onde a verificação à fadiga é realizada. Para aplicar a regra de Miner, é necessário contar o número de ciclos n_i associado a cada amplitude $\Delta\sigma_i$. Para isso existem vários métodos de contagem de ciclos de tensão propostos na literatura [20]. Eles agrupam-se do seguinte modo:

i) Contagem de máximos e mínimos relativos;

ii) Contagem do número de amplitudes de tensão;

iii) Contagem do número de passagens por um nível de tensão predefinido;

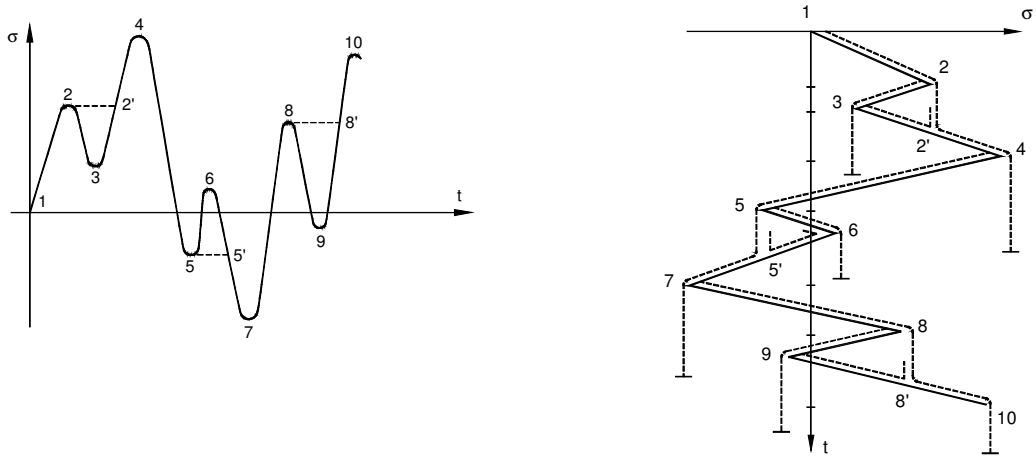
iv) Métodos baseados em vários parâmetros (amplitude com tensão média e tabelas de correlação).

Na prática, existem dois métodos principais de contagem de ciclos: o método do reservatório e o método da gota de água. Estes dois métodos estão associados à contagem do número de amplitudes de tensão.

Neste trabalho, foi utilizado apenas o método da gota de água ("rainflow"), que tem conduzido a boas previsões do comportamento à fadiga, tendo mesmo sido adoptado por grande parte dos regulamentos estrangeiros. Entre eles a norma britânica BS5400 e a norma americana AASHTO, pelo que se irá fazer referência apenas a este método. Realça-se ainda que este método é o mais utilizado quando se recorre a programas de cálculo automático. Por outro lado, o método do reservatório é o mais adequado para o cálculo manual, pois os riscos de erro são inferiores.

5.4.6.1 Método da gota de água ("rainflow")

Este método é chamado da "gota de água" porque, para aplicá-lo, é necessário rodar o registo temporal das tensões 90º e imaginar-se que este registo é um telhado sobre o qual desce uma gota de água, respeitando um determinado número de restrições (Figura 5.24).

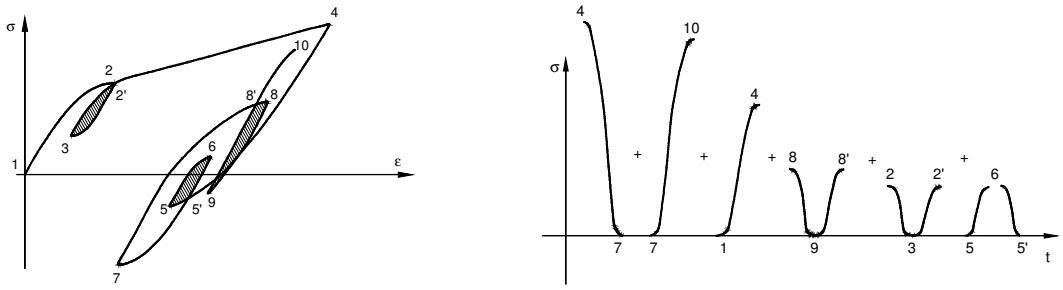


a) b)

Figura 5.24 – Registo de tensões em função do tempo: a) registo original; b) registo adaptado ao método "rainflow"

A este registo pode estar associado o diagrama σ –ε da Figura 5.25 a), em que se apresentam os ciclos de histerese a que o elemento é submetido quando é avaliado o comportamento não linear material. É sabido que a fadiga é particularmente afectada pelas deformações plásticas alternadas [20], por esse motivo o método da gota de água deve ser aplicado à história de extensões.

O método "rainflow" reflecte o comportamento do material e caracteriza a sua histerese, pois avalia o diagrama ε-t da mesma forma que o material se comporta face a um carregamento temporal.



a) b)

Diagrama σ – ε Diagrama σ – t idealizado

Figura 5.25 – Diagramas representativos do carregamento

O método "rain-flow" permite neste caso contabilizar os ciclos de deformação representados sobre o diagrama ε–t induzidos por um carregamento real.

Neste método, está implícito que o dano devido a pequenas amplitudes de tensão pode ser somado ao dano provocado por amplitudes de tensão elevadas. Os ciclos associados a tensões elevadas (por exemplo o ciclo dado pelo percurso 4-7-10) são contabilizados simultaneamente com os ciclos associados a pequenas variações de tensões entre os extremos da história de tensões (percurso 2-3-2'). Isto resulta num diagrama idealizado equivalente ao diagrama σ – t real com todos os meios ciclos e ciclos completos contados (Figura 5.25 b)).

Em todas as aplicações realizadas nesta dissertação, não foi considerado o comportamento não linear material. Por este motivo, é valida a utilização de diagramas de

história de carga do tipo σ – t, simplificando assim o processo. Isto justifica-se pelo facto da avaliação da fadiga, no caso de pontes metálicas, ser feita para os estados limites de serviço, situando assim todas as tensões no domínio elástico.

5.4.6.2 – Implementação numérica do método da gota de água ("Rainflow")

O método "rainflow" pode ser implementado utilizando o algoritmo descrito por Frýba (1996) [20], que consiste nos seguintes passos:

i) São identificados os extremos locais (máximos e mínimos) do registo temporal das tensões e guardados num vector **A** ;

ii) O conjunto dos picos locais origina uma contagem de ciclos e meios ciclos (Figura 5.26):

iii) As condições para se contar um ciclo são definidas pelas relações seguintes:

$$A(i-1) \le A(i+1) < A(i) \le A(i+2) \tag{5.31}$$

ou

$$A(i-1) \ge A(i+1) > A(i) \ge A(i+2) \tag{5.32}$$

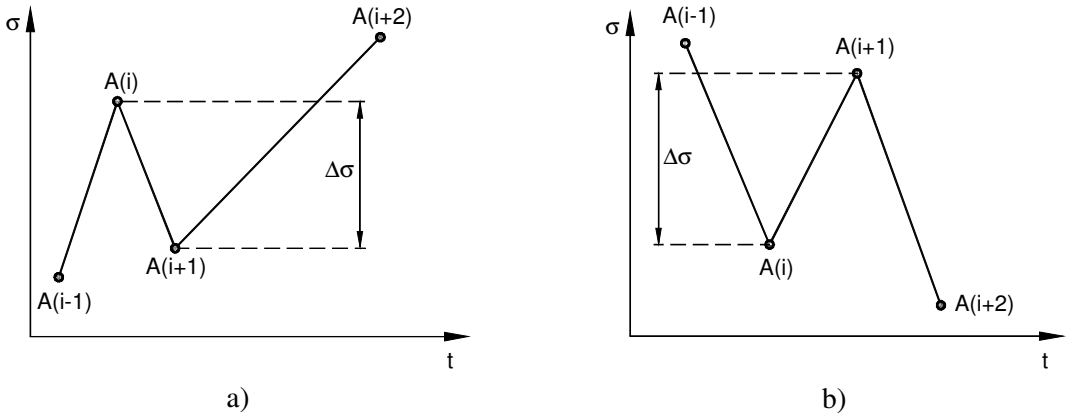


Figura 5.26 – Condições para a contagem de ciclos completos (adaptado de [20])

iii1) A contagem de ciclos começa em $i = 1$ até $i = k - 2$, sendo k o número de extremos locais. Caso uma das condições (5.31) ou (5.32) seja cumprida, é contado 1 ciclo (correspondente a dois meios ciclos) com uma amplitude $\Delta\sigma$ dada por:

$$\Delta\sigma = \left| A(i) - A(i+1) \right| \tag{5.33}$$

iii2) Os picos $A(i)$ e $A(i+1)$ são eliminados da sequência de extremos locais, procedendo-se à renumeração e actualização do vector $\mathbf{A}$;

iii3) Os procedimentos descritos em ii1) e ii2) são repetidos até não restarem mais ciclos completos por contabilizar;

iii4) Os extremos que restarem são contados como meios ciclos de amplitude $\Delta\sigma$, conforme representado na Figura 5.27;

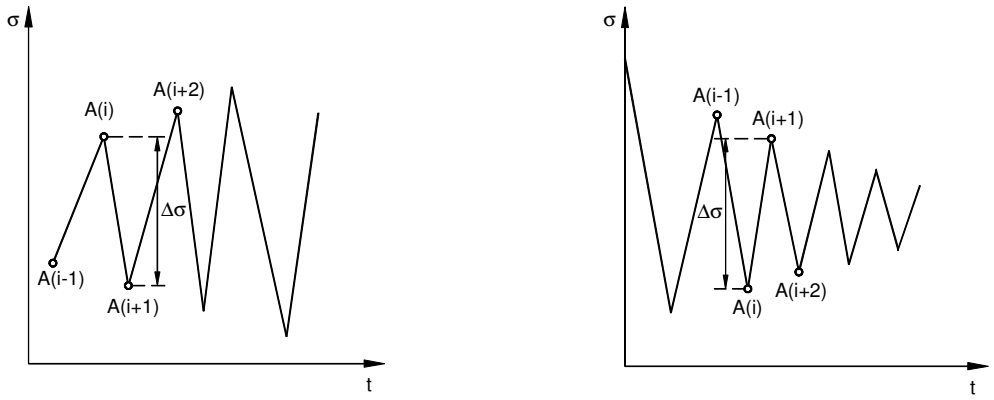


Figura 5.27 – Condições para a contagem de meios ciclos

iv) Os ciclos e meios ciclos resultantes deste algoritmo são agrupados para as mesmas amplitudes de tensão (Δσi, ni), resultando um histograma denominado espectro de amplitudes de tensão (Figura 5.22).

O algoritmo descrito foi implementado no âmbito deste trabalho em ambiente MATLAB. Este programa permite a manipulação de matrizes de uma forma rápida e eficaz, sendo essa a razão da sua escolha para a programação deste método de contagem de ciclos de tensão.

O programa foi validado através dos resultados obtidos por Diogo Ribeiro (2004) – [19].

5.4.7 Factores que influenciam a fadiga

A prEN1993-1-9 fornece para determinados casos a melhor disposição construtiva com o objectivo de melhorar o comportamento face à fadiga dos detalhes. Por exemplo, para o caso de um gousset soldado à extremidade de uma chapa ou a um banzo de uma viga é possível aumentar a classe de resistência aumentando o raio de curvatura da concordância (Figura 5.28).

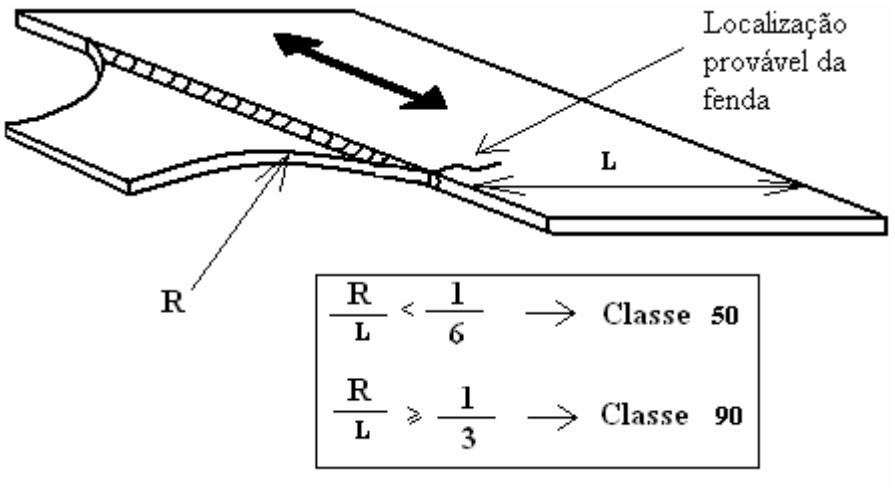


Figura 5.28 – Gousset soldado a uma chapa ou a um banzo de uma viga

Neste caso trata-se de um melhoramento traduzido numa diminuição da concentração das tensões na localização provável da fenda, ao aumentar o raio do gousset as tensões máximas na ligação diminuem.

As condições de construção também influenciam a classe de determinado detalhe implicando que um mesmo detalhe construtivo possa ter diferentes classes de resistência. Isto é tido em conta nas tabelas 8.1 a 8.10 da prEN1993-1-9 nas colunas da descrição e dos requisitos.

O efeito da espessura é tido em conta multiplicando $\Delta\sigma_C$ pelo coeficiente k_s que se encontra definido para cada caso existente nos quadros de detalhes. Por exemplo, para o caso da classe 80 do quadro 8.3 este factor é obtido por:

$$k_S = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2} \qquad (t > 25\text{mm}) \tag{5.34}$$

Esta redução da resistência para espessuras maiores está provavelmente associada ao efeito benéfico do gradiente de tensões instalado na peça: para secções menores a tensão média instalada num volume finito de material associado à iniciação da fissura δ é inferior à tensão média instalada nas secções maiores (Figura 5.29). Refere-se que o efeito do tamanho não existe para o caso de peças sujeitas a carregamento uniaxial pelo facto de neste caso não haver gradiente de tensões [4].

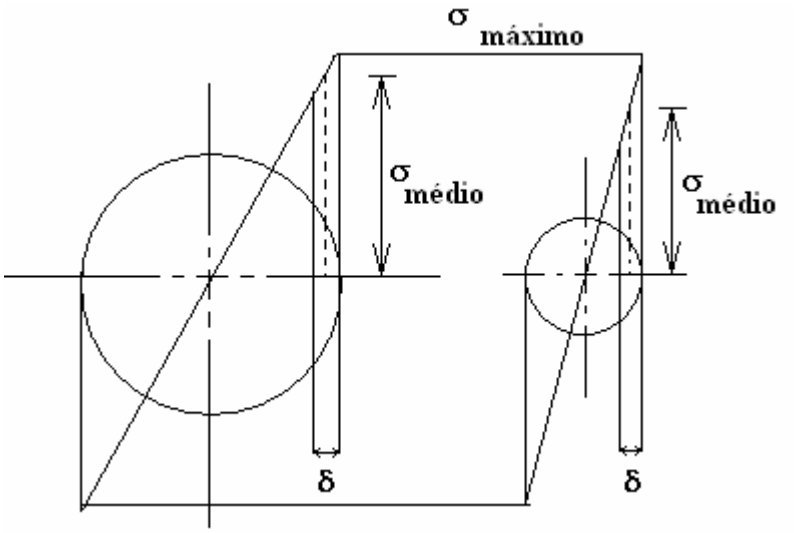


Figura 5.29 – Modelo de interpretação do efeito do tamanho no caso de duas secções circulares sujeitas a flexão [4]

Existem também alguns factores que não estão incluídos na prEN1993-1-9 tais como as técnicas de melhoramento da soldadura e alguns detalhes construtivos correntes no domínio das pontes que têm uma influência elevada no comportamento à fadiga [3].

5.4.8 Tensões secundárias

Trata-se de tensões que resultam de fenómenos de segunda ordem ou da distorção das secções, não podem ser calculadas simplesmente através da resistência dos materiais nem estão relacionadas com as tensões nominais modificadas ou com as tensões geométricas. Resultam de deformações "parasitas" da estrutura [3].

5.5 ASPECTOS REGULAMENTARES DA NORMA BRITÂNICA BS5400

Segundo a Parte 10 desta norma [42] o fenómeno de fadiga consiste num dano devido a um crescimento gradual de uma fenda num elemento estrutural, causado pela aplicação repetida de tensões que seriam insuficientes para causar a rotura através de uma aplicação isolada.

Um outro conceito importante definido nesta norma é o de vida de projecto que é definido como o período em que a ponte terá que ter um comportamento seguro com uma probabilidade aceitável de que não ira necessitar de reforço. A vida de projecto preconizada é de 120 anos.

O ponto 7.3 desta norma permite calcular o espectro de tensões de um determinado elemento estrutural com base em tabelas que permitem estimar o número de ciclos aplicados a um elemento devidos a comboios tipo definidos através de estudos de tráfego englobando o tráfego pesado, médio e ligeiro.

A classificação dos detalhes depende da geometria do detalhe, do método de fabricação, da direcção de aplicação da tensão e da localização da iniciação da fenda no detalhe.

Esta norma contem três tabelas que permitem agrupar os detalhes estruturais em:

a) detalhes não soldados, que incluem as ligações rebitadas, ligações aparafusadas, aberturas nos elementos, algumas descontinuidades geométricas, etc. – tabela 17 (a) (BS 5400)

b) detalhes soldados na superfície dos elementos – tabela 17 (b) (BS 5400)

c) detalhes soldados nas ligações entre elementos – tabela 17 (c) (BS 5400)

Quando não for possível uma classificação de acordo com os detalhes existentes nesta norma deverá usar-se a classe G.

Estas curvas são expressas através da equação seguinte:

$$N.\sigma_r^m = K_0.\Delta^d \tag{5.35}$$

em que:

N – Número de ciclos

K_0 – Constante relativa à curva SN média

Δ – Inverso do desvio padrão de log(N)

d – Número de desvios padrão em relação à media

Reproduz-se nas tabelas seguintes os valores necessários para a definição destas curvas. Note-se que embora as curvas apresentadas nesta norma correspondam a uma probabilidade de colapso de 2,3% é possível definir diferentes curvas em função da probabilidade de colapso pretendida (Quadro 5.4).

Quadro 5.3 – Parâmetros das curvas de resistência (BS5400)

Classe	K_0	Δ	m
W	$0{,}37\text{x}10^{12}$	0,654	3,0
G	$0{,}57\text{x}10^{12}$	0,662	3,0
F2	$1{,}23\text{x}10^{12}$	0,592	3,0
F	$1{,}73\text{x}10^{12}$	0,605	3,0
E	$3{,}29\text{x}10^{12}$	0,561	3,0
D	$3{,}99\text{x}10^{12}$	0,662	3,0
C	$1{,}08\text{x}10^{14}$	0,625	3,5
B	$2{,}34\text{x}10^{15}$	0,657	4,0
S	$2{,}13\text{x}10^{25}$	0,313	8,0

Quadro 5.4 – Parâmetro *d* em função da probabilidade de colapso (BS5400)

Probabilidade de colapso (%)	*d*
50,0	0,0
31,0	0,5
16,0	1,0
2,3	2,0
0,14	3,0

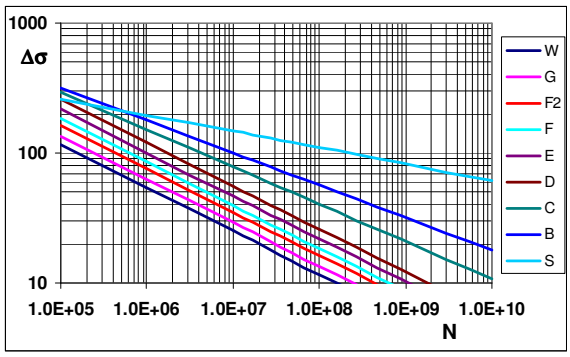


Figura 5.30 – Curvas S-N segundo a norma BS5400

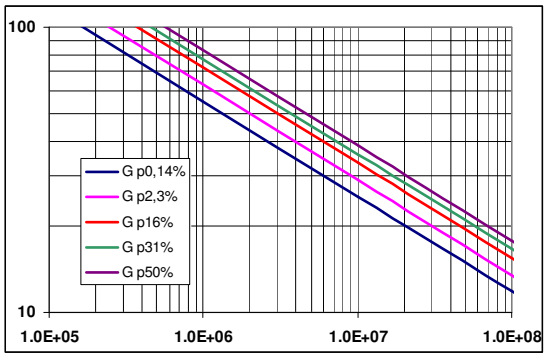


Figura 5.31 – Curva S-N da classe G para diferentes probabilidades de colapso

Relativamente aos ciclos de amplitude de tensão de valor reduzido, esta norma refere que se um elemento estrutural for sujeito a uma variação de tensão constante existe um valor abaixo do qual o material pode ser sujeito a um número infinito de ciclos. Este valor, σ_0, varia com o ambiente e com o tamanho de um possível defeito inicial. Para os casos correntes σ_0 pode ser avaliado através da equação 5.30 fazendo $N=10^7$. Quando a variação de tensão não é constante e são aplicadas variações de tensão com valor superior e inferior a σ_0 as variações de tensão superiores irão causar uma degradação gradual do elemento estrutural, provocando uma diminuição progressiva de σ_0. Para ter em conta este efeito a BS5400 refere a utilização de curvas de resistência modificadas com uma inclinação de 1/m para um número de ciclos inferior a 10^7 e de 1/(m+2) para um número de ciclos superior a 10^7.

5.6 ASPECTOS REGULAMENTARES DA NORMA AMERICANA AASHTO

A fadiga deve ser classificada como induzida por cargas ou induzida por distorções. Esta norma inclui métodos de análise bem definidos no primeiro caso, no segundo caso apresenta algumas considerações práticas e regras empíricas para ter em conta os esforços secundários devidos a distorções.

Inclui ainda, algumas considerações sobre mecânica da fractura centrando a atenção na definição da tenacidade do metal.

5.6.1 Fadiga induzida por cargas

A solicitação de fadiga deverá ser utilizada para obter as amplitudes de tensões e ao ciclos correspondentes nos elementos em análise e na zona onde provavelmente ocorrerá a fenda.

Para definir a resistência, esta norma apresenta oito categorias de detalhes e segue uma metodologia de avaliação do dano muito semelhante à norma Europeia (regra de dano acumulado). Refere-se ainda, que as curvas S-N incluídas aproximam-se muito das curvas existentes no EC3.

A resistência à fadiga é expressa pela equação 5.36.

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH} \tag{5.36}$$

em que:

A – Constante dada pelo Quadro 5.5 (MPa^3)

$(\Delta F)_n$ – Resistência à fadiga (MPa)

$(\Delta F)_{TH}$ – Resistência limite à fadiga para tensões de amplitude constante (MPa) (Quadro 5.6)

N – Número de ciclos para a rotura

Quadro 5.5 – Parâmetro A em função da classe do detalhe (AASHTO)

Categoria do Detalhe	A $x10^{11}$ (MPa^3)
A	82.00
B	39.30
B'	20.00
C	14.40
C'	14.40
D	7.21
E	3.61
E'	1.28

Quadro 5.6 – Resistência limite para tensões de amplitude constante em função da classe do detalhe (AASHTO)

Categoria do Detalhe	$(\Delta F)_{TH}$ (Mpa)
A	165.0
B	110.0
B'	82.7
C	69.0
C'	82.7
D	48.3
E	31.0
E'	17.9

Se um determinado detalhe estiver sujeito apenas a amplitudes de tensão abaixo de $(\Delta F)_{TH}$, teoricamente terá uma vida de fadiga infinita.

Na Figura 5.32 reproduz-se as curvas existentes nesta norma para vários detalhes.

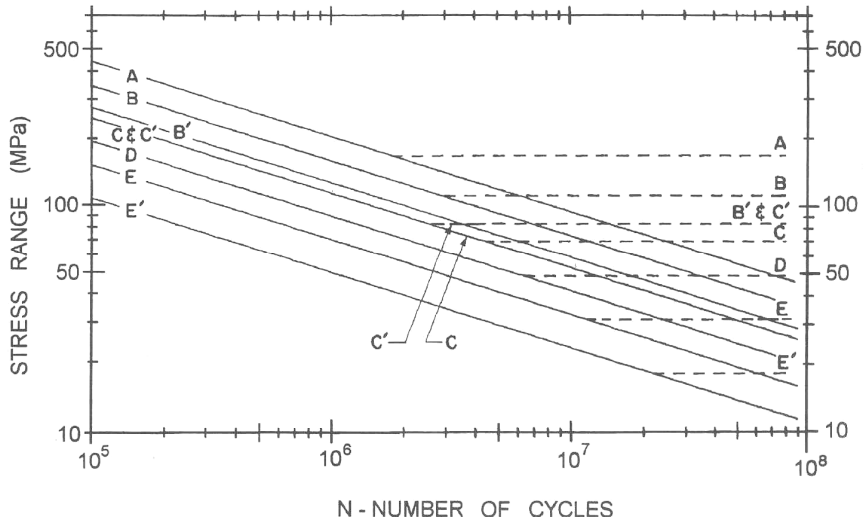


Figura 5.32 – Curvas S-N segundo a norma AASHTO

As curvas anteriores aplicam-se a elementos redundantes e não redundantes. Esta uniformização é conseguida através da imposição de uma tenacidade maior para elementos não redundantes, levando assim a uma segurança superior nos casos em que as consequências de rotura são elevadas.

5.6.2 Fadiga induzida por distorção

As ligações dos elementos deverão ser dimensionadas de forma a permitir a transmissão de todos os esforços previstos e não previstos. Neste sentido todos os elementos transversais deverão ser convenientemente ligados à secção dos elementos longitudinais de forma a evitar tensões secundárias significativas que possam levar a um crescimento significativo das fendas [8].

No ponto 6.10.4 da AASHTO definem-se regras para controlar a encurvadura da alma e a flexão fora do plano da mesma.

As chapas de ligação devem ser soldadas ou aparafusadas ao banzo comprimido e ao banzo traccionado dos elementos principais. Como regra empírica, esta norma

especifica uma força lateral de 90000 N para o dimensionamento destas ligações para ter em conta estas tensões secundárias. Esta regra aplica-se apenas a pontes rectas sem enviezamento.

5.6.3 Fractura

A tenacidade dos elementos deverá cumprir os requisitos existentes na tabela 6.6.2-2 desta norma em função da temperatura mínima do local definindo para o efeito três zonas com temperaturas características.

Caberá ao projectista a responsabilidade de definir elementos críticos para a fractura ("Fracture – critical – members"), esses elementos deverão ser sujeitos a restrições mais severas relativamente à tenacidade. Além disso, deverão ser realizados testes específicos para uma caracterização adequada dos mesmos.

5.7 CÁLCULO DA VIDA RESIDUAL RECORRENDO A CONCEITOS DA MECÂNICA DA FRACTURA

5.7.1 Introdução

A vida residual à fadiga de uma ponte metálica ferroviária é altamente dependente da natureza das acções aplicadas e das características dos materiais constituintes, em particular, no caso de pontes sujeitas a cargas aleatórias com ciclos de amplitude variável. A fadiga é uma das causas mais comuns da rotura de pontes ferroviárias e rodoviárias, sendo responsável por mais de 80% das roturas em pontes metálicas. Ocorre principalmente devido ao facto dos detalhes construtivos terem uma resistência à fadiga inferior à que fora prevista pelos projectistas [8], [38].

Embora a metodologia do dano acumulado tenha uma utilização generalizada, a sua natureza empírica impõe limitações na sua utilização. Entre elas, refere-se o facto de não entrar em consideração com as características mecânicas do aço, a impossibilidade de utilizar esta metodologia em detalhes não usuais (que não tenham uma curva S-N definida) e o facto de não entrar em consideração com os efeitos locais de plasticidade.

O aparecimento e o crescimento de uma fenda são fenómenos aleatórios, relacionados com deformações locais plásticas. Por isso, há necessidade de incluir conceitos de fiabilidade e de ter em conta as características aleatórias das pontes e do tráfego no estudo da fadiga.

O método implementado nesta secção permite ter em conta as características do aço, o estudo de detalhes não usuais e introduzir dados de inspecções, tais como a presença de fendas e as suas dimensões, num modelo de fadiga baseado na Mecânica da Fractura, para prever a fiabilidade de um detalhe particular. Este método permite ainda prever prazos de inspecção com base nas condições actuais da estrutura.

5.7.2 Técnicas de fiabilidade estrutural

Referem-se em seguida alguns conceitos e metodologias de análise de problemas em engenharia com uma forte componente probabilística.

Define-se fiabilidade como a probabilidade de um sistema cumprir os requisitos de dimensionamento durante um tempo de vida predefinido. Trata-se da probabilidade complementar da probabilidade de rotura do sistema estrutural.

Casciati et al. [50] referem que as estruturas sobre as quais são direccionadas as análises de engenharia podem ser interpretadas como sistemas filtrantes (filtros).

Assim, as grandezas envolvidas na análise estrutural podem ser de três tipos:

1. grandezas de entrada (input), que agem sobre o filtro (a estrutura);
2. grandezas do sistema, que definem o filtro;
3. quantidades de saída (output), que medem a resposta do filtro.

Em engenharia estrutural, estes três tipos de grandezas são denominados, respectivamente, acções ou cargas, propriedades estruturais e parâmetros de resposta estrutural. Normalmente, as grandezas de entrada e do sistema (vectores W e K respectivamente) são dados do problema, a solução consiste na determinação do vector resposta (output). A equação 5.37 traduz matematicamente esta afirmação.

$$u(t) = u(W(t), K(t)) \tag{5.37}$$

em que *u(t)* representa a resposta estrutural, *W(t)* a acção aplicada e *K(t)* as características do sistema estrutural.

Relativamente a estruturas a serem projectadas, as acções que irão actuar na estrutura nunca são conhecidas exactamente. Pode-se reduzir a incerteza estimando as

acções aplicadas através de registos em estruturas semelhantes. No entanto, nunca existirão dois registos iguais.

Quando se trata de estruturas existentes, é possível em certos casos ter acesso ao historial das acções, das propriedades dos materiais e mesmo dos efeitos estruturais obtidos através de processos de medição adequados. No entanto, a previsão da evolução futura destas grandezas leva à introdução de incertezas e à necessidade de estimativas.

As grandezas associadas às propriedades do sistema estrutural têm também um grau de incerteza associado, embora possa ser reduzido através da avaliação "in situ" das características dos materiais constituintes, o que pode reduzir a variabilidade para níveis inferiores aos das acções. No entanto, apesar de existirem grandezas que podem ser medidas com precisão suficiente (tal como comprimentos ou ângulos), existem outras que apenas podem ser medidas num número limitado de pontos da estrutura e poderão, portanto, variar entre esses pontos (e.g. área da secção transversal, posicionamento dos varões de aço, resistência mecânica do material). Neste contexto, é possível assumir que algumas das grandezas têm natureza determinística, sendo as incertezas aleatórias desprezáveis.

As quantidades sujeitas a incertezas estatísticas significativas podem ser idealizadas através de variáveis aleatórias ou de processos estocásticos (ou aleatórios), caso variem no tempo.

Se o input e/ou as quantidades do sistema tiverem natureza aleatória, esta aleatoriedade é reflectida, em maior ou menor extensão, nas quantidades de saída (outputs). Assim, a análise estrutural probabilística consiste na determinação das propriedades probabilísticas do output, a partir das propriedades probabilísticas dos dados, que surgem como variáveis aleatórias e como quantidades determinísticas.

Um outro aspecto que pode ser tido em conta tem a ver com a incerteza associada ao modelo da realidade, isto é, a incerteza na formulação da relação entre as grandezas de entrada e as grandezas de saída. Este aspecto não é tratado no presente trabalho.

Uma vez encontrada a resposta do sistema, é necessário avaliá-la do ponto de vista da segurança. Em engenharia estrutural considera-se, simplificadamente, que uma estrutura atinge um estado limite, quando uma variável de controlo da resposta atinge um valor limite. Vários estados limite poderão ser definidos (por exemplo, deformação excessiva, primeira fenda, colapso plástico), os quais determinam duas regiões distintas no espaço das soluções: região de segurança e região de rotura.

Se S for a resposta do sistema e R o seu valor limite, estar-se-á na zona de segurança quando S<R, e na zona de rotura quando S>R. No caso bidimensional, esta relação pode ser representada tal como se apresenta na Figura 5.33 [50].

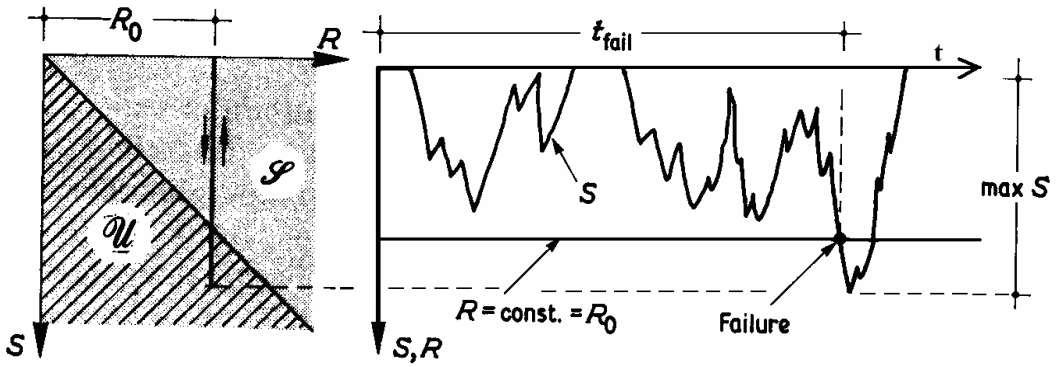


Figura 5.33 – Representação esquemática das zonas de segurança e de rotura bidimensional (adaptado de [50])

Normalmente o parâmetro R, embora com incertezas, pode ser considerado como um valor fixo (R_0) em toda a vida da estrutura e independente das acções aplicadas. É o caso representado na figura anterior. No entanto, nem sempre é assim, já que a resistência pode ser dependente da idade da estrutura. Como exemplo em que a resistência depende das cargas aplicadas e do tempo, refere-se o fenómeno da fadiga. Além da fadiga, refere-se os casos da fluência, da retracção e da relaxação. Em particular, a fluência, além de ser um fenómeno condicionante da resistência dependente do tempo, também o é das acções, sabendo-se que, quanto maior a carga de compressão aplicada à peça de betão, maior será a fluência dessa peça.

Se, num dado problema for suposto que a resistência é constante e que as acções não podem considerar-se como constantes ao longo da vida da estrutura (portanto S(t) será considerado um processo aleatório), a situação física da estrutura, em termos de segurança, irá traduzir-se por um ponto contido na linha vertical representada na Figura 5.33 (esquerda) e irá movimentar-se ao longo desta, em correspondência com a variabilidade da acção. Se em qualquer instante t esse ponto transpuser a linha que separa as duas regiões, ter-se-á a rotura da estrutura no estado limite considerado.

O "tempo para a rotura" t_{fail} poderá ser a melhor medida de fiabilidade da estrutura e, portanto, a propriedade descritiva mais apropriada do processo aleatório S(t).

A avaliação deste tempo poderia ser um procedimento possível. No entanto, em engenharia, é dado usualmente um tratamento diferente à questão. Nomeadamente, para qualquer intervalo (0,t) a desigualdade crítica (S<R) é verificada apenas na pior situação possível. Este modo de ver o problema é geralmente necessário, devido à forma com que surgem os dados e ao facto de se analisar a estrutura dentro do seu tempo de vida útil, definido à partida.

Esta abordagem pode ser formulada, em termos probabilísticos, dizendo que a probabilidade de rotura (P_{fail}) e a probabilidade complementar (a de sucesso ou fiabilidade) (P_{suc}) coincidem, respectivamente, com a probabilidade da desigualdade crítica (S<R) não ser cumprida pelo menos uma vez no intervalo (0,t), e com a probabilidade de ela ser cumprida em todos os instantes desse intervalo.

De forma geral, um problema de fiabilidade estrutural pode ser formulado através de duas abordagens diferentes: através da caracterização probabilística do tempo para a rotura, ou avaliando a probabilidade de, num espaço de variáveis aleatórias, o vector que representa as grandezas de entrada e as grandezas mais significativas da resposta do sistema, se situar na região de segurança (probabilidade de sucesso – P_{suc}), ou na região de rotura (probabilidade de rotura – P_{fail}).

5.7.2.1 Simulação

Existem fenómenos físicos, no âmbito da Engenharia Civil, de grande complexidade, onde intervêm um elevado número de variáveis, o que implica que o estudo destes fenómenos se revela muitas vezes difícil e extremamente trabalhoso. Neste contexto, os métodos de simulação surgem como uma alternativa muito útil para a resolução de vários problemas desta natureza. Na maioria das situações, para realizar simulações, recorre-se a modelos matemáticos que podem ser:

1. Determinísticos;
2. Semi-determinísticos;
3. Estocásticos.

Para simular o fenómeno da fadiga em materiais metálicos recorrendo à Mecânica da Fractura, recorreu-se ao Método de simulação estocástica de Monte Carlo que utiliza distribuições de probabilidade para obter amostras de variáveis aleatórias, tendo por base a geração de números pseudo-aleatórios. Os números pseudo-aleatórios são sequências de

observações independentes de uma variável aleatória uniformemente distribuída no intervalo [0,1[e designam-se pseudo-aleatórios por serem geradas numericamente.

A geração de amostras associadas a diferentes leis de probabilidade é conseguida através do Método da Transformação Inversa ou, no caso das amostras estarem associadas a uma lei de distribuição Normal, através do método de Box-Muller.

No Método da Transformação Inversa é seguido o procedimento seguinte. Seja *X* uma variável aleatória com função de distribuição $F_X(x)$. Se $F_X(x)$ for injectiva, pode-se definir a sua inversa, $F_X^{-1}(y)$.

Considere-se a variável aleatória Y definida por $Y=F_X(x)$, cuja função de distribuição é dada por:

$$F_Y(t) = P(Y \le t) = P\left(F_X(x) \le t\right) = \begin{cases} 1 & se \quad t \ge 1 \\ P\left(X \le F_X^{-1}(t)\right) & se \quad 0 \le t < 1 \\ 0 & se \quad t < 0 \end{cases} \tag{5.38}$$

Para valores de $t \in [0,1[$ tem-se:

$$F_Y(t) = P\left(X \le F_X^{-1}(t)\right) = F_X\left(F_X^{-1}(t)\right) = t \tag{5.39}$$

Assim, se $Y=F_X(x)$ for uniforme em [0,1[, X terá uma função de distribuição F_X.

No caso do Método de Box-Muller, realiza-se uma transformação directa de duas variáveis aleatórias independentes e uniformes em [0,1[em duas variáveis aleatórias independentes normais reduzidas.

A variável aleatória X tem distribuição normal se a sua função densidade de probabilidade for dada por:

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}, \qquad -\infty < x < \infty \tag{5.40}$$

sendo esta representada por $N(\mu,\sigma^2)$, em que μ é a média da população e σ^2 a sua variância.

Como X=μ+σZ, com Z~N(0,1), bastará apenas estudar Z. Assim $f_z(z)= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}}$ e pelo método de Box-Muller ter-se-á que, se U_1 e U_2 são variáveis aleatórias independentes uniformes (U(0,1)), então as variáveis Z_1 e Z_2, definidas nas equações 5.41 e 5.42, serão variáveis normais centradas e reduzidas independentes,

$$Z_1=(-2\ln U_1)1/2\cos(2\pi U_2) \tag{5.41}$$

$$Z_2=(-2\ln U_1)^{1/2}\sin(2\pi U_2) \tag{5.42}$$

No sentido de implementação automática deste procedimento, utilizou-se o seguinte algoritmo:

- gerar pares de números uniformemente distribuídos no intervalo [0,1[, designados por U_1 e U_2;

- aplicar a equação 5.39 e obter valores de Z_1.

- sendo conhecidos μ e σ, bastará apenas efectuar a transformação $X=\mu+\sigma Z_1$.

Para o caso da geração de uma variável aleatória *h* com uma função de densidade Lognormal dada pela equação 5.42:

$$F(h) = \Phi\left(\frac{1}{w}\ln\left(\frac{h}{h_0}\right)\right) \tag{5.42}$$

é suficiente realizar a transformação dada pela equação seguinte:

$$h_i = h_0 \exp(w.Z_i) \tag{5.43}$$

5.7.3 Descrição do modelo utilizado

O modelo adoptado nesta dissertação foi proposto por Massareli et al [47] e permite alcançar uma previsão da fiabilidade para um detalhe crítico de uma ponte, quando tenha sido detectada a presença de uma fenda. Assim, segundo este autor, quando uma inspecção

revelar uma fenda de comprimento a_0 num determinado detalhe, deverão ser seguidos os passos seguintes:

1. Determinar uma equação para o factor de intensidade de tensão;
2. Calcular ou medir as tensões instaladas na vizinhança da fenda para um número representativo de passagens de veículos;
3. Utilizar um algoritmo de contagem de ciclos para cada passagem individual (cada passagem do veículo é denominada de bloco de carga);
4. Calcular a probabilidade de dano em termos de crescimento de fenda causado por um bloco de carga;
5. Depois de definidas as características probabilísticas dos blocos de carga, procede-se ao cálculo da fiabilidade do detalhe em consideração.

Na secção 5.2.2, foi definida a equação que permite calcular o factor de intensidade de tensão. Por conveniência, reproduz-se aqui essa equação:

$$K_I = \alpha.\sigma\sqrt{\pi.a} \tag{5.12}$$

Para o ciclo *i* do bloco de carga *b*, a variação deste factor será igual a:

$$(\Delta K)_i = \alpha.(\Delta\sigma)_i\sqrt{\pi a_b} \tag{5.44}$$

Assim, para calcular o comprimento da fenda por ciclo de carga em cada bloco, recorre-se à seguinte forma da lei de Paris:

$$\Delta a_i = C\left[(\Delta K)_i\right]^m \tag{5.45}$$

em que *m* é o expoente do crescimento da fenda do material e *C* é um coeficiente dependente do material. Ambos os parâmetros podem ser determinados experimentalmente para os diversos tipos de aços e para diversos materiais.

Como foi dito no Capítulo 5, a lei de Paris descreve a região II do crescimento da fenda, ignorando por isso a existência de um limite inferior da variação do factor de intensidade de tensão, abaixo do qual não há crescimento da fenda. Consequentemente,

este modelo poderá levar a estimativas conservadoras da vida à fadiga do detalhe, pois assume que variações de *K* inferiores a este limite levam a uma propagação da fenda.

A variação total do comprimento da fenda para cada bloco de carga poderá ser obtida através da soma das variações devidas a cada ciclo:

$$\left[\frac{\Delta a}{\Delta b}\right]_b = \left[\sum_{i=1}^{n} \Delta a_i\right]_b = C\left[\sqrt{\pi a_b}.\alpha\right]^m \sum_{i=1}^{n} (\Delta\sigma)_i^m \tag{5.46}$$

em que *n* é o número total de ciclos existentes no bloco número *b*.

5.7.3.1 Função de dano dos blocos de carga

Neste modelo, os blocos de carga são tratados estocasticamente, já que estes podem variar consideravelmente ao longo do tempo. Neste contexto, define-se função de dano dos blocos de carga da seguinte forma:

$$h\left[B(w)\right] = \sum_{i=1}^{n} \left(\Delta\sigma\right)^m \tag{5.47}$$

Esta grandeza é então avaliada para um número suficientemente elevado de passagens de veículos procurando-se caracterizá-la de forma probabilística.

Na referência [47], os efeitos de sequência de carregamento são tidos em consideração através da introdução do conceito de tensão de abertura de fenda σ_{op}. Segundo Massareli et al [47], os ciclos subsequentes a um ciclo de carga elevado só contribuirão para o crescimento da fenda se a amplitude desses ciclos for superior à tensão de abertura de fenda.

Este fenómeno pode ser explicado através da deformação plástica residual que é induzida na ponta da fenda depois de um ciclo de tensão elevada (Figura 5.34 c)). Esta deformação leva a que a fenda se feche parcialmente, implicando que os ciclos seguintes tenham que ser superiores a determinado nível de tensão para que a fenda se propague [5]. Existem outros mecanismos que explicam este retardamento no crescimento da fenda: a rugosidade das duas superfícies da fenda (Figura 5.34 d)), o retardamento devido ao Modo II de rotura (Figura 5.34 e)) e o retardamento devido à corrosão (Figura 5.34 f)). Refira-se

que estes mecanismos podem actuar simultaneamente, levando a maior ou menor grau de retardamento do crescimento da fenda.

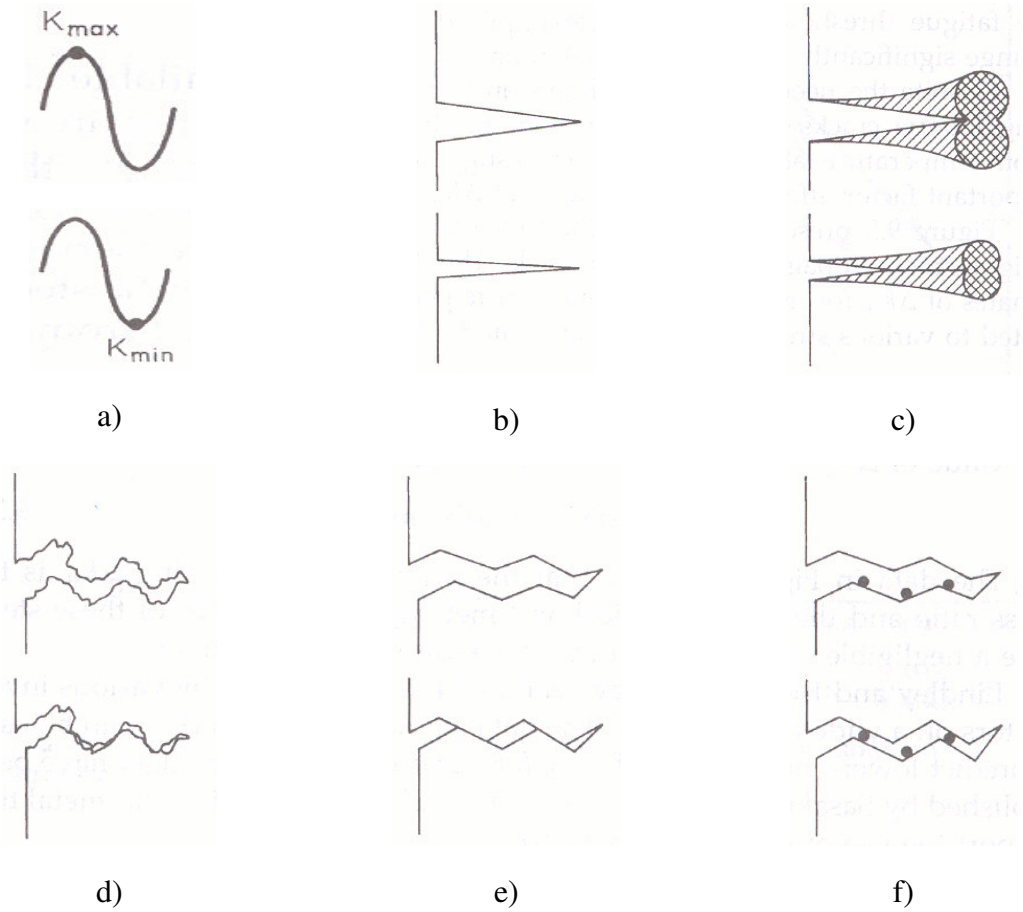


Figura 5.34 – Representação esquemática dos quatro mecanismos de retardamento da fenda (adaptado de [5])

No entanto, a quantificação da tensão de abertura de fenda é complexa devido à grande quantidade de factores que a influenciam. Em [47], é assumida a proporcionalidade entre esta grandeza e a tensão máxima aplicada em cada bloco de carga, entrando em consideração com as acções permanentes (Equação 5.48).

$$(\sigma_{op})_B = \eta.(\sigma_{máx})_B \tag{5.48}$$

Devido às incertezas na quantificação desta tensão e pelo facto de diminuir o dano calculado, neste trabalho não foram tidos em conta os efeitos de sequência. Refira-se que

uma avaliação incorrecta destes efeitos de sequência pode levar a estimativas contra a segurança do crescimento da fenda e, consequentemente, a valores da vida residual à fadiga superiores ao real.

5.7.3.2 Cálculo da probabilidade de Dano

O número total de blocos de carga (passagens de comboios) para a rotura pode obter-se recorrendo à equação 5.49 [47]:

$$B_f = \int_{ai}^{af} \frac{da}{C(\alpha.\sqrt{\pi.a})^m}\left[\frac{1}{h[B(w)]}\right] \tag{5.49}$$

Se for assumido que a fenda não tem um crescimento significativo dentro de determinados intervalos, pode-se discretizar a função integranda em pequenos intervalos e aplicar a equação 5.49 de forma directa. Assim, o crescimento da fenda por bloco de carga será obtido através da equação 5.50:

$$\frac{\Delta a}{\Delta B} = C\left(\alpha.\sqrt{\pi a}\right)^m h[B(w)] \tag{5.50}$$

Desta forma, o comprimento da fenda após o bloco de carga número j será dado pela equação 5.51:

$$a_{j+1} = a_j + C\left(\alpha.\sqrt{\pi a_j}\right)^m h[B_j(w)] \tag{5.51}$$

Através do Método de Monte Carlo e utilizando a equação anterior, pode-se calcular o número de blocos de carga para a rotura, ou seja o número de passagens de comboios até o detalhe em estudo atingir a rotura. Assim, este procedimento envolve um cálculo sucessivo do comprimento da fenda a_{j+1}, tendo o conhecimento do comprimento a_j. O cálculo é finalizado quando se verifica $a_{j+1} \geq a_f$.

De cada simulação do crescimento da fenda, desde a_0 a a_f, resulta um valor para o número de blocos para a rotura B_f. Para caracterizar estatisticamente a variável aleatória B_f, deve ser realizado um número suficiente de simulações. Geralmente, são necessários 100 ou mais valores de determinada variável para a caracterizar estatisticamente de forma adequada [47].

Normalmente, os detalhes estruturais de pontes resistem a um número muito elevado de ciclos ("high-cycle fatigue"), o que implica que para uma fenda hipotética a_0 crescer até um comprimento a_f, são necessários milhões de passagens de comboios, o que implica que cada simulação necessita de milhões de incrementos para estar concluída. Percebe-se desta forma a dificuldade de aplicação deste procedimento.

Para reduzir o custo computacional desta metodologia, Massareli et al. [47] propuseram um método aproximado para realizar estas simulações. Assumiram os seguintes pressupostos:

1. O comprimento da fenda permanece com um valor aproximadamente constante ao longo de um determinado número de blocos de carga, o que implica que não há variação significativa do termo $C\left(\alpha.\sqrt{\pi a}\right)^m$ da equação 5.49;
2. O efeito cumulativo dos vários valores aleatórios da função de dano definida na secção 5.7.3.1 pode ser aproximado através de uma única variável normalmente distribuída, aplicando o Teorema do Limite Central.

Estes pressupostos permitem reescrever a equação 5.51, resultando a equação 5.52:

$$a_{j+N} = a_j + C\left(\alpha.\sqrt{\pi a_j}\right)^m h\left[B_N(w)\right] \tag{5.52}$$

em que N é o número de blocos de carga agrupados em cada iteração, a_{j+N} é o comprimento da fenda no fim de cada iteração e $h\left[B_N(w)\right]$ é uma variável aleatória obtida pela aplicação do Teorema do Limite Central, com média $N\mu_h$ e desvio padrão $N\sigma_h^2$, em que μ_h e σ_h^2 são os valores da média e do desvio padrão da função de dano calculada com base nos registos de tráfego ferroviário.

Tal como é referido em [47], estas simplificações levam a maiores ou menores erros, dependendo do número de blocos de carga que se agrupa em cada incremento. Os resultados serão tanto mais rigorosos, quanto menor for N. No entanto, a validade do

Teorema do Limite Central diminui com a diminuição de N. Por este motivo, Massareli et al [47] propõe para N o número de passagens diárias de veículos na ponte, o que é equivalente a assumir que o comprimento da fenda não varia ao longo do dia.

5.7.4 Modelo de cálculo usando tensões equivalentes de fadiga

É possível, através da lei de Paris, calcular directamente o número de ciclos para a rotura de determinado detalhe estrutural. Para isso, seguiu-se a metodologia seguinte.

Tendo por base as distribuições estatísticas conhecidas das variáveis envolvidas, geram-se valores aleatórios para cada uma. Cada conjunto de valores aleatórios é utilizado para resolver numericamente a equação que traduz a lei de Paris, levando a um valor do número de ciclos até à rotura. A obtenção de uma estimativa da distribuição de probabilidade desta grandeza é obtida repetindo este processo um número suficientemente elevado de vezes, possibilitando desta forma estimar a vida à fadiga do detalhe estudado [48]. Neste trabalho, foi desenvolvido um programa em ambiente MATLAB que permite implementar este método.

Os valores utilizados para a média e para o desvio padrão de cada grandeza envolvida foram obtidos de um estudo semelhante realizado por Albrecht et al [49], em pontes metálicas americanas. Admitiu-se que o parâmetro do material *m* é determinístico e igual a 3.

Tal como referido no Capítulo 5, integrando a lei de Paris entre o comprimento da fissura inicial a_i e o comprimento crítico a_{cr}, obtém-se o número de ciclos até à rotura (Equação 5.53). Esta integração é efectuada numericamente para cada conjunto de valores pseudo-aleatórios gerados pelo programa.

$$N = \int_{a_i}^{a_{cr}} \frac{da}{C(\Delta K)^m} \tag{5.53}$$

Note-se que ΔK depende do comprimento da fenda, o que aumenta o tempo de cálculo de cada simulação. O parâmetro α (Equação 5.12) foi obtido da referência [20], sob a forma de tabela. Como este depende do valor de *a*, ajustou-se uma equação pelo método dos Mínimos Quadrados aos valores dessa tabela, que foi posteriormente introduzida no programa desenvolvido em ambiente MATLAB.

O comprimento final da fenda foi calculado através da Equação 5.12, fazendo $K=K_{IC}$. Trata-se de um dos critérios possíveis de rotura. Além deste, poder-se-ia limitar o comprimento da fenda ao valor limite da fase II do gráfico da/dN – ΔK, no início da aceleração do crescimento da fenda ou limitar o comprimento da fenda ao valor de determinada dimensão do componente estrutural.

Repetindo este processo um número de vezes estatisticamente significativo, o número de ciclos para a rotura pode ser avaliado como uma variável aleatória, estimando-se subsequentemente a probabilidade de rotura.

5.7.5 Probabilidade de rotura

No caso da primeira metodologia (secção 5.7.3), a probabilidade de rotura de um elemento metálico da ponte e a fiabilidade correspondente podem ser avaliadas através da função de probabilidade do número de blocos de carga para a rotura definida pela equação 5.54 e através da equação 5.55.

$$F_B(n) = P\left[\mathbf{B_f} \leq n\right] \tag{5.54}$$

$$R_B(n) = 1 - F_B(n) \tag{5.55}$$

O número de blocos de carga para a rotura pode ser associado ao tráfego ferroviário, obtendo-se directamente a probabilidade de rotura em função do tempo.

Para a segunda metodologia (secção 5.7.4), esta probabilidade pode ser avaliada da mesma forma, recorrendo às equações 5.56 e 5.57.

$$F_N(n) = P\left[\mathbf{N_f} \leq n\right] \tag{5.56}$$

$$R_N(n) = 1 - F_N(n) \tag{5.57}$$

5.8 PESQUISA DO CAMINHO DA FENDA

Em alguns casos, revela-se de grande utilidade a avaliação da forma como uma fenda inicial se propaga até atingir o comprimento crítico que leva à rotura do elemento estrutural.

Como exemplo, o estudo do comportamento de uma fenda desde um comprimento inicial até um comprimento crítico é essencial para avaliar sistemas de reforço de componentes fracturados adequados, estudo de detalhes invulgares em fase de dimensionamento e a avaliação da influência dos tratamentos da superfície do aço. Esta avaliação permite conceber detalhes estruturais que, devido à sua geometria, interrompam o crescimento provável de uma fenda.

Actualmente, é possível realizar esta análise adoptando duas vias. Na primeira recorre-se a soluções analíticas explícitas do factor de intensidade de tensão como função do comprimento da fenda permitindo desta forma avaliar o comportamento da fenda. No entanto, o número de soluções analíticas é limitado, não permitindo por isso analisar problemas com geometria e condições de apoio arbitrárias. A utilização do método dos elementos finitos, embora se obtenha soluções aproximadas, permite suprimir as lacunas das soluções analíticas pois permite o estudo de elementos estruturais com qualquer geometria, carregamento e condições de apoio [53].

Nesta secção seguiu-se o procedimento adoptado por Pravia, Zacarias [26] analisando-se a evolução de uma fenda existente num elemento estrutural (defeito inicial) recorrendo ao programa de elementos finitos ANSYS. Este programa permite calcular os factores de intensidade de tensão dos três modos de rotura para uma dada fenda.

O procedimento seguido nesta secção teve por base o critério da máxima tensão circunferencial [26], [52]. Este critério estabelece que:

- O acréscimo do comprimento de uma fenda iniciar-se-á na ponta da fenda e na direcção radial;
- A fenda iniciar-se-á num plano perpendicular à direcção onde σ_θ é máxima ($\tau_{r\theta}$ é nula);
- A rotura ocorrerá quando K_I atingir o valor da tenacidade do material (K_{IC}) em modo I de rotura.

As tensões na ponta de uma fenda são obtidas através das equações 5.58, 5.59 e 5.60 [26].

$$\sigma_r = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}}\cos(\theta/2)\left\{K_I\left[1+sen^2(\theta/2)\right]+\frac{3}{2}K_{II}\,sen\theta-2K_{II}\,\tan(\theta/2)\right\} \tag{5.58}$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}}\cos(\theta/2)\left\{K_I\cos^2(\theta/2)-\frac{3}{2}K_{II}\,sen\theta\right\} \tag{5.59}$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}}\cos(\theta/2)\left\{K_I\,sen\theta-K_{II}(3\cos\theta-1)\right\} \tag{5.60}$$

Tendo em conta que para a direcção de propagação da fenda $\tau_{r\theta}$ é nula pode-se escrever:

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi r}}\cos(\theta/2)\left\{K_I\,sen\theta-K_{II}(3\cos\theta-1)\right\}=0 \tag{5.61}$$

Uma solução possível da equação anterior (para situações em que os dois modos de rotura contribuem para a solução) é dada por:

$$K_I\,sen\theta-K_{II}(3\cos\theta-1)=0 \tag{5.62}$$

o que resulta:

$$\theta = 2\arctan\left(\frac{1}{4}\frac{K_I}{K_{II}}\pm\frac{1}{4}\sqrt{\left(\frac{K_I}{K_{II}}\right)^2+8}\right) \tag{5.63}$$

Uma outra solução possível para a equação 5.62 é dada por:

$$\cos(\theta/2)=0 \text{ para } \theta=\pm\pi \tag{5.64}$$

esta solução representa uma fenda horizontal sujeita a uma tensão perpendicular à direcção da ponta da fenda.

No sentido de implementar a metodologia descrita, foi analisado um elemento rectangular com as dimensões apresentadas na Figura 5.35, sujeito a uma carga linear constante de 100MN/m, tendo sido calculado em estado plano de deformação.

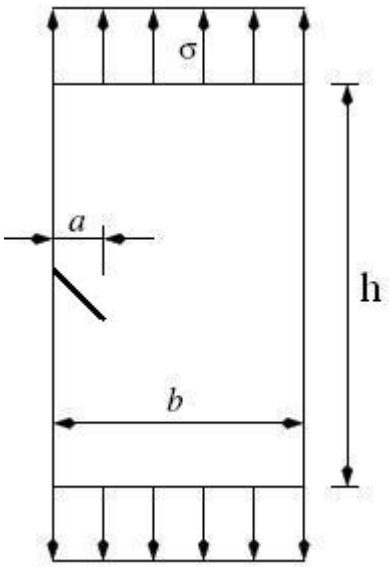


Figura 5.35 – Características do problema analisado

Foi disposta a 45º uma fenda inicial a meia altura do elemento com um comprimento inicial de 2 cm. As características adoptadas para o aço foram:

- Módulo de elasticidade: $E=2x10^5$ MPa;
- Coeficiente de Poisson: $\nu=0.3$;
- b = 0,1 m;
- h = 1,0 m.

Na Figura 5.36 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada para a configuração de rotura do elemento.

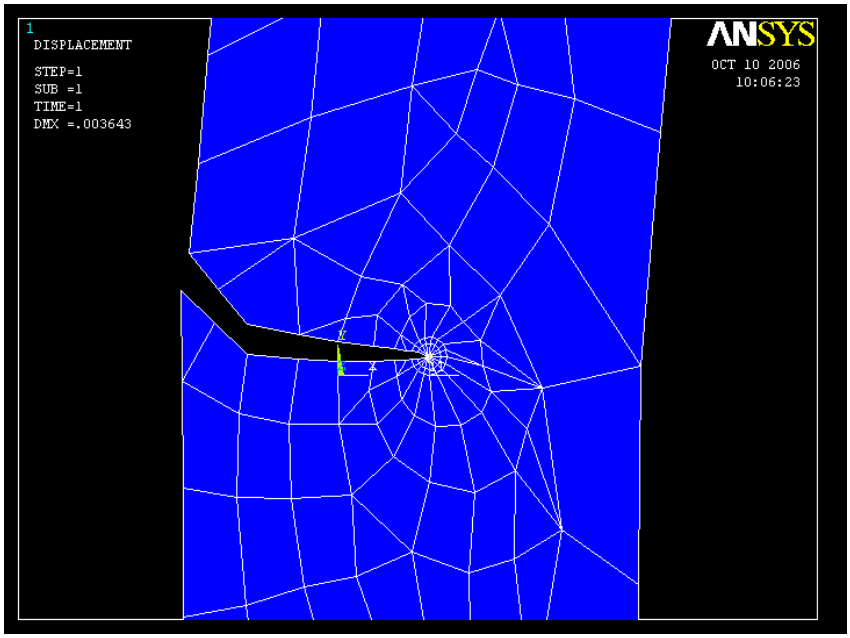


Figura 5.36 – Malha de elementos finitos utilizada na zona da fenda para a configuração de rotura (deformada)

Na Figura 5.37 apresenta-se a evolução de uma fenda inicial disposta no elemento estrutural a 45º da face do elemento.

Os resultados obtidos foram concordantes com os obtidos por Pravia, Zacarias [26]. Refere-se que neste caso esta técnica foi aplicada através de um modelo bidimensional e para uma variação de tensão constante sendo no entanto possível utilizá-la para casos mais gerais tridimensionais em que é possível aplicar um espectro de tensões aleatório, aplicar diferentes taxas de crescimento da fenda para diferentes direcções de propagação, incluir o efeito de tensões residuais e os efeitos de retardamento do crescimento da fenda depois um ciclo elevado de tensão [53].

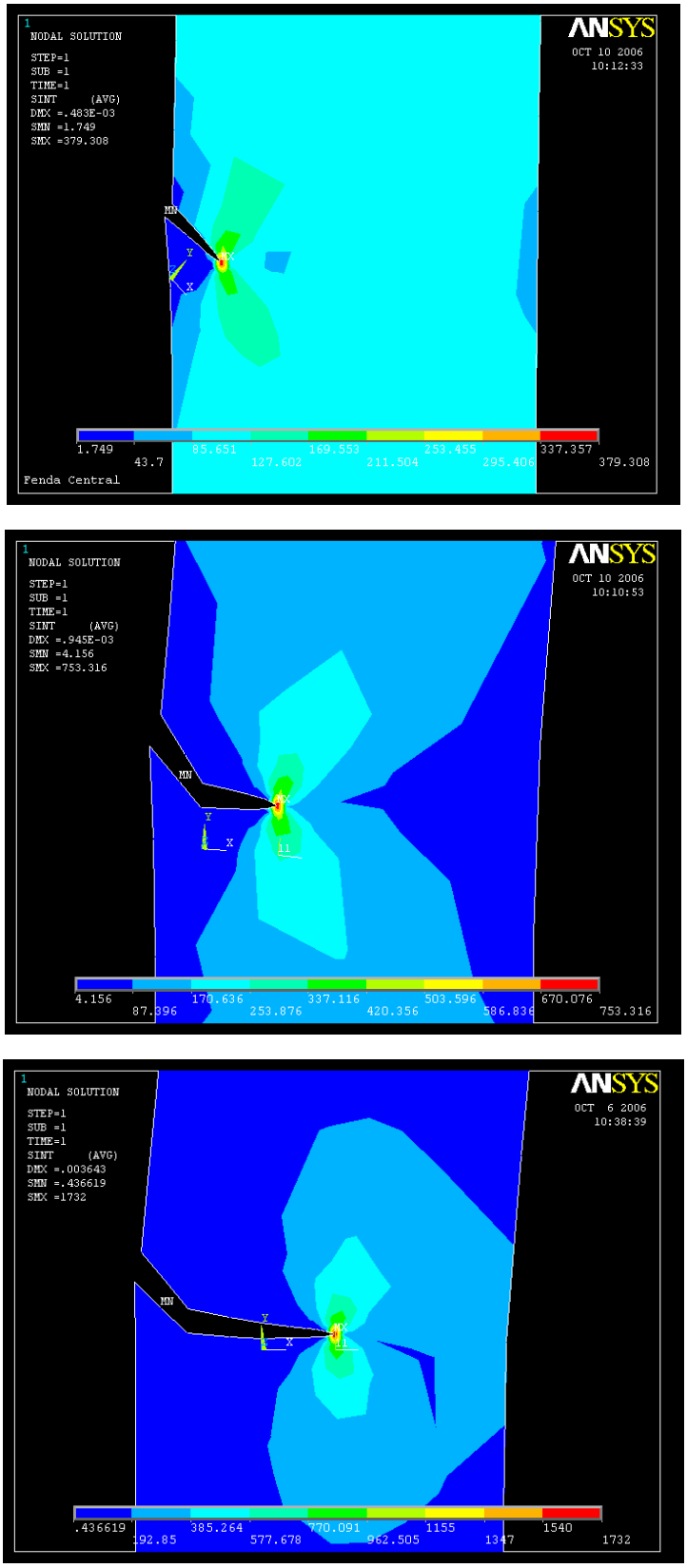


Figura 5.37 – Evolução de uma fenda no modelo numérico até à rotura do elemento

CAPÍTULO 6
ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE FERROVIÁRIA DE TREZÓI

6.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo teve como objectivo o desenvolvimento de um estudo do comportamento dinâmico de uma ponte metálica ferroviária pertencente à rede ferroviária nacional, tendo em consideração diferentes aspectos e metodologias de análise descritos em capítulos anteriores.

Para isso, foi desenvolvido um modelo de elementos finitos tridimensional da estrutura o qual foi posteriormente ajustado tendo em conta os resultados de um ensaio de vibração ambiental efectuado de forma a ganhar confiança nos resultados alcançados por via numérica.

O estudo dinâmico da ponte teve por base as especificações da EN1991-2 (2003) e, embora não envolva uma análise exaustiva de todos os elementos constituintes, sistematiza os procedimentos e a utilização das recomendações indicados nesta norma para o caso de uma ponte existente, com cerca de cinquenta anos e com velocidades de circulação inferiores a 200km/h.

A importância deste estudo prende-se com a necessidade de conhecer o comportamento da estrutura face a solicitações de carácter dinâmico e perceber as diferenças existentes entre a metodologia tradicional, em que se realiza uma análise estática e se majoram os resultados obtidos por um coeficiente dinâmico, e uma análise mais rigorosa, tendo em consideração as solicitações reais actuando dinamicamente, da qual resultam valores mais próximos da realidade.

Neste contexto, e seguindo as especificações da EN1991-2, realizaram-se análises dinâmicas com os comboios definidos no anexo D desta norma. São comboios reais, existentes nas linhas europeias, que englobam comboios de mercadorias e de passageiros

utilizados para a avaliação da fadiga em pontes ferroviárias. Foram também efectuadas análises dinâmicas relativas à passagem de comboios reais que circulam actualmente na Linha da Beira Alta.

É sabido que os efeitos dinâmicos produzidos por veículos ferroviários com velocidades de circulação relativamente baixas, como as que são permitidas na ponte de Trezói, são pouco significativos. No entanto, pretendeu-se quantificá-los com rigor, dado tratar-se de uma estrutura complexa, efectuando-se uma comparação dos valores obtidos com os alcançados por uma análise estática multiplicados pelos factores de amplificação dinâmica preconizados na EN1991-2.

6.2 A PONTE FERROVIÁRIA DE TREZÓI

6.2.1 Descrição geral

A Ponte de Trezói, estudada ao longo deste trabalho situa-se na linha da Beira Alta ao quilómetro 62, no concelho de Mortágua. Na Figura 6.1 apresenta-se a localização da ponte, situada a norte do concelho, na aldeia de Trezói.



Figura 6.1 – Localização geográfica da ponte de Trezói

O tabuleiro é formado por três tramos contínuos com vãos teóricos de 39 m, 48 m e 39 m, totalizando um comprimento de 126m, e apresenta uma largura constante de 4,40m, ao longo da sua extensão. É uma ponte recta de tabuleiro superior, em que cada tramo é constituído por duas vigas principais do tipo Warren, com banzos paralelos, contínuas e de

altura 5,68 m. A distância entre os montantes verticais é de 6,00m nos vãos extremos e 6,50m no vão central.

Na Figura 6.2 apresenta-se uma vista geral da ponte de Trezói.



Figura 6.2 – Vista geral da ponte de Trezói

Embora exista apenas uma via, a circulação dos comboios faz-se nos dois sentidos, alternadamente. A velocidade máxima das composições depende do sentido de circulação dos comboios, pois esta ponte encontra-se na proximidade de uma curva de raio reduzido. Por este motivo, no sentido Dão – Luso, a velocidade máxima de circulação é de 110 km/h, devido ao facto das composições entrarem na ponte depois de terminarem a curva referida. No sentido contrário, a velocidade máxima de circulação é de 90km/h, para evitar o risco de descarrilamento e outros problemas de degradação da via resultantes de forças transversais elevadas.

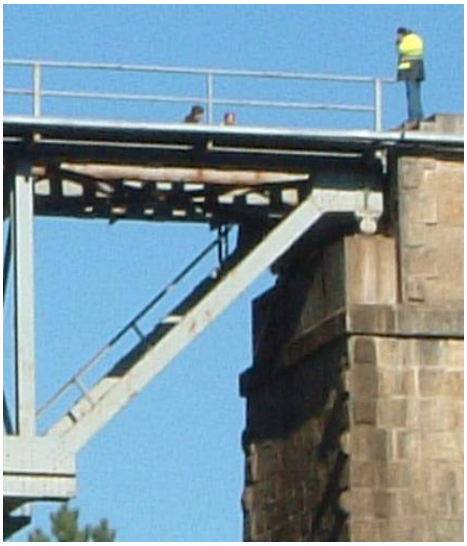


Figura 6.3 – Vista em perspectiva da Ponte de Trezói



Figura 6.4 – Vista inferior do tramo central

O tabuleiro é apoiado nos encontros por intermédio de aparelhos de apoio de aço. Na direcção longitudinal, é fixo numa das extremidades e livre na outra, enquanto na direcção transversal é fixo nas duas (Figura 6.5).



a) aparelho de apoio do tabuleiro;



b) aparelho de apoio do pilar

Figura 6.5 – Aparelhos de apoio da Ponte de Trezói.

As ligações entre os diversos elementos estruturais são realizadas por intermédio de ligações rebitadas. Na Figura 6.6, ilustra-se um pormenor da ligação rebitada do banzo superior com uma diagonal e com uma carlinga na zona do apoio. As carlingas que ligam os banzos superiores das vigas principais servem de apoio a duas longarinas, que por sua vez servem de suporte à via-férrea, estando alinhadas com os carris (Figura 6.4 e 6.7). A continuidade das longarinas de apoio aos carris sofre interrupção no seu ponto central. Aqui e nas extremidades existem dispositivos de dilatação (Figura 6.6 e 6.7).



Figura 6.6 – Pormenor de ligação rebitada na zona do encontro



Figura 6.7 – Junta de dilatação no vão central das vigas longitudinais que sustentam os carris

Os carris encontram-se ligados a travessas de madeira, que por sua vez estão ligadas ao banzo superior das longarinas. Estas ligações são realizadas através de chapas metálicas soldadas (Figura 6.8).



Figura 6.8 – Pormenor da ligação das travessas de madeira ao banzo superior das longarinas

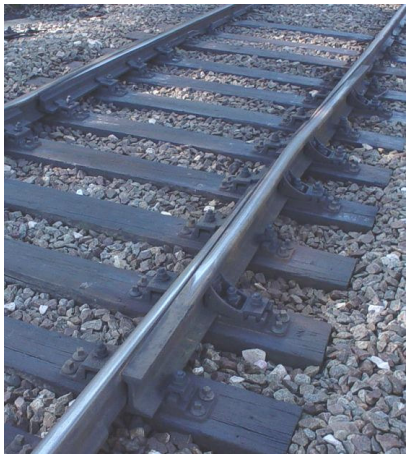


Figura 6.9 – Aparelho de dilatação da via junto a uma das extremidades da ponte

Os contraventamentos superior e inferior estabilizam a ponte contra as forças horizontais que actuam transversalmente. As forças de frenagem são suportadas pelo contraventamento de frenagem.

Para garantir maior rigidez transversal da ponte, existem quadros de contraventamento vertical do tabuleiro sobre os pilares.

As longarinas, as carlingas e os contraventamentos são constituídos por aço St.37 (Fe360), enquanto as vigas principais são de aço St.52 (Fe510). Os aparelhos de apoio são constituídos por aço Stg.52.81.S e St.C.35.61 e os rebites por aço do tipo St.34 e St.44.

6.2.2 Características geométricas e mecânicas

Na Figura 6.10 está representado um alçado geral da ponte e duas plantas representando o contraventamento superior e o contraventamento inferior.

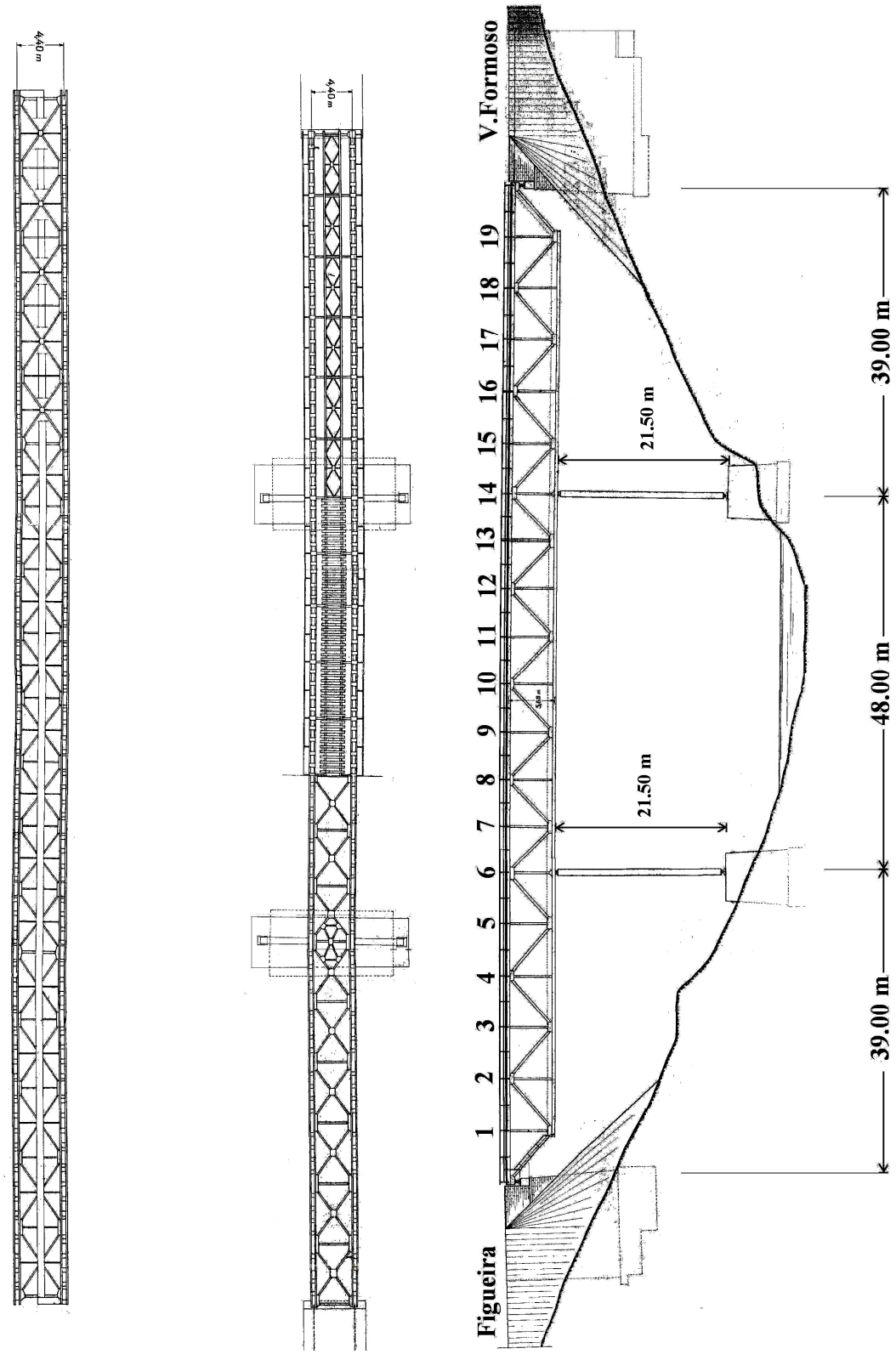


Figura 6.10 – Ponte de Trezói: esquerda - contraventamento inferior; centro - contraventamento superior; direita – alçado da ponte

Foram consideradas as seguintes características geométricas e mecânicas:

- módulo de elasticidade (E) igual a 206 GPa;
- módulo de distorção (G) calculado admitindo-se para o aço um coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,30;
- área (A), módulo de torção (J) e momentos de inércia (Iy e Iz) em relação aos eixos principais centrais de inércia de cada uma das secções tipo do tabuleiro indicadas no Quadro 6.1.;
- massa volúmica do aço (ρ) tomada igual a 7850 kg/m3 na generalidade dos casos.

É de realçar que em algumas zonas, a massa volúmica foi alterada de forma a ter em conta indirectamente, a massa de alguns elementos de ligação e reforço (secção 6.3.1).

Quadro 6.1 Características geométricas das secções tipo do tabuleiro

Elemento Estrutural	Características geométricas			
	J (m^4)	Iy (m^4)	Iz (m^4)	A (m^2)
Diagonais	1.22E-06	3.59E-04	2.57E-04	1.55E-02
Longarinas	1.23E-06	2.67E-05	6.71E-04	1.34E-02
Barras laterais dos pilares	1.63E-06	1.82E-03	3.57E-03	6.53E-02
Contraventamentos dos pilares	-	-	-	3.29E-03
Banzos inferiores	1.63E-06	7.53E-04	4.07E-04	1.83E-02
Montantes	1.49E-06	7.89E-05	3.31E-04	1.43E-02
Carlingas	5.14E-06	1.22E-04	2.15E-03	2.61E-02
Contraventamento superior	1.93E-07	6.60E-06	1.10E-05	4.84E-03
Contraventamento inferior	1.86E-07	1.78E-06	3.66E-06	2.96E-03

6.3 AVALIAÇÃO NUMÉRICA DOS PARÂMETROS MODAIS

6.3.1 Modelação da ponte

A avaliação numérica dos parâmetros modais foi realizada com base numa modelação tridimensional da ponte, em que se procedeu à discretização do tabuleiro e dos elementos laterais dos pilares através de elementos de viga 3D. Os elementos de contraventamento dos pilares foram modelados como elementos de treliça. O modelo é constituído por 438 elementos de barra e por 269 nós e encontra-se representado esquemáticamente na Figura 6.11.

Este modelo foi gerado com base no software comercial SOLVIA, tendo em consideração os dados e os pormenores existentes no projecto da ponte facultado pela REFER, nomeadamente as dimensões e localização dos elementos, áreas das secções transversais, características de rigidez e massa dos elementos.

A maioria das verificações regulamentares preconizadas no EN1991-2 envolvem grandezas que devem ser quantificadas ao nível da via. Por isso, foi considerada a existência das longarinas que dão apoio aos carris, de forma a simular o seu contributo para a deformação e vibração da ponte. Assume-se que estes elementos apenas transmitem deslocamentos às carlingas, não havendo transmissão de momentos entre os dois elementos (trata-se de uma ligação rotulada). A meio do vão central, as longarinas adjacentes centrais apenas transmitem deslocamentos verticais uma à outra, devido à existência de uma junta de dilatação.

É de notar que as frequências naturais e os modos de vibração globais não são muito sensíveis à existência destes elementos. No entanto, eles permitem uma maior aproximação das frequências calculadas às frequências obtidas através do ensaio de vibração ambiental (secção 6.4) e têm uma importância elevada nas verificações preconizadas na EN1991-2 relativas à via já que os modos locais destes elementos podem ter um contributo significativo nas grandezas avaliadas. A massa destes elementos foi distribuída pelos banzos superiores das vigas principais e a massa das travessas de madeira em que apoiam os carris e a massa dos carris foi adicionada posteriormente para ajustar o modelo aos resultados experimentais obtidos através do ensaio de vibração ambiental realizado.

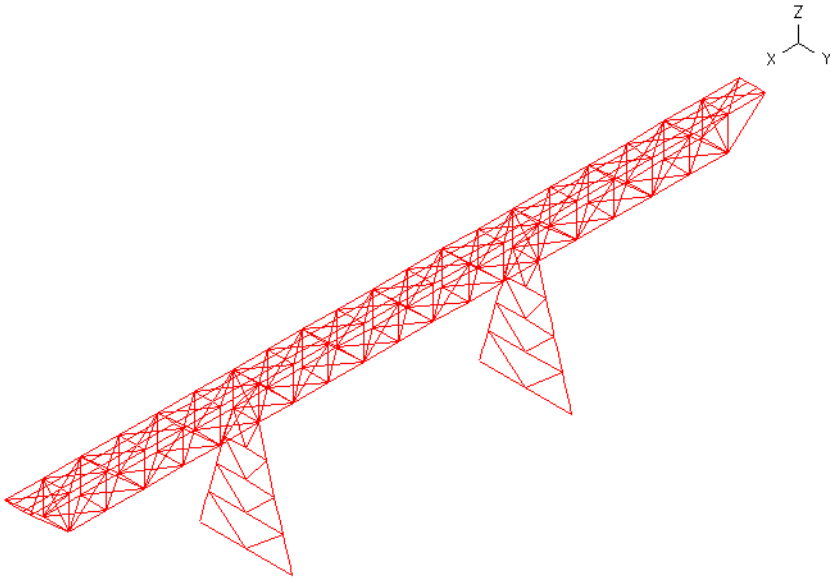
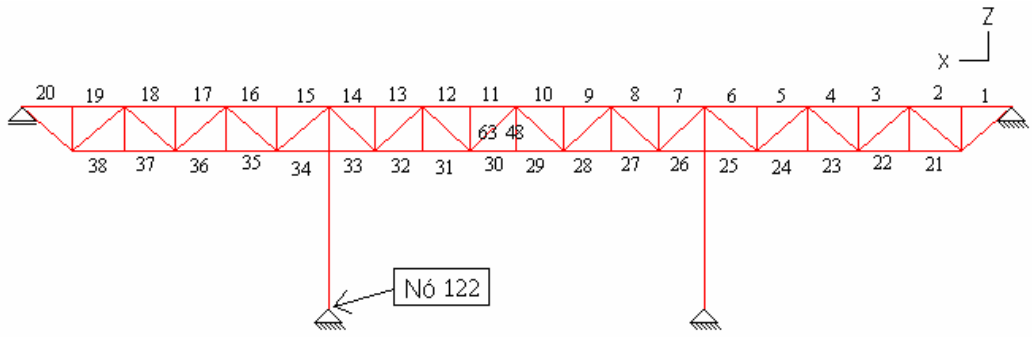
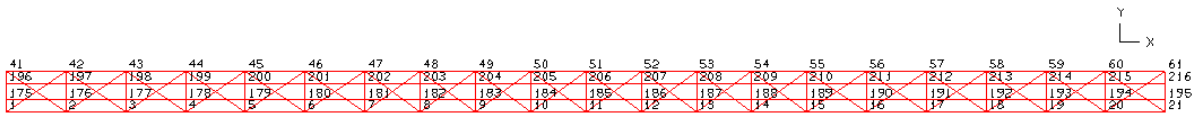


Figura 6.11 – Modelo tridimensional de elementos finitos da ponte de Trezói

Na figura 6.12 a) apresenta-se a numeração de alguns elementos da ponte, enquanto na Figura 6.12 b) se indica a numeração dos nós pertencentes às cordas superiores e às longarinas.



a)



b)

Figura 6.12 – Numeração de elementos e nós da ponte: a) alçado; b) planta do tabuleiro

6.3.2 Características dinâmicas

6.3.2.1 Frequências naturais e modos de vibração

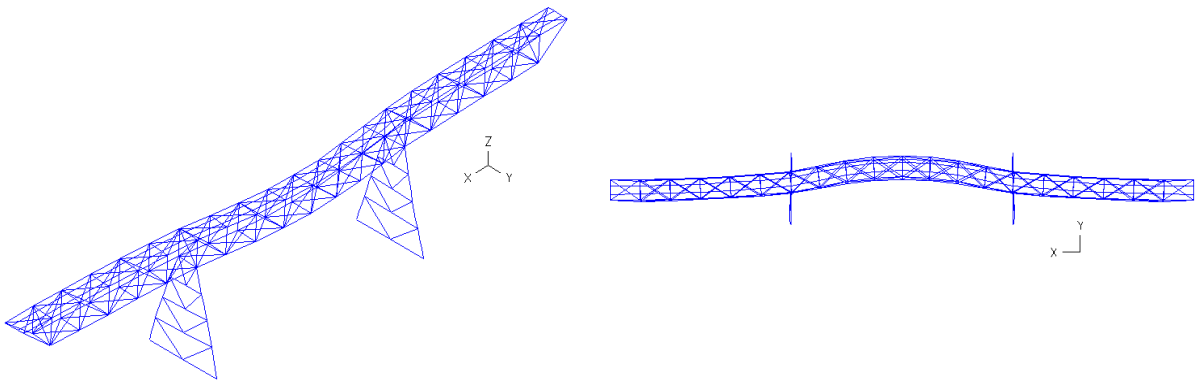
No Quadro 6.2 apresentam-se as frequências naturais mais relevantes calculadas através do modelo 3D completo, indicando-se também o tipo de configuração dos modos de vibração respectivos.

Quadro 6.2 – Frequências naturais calculadas

Frequência (Hz)	Tipo de modo
2,99	1º Flexão Transversal
4,25	2º Flexão Transversal
4,53	3º Flexão Transversal
5,33	1º Flexão Vertical
5,87	1º Torsional
6,76	2º Flexão Vertical

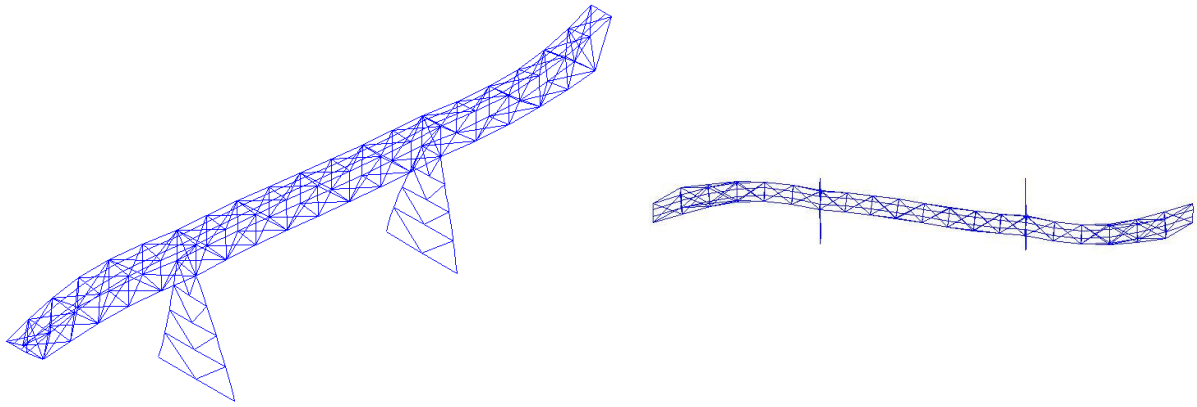
É de notar, no entanto, que os primeiros modos de vibração da estrutura correspondem a modos locais dos pilares, com frequências dentro do intervalo 0,6 – 2,3Hz.

Nas figuras 6.13 a 6.17, apresentam-se as configurações dos seis primeiros modos de vibração globais.



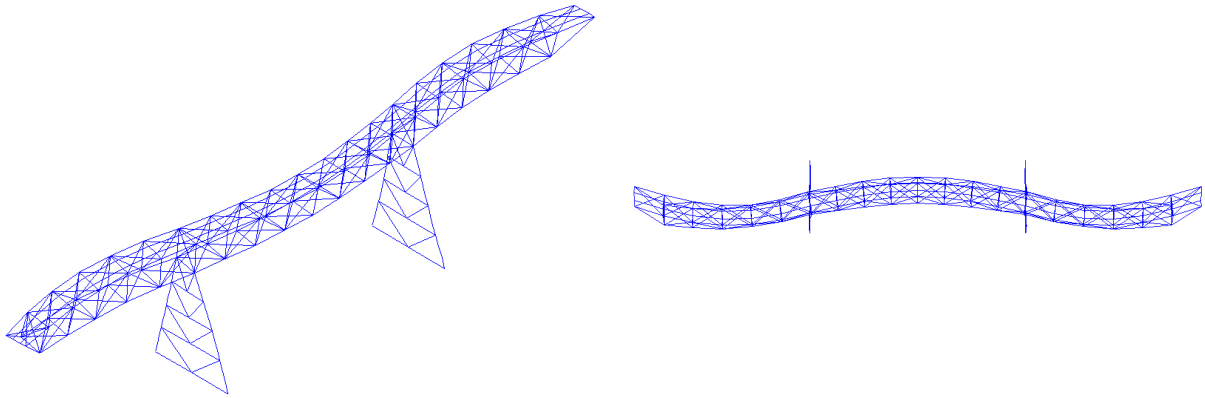
a) Perspectiva b) Planta

Figura 6.13 – Modos de vibração da ponte de Trezói: 1º Modo Transversal – 2,99 Hz



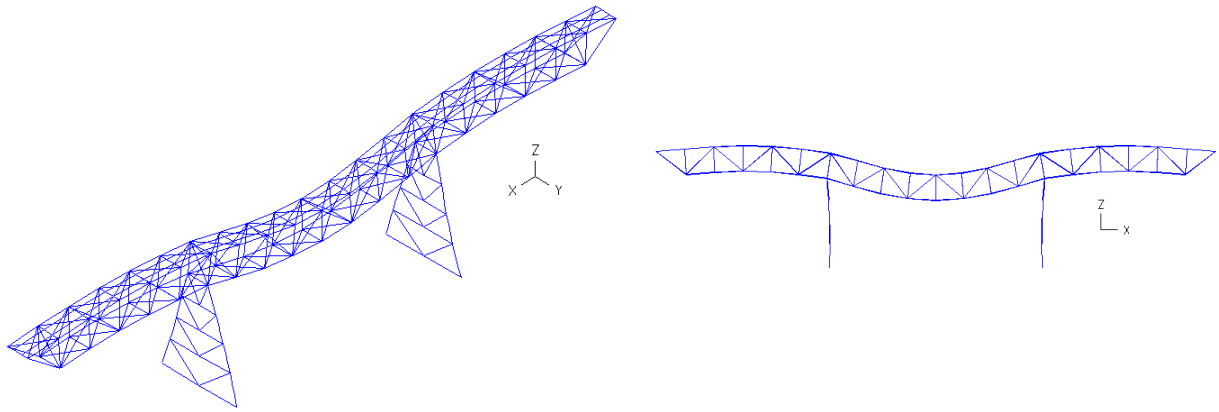
a) Perspectiva b) Planta

Figura 6.14 – Modos de vibração da ponte de Trezói: 2º Modo Transversal – 4,25 Hz



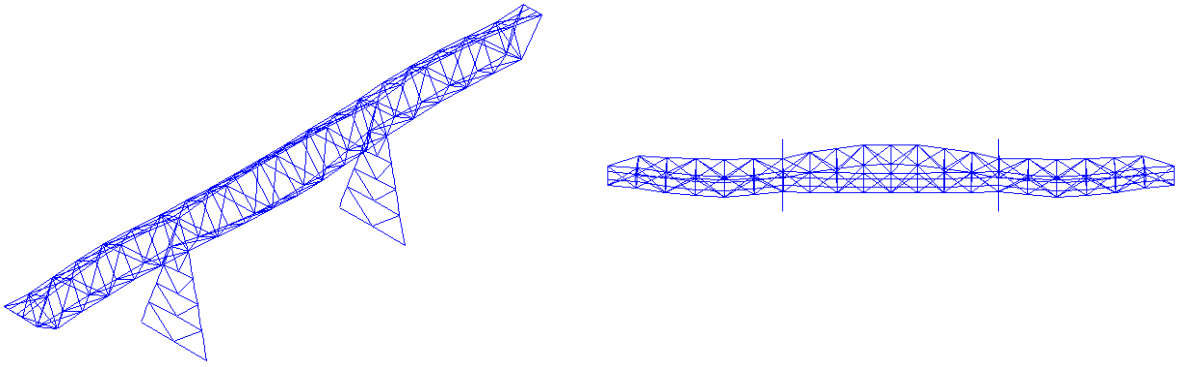
a) Perspectiva b) Planta

Figura 6.15 – Modos de vibração da ponte de Trezói: 3º Modo Transversal – 4,53 Hz



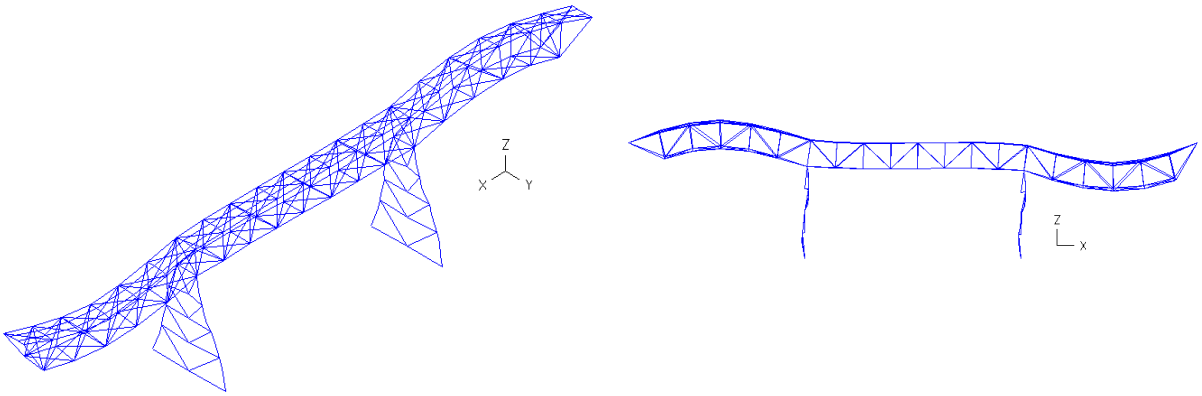
a) Perspectiva b) Alçado

Figura 6.16 – Modos de vibração da ponte de Trezói: 1º Modo vertical – 5,33 Hz



a) Perspectiva b) Alçado

Figura 6.17 – Modos de vibração da ponte de Trezói: 1º Modo de torção – 5,87 Hz



a) Perspectiva b) Alçado

Figura 6.18 – Modos de vibração da ponte de Trezói: 2º Modo vertical – 6,76 Hz

Numa primeira avaliação dos resultados, verificou-se que os modos de vibração calculados apresentam um padrão de deformação lógico, o que só por si confere alguma confiança à modelação desenvolvida. Os modos torsionais de vibração apresentam-se numa gama de frequências que poderá ser considerada relevante para o comportamento dinâmico geral da ponte. A excitação mais desfavorável, a da passagem do comboio, apesar de introduzir acções predominantemente verticais e longitudinais (derivadas do seu peso próprio e forças de aceleração e frenagem), poderá introduzir acções laterais devidas ao vento e força de lacete que introduzem acções excêntricas levando a que os modos torsionais e laterais possam ter alguma importância.

É de referir que na construção deste modelo numérico foi necessário alterar as condições de apoio do tabuleiro de forma a ajustar as frequências calculadas às obtidas no ensaio de vibração ambiental (secção 6.4). Por esse motivo, no modelo numérico os apoios extremos do tabuleiro foram idealizados como duplos (Figura 6.10), isto é, os deslocamentos nas três direcções foram supostos nulos. Na realidade, existem apenas numa das extremidades dois apoios que impedem os deslocamentos na direcção longitudinal da ponte, sendo a outra extremidade teoricamente livre nessa direcção. A maior proximidade, entre frequências calculadas e medidas, que se obtém considerando as duas extremidades fixas longitudinalmente significa que a excitação ambiental não origina uma resposta da estrutura perceptível na direcção longitudinal no apoio simples. Por isso, a validação do modelo de elementos finitos foi realizada reproduzindo as condições de apoio associadas à solicitação ambiental. No entanto, os graus de liberdade longitudinais nos apoios simples foram libertados quando se simulou a passagem de tráfego ferroviário, pois as acções decorrentes dos comboios mobilizam a ponte na direcção longitudinal com intensidade suficiente para induzir o comportamento teórico dos aparelhos de apoio.

6.3.2.2 Amortecimento

O coeficiente de amortecimento utilizado para esta ponte foi de 0,5 %, tal como preconizado na EN1991-2 e recomendado por vários autores ([20], [33]) para o caso de pontes metálicas, com vãos superiores a 20 m. Por se tratar de uma ponte com 50 anos, será provável que o valor real deste parâmetro seja superior ao utilizado. No entanto, adoptou-se este limite inferior de forma a utilizar uma abordagem conservativa em termos de segurança (Capítulo 3, secção 3.4).

Para as análises realizadas através de sobreposição modal, foi fixado um amortecimento modal constante e igual a 0,5 % para todos os modos de vibração considerados no cálculo. Para as análises realizadas por integração directa das equações do movimento, utilizou-se uma matriz de amortecimento de Rayleigh, proporcional à matriz de massa e de rigidez.

6.4 ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL PARA VALIDAÇÃO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

6.4.1 Realização do ensaio

Este ensaio foi realizado com o objectivo de ajustar o modelo numérico de elementos finitos, alterando se necessário as características mecânicas dos elementos, a disposição da massa na ponte ou ainda as condições de apoio, tendo sido desenvolvido com os meios do Laboratório de Vibrações e Monitorização VIBEST (www.fe.up.pt/vibest) da FEUP.

A realização de ensaios de vibração ambiental impõe algumas condicionantes ao equipamento a utilizar, obrigando à utilização de sensores de elevada sensibilidade e cartões de conversão analógica – digital adequados, pois os níveis de resposta da estrutura face a solicitações ambientais são normalmente muito baixos. Além disso, a extensão da ponte torna a utilização de sensores ligados por cabos eléctricos a um sistema de aquisição central trabalhosa e demorada.

A escolha de sismógrafos (Figura 6.18) para a realização deste tipo de ensaio surge deste modo como a mais adequada, já que as unidades são completamente independentes entre si e de qualquer fonte externa, possuem baterias internas, a informação recolhida é guardada numa unidade de memória própria e a sua sincronização é assegurada por sensores GPS, eliminando assim a necessidade do uso de cabos eléctricos.

Na Figura 6.18 ilustra-se a colocação de alguns desses aparelhos durante uma das fases deste ensaio.



Figura 6.18 – Colocação dos sismógrafos durante o ensaio de vibração ambiental

Foram medidas acelerações segundo três direcções ortogonais em 19 secções do tabuleiro, sobre o banzo superior da viga a jusante. Em cada "setup" de 12 minutos, um sismógrafo foi posicionado de forma fixa sobre o ponto 11 (sensor de referência), e dois outros foram colocados sucessivamente nos restantes 18 pontos de medida (Fig. 6.10). Foi ainda efectuada uma medição simultânea a montante e a jusante na secção de referência.

6.4.2 Identificação modal e correlação com o modelo de elementos finitos ajustado

Com base nos registos temporais obtidos em cada "setup" de ensaio, foram construídos os espectros de potência médios normalizados para a direcção vertical e transversal (Figura 6.19). Uma análise dos picos dos espectros médios relativos a essas direcções permite identificar as frequências naturais da estrutura na banda de frequências de maior interesse.

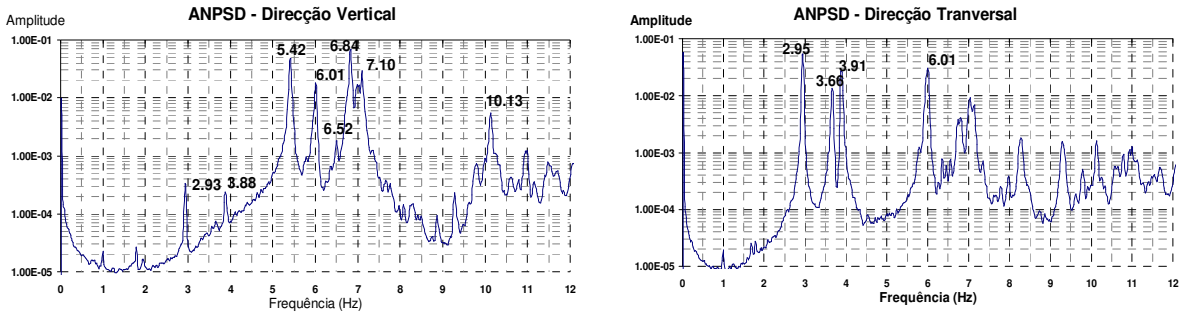


Figura 6.19 – Espectros de potência médios normalizados

Nas figuras 6.20, 6.21 e 6.22 apresentam-se as frequências e configurações modais mais relevantes, identificadas pelo método da selecção de picos, sendo estes resultados confrontados com os valores obtidos pelo modelo de elementos finitos. A distinção entre os modos verticais e os modos de torção foi efectuada com base na medição realizada a montante e a jusante na secção de referência, tendo-se concluído que as frequências 6,01Hz e 10,13 Hz estão associadas a modos de torção.

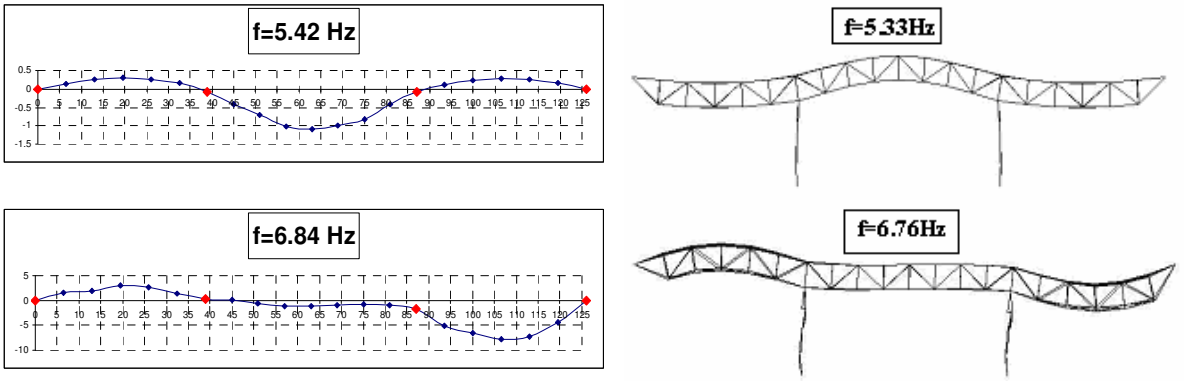


Figura 6.20 – Modos verticais identificados (esquerda) vs calculados (direita)

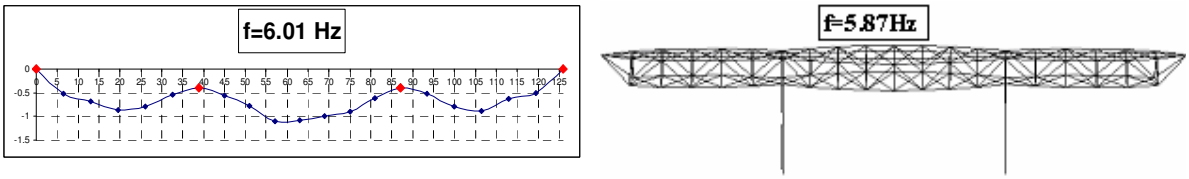


Figura 6.21 – Modo torsional identificado (esquerda) vs calculado (direita)

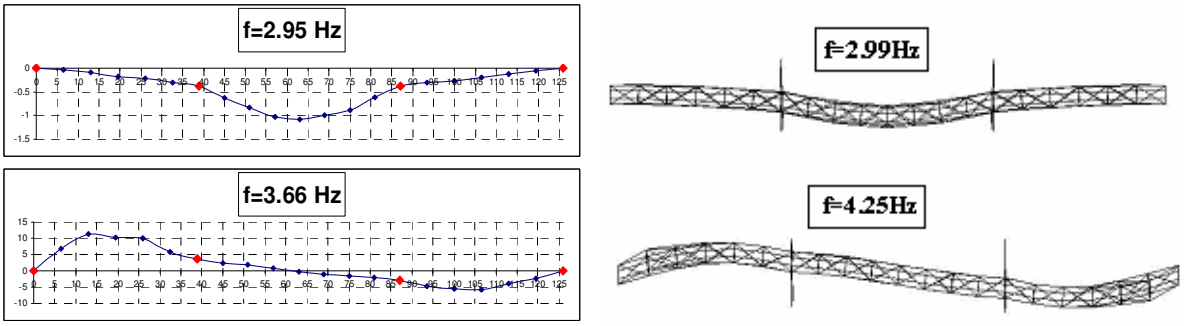


Figura 6.22 – Modos laterais identificados (esquerda) vs calculados (direita)

Da observação das figuras anteriores, pode concluir-se que o grau de correlação existente entre frequências naturais identificadas e calculadas é bastante bom, havendo no entanto alguma discrepância para a frequência relativa ao segundo modo lateral. Apesar deste facto, observa-se uma boa concordância entre configurações modais. Note-se todavia que para o tipo de acção simulada (vertical), são os modos verticais que mais interessam para a análise da resposta estrutural.

6.4.3 Comparação entre grandezas medidas e calculadas

Durante o ensaio, foi possível medir também as acelerações provocadas pela passagem de um comboio de mercadorias. Assim, nesta secção procura-se comparar as acelerações obtidas desta forma e as acelerações estimadas através do modelo numérico.

Para o efeito foi considerado o registo de tráfego fornecido pela REFER, tendo-se simulado a passagem de um comboio com uma composição semelhante à do comboio que circulou sobre a ponte durante o ensaio. Além disso, foi possível gravar em vídeo a passagem do comboio, o que permitiu identificar o tipo de locomotiva e o número de vagões do comboio com algum rigor.



Figura 6.23 – Passagem de um comboio de mercadorias sobre a ponte de Trezói

Na Figura 6.24 apresenta-se o registo de acelerações medidas nos pontos 11 (ponto de referência), 16 e 17 (Figura 6.10).

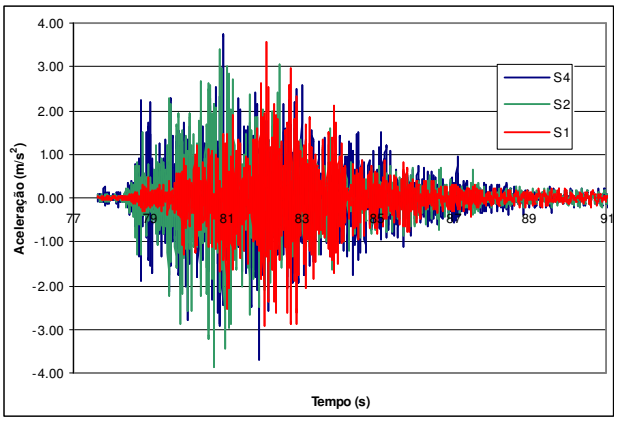


Figura 6.24 – Registo de acelerações medidas nos pontos 11, 16 e 17 sobre a ponte de Trezói

A vermelho apresenta-se o registo medido pelo sismógrafo nº1, colocado na secção de referência, e a azul e verde os registos medidos pelos sismógrafos nº4 e nº2, colocados respectivamente nos pontos 16 e 17.

A velocidade do comboio foi estimada de forma simplificada através dos registos anteriores dividindo a distância entre os sismógrafos S1 e S4 pelo tempo necessário para os registos atingirem o pico máximo da aceleração vertical, o valor da velocidade obtido desta forma foi confrontado com os registos disponibilizados pela REFER .

Na Figura 6.25 apresenta-se o conteúdo em frequência da aceleração medida no ponto de referência. Pode observar-se no registo medido a existência da contribuição de frequências até os 50Hz. A EN1991-2 refere uma frequência de corte de 30Hz para a avaliação da aceleração, valor que está relacionado com fenómenos de instabilidade do balastro. No entanto, para efeitos da presente comparação, calculou-se a aceleração com base no modelo numérico desenvolvido, tendo em conta a contribuição de modos com frequência igual ou inferior a 50Hz.

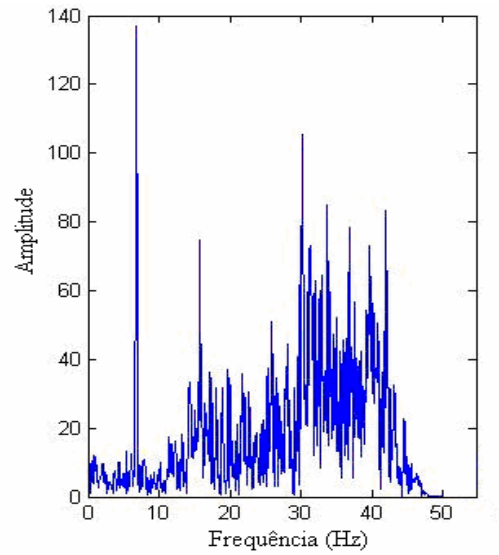
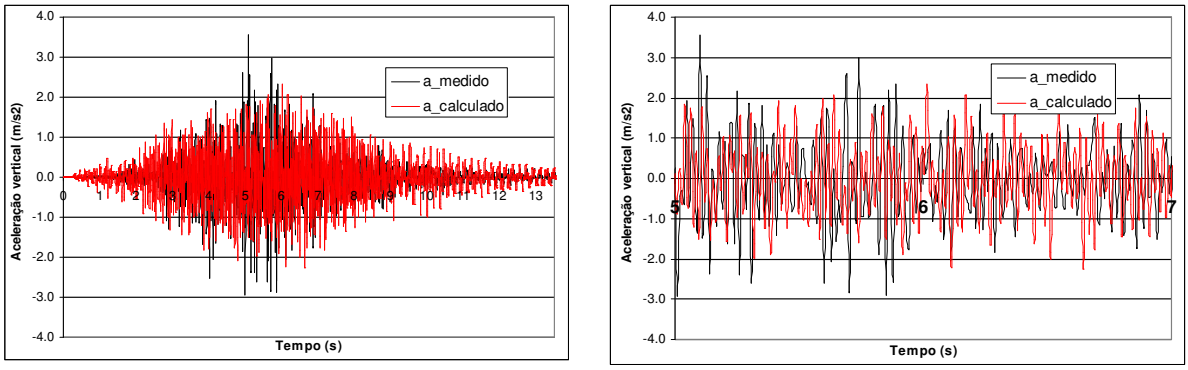


Figura 6.25 – Função de resposta em frequência da aceleração medida no ponto de referência (ponto 11)

Na Figura 6.26 pode observar-se a aceleração calculada através do modelo numérico com a passagem do comboio a 108 km/h e a aceleração medida no ponto 11 do ensaio.



a) b)

Figura 6.26 –Aceleração vertical calculada no nó 10 do modelo numérico

Como se pode observar, as duas figuras apresentam valores de aceleração muito próximos. Note-se que estes resultados são de natureza indicativa, devido a algumas incertezas associadas à velocidade de passagem do comboio, à carga de cada um dos vagões, às irregularidades da via, à interacção veículo-ponte e a possíveis erros de medição decorrentes da falta de fixação dos sismógrafos aos pontos de medida.

Na Figura 6.27 apresenta-se a componente dinâmica do deslocamento vertical calculado através do modelo numérico, admitindo a passagem do comboio a 108 km/h, e o deslocamento vertical obtido através da integração no domínio da frequência do registo de aceleração medido referido anteriormente. Nesta integração teve-se especial cuidado em evitar erros numéricos associados ao contributo de frequências baixas, tendo-se para isso filtrado o sinal com um filtro passa – banda, resultando um registo de aceleração com conteúdo espectral apenas no intervalo 5 – 50Hz.

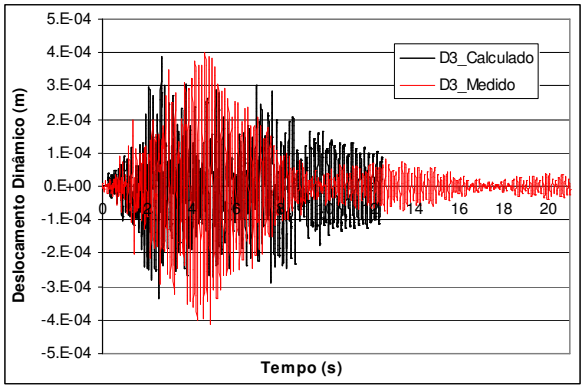


Figura 6.27 –Deslocamento vertical calculado no nó 10 do modelo numérico e obtido através de integração do registo da aceleração no mesmo ponto

O deslocamento dinâmico calculado, representado na Figura 6.27 foi obtido subtraindo o deslocamento estático ao deslocamento total calculado. A Figura 6.28 ilustra a evolução deste deslocamento total em função do espaço percorrido pelo comboio.

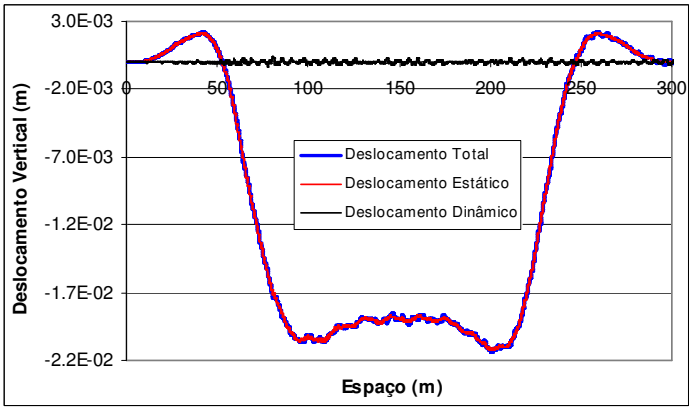


Figura 6.28 –Evolução dos valores do deslocamento vertical total, do deslocamento estático e da componente dinâmica em função do espaço percorrido pelo comboio

A observação da Figura 6.27 evidencia novamente uma concordância bastante satisfatória entre valores medidos e calculados. Observa-se que, para o caso particular da passagem deste comboio os efeitos dinâmicos são reduzidos. No entanto, a passagem de outros comboios com diferentes valores de espaçamento entre eixos, carga e velocidade pode originar efeitos dinâmicos mais significativos.

Tal como no caso da aceleração, e pelos mesmos motivos, realça-se também que estes resultados são de natureza indicativa. No entanto, a concordância alcançada entre valores medidos e calculados de aceleração e deslocamento vertical aumentam o grau de confiança na modelação numérica desenvolvida para caracterização da resposta estrutural a cargas de tráfego ferroviário.

6.5 ANÁLISE ESTÁTICA

6.5.1 Comportamento sob acções permanentes

De forma a conhecer os valores de deslocamentos, reacções e esforços devidos às acções permanentes, começou-se por realizar uma análise estática, tendo apenas em consideração o peso próprio da estrutura e dos elementos não estruturais.

No Quadro 6.3 apresentam-se os valores do deslocamento vertical (u_z) e transversal (u_y) a meio do tramo central da viga principal, do deslocamento longitudinal da extremidade livre do tabuleiro (u_x), da rotação da extremidade fixa do tabuleiro (θ_y), e das reacções de apoio verticais correspondentes ao apoio fixo do tabuleiro e de um apoio do pilar(Rz).

Quadro 6.3 – Resultados devidos às acções permanentes

Grandeza	Nó	Valor
u_z (cm)	11	0.873
u_y (cm)	11	0.079
u_x (cm)	195	0.144
θy ($x10^{-4}$ rad)	1	4.55
R_z (kN)	41	140.6
R_z (kN)	122	722.1

Na Figura 6.29 representam-se graficamente os deslocamentos verticais dos nós pertencentes à longarina que dá apoio a um dos carris.

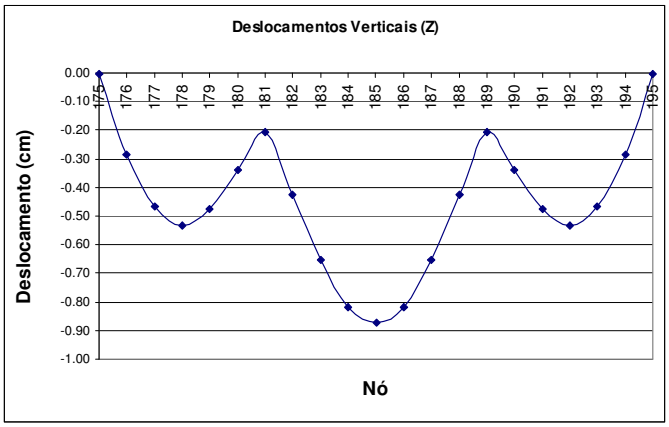


Figura 6.29 – Deslocamentos verticais (u_z) das longarinas de apoio aos carris sob a acção do peso próprio

6.5.2 Comportamento sob acções variáveis

6.5.2.1 Acções devidas ao tráfego ferroviário – Sobrecarga

Realizou-se uma análise estática da ponte de Trezói sujeita a um carregamento correspondente à acção dos modelos de cargas LM71 e SW/0, posicionados de forma a obter os efeitos mais desfavoráveis em relação a cada variável de controlo da resposta considerada. Os resultados obtidos não estão multiplicados pelo coeficiente dinâmico Φ, encontrando-se caracterizados pelos Quadros 6.4 a 6.7 e Figuras 6.30 a 6.33. As Figuras 6.30 a 6.33, em particular, representam respectivamente os esforços axiais nos diversos elementos estruturais e os deslocamentos verticais da longarina de apoio aos carris, para cada modelo de carga considerado.

Modelo de cargas LM71

Quadro 6.4 – Resultados devidos ao modelo de carga LM71

Grandeza	Nó	Valor
u_z (cm)	11	-4.09
u_y (cm)	11	0.142
u_x (cm)	195	0.011
θy ($x10^{-4}$ rad)	1	3.35
R_z (kN)	41	-133.09
R_z (kN)	122	1225.83

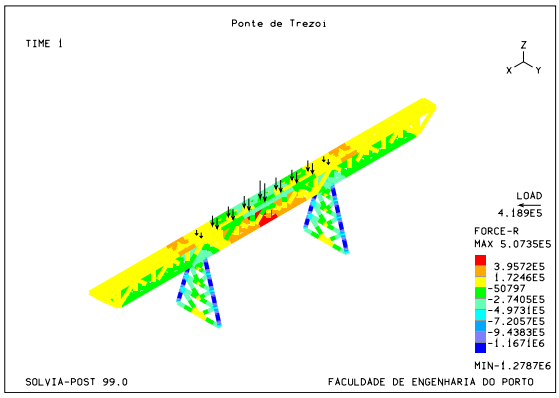


Figura 6.30 – Esforços axiais resultantes da aplicação do modelo de cargas LM71

(Valores em Newton)

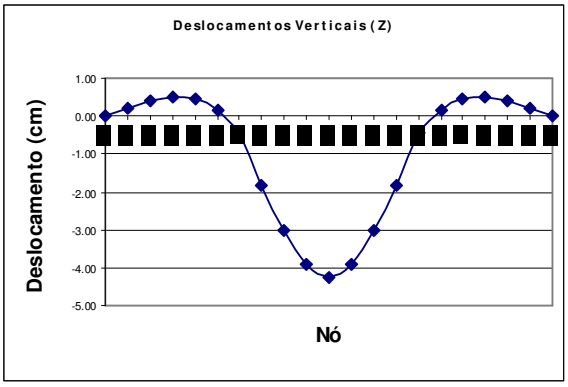


Figura 6.31 – Deslocamento vertical da longarina de apoio ao carril

Modelo de cargas SW/0

Quadro 6.5 – Resultados devidos ao modelo de carga SW/0

Grandeza	Nó	Valor
u_z (cm)	11	-4.12
u_y (cm)	11	0.137
u_x (cm)	195	0.0126
θy (x10^{-4} rad)	1	3.61
R_z (kN)	41	-140.41
R_z (kN)	122	1172.13

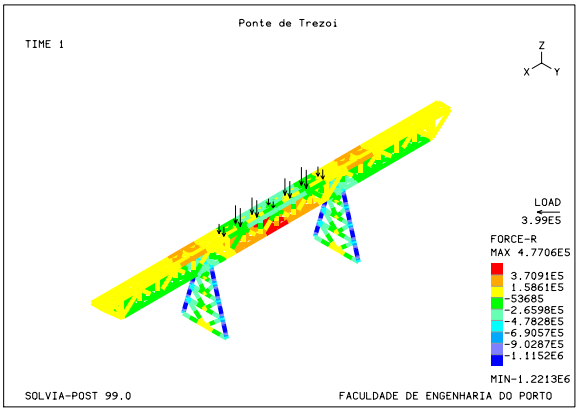


Figura 6.32 – Esforços axiais resultantes da aplicação do modelo de cargas SW/0

(Valores em Newton)

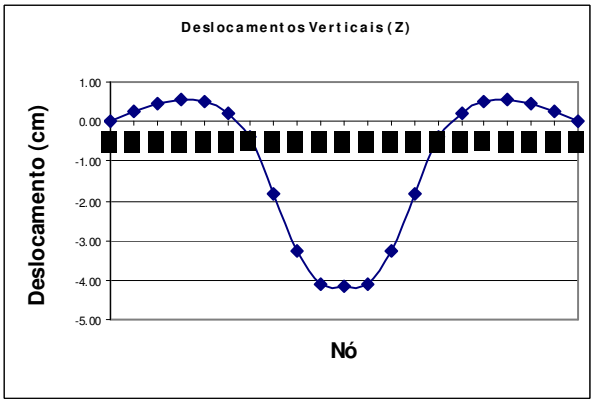


Figura 6.33 – Deslocamento vertical da longarina de apoio ao carril

6.6 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE AOS PARÂMETROS ENVOLVIDOS NAS ANÁLISES DINÂMICAS

6.6.1 Cenário de cálculo

Nesta secção foi analisada a influência da variação de determinados parâmetros envolvidos na análise do comportamento dinâmico da ponte sob acções ferroviárias.

Neste contexto, foi realizado um varrimento de velocidades correspondentes à passagem do comboio de fadiga número 11 definido na EN1991-2, por ser um comboio de mercadorias com cargas por eixo elevadas (22,5 t) e grande comprimento total (198,6 m) o que, em princípio, leva a esperar efeitos dinâmicos mais severos.

As velocidades consideradas encontram-se situadas entre os 120km/h e os 270km/h tendo-se adoptado um incremento de velocidade igual a 10km/h. A escolha desta gama de velocidades limite resultou do facto de a amplificação dinâmica ser, em princípio, mais significativa acima dos 110km/h (velocidade máxima de circulação na ponte), afigurando-se o limite superior considerado como um limite razoável com vista possibilitar a análise de um campo de velocidades suficientemente vasto.

Para cada velocidade considerada, foi feita uma análise dinâmica por sobreposição modal, por implicar tempos de cálculo inferiores aos de uma análise dinâmica através da integração directa das equações de movimento. A análise dinâmica por sobreposição modal tem ainda como vantagens o facto de não ser necessária a aplicação de um filtro digital para obter a resposta apenas com contribuição das frequências inferiores a uma dada frequência de corte e a possibilidade de fixação de cada um dos valores dos coeficientes de amortecimento modais (podendo eventualmente assumir todos o mesmo valor).

Para avaliar a amplificação dinâmica obtida para as diferentes velocidades realizou-se um cálculo dinâmico com uma velocidade de circulação muito baixa (28km/h), de forma a obter resultados equivalentes a uma análise estática.

6.6.2 Variação do número de modos a considerar na análise modal

Nesta secção apresenta-se uma análise da sensibilidade dos resultados obtidos em relação ao número de modos considerados na integração pelo método da sobreposição modal. Considerou-se um passo de integração constante e igual a $\Delta t = 0{,}002 \ \ s$.

As grandezas estudadas nesta secção foram o deslocamento e a aceleração vertical do nó 185, pertencente à longarina de apoio ao carril (Figura 6.12), os esforços axiais num elemento pertencente à corda inferior da viga principal (elemento 30), numa diagonal (elemento 63) e num montante (elemento 48), todos eles localizados a meio do vão central.

Na Figura 6.34, caracteriza-se os resultados obtidos para o deslocamento vertical no nó 185, incluindo na resposta o contributo de um número crescente de modos.

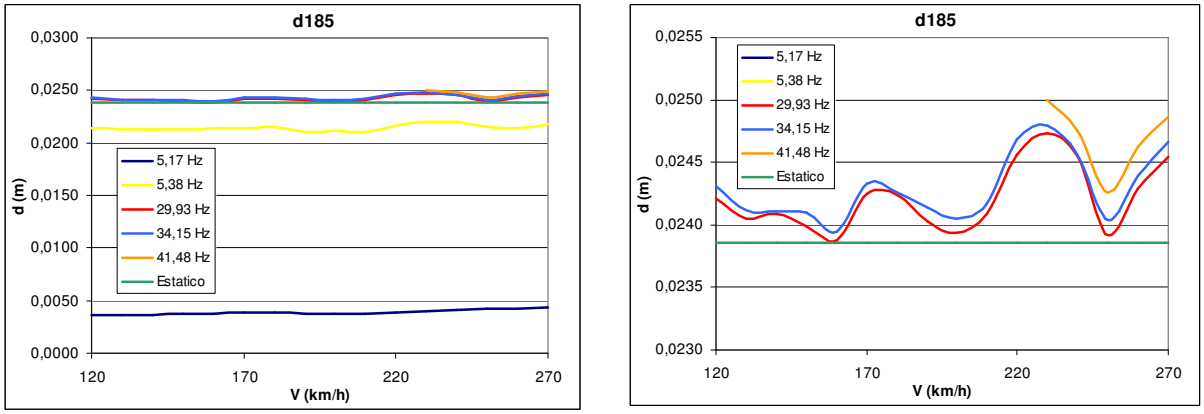


Figura 6.34 – Valores máximos do deslocamento no ponto 185 em função da velocidade de circulação e do número de modos considerados na análise dinâmica

Verifica-se que a resposta é claramente subestimada quando se consideram os modos de vibração com frequências naturais inferiores ou iguais a 5,17 Hz. Este resultado era esperado já que o primeiro modo de vibração vertical tem uma frequência de vibração de 5,33Hz, obtendo-se assim resultados muito inferiores aos de uma análise estática. A consideração do limite de 5,38 Hz leva a melhores resultados. No entanto estes continuam inferiores aos obtidos através de uma análise estática, em virtude de se incluir apenas o contributo do 1º modo global de vibração vertical (o 2º modo global vertical tem uma frequência de 6,76 Hz).

As diferenças entre deslocamentos incluindo na resposta o contributo de modos de vibração associados a frequências naturais até 29,93 Hz ou 34,15 Hz são desprezáveis atingindo um erro relativo máximo de 0,53%, tomando como referência os valores obtidos com 34,15 Hz. Calculou-se ainda a resposta da estrutura considerando a contribuição modos de vibração com um contributo em frequência até os 41,48 Hz, de forma a melhor avaliar o grau de precisão dos resultados para as velocidades de circulação que originaram erros relativos mais elevados.

Na Figura 6.35 pode observar-se a evolução da aceleração vertical no mesmo nó em função da velocidade de passagem do comboio considerado.

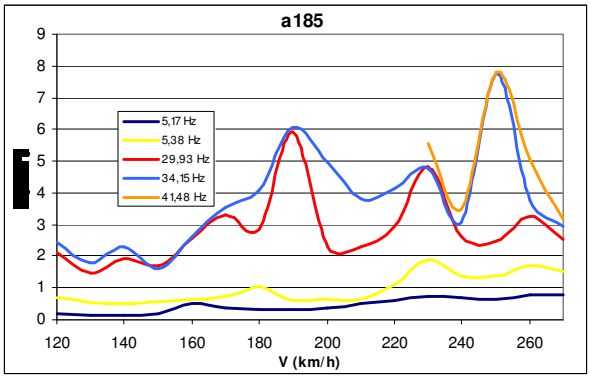


Figura 6.35 – Valores máximos da aceleração vertical no nó 185 em função da velocidade de circulação e do número de modos considerados na análise dinâmica

Esta grandeza apresenta uma variabilidade muito superior à dos deslocamentos e à dos esforços da estrutura, verificando-se uma maior dependência da resposta em relação ao número de modos considerados na análise. De facto, a consideração do contributo de sucessivas frequências naturais associadas a modos de ordem mais elevada leva a valores de aceleração crescentes. Estes modos de ordem mais elevada apresentam normalmente um factor de participação modal baixo, estando associados a deslocamentos de muito pequena amplitude, mas com picos de aceleração relativamente elevados, os quais não provocam todavia a instabilidade do balastro, nem fenómenos de perda de contacto roda-carril. Por isso, a definição de uma frequência máxima para análise desta grandeza rege-se por critérios determinados através de ensaios experimentais, que tiveram como objectivo o estudo da estabilidade da via e do contacto roda-carril. A EN1990-AnnexA2 (2005) preconiza 30 Hz para a frequência de corte, havendo no entanto algumas sugestões para um aumento deste valor para 60 Hz [54]. No presente caso, considerou-se como limite uma frequência de 34,15 Hz.

Apresenta-se de seguida a análise realizada para o elemento 30, pertencente à corda inferior e situado a meio do vão central. A clara insuficiência da consideração de frequências de corte iguais a 5,17 Hz ou 5,38 Hz é evidenciada pela Figura 6.36. Verifica-se que, para este caso, mesmo a consideração de uma frequência de 29,93 Hz leva a uma subestimação da resposta, ficando esta abaixo do valor do esforço axial correspondente a uma análise estática.

Incluindo o contributo de modos de vibração com frequências até 41,48 Hz na análise da resposta, obtém-se um erro relativo de 2,27%, tomando como referência a situação dos 34,15 Hz.

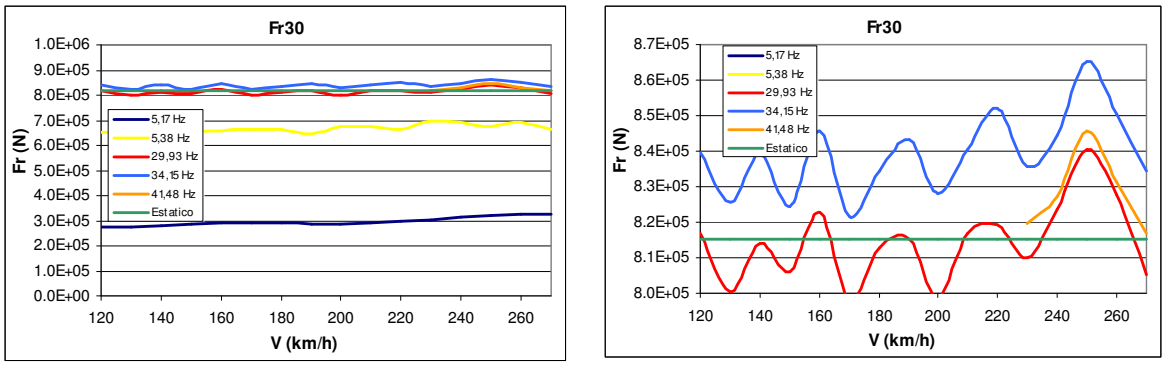


Figura 6.36 – Valores máximos do esforço axial no elemento 30 em função da velocidade de circulação e do número de modos considerados na análise dinâmica

Na Figura 6.37 apresenta-se os resultados relativos ao esforço axial para o elemento 63 (diagonal). As conclusões relativas a este elemento são semelhantes às conclusões relativas ao elemento 30, verificando-se que a consideração de uma frequência de corte de 34,15 Hz permite avaliar com rigor suficiente o esforço axial deste elemento (erro relativo máximo de 1,15% em relação à situação com uma frequência de corte de 41,48 Hz).

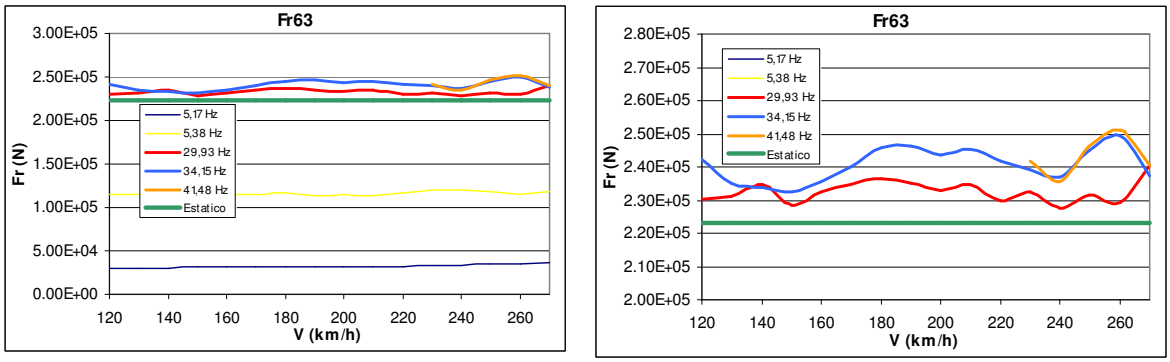


Figura 6.37 – Valores máximos do esforço axial no elemento 63 em função da velocidade de circulação e do número de modos considerados na análise dinâmica

Por último, verificou-se que a caracterização correcta do esforço axial no elemento 48 implica a contabilização dos contributos de frequências naturais mais elevadas do que as consideradas para os casos anteriores.

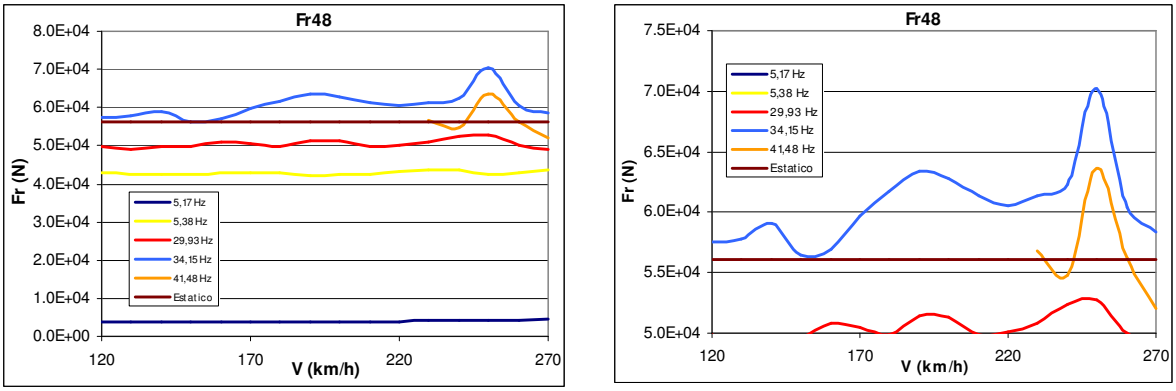


Figura 6.38 – Valores máximos do esforço axial no elemento 48 em função da velocidade de circulação e do número de modos considerados na análise dinâmica

Face aos resultados anteriores, pode concluir-se que o estabelecimento de uma frequência de corte de 34,15 Hz para o cálculo dinâmico dos deslocamentos, acelerações e esforços axiais dos elementos 30 e 63, proporcionam resultados com suficiente precisão. Já para a análise do esforço axial no elemento 48 será necessário aumentar este valor.

6.6.3 Variação do incremento temporal para a integração numérica

Nesta secção procede-se a uma análise de sensibilidade em relação à variação do incremento temporal (Δt) utilizado na resolução das equações desacopladas do movimento na análise dinâmica por sobreposição modal. Com efeito, existem várias recomendações para a fixação do valor deste incremento, que em geral se relacionam com a frequência máxima que se pretende contemplar na análise da resposta da estrutura. Resumem-se em seguida diversas recomendações existentes na literatura técnica e em algumas normas [33].

a) Determinação do passo de integração em função da frequência mais elevada considerada da estrutura: neste caso considerou-se como frequência de corte 30Hz, tal como recomendado pela EN1990-AnnexA2:

$$\Delta t = \frac{1}{8 \times f_{m'x}} = \frac{1}{8 \times 30} = 0{,}004167 \text{ s}$$

b) Determinação do passo de integração em função do número mínimo de intervalos de tempo (duzentos) existentes durante a passagem de um eixo pelo vão mais curto da estrutura:

$$\Delta t = \frac{L_{\min}}{200 \times v} = \frac{39}{200 \times 120/3.6} = 0{,}00585\,\text{s}$$

c) Determinação do passo de integração em função do número de modos de vibração a considerar e do comprimento do vão mais curto da estrutura:

$$\Delta t = \frac{L_{\min}}{4 \times n \times v} = \frac{39}{4 \times 150 \times 120/3{,}6} = 0{,}00195\ \text{s}$$

Existem ainda propostas de passos de integração independentes dos parâmetros definidos anteriormente, nomeadamente fixando $\Delta t = 0{,}001\ s$.

O relatório D214/RP9 do ERRI [34] refere que, na generalidade dos casos, será suficiente adoptar um passo de integração que modele o contributo do modo mais elevado em consideração na análise com cinco passos por cada meio período. A título de exemplo, refere que, para simular uma estrutura com frequências até 50Hz, um passo de 0,002 s deverá ser suficiente. De facto, o período correspondente a esta frequência é igual a T=0,02 s e dividindo meio período por cinco obtém-se: Δt=0,01/5=0,002 s.

Estes valores serviram de ponto de partida para a análise de sensibilidade que se apresenta de seguida.

Nas Figuras 6.39 a 6.43 representam-se as grandezas estudadas na secção anterior calculadas com dois passos temporais Δt=0,002 s e Δt=0,003 s, contabilizando o contributo de modos de vibração com frequências até os 34,15 Hz.

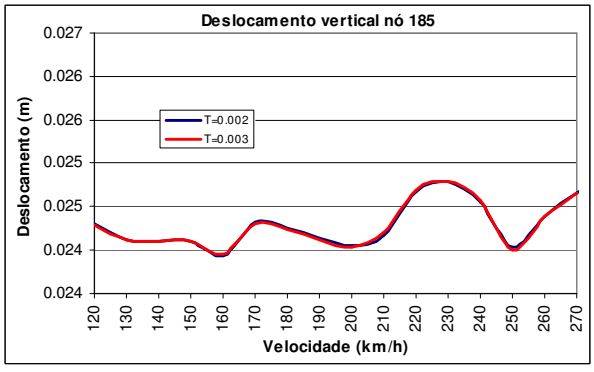


Figura 6.39 – Deslocamento vertical no nó 185 em função da velocidade de circulação para diferentes passos de integração

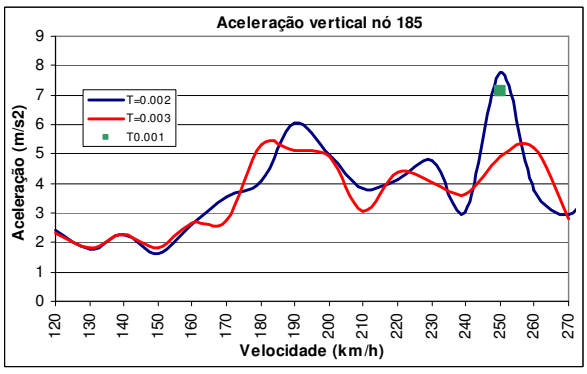


Figura 6.40 – Aceleração vertical no nó 185 em função da velocidade de circulação para diferentes passos de integração

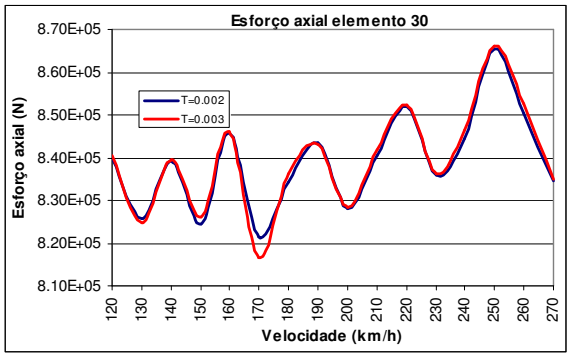


Figura 6.41 – Esforço axial no elemento 30 em função da velocidade de circulação para diferentes passos de integração

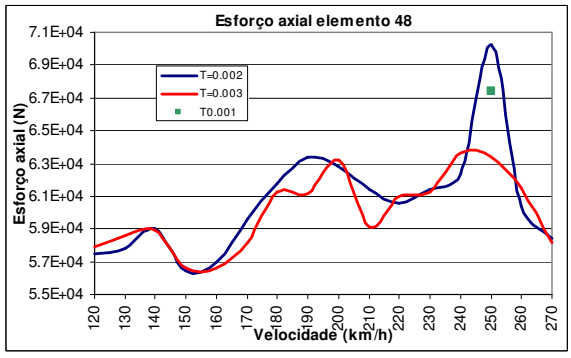


Figura 6.42 – Esforço axial no elemento 48 em função da velocidade de circulação para diferentes passos de integração

O erro máximo relativo, tomando como referência a resposta obtida para Δt=0,002 s, é de 0,18% para os deslocamentos, de 38,11% para as acelerações, de apenas 0,60% para o esforço axial no elemento 30 e de 9,78% para o esforço axial no elemento 48. Verifica-se que são erros pequenos para o deslocamento no nó 185 e para o esforço axial no elemento 30, no entanto para a aceleração e para o esforço axial no elemento 48, observam-se erros relativos elevados. Para avaliar a eventual necessidade de utilizar um passo de integração inferior, realizou-se apenas uma análise dinâmica com Δt=0,001s para a velocidade de 250 km/h, visto ser para esta velocidade que se regista um erro relativo maior (figuras 6.40 e 6.42). Considerando este valor, o erro relativo diminui para 4%, para o esforço axial no elemento 48, e para 8%, para a aceleração.

Por fim, o erro relativo máximo associado à avaliação do esforço axial no elemento 63 foi de 3,16% (Figura 6.43).

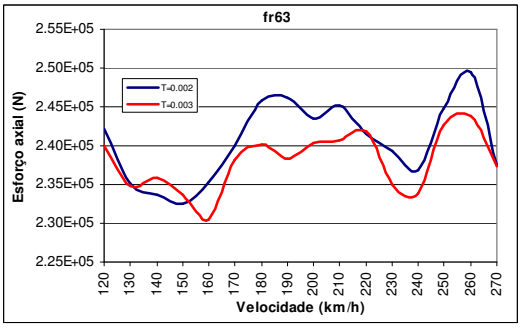


Figura 6.43 – Esforço axial no elemento 63 em função da velocidade de circulação para diferentes passos de integração

Conclui-se assim que a consideração de um passo de integração Δt=0,002 s permite uma caracterização da resposta dinâmica da estrutura com suficiente precisão.

6.6.4 Importância do tipo de metodologia usada para a análise do comportamento dinâmico da ponte

Tradicionalmente, o dimensionamento de pontes ferroviárias é feito com base num cálculo estático, considerando carregamentos regulamentares que tentam reproduzir, através de coeficientes de majoração adequados, os efeitos dinâmicos. No caso de pontes ferroviárias antigas, em que as velocidades de circulação dos comboios são baixas, estes efeitos são naturalmente menos importantes do que os que podem ocorrer por exemplo em pontes de alta velocidade. No entanto, o acréscimo de vibrações e de esforços resultante pode levar a um incremento de danos por fadiga que, avaliados através de cálculos estáticos, não seriam facilmente detectáveis. Neste contexto, procurou-se avaliar a importância da transferência de energia entre o comboio e a ponte.

6.6.4.1 Análise com interacção veículo-estrutura

A metodologia mais complexa de análise dinâmica de pontes sob a passagem de tráfego ferroviário consiste em modelar o comboio como uma estrutura que interage com a ponte. Numa análise dinâmica com interacção, podem ser utilizados diversos modelos para modelar o comboio. No mais complexo, a suspensão primária, a suspensão secundária e a ligação roda-carril são simuladas por elementos com rigidez axial e com amortecimento localizado e os bogies e a caixa são simulados através de vigas de rigidez infinita com massa distribuída (Capítulo 4). Neste estudo, foi adoptado um modelo simplificado, em que cada eixo foi simulado através de uma massa suspendida M suportada por uma mola com rigidez K e com amortecimento localizado C (secção 4.2.2.3). Foi tida em conta a distância entre eixos (d e D) e o comprimento total de cada tipo de veículo (Figuras 6.44 e 6.45).



Fig. 6.44 – Comboio real

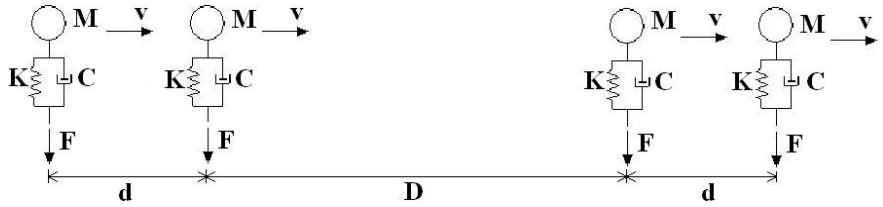


Fig. 6.45 – Modelo dinâmico do veículo e parâmetros envolvidos

Para o cálculo da resposta considerando a interacção dinâmica comboio – ponte, recorreu-se a um algoritmo incluído no programa SOLVIA, que permite a análise de forças de contacto entre vários corpos flexíveis ou rígidos [37]. É possível a análise de condições de contacto gerais, que incluem o contacto entre corpos flexíveis, entre corpos flexíveis e rígidos, existência de forças de atrito, cálculo de grandes movimentos entre corpos e repetida separação tal como referido no Capítulo 4.

6.6.4.2 Cenário de carregamento

Os resultados apresentados nas secções seguintes foram obtidos através da acção de um comboio constituído por duas locomotivas BS5600, localizadas nas extremidades da composição, e treze carruagens Corail. São veículos que circulam actualmente na ponte, no entanto o número de carruagens foi estabelecido tendo em vista a obtenção de respostas estruturais ressonantes. Os parâmetros do comboio utilizados estão indicados no Capítulo 4, entre eles refere-se a massa de 87 t e 48 t para cada locomotiva e para cada carruagem Corail respectivamente, forças por roda de 106684 N e 58860 N, o comprimento total da locomotiva de 20,38m e 26,40m para as carruagens. A massa do comboio sobre a ponte corresponde a 57% da massa total da ponte.

6.6.4.3 Resultados obtidos

Apresentam-se nas Figuras 6.46 e 6.47 os deslocamentos e acelerações verticais do nó 185, situado a meio do vão central e pertencente à longarina, para a velocidade máxima permitida de circulação de 110km/h, bem como para o valor muito elevado de 504.5km/h, apenas com o propósito de identificar uma situação de ressonância. Para esta velocidade, é facilmente visível a influência da interacção do veículo com a ponte, que se traduz numa diminuição da resposta estrutural face ao modelo de cargas pontuais.

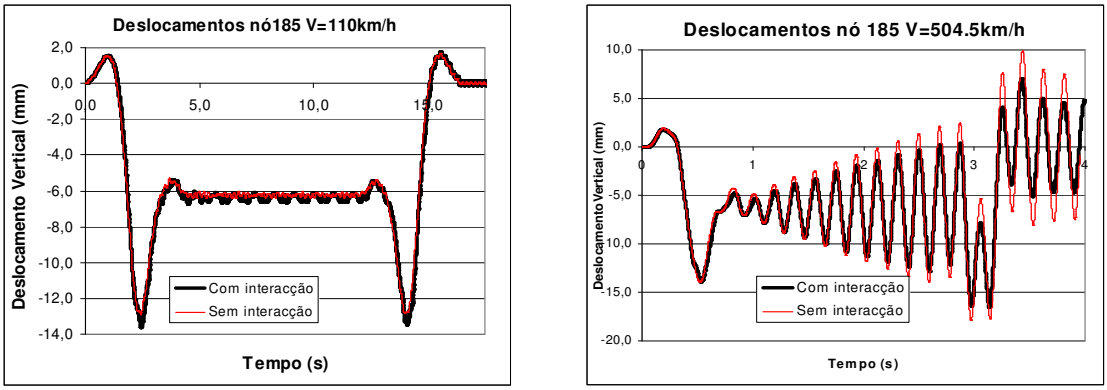


Figura 6.46 – Deslocamentos do nó 185: Velocidade de circulação=110km/h (esquerda); Velocidade de circulação=504.5km/h (direita)

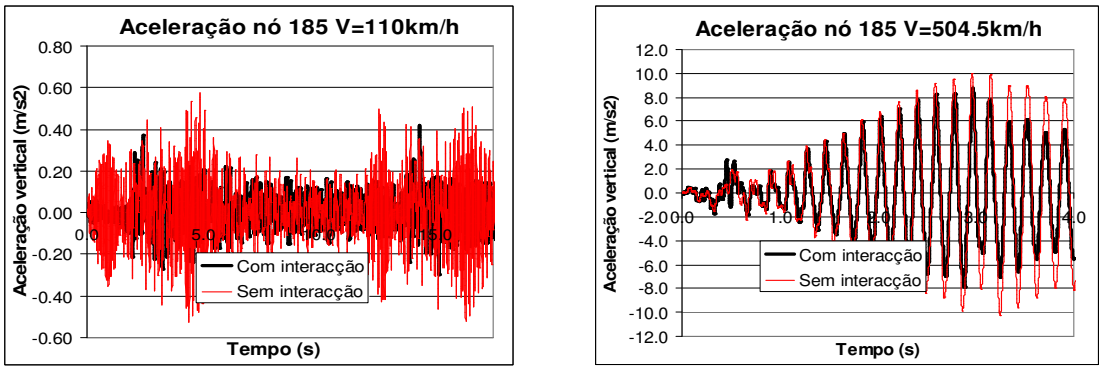


Figura 6.47 – Acelerações do nó 185: Velocidade =110km/h (esquerda); Velocidade =504.5km/h (direita)

Note-se que esta velocidade de circulação é irrealista, mesmo para linhas de alta velocidade actuais. No entanto, estes resultados permitem compreender o efeito do amortecimento adicional introduzido pela interacção ponte – veículo em situação de ressonância. Para a velocidade máxima permitida (110 km/h), observa-se que essa diminuição é muito reduzida.

Este efeito é facilmente perceptível a partir da observação da Figura 6.48, onde se apresenta a variação da aceleração máxima vertical no nó 185 em função da velocidade de

circulação, observando-se uma redução significativa no pico do gráfico que corresponde à velocidade de ressonância de 504,5 km/h, enquanto para velocidades mais baixas este efeito é reduzido. Observa-se também uma amplificação significativa para a velocidade de 252,0 km/h, realça-se que esta velocidade é um submúltiplo da velocidade anterior.

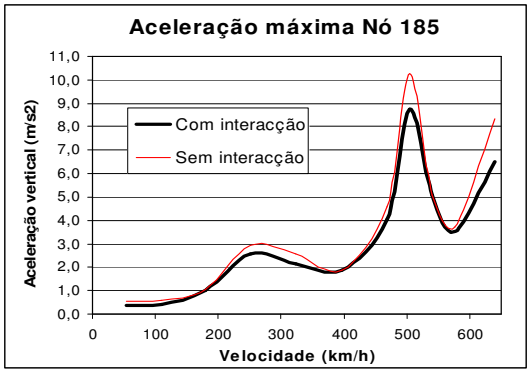


Figura 6.48 – Variação da aceleração máxima no nó 185 em função da velocidade de circulação

A Figura 6.49 permite tirar conclusões semelhantes às anteriores para o caso do esforço axial num elemento pertencente ao banzo superior da viga principal a meio do vão central.

No caso da velocidade mais elevada, observa-se uma diminuição de 13% no valor máximo devido ao amortecimento adicional provocado pela transferência de energia entre a ponte e o veículo.

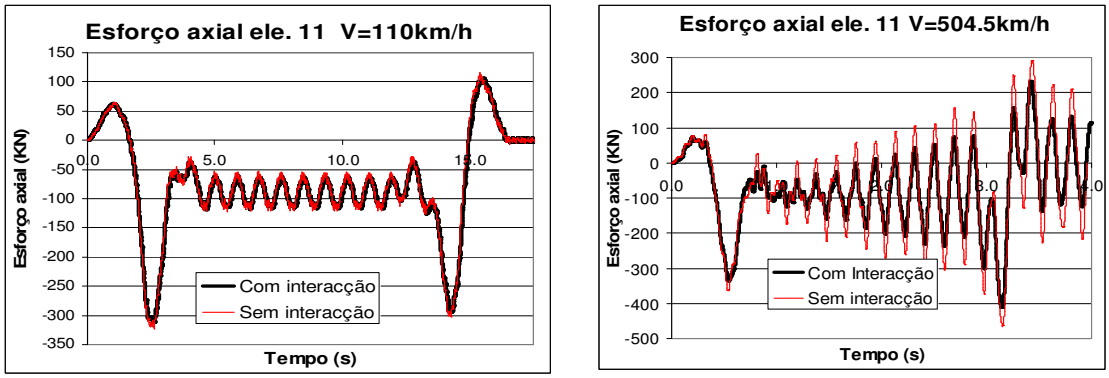


Figura 6.49 – Esforço axial no elemento 11: Velocidade =110km/h (esquerda); Velocidade =504.5km/h (direita)

A importância da avaliação dos esforços estruturais através de análises dinâmicas é claramente ilustrada na Figura 6.50, onde se observa um aumento do esforço axial máximo

no mesmo elemento em função da velocidade do comboio. Este efeito pode ser importante na análise de fadiga, pois altera o espectro de tensões, aumentando assim o dano.

Na mesma figura, apresenta-se a variação do esforço axial na 1ª mola da 1ª carruagem para uma velocidade de 110 km/h, observando-se claramente a influência reduzida das forças de inércia devidas ao comboio, que neste caso atingem um valor máximo de 3.26 kN, face ao valor de 6.54kN para a velocidade de ressonância.

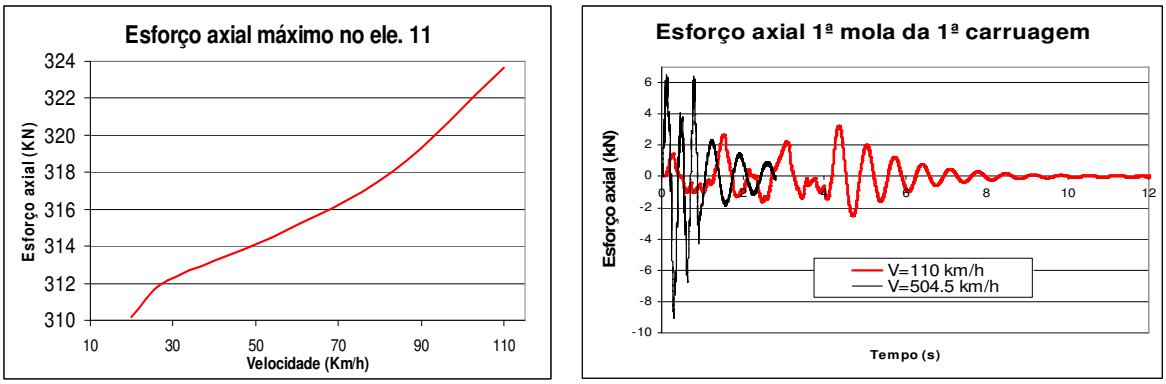


Fig. 6.50 – Variação do esforço axial máximo no elemento 11 (esquerda) e do esforço axial na 1ª mola da 1ª carruagem (direita) em função da velocidade de circulação

Os cálculos efectuados permitiram avaliar a importância dos efeitos dinâmicos e da consideração de modelos de interacção do veículo com a ponte, tendo-se concluído que para velocidades correntes de circulação a transferência de energia entre a ponte em estudo e o comboio, devida à inércia do veículo, não altera significativamente os resultados.

6.7 ANÁLISE DINÂMICA

6.7.1 Justificação da necessidade de uma análise dinâmica

Nesta secção utiliza-se o fluxograma constante da EN1991-2 (secção 3.3.2) para aferir quanto à necessidade de realização de uma análise dinâmica.

Tal como referido anteriormente, a velocidade máxima de circulação na ponte de Trezói é de 110km/h, valor inferior ao limite de 200 km/h incluído nesta norma.

Trata-se de uma ponte contínua de três tramos e, segundo a EN1991-2, para não ser necessária uma análise dinâmica e apenas se realizar uma análise estática combinada com a aplicação do coeficiente Φ, será necessário cumprir os requisitos em termos de resistência,

os limites de deformação indicados na EN1990 A2.4.4 e a máxima aceleração nas carruagens (ou os limites de deformação associados) correspondente a um nível de conforto muito bom, de acordo com a EN1990-AnnexA2.

No entanto, a justificação da necessidade da realização de uma análise dinâmica é obtida através da secção 6.4.6.1.1 (7) da EN1991-2, que obriga a este tipo de análises para os casos de pontes que não cumpram os limites impostos pela Figura 6.51 e em que a velocidade máxima da linha seja inferior a 200km/h.

Como se pode observar na Figura 6.51, combinando a primeira frequência vertical (5,33 Hz) da ponte com um comprimento de referência L_Φ=54,6 m (ver secção 6.81) o ponto resultante da intersecção cai fora dos limites propostos pelo EC1.

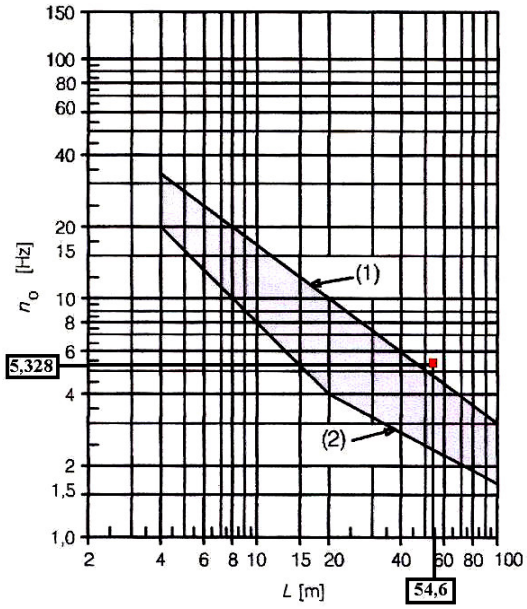


Figura 6.51 Limites da frequência natural da ponte n_0 [Hz] em função do vão [L] (Figura 6.10 da EN1991-2 (2003)): caso da ponte de Trezói

Além disso, a relação entre o primeiro modo de torção (n_T = 5,87 Hz) e o primeiro modo vertical (n_T = 5,33 Hz) é dada por $\frac{n_T}{n_0} = \frac{5,87}{5,33} = 1,10$, valor inferior a 1,2 (ver Secção 3.3.3).

Assim, é requerida uma análise dinâmica utilizando os modos de vibração de torção e flexão. Deverá calcular-se a aceleração do tabuleiro da ponte e o coeficiente dinâmico segundo a expressão $\varphi'_{dyn} = \max\left|y_{dyn} / y_{stat}\right| - 1$ (secção 3.5.1).

6.7.2 Cenários de carregamento

Devido à reduzida velocidade máxima de circulação permitida nesta ponte, não se considera naturalmente adequada a realização de análises dinâmicas com os comboios reais de alta velocidade.

A EN1991-2 refere que para uma determinada ponte em que não sejam cumpridos os limites da Figura 6.51 e a velocidade máxima de circulação na linha em consideração seja inferior a 200 km/h, deverá ser realizada uma análise dinâmica tendo em consideração os comboios 1 a 12 indicados no anexo D e os comboios reais específicos para o projecto em questão.

Comboios do anexo D

Estes comboios foram definidos para realização de análises de fadiga. A sua configuração geométrica e cargas por eixo correspondentes encontram-se definidas no Capítulo 5.

Comboios reais

Devido ao facto deste estudo incidir sobre uma ponte existente com 50 anos, os comboios reais considerados para a análise foram seleccionados entre os que circulam actualmente na linha ferroviária em que se insere (linha da Beira Alta). O aumento típico do tráfego ferroviário e das cargas por eixo ao longo dos anos leva a supor que os comboios actuais representam a solicitação mais severa sobre a ponte desde a sua entrada em serviço. Esta suposição é apoiada, no caso concreto da ponte de Trezói, pelo crescimento efectivamente registado nos últimos anos em termos de carga transportada e velocidade de circulação.

A geometria, as cargas por eixo e a configuração dos comboios reais utilizados nesta dissertação foram obtidas através de informações facultadas pela REFER e CP. A composição dos comboios de mercadorias que circulam actualmente na linha da Beira Alta apresenta uma variabilidade elevada. Por isso, seria difícil realizar um estudo desta natureza caracterizando de forma exaustiva todos os comboios que circulam actualmente. No entanto, foi possível obter informação detalhada sobre os comboios que circularam sobre a ponte na última semana do mês de Julho de 2005 na qual, segundo a informação da CP, se verifica habitualmente o tráfego mais intenso a nível anual.

Trata-se de comboios de mercadorias e comboios de passageiros que apresentam características muito semelhantes entre si, variando apenas o número de carruagens e o tipo de locomotiva. Não foi possível, no entanto, obter informações detalhadas sobre alguns comboios que circulam nesta linha por serem de origem Espanhola. Nestes casos, consideraram-se comboios Portugueses com características semelhantes de carga por eixo, espaçamento e comprimento total.

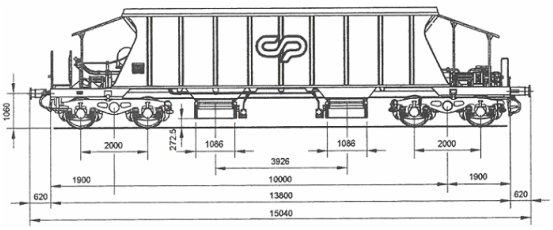
Na Figura 6.52 apresenta-se a configuração de duas locomotivas e de dois vagões reais, bem como a designação de cada um.



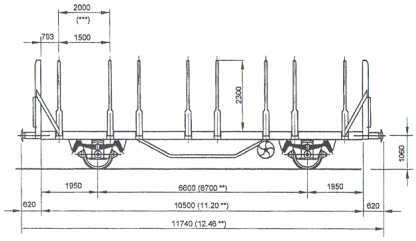
LOC 1400



LOC 2500



Vagão 668



Vagão 342

Figura 6.52 – Locomotivas 1400 e 2500, e vagões 668 e 342 (fonte: www.cp.pt)

O peso total, a carga por roda e o espaçamento entre eixos de alguns vagões e locomotivas utilizados neste trabalho encontram-se resumidos no Quadro 6.2, em que L_1 é a distância longitudinal entre os centros de cada bogie, L_2 é a distância entre as rodas interiores, L_3 é a distância entre rodas de cada bogie e A é a distância entre a roda da extremidade e o ponto de ligação com o veículo adjacente.

Quadro 6.2 – Peso total, carga por rodado e espaçamento entre eixos de locomotivas, carruagem e vagões utilizados neste trabalho

	Peso total (ton)	Carga rodado (N):	L_1 (m)	L_2 (m)	L_3 (m)	A (m)
LOC 5600	87.0	106684	20.44	10.50	3.00	3.47
LOC 1400	65.2	79952	12.72	6.55	2.36	1.91
UTE 2100	23.0	28155	17.50	11.48	2.50	1.76
LOC 2600	78.0	95648	17.50	10.29	2.20	2.51
LOC 2500	72.0	88290	15.38	7.50	3.20	2.34
Carruagem Corail	48.0	58860	26.40	18.00	2.56	2.92
Vagão 668	90.0	110363	15.04	10.00	2.00	1.52
Vagão 342	28.3	34703	11.74	6.60	0.00	2.57

Foram analisados dez tipos de comboios. No Quadro 6.3, caracterizam-se as composições correspondentes a alguns comboios reais considerados neste trabalho, correspondendo cada coluna a um tipo de comboio distinto.

Quadro 6.3 – Composição de alguns comboios reais considerados na análise

Comboio real nº 1	Comboio real nº 2	Comboio real nº 3	Comboio real nº 4	Comboio real nº 5	Comboio real nº 6
LOC 5600	LOC 2500	LOC 5600	LOC 1400	LOC 5600	LOC 5600
(4x) 71443-V341	Vagão 407	LOC 5600	LOC 2500	71443-V341	Vagão 181
(3x) 71457-V356	Vagão 407	(24x) 71239-V454-cheio	Vagão 668	71443-V341	Vagão 322
71443-V341	Vagão 407	Vagão 356	Vagão 668	71443-V341	Vagão 342
71457-V356	Vagão 454	(5x) Vagão 383	Vagão 668	71443-V341	(6x) Vagão 592
71443-V341	Vagão 454		Vagão 668	71443-V341	(13x) 71662-V668
71457-V356	Vagão 454		Vagão 668	71457-V356	
(3x) 71443-V341	Vagão 454		Vagão 342	71457-V356	
(2x) 71457-V356	Vagão 454		Vagão 592	71457-V356	
71443-V341	Vagão 454		Vagão 592	71457-V356	
71457-V356	Vagão 454		Vagão 322	71457-V356	
71443-V341	Vagão 454		Vagão 592	71457-V356	
(2x) 71443-V341-cheio	Vagão 454		Vagão 592	71457-V356	
(3x) 71457-V356-cheio	Vagão 407		Vagão 322	71457-V356	
(15x) 71457-V356	Vagão 407		Vagão 592	(6x) 71443-V341	
(20x) 71239-V454-cheio	Vagão 454		Vagão 592	(5x) 71457-V356	
71443-V341	Vagão 407			(3x) Vagão 356	
71457-V356				Vagão 383	
(4x) 71443-V341-cheio					
(4x) 71457-V356-cheio					
(4x) Vagão 496					

6.7.3 Resultados

Comboios do anexo D

Nas Figuras 6.53 e 6.54 apresentam-se os valores máximos da aceleração e do deslocamento vertical no nó 185 para os comboios do anexo D para diferentes valores de velocidade de circulação.

Pode-se observar que as acelerações apresentam uma variabilidade muito superior aos deslocamentos, mantendo-se estes com um valor praticamente constante para todas as velocidades consideradas. A aceleração toma, em geral, valores mais elevados para a velocidade máxima considerada, nunca ultrapassando no entanto, o valor de 5 m/s^2 dentro do intervalo de velocidades de análise.

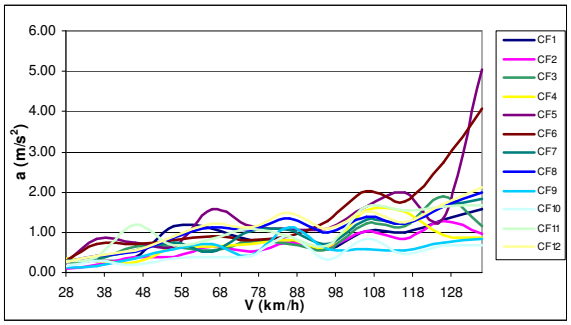


Figura 6.53 – Valores máximos da aceleração vertical no nó 185 para a passagem dos comboios do anexo D da EN1991-2

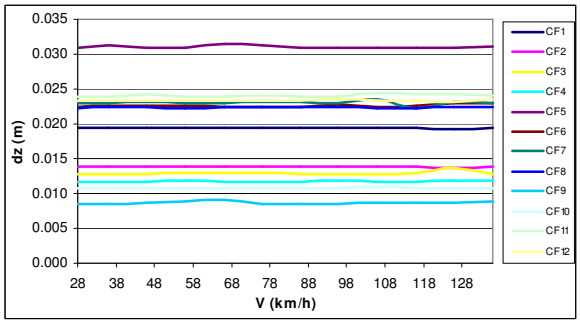


Figura 6.54 – Valores máximos do deslocamento vertical no nó 185 para a passagem dos comboios do anexo D da EN1991-2

Nas Figuras 6.55 e 6.56 pode-se observar a variação do esforço axial máximo nos elementos 30 e 48. O comboio que leva a esforços superiores é o comboio tipo 5, para todas as velocidades consideradas.

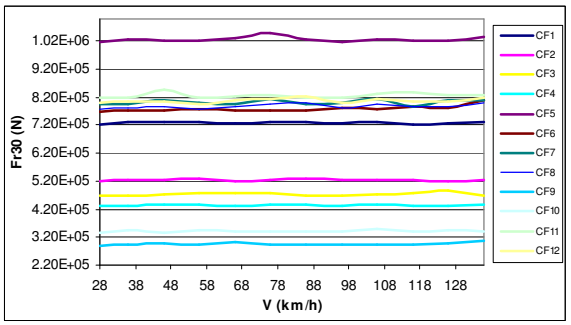


Figura 6.55 – Valores máximos do esforço axial no elemento 30 para a passagem dos comboios do anexo D da EN1991-2

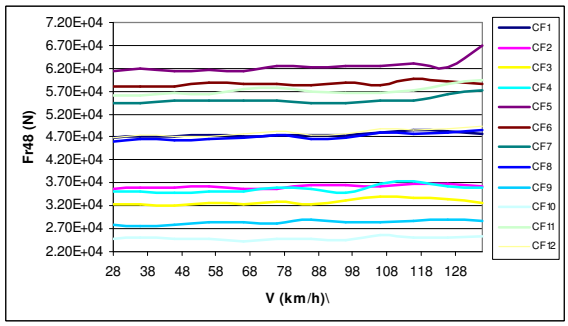


Figura 6.56 – Valores máximos do esforço axial no elemento 48 para a passagem dos comboios do anexo D da EN1991-2

Refere-se ainda que, para estes elementos, não foi detectado nenhum fenómeno de ressonância dentro do intervalo de velocidades em consideração. Este facto já era de esperar, pois este fenómeno ocorre normalmente para velocidades superiores, tendo em conta os valores das frequências de vibração verticais da ponte e os espaçamentos entre eixos dos veículos. Como exemplo, se considerarmos o comboio tipo 11, que tem um espaçamento entre eixos de 18 m, e sendo a primeira frequência de vibração global vertical da estrutura (5,33 Hz), a velocidade de ressonância para essa frequência pode ser estimada multiplicando o espaçamento pela frequência, resultando uma velocidade de 345 km/h. O aumento da resposta da estrutura devido ao fenómeno de ressonância é claramente visível na Figura 6.57, onde se encontra representado o esforço axial máximo no elemento 30 para velocidades entre os 28km/h e os 360 km/h. Os factores de amplificação dinâmica correspondentes são apresentados na Figura 6.58.

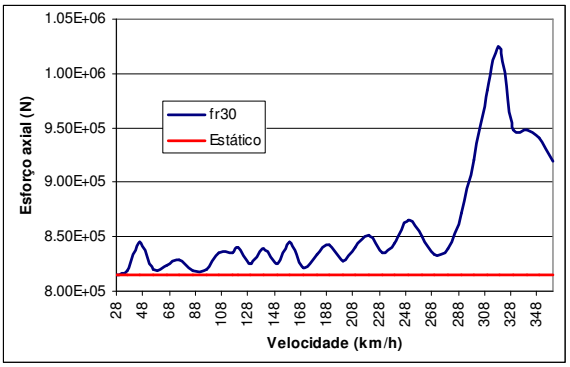


Figura 6.57 – Valores máximos do esforço axial para o elemento 30 em função da velocidade de circulação (comboio CF11)

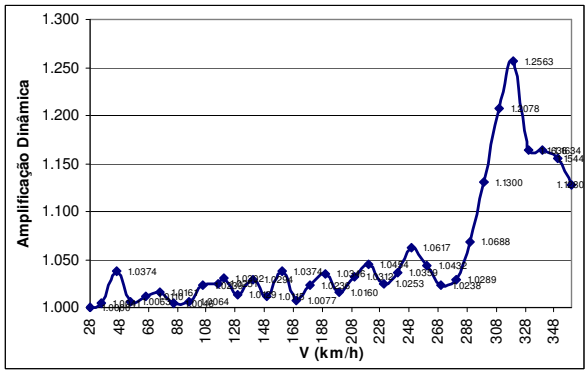
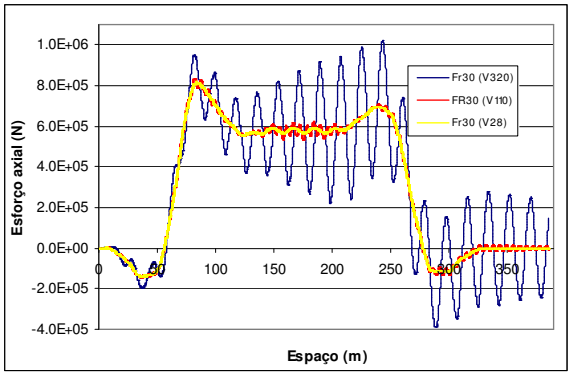


Figura 6.58 – Valores máximos de N_{dyn}/N_{sta} para o elemento 30 em função da velocidade de circulação (comboio CF11)

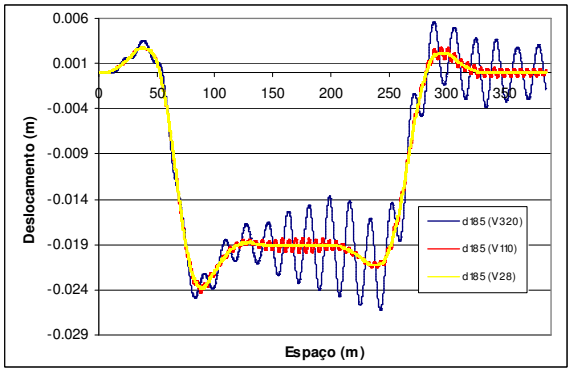
Na Figura 6.59 representa-se graficamente a evolução do esforço axial no elemento 30, do deslocamento e da aceleração vertical no nó 185, para três velocidades de passagem do comboio tipo de fadiga número 11.

Os registos foram apresentados em função do espaço percorrido pelo comboio para facilitar a comparação destas grandezas de controlo da resposta estrutural. Como se pode observar nestes gráficos, a aceleração correspondente à velocidade de 28km/h é quase nula, justificando assim a utilização desta velocidade para a avaliação da resposta estática.

Comboio de fadiga tipo 11 – Esforço axial - elemento 30



Comboio de fadiga tipo 11 - Deslocamento vertical - nó 185



Comboio de fadiga tipo 11 - Aceleração vertical - nó 185

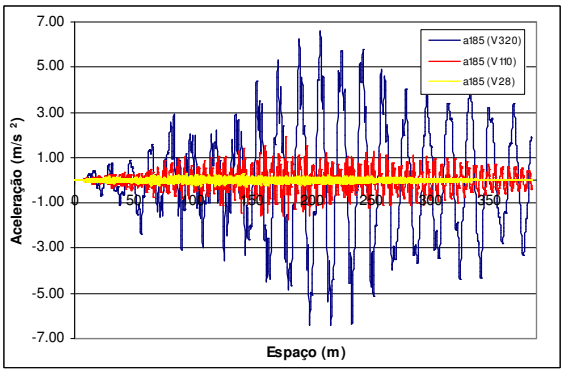


Figura 6.59 Registos relativos à evolução temporal do esforço axial no elemento 30, do deslocamento e da aceleração no nó 185 para a passagem do comboio de fadiga nº11

Nesta figura, pode observar-se a ocorrência do fenómeno de ressonância em correspondência com a velocidade de circulação de 320km/h. Este aumento progressivo da resposta origina uma amplificação dinâmica de 1,26, para o caso do esforço axial máximo no elemento 30. Este fenómeno é devido à passagem dos grupos de eixos regularmente espaçados associados às carruagens a uma cadência correspondente à frequência natural do

1º modo de vibração global vertical. Este efeito é particularmente agravado pelo facto deste comboio não ter variações ao longo do seu comprimento, nem em termos das cargas por eixo, ou espaçamentos entre eixos distintos, que poderiam perturbar o crescimento regular da resposta.

Para a velocidade de 110km/h, a resposta dinâmica máxima surge durante a passagem da locomotiva sobre a ponte, pelo facto desta ter três eixos com cargas por eixo de 225kN (que totalizam um valor superior à carga dos dois eixos dos vagões), enquanto para a velocidade de ressonância o valor máximo ocorre devido à passagem sucessiva dos eixos dos vagões no momento em que o último vagão abandona a ponte.

Detectou-se, no entanto uma amplificação dinâmica significativa do esforço axial na diagonal analisada (elemento 63), em correspondência com uma velocidade de circulação do comboio tipo 5 de 86km/h. Esta amplificação deve-se ao facto da frequência de passagem dos eixos do comboio de fadiga número 5 à velocidade de 86km/h ter um valor na ordem dos 12,80 Hz, o que mobiliza um modo de vibração global com uma frequência natural de 12,75 Hz envolvendo principalmente uma variação axial da diagonal número 63.

Na Figura 6.60, apresenta-se os valores máximos do esforço axial para este elemento onde se pode observar claramente a referida amplificação levando a um aumento de 27,8% relativamente ao valor estático. Na Figura 6.61 representa-se a variação do esforço axial em função do espaço percorrido pelo veículo, para dois valores distintos de velocidade de passagem: 86 km/h e110 km/h.

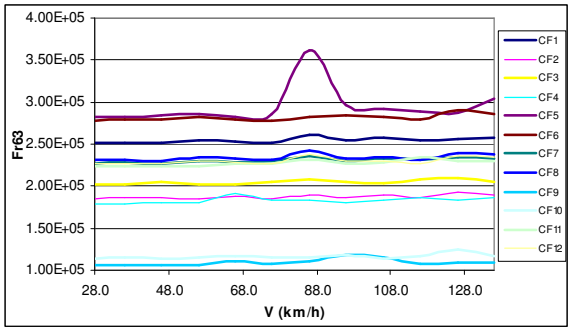


Figura 6.60 – Valores máximos do esforço axial para o elemento 63 em função da velocidade, para a passagem dos comboios de fadiga

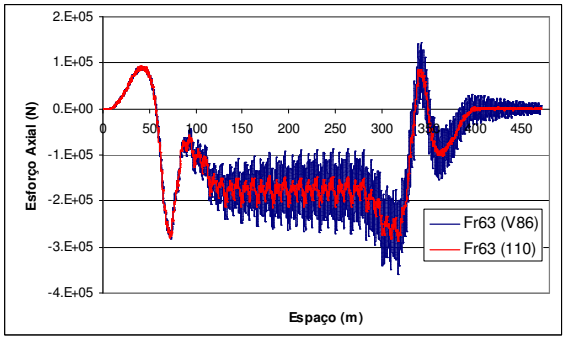


Figura 6.61 – Esforço axial na barra 63 em função do espaço percorrido pelo comboio CF5 para velocidades iguais a 86 km/h e 110km/h

O facto de se verificarem amplificações desta ordem de grandeza não implica que o elemento ou a ponte esteja mal concebida, já que aquelas podem ocorrer sem que haja riscos de segurança. Por exemplo, no caso do elemento analisado nas figuras anteriores, o valor máximo do esforço axial leva a uma tensão instalada de 23,3 MPa, valor que é claramente inferior à capacidade resistente do elemento.

Na Figura 6.62 representa-se a amplificação dinâmica calculada para cada comboio e para cada grandeza analisada em função da velocidade. Estes valores foram obtidos dividindo o valor máximo calculado para cada velocidade pelo valor correspondente a uma análise estática.

Como se pode observar, as maiores amplificações dinâmicas (se não for considerada a situação particular do elemento 63) ocorrem para o elemento 48, atingindo para a velocidade de 136km/h um valor um pouco superior a 1,09. Para o elemento 30, este factor atinge um máximo de 1,06, em correspondência também com a velocidade máxima considerada.

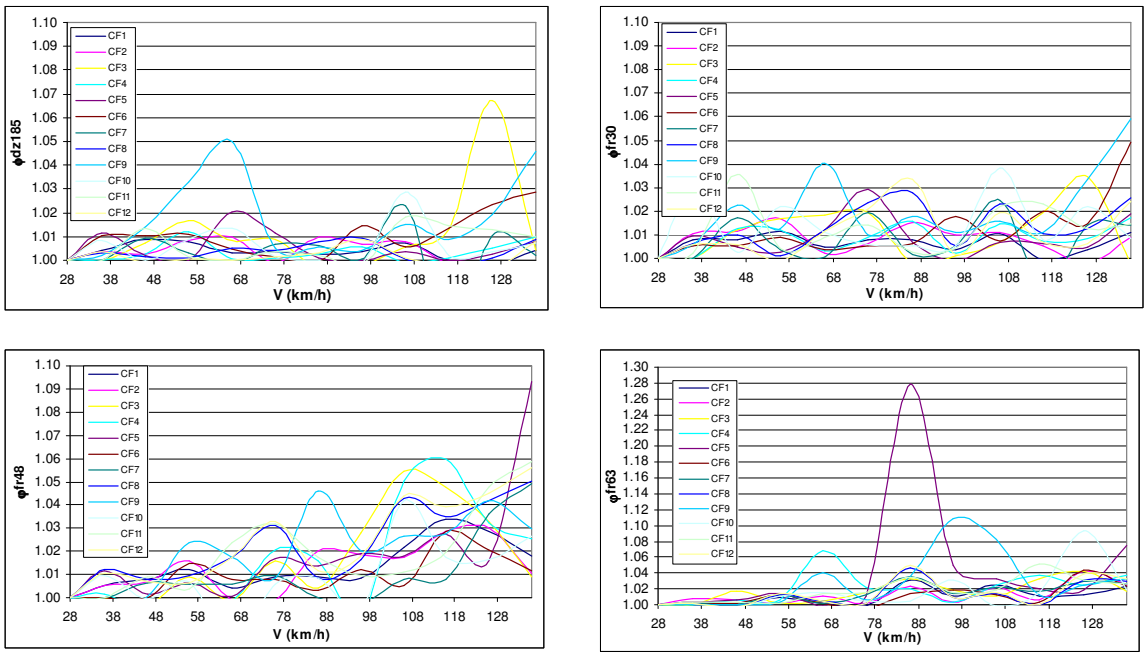


Figura 6.62 – Amplificação dinâmica do deslocamento vertical no nó 185 e dos esforços axiais nos elementos 30, 48 e 63 em função das velocidades e comboios considerados

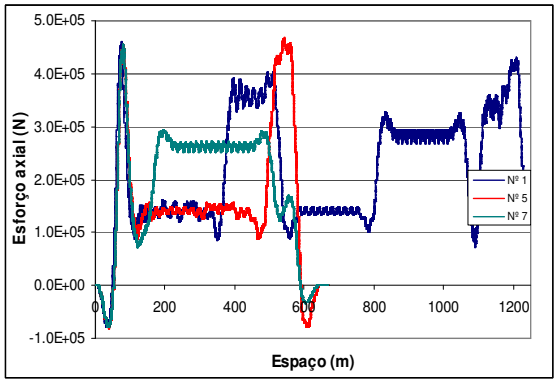
Refira-se que os montantes e as diagonais são, em geral, mais sensíveis à aplicação local da carga, isto é, os efeitos dinâmicos são claramente agravados pela aplicação

repetida da carga localizada na proximidade destes elementos. Este facto poderá justificar o comportamento evidenciado pelas figuras anteriores.

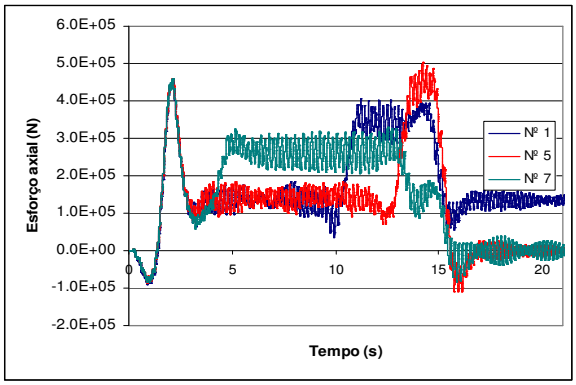
Comboios reais

Na Figura 6.63, encontram-se representados os registos relativos à evolução do deslocamento estático vertical do nó 185 e do esforço axial estático no elemento 30, devidos à passagem dos comboios reais 1, 5 e 7, em função do espaço percorrido pelo comboio bem como os registos correspondentes do valor total das mesmas grandezas correspondentes à passagem destes comboios à velocidade de 136km/h. Os resultados correspondentes a estas três composições são apresentados como exemplo, tendo sido escolhidos por estes comboios terem cargas por eixo e comprimentos totais elevados.

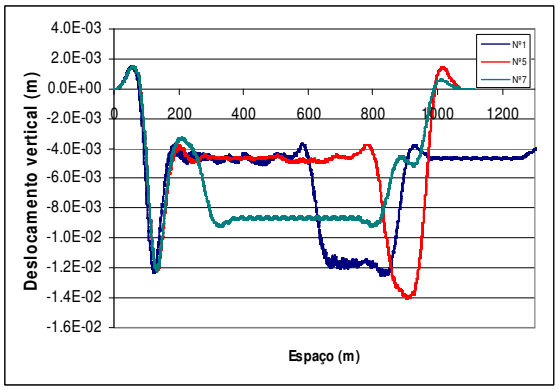
Nas Figuras 6.63 a) e b), pode distinguir-se um aumento acentuado do esforço axial no início do registo. Este deve-se à passagem da locomotiva (com cargas por eixo mais elevadas do que os vagões) sobre o vão central. Pode-se também observar que a amplificação dinâmica ocorre predominantemente durante a passagem de vagões sucessivos com características iguais (entre os instantes 5 e 13s). O mesmo comportamento estrutural é observado nas Figuras 6.63 c) e 6.63 d) para o caso do deslocamento vertical do nó 185. Este comportamento é devido ao facto da resposta em regime forçado, associado à passagem dos vagões, se sobrepor à resposta em vibração livre resultante da passagem da locomotiva. Este resultado é especialmente evidenciado pelo facto de os vagões terem cargas por eixo inferiores às cargas por eixo da locomotiva. A vibração produzida pela à passagem de cargas elevadas (locomotiva) durante um curto intervalo de tempo é adicionada à resposta da estrutura devida à passagem de cargas mais baixas (vagões) subsequentes, registando-se uma sobreposição dos efeitos dinâmicos devidos à locomotiva com os efeitos da passagem dos vagões.



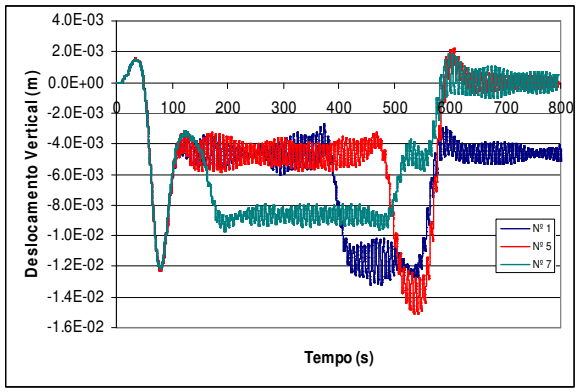
a) Esforço axial estático no elemento 30



b) Esforço axial no elemento 30 para V=136km/h



c) Deslocamento vertical estático no nó 185



d) Deslocamento vertical no nó 185 para V=136km/h

Figura 6.63 – Registos de esforços e deslocamentos para os comboios reais números 1, 5 e 7

Nas Figuras 6.64 a 6.68 representam-se as mesmas grandezas estudadas anteriormente, para o caso da passagem dos 10 comboios reais a velocidades entre 28 km/h e 136 km/h.

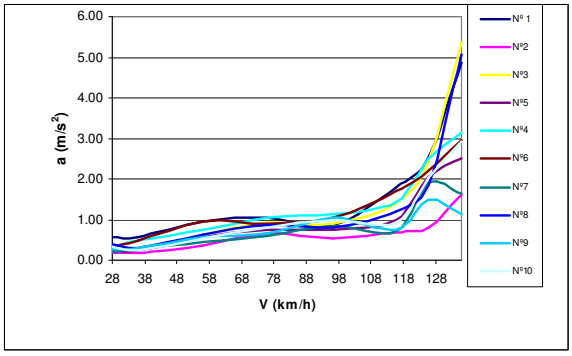


Figura 6.64 – Valores máximos da aceleração vertical no nó 185 para a passagem dos comboios reais

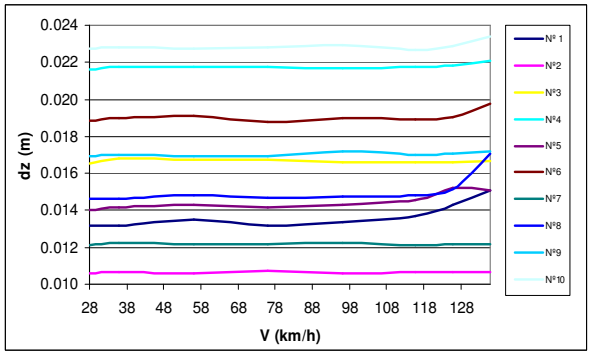


Figura 6.65 – Valores máximos do deslocamento vertical no nó 185 para a passagem dos comboios reais

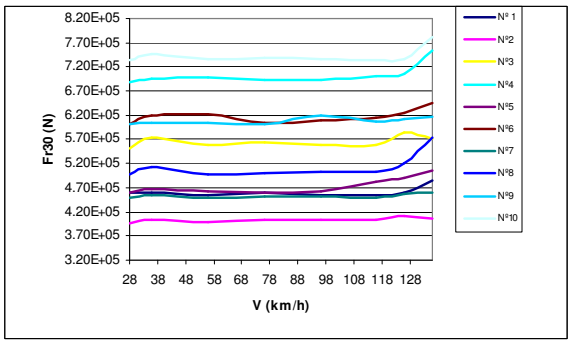


Figura 6.66 – Valores máximos do esforço axial no elemento 30 para a passagem dos comboios reais

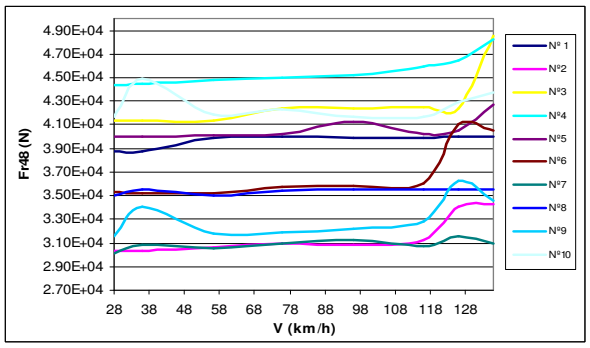


Figura 6.67 – Valores máximos do esforço axial no elemento 48 para a passagem dos comboios reais

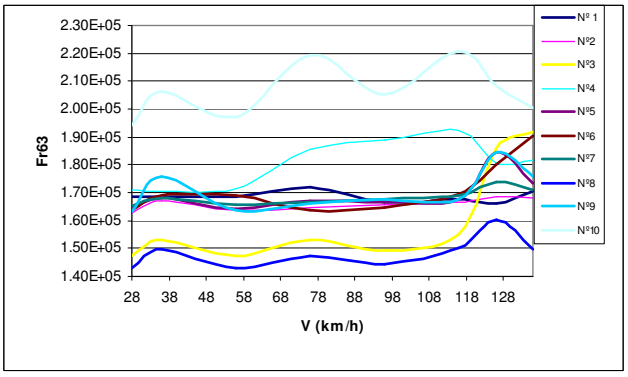


Figura 6.68 – Valores máximos do esforço axial no elemento 63 para a passagem dos comboios reais

Das figuras anteriores, verifica-se que relativamente à aceleração do tabuleiro, se obtiveram valores semelhantes aos anteriormente alcançados com os comboios do anexo D. Observa-se um crescimento acentuado desta grandeza para as velocidades mais elevadas, o que indica que seria necessário reavaliar o comportamento desta ponte, do ponto de vista de acelerações no tabuleiro, caso se pretendesse aumentar a velocidade máxima de circulação acima da velocidade máxima considerada neste estudo.

Relativamente aos esforços axiais, verificou-se que os resultados obtidos através dos comboios reais em circulação apresentam uma variabilidade superior à dos resultados alcançados através dos comboios do anexo D. Este facto pode ser justificado pela maior variabilidade das cargas por eixo e espaçamentos dos comboios reais em circulação na ponte de Trezói.

O máximo deslocamento vertical verificou-se para a passagem do comboio real número 10. Trata-se de um comboio de transporte de mercadorias, mais especificamente, de inertes. Cada vagão pode atingir um peso total de 90 toneladas, podendo ser distribuída pelos quatro eixos em 22,5ton/eixo, e cada vagão tem uma distância entre eixos de 10,0 m. Por seu lado, o comboio de fadiga número 5, que levou aos resultados mais gravosos na análise anterior, é um comboio de mercadorias constituído por 16 veículos com 6 eixos cada, com uma carga de 22,5 ton/eixo e distância entre eixos de 9,3 m. Observam-se por isso características muito semelhantes entre os dois comboios. No entanto, em situação de ressonância, estes dois comboios levariam a resultados diferentes, pois diferem consideravelmente no comprimento total. Os efeitos ressonantes do comboio real número 10 seriam menos gravosos, pois este tem um comprimento de 103 m. Em contrapartida, o comboio de fadiga 5 tem um comprimento total de 270m, o que levaria à passagem dos eixos de carga durante tempo suficiente para gerar amplificações ressonantes superiores.

6.8 AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA PONTE

6.8.1 Segurança estrutural

Nesta secção segue-se a metodologia exposta na EN1991-2 e na EN1990-AnnexA2. Através dos resultados da análise dinâmica realizada anteriormente, determinaram-se as amplificações dinâmicas dividindo o valor da resposta máxima dinâmica (S_{dyn}) pelo valor da resposta máxima estática (S_{sta}), obtendo-se o coeficiente de amplificação dinâmica $\varphi'_{dyn} = S_{dyn} / S_{sta}$.

O efeito das irregularidades da via foi introduzido através do coeficiente φ'', correspondente a uma via com um estado de manutenção corrente. Assim, a contribuição destes dois coeficientes é dada através da equação seguinte:

$$S_{dyn} = \left(1 + \varphi'_{dyn} + \varphi''\right) \times S_{sta} \tag{6.1}$$

Segundo a EN1991-2, os resultados obtidos desta forma deverão ser comparados com os resultados obtidos através da aplicação do modelo de cargas LM71 ou SW/0 majorado pelo coeficiente dinâmico Φ. Além disso, os resultados devidos aos comboios reais, multiplicados pelo coeficiente $\left(1 + \varphi'_{dyn} + \varphi''\right)$ deverão ser comparados com os valores estáticos multiplicados pelos coeficientes de amplificação definidos na EN1991-2 para comboios reais.

O coeficiente φ'' foi desprezado por ter uma ordem de grandeza muito inferior à de φ'_{dyn}. Na figura seguinte apresenta-se a variação deste coeficiente, para o caso da ponte de Trezói, em função da velocidade.

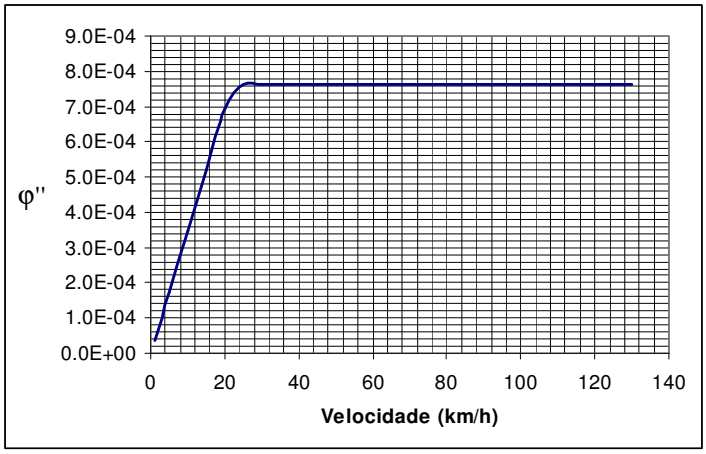


Figura 6.69 – Variação do coeficiente dinâmico devido a irregularidades em função da velocidade

Segundo a Tabela 6.2 desta norma, o comprimento de referência L_Φ deve ser obtido através das expressões seguintes:

$$L_\phi = k \times L_m \tag{6.2}$$

$$L_m = 1/n(L_1 + L_2 + ... + L_n) \tag{6.3}$$

A ponte de Trezói é uma ponte contínua com três tramos, possuindo cada um 39 m, 48 m e 39 m de comprimento. Assim, L_ϕ será obtido através de: $L_\phi = k \times \frac{1}{3}(39+39+48)$. Assumindo para k o valor de 1,3 para pontes com três vãos, resulta um comprimento determinante igual a 54,6 m (Capítulo 3, secção 3.3.3) . Para uma via com estado de manutenção cuidado deverá usar-se Φ_2, resultando:

$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{54{,}6} - 0{,}2} + 0{,}82 = 1{,}02 \tag{6.4}$$

e para o caso de uma via com estado de manutenção normal teremos:

$$\Phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{54{,}6} - 0{,}2} + 0{,}73 = 1{,}03 \tag{6.5}$$

Pelo facto de não se saber qual o estado real da via, será utilizado o valor de Φ_3=1,03.

Na Figura 6.70 apresenta-se a envolvente dos factores de amplificação dinâmica calculados anteriormente comparada com os valores obtidos através das expressões da EN1991-2 que permitem obter os factores dinâmicos para comboios reais (φ_1) e para comboios de fadiga (φ_2). Refere-se que estes factores são apenas válidos para estruturas em que a frequência fundamental da ponte se encontra dentro dos limites da Figura 3.6. Verificou-se na secção 6.7.1 que, no caso da ponte de Trezói, n_0 se encontra ligeiramente acima destes limites. Por este motivo, os resultados obtidos desta forma deverão ser entendidos como indicativos.

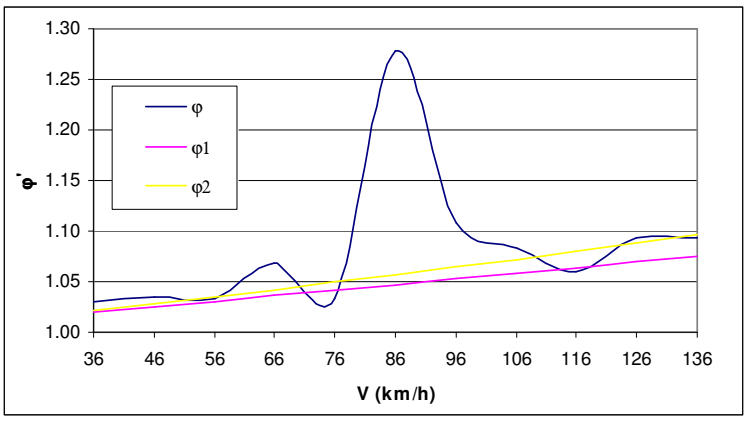


Figura 6.70 – Comparação dos factores de amplificação dinâmica regulamentares para comboios reais e para comboios de fadiga com os factores de amplificação calculados

Da figura anterior, pode-se concluir sobre a insuficiência dos valores regulamentares para cobrir os efeitos dinâmicos dos comboios de fadiga para o caso da ponte de Trezói. Em particular para o caso da amplificação dinâmica detectada na diagonal para a velocidade de 86 km/h, que é claramente superior aos factores dinâmicos da EN1991-2.

Nas Figuras 6.71 a 6.74 apresenta-se a comparação de valores calculados da resposta estrutural considerando:

i) a actuação do modelo de cargas LM71 multiplicado por Φ,

ii) os valores obtidos através da análise dinâmica realizada na secção anterior para os comboios tipo CF5 e CF11;

iii) os valores resultantes de uma análise estática multiplicados pelos coeficientes de amplificação dinâmica para os comboios de fadiga definidos na EN1991-2. Esta comparação foi efectuada tomando como referência o valor do esforço axial no elemento 30 e do deslocamento vertical do nó 185

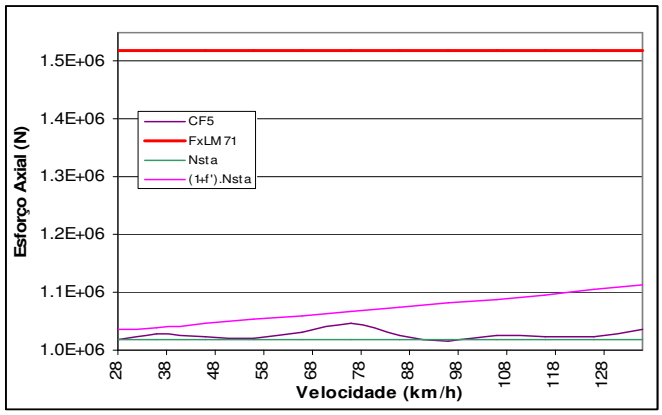


Figura 6.71 – Comparação do esforço axial no elemento 30 para o comboio de fadiga tipo 5 obtido através de uma análise dinâmica, com o deslocamento devido à aplicação do modelo LM71 multiplicado por Φ e pelo factor de amplificação dinâmico para comboios de fadiga

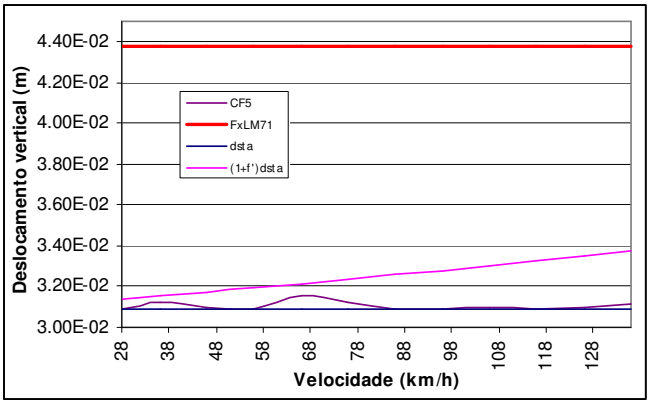


Figura 6.72 – Comparação do deslocamento vertical no nó 185 para o comboio de fadiga tipo 5 obtido através de uma análise dinâmica, com o deslocamento devido à aplicação do modelo LM71 multiplicado por Φ e pelo factor de amplificação dinâmico para comboios de fadiga

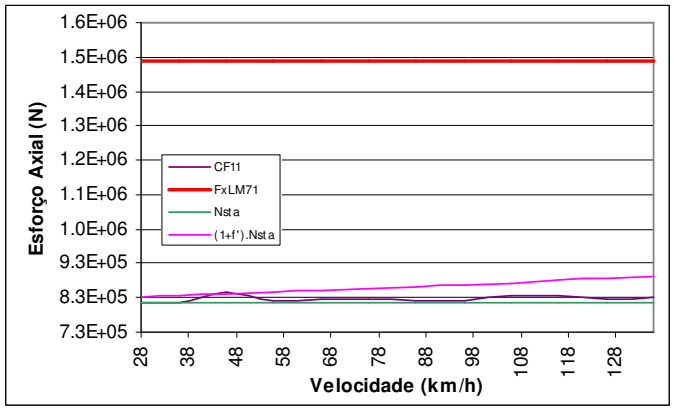


Figura 6.73 – Comparação do esforço axial no elemento 30 para o comboio de fadiga tipo 11 obtido através de uma análise dinâmica, com o deslocamento devido à aplicação do modelo LM71 multiplicado por Φ e pelo factor de amplificação dinâmico para comboios de fadiga

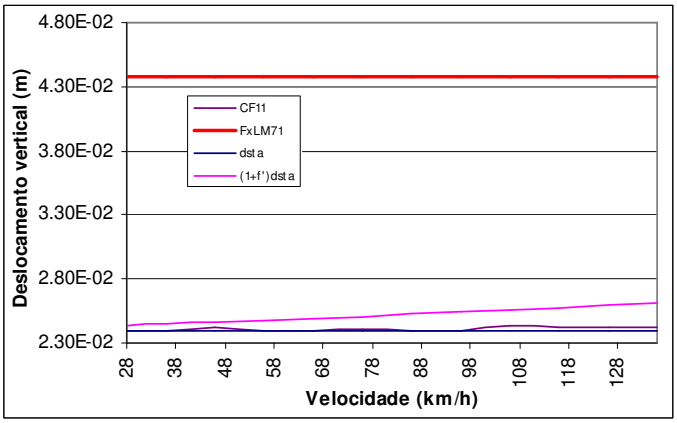


Figura 6.74 – Comparação do deslocamento vertical no nó 185 para o comboio de fadiga tipo 11 obtido através de uma análise dinâmica, com o deslocamento devido à aplicação do modelo LM71 multiplicado por Φ e pelo factor de amplificação dinâmico para comboios de fadiga

Verifica-se que os resultados obtidos através do modelo de cargas LM71 multiplicados pelo factor Φ são significativamente superiores aos restantes resultados obtidos para todas as velocidades consideradas na análise. Além disso, os coeficientes de amplificação dinâmica regulamentares revelaram-se suficientes para cobrir os efeitos dinâmicos reais.

O facto de os coeficientes de amplificação dinâmica não serem suficientes para cobrir os efeitos dinâmicos de alguns comboios tipo não tem repercussões na avaliação da segurança estrutural desta ponte. Isto deve-se ao facto de o comboio condicionante em termos de verificação estrutural ser o comboio CF5, verificando-se neste caso que a amplificação obtida através de análises dinâmicas é inferior à obtida através das expressões regulamentares.

6.8.2 Segurança da via

Nesta secção, os valores da aceleração vertical calculada e da deformação vertical do tabuleiro são comparados com os limites regulamentares referentes à verificação da segurança da via, indicados na EN1991-2 e na EN1990-prAnnexA2.

6.8.2.1 Aceleração vertical do tabuleiro

Para o caso de pontes não balastradas, esta norma estabelece um limite de $5 m/s^2$ para a aceleração vertical do tabuleiro. Da observação das figuras 6.64 e 6.53, pode concluir-se que este limite é cumprido para a passagem de todos os comboios e para todas as velocidades consideradas.

6.8.2.2 Deformação vertical do tabuleiro

O valor máximo da deformação vertical calculado, tendo por base o modelo de cargas LM71, foi de 4,09 cm para o nó 11, localizado no vão central. Segundo a EN1991-2, esta grandeza deverá ser limitada a L/600 = 48/600 = 8cm, que é superior ao valor calculado.

6.8.3 Conforto dos passageiros

Como foi referido anteriormente, o conforto dos passageiros pode ser avaliado através de duas metodologias: realizando uma análise dinâmica completa com interacção comboio – estrutura, obtendo-se registos de acelerações nas carruagens que são comparados com limites regulamentares, ou através da metodologia simplificada definida na EN1990 –AnnexA2, que implica a confrontação do valor do deslocamento vertical máximo da ponte com o valor limite regulamentar.

Nas secções seguintes irão ser apresentadas estas duas verificações.

6.8.3.1 Análise dinâmica com interacção ponte-comboio

Na avaliação desta grandeza foi simulada a passagem de um comboio constituído por duas locomotivas BS5600 nas extremidades da composição e 13 carruagens Corail. O valor máximo da aceleração nas carruagens deverá ser inferior aos seguintes valores, dependendo do grau de conforto exigido: 1,0 m/s^2, 1,3 m/s^2 e 2,0m/s^2, sendo o grau de conforto correspondente igual a muito bom, bom e aceitável.

Na Figura 6.75, representa-se a aceleração vertical num nó correspondente à primeira carruagem do comboio. Da observação da figura, pode-se concluir que o grau de conforto segundo este critério é muito bom para o caso deste comboio. No entanto, tendo em conta as limitações do modelo de comboio utilizado, seria talvez aconselhável realizar estudos que contemplassem uma modelação mais detalhada do veículo.

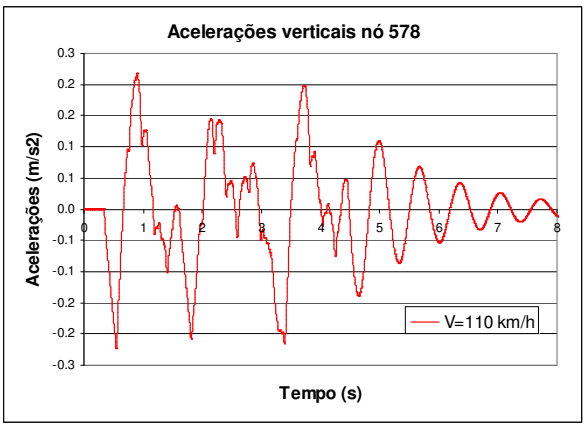


Figura 6.75 – Variação da aceleração vertical na 1ªcarruagem

Tal como referido no Capítulo 4, a forma de avaliação do conforto dos passageiros e os limites impostos neste contexto para a aceleração nas carruagens não é consensual. Isto deve-se à natureza subjectiva do conforto humano. Por exemplo, pode-se considerar que a aceleração lateral pode tornar-se mais desconfortável do que a aceleração vertical. Além disso, a consideração do valor máximo da aceleração nas carruagens pode ser um procedimento demasiado conservativo, pois podem surgir situações em que haja picos de aceleração nas carruagens extremas estando as restantes carruagens submetidas a acelerações inferiores. Neste sentido, o aprofundamento da investigação acerca de critérios de conforto adequados a considerar nas carruagens, de forma a não prejudicar

exageradamente a economia da obra, poderá contribuir de forma positiva para a melhoria dos critérios de dimensionamento.

Surgiram recentemente propostas de utilização de uma grandeza que relaciona a aceleração na parte frontal do veículo com a aceleração na retaguarda para avaliar o conforto dos passageiros. O procedimento proposto possibilita avaliar o conforto com base no conceito de "Galloping" (movimento rotacional da carruagem) [51].

6.8.3.2 Análise simplificada

Um dos requisitos para esta análise é que não haja variação significativa dos vãos. Neste caso, há uma variação de 9 metros entre o vão central e os extremos. No entanto esta verificação simplificada foi realizada para comparação com a verificação efectuada na secção anterior.

Na figura seguinte representa-se a deformação das longarinas de apoio aos carris para o modelo de cargas LM71.

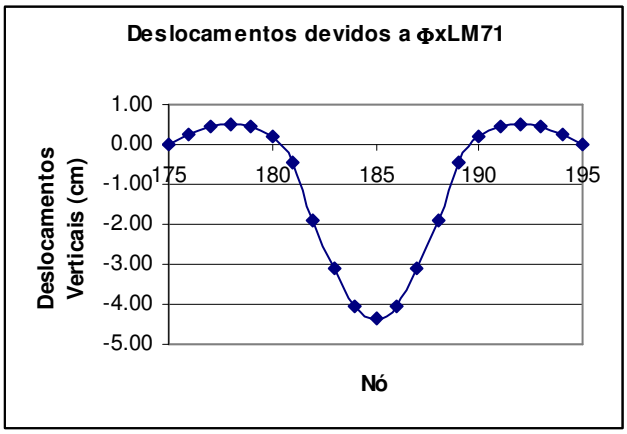


Figura 6.76 Deslocamentos verticais da longarina de apoio aos carris

Tendo por base a Figura 3.15, e a relação obtida para $L_\Phi/\delta = 54,6/0,0437 = 1249,4$ conclui-se que é garantido um nível de conforto muito bom até aos 200km/h, o que reforça as conclusões obtidas em 6.8.3.1.

6.9 CONCLUSÕES

Neste capítulo, foi apresentado um estudo do comportamento dinâmico da ponte ferroviária de Trezói, tendo por base um modelo de elementos finitos tridimensional utilizando elementos finitos de viga.

Foi realizado um ensaio de vibração ambiental com vista ao ajuste e à validação do modelo numérico. Neste ensaio, foram utilizados três sismógrafos para realizar medições da resposta ambiental em acelerações segundo três direcções ortogonais em 19 secções do tabuleiro sobre o banzo superior da viga a jusante. Com base nos registos temporais obtidos no ensaio, foram construídos os espectros de potência médios normalizados para a direcção vertical e transversal que permitiram identificar as frequências naturais globais mais relevantes da estrutura através do método da selecção de picos. Verificou-se uma concordância muito boa entre as frequências identificadas no ensaio de vibração ambiental e as frequências calculadas através do modelo numérico. Além disso, as configurações dos modos de vibração da estrutura obtidas pelas duas vias (numérica e experimental) também apresentaram uma boa correlação, o que permitiu validar o modelo de elementos finitos tridimensional desenvolvido.

Neste ensaio, foram também medidas as acelerações devidas à passagem de alguns comboios de mercadorias que circularam sobre a ponte, tendo os deslocamentos verticais correspondentes sido obtidos por integração numérica dos registos de aceleração vertical.

Estes valores foram confrontados com os obtidos por via numérica tendo revelado uma boa concordância. Esta comparação permitiu também reforçar a confiança na metodologia de simulação dinâmica da passagem de tráfego ferroviário.

Seguidamente, foi realizada uma análise de sensibilidade em relação à variação de parâmetros envolvidos na análise dinâmica, tendo-se analisado a influência da variação do número de modos de vibração e, consequentemente da frequência máxima a considerar no cálculo dinâmico dos deslocamentos, acelerações e esforços axiais. Para o efeito, foram realizadas análises dinâmicas através do método da sobreposição modal, devido às vantagens que este método possui, nomeadamente o reduzido tempo de cálculo, o facto de não conduzir a problemas de ruído numérico e a possibilidade de fixar livremente o valor dos diversos coeficientes de amortecimento modais.

Esta análise de sensibilidade permitiu concluir que, para a determinação dos deslocamentos verticais da ponte, é necessária a consideração de frequências de vibração até cerca de 34,15 Hz. No entanto, a aceleração vertical apresenta uma variabilidade muito superior à dos deslocamentos e à dos esforços axiais da estrutura, verificando-se um

sucessivo aumento desta grandeza com o número de modos considerados na análise, o que dificulta estabelecer com rigor um limite superior para a gama de frequências a considerar na análise. Foi referido que os modos de ordem mais elevada apresentam normalmente um factor de participação modal baixo, estando associados a deslocamentos de pequena amplitude, mas por vezes também a picos de aceleração elevados que, todavia não provocam a instabilidade da camada do balastro, nem fenómenos de perda de contacto roda-carril. Por este motivo, teve-se em consideração a frequência de corte recomendada pela EN1990-prAnnexA2 de 30Hz, tendo-se, por razões de simplicidade, adoptado a mesma frequência de corte utilizada para os deslocamentos (34,15 Hz).

Relativamente aos esforços axiais, verificou-se que a consideração de uma frequência de corte de 34,15 Hz permitiu caracterizar com rigor suficiente a resposta dinâmica em algumas das barras mais representativas da estrutura, designadamente os elementos 30, pertencente à corda inferior, e 63, pertencente às diagonais. Verificou-se porém que a caracterização do esforço axial no elemento 48 pertencente aos montantes requer a consideração de frequências mais elevadas.

Seguidamente, realizou-se um estudo de sensibilidade em relação à variação do incremento temporal utilizado na resolução do problema dinâmico. Foram resumidas as recomendações existentes em diversos documentos relativamente à fixação desse valor tendo-se concluído que o valor recomendado no documento D214/RP9 do ERRI [34] é o que mais se aproxima do valor indicado pela análise de sensibilidade realizada. Foram comparados dois passos de integração temporal: Δt=0,002s e Δt=0,003s, tendo-se verificado que os valores das grandezas analisadas são praticamente coincidentes para os dois passos de integração, excepto para a aceleração e para o esforço axial num montante correspondentes a uma velocidade de circulação igual a 250 km/h. Neste caso obtiveram-se diferenças relativas da ordem dos 38,11% para a aceleração e de 9,78% para o esforço axial no elemento 48. Por este motivo, realizou-se também um cálculo dinâmico com um passo de integração de 0,001s para a velocidade de 250km/h, com o intuito de avaliar a eventual necessidade de utilizar um passo de integração inferior, tendo-se então obtido diferenças relativas de 4% para o esforço axial no elemento 48 e de 8% para a aceleração.

Em resultado destas análises de sensibilidade entendeu-se adequado fixar a frequência máxima com o valor de 34,15 Hz e o passo de integração em 0,002s, valores que permitem obter resultados de análises dinâmicas com rigor suficiente, sem comprometer o esforço computacional necessário para o cálculo.

Foi ainda realizada uma análise dinâmica com vista a aferir a necessidade de incluir os efeitos da interacção ponte-veículo na análise dinâmica da ponte de Trezói, tendo em

conta as velocidades de circulação correntes. Para tal foram calculados o esforço axial no elemento 11 e o deslocamento e a aceleração verticais no nó 185, quer para a velocidade máxima actual de 110km/h quer para a velocidade irrealista de 504,5 km/h, tendo em vista apenas simular uma situação de ressonância. Realizou-se então um varrimento de velocidades, calculando a aceleração vertical no nó 185 para cada velocidade de circulação considerada no cálculo dinâmico. Concluiu-se que os efeitos da interacção dinâmica ponte-veículo não são importantes para as velocidades correntes de circulação, verificando-se que a redução da resposta estrutural devido a fenómenos de transferência de energia entre o veículo e a ponte começa apenas a ganhar importância para velocidades próximas da situação de ressonância da estrutura.

Por fim, foi realizada uma análise dinâmica com o objectivo de avaliar a segurança estrutural da ponte, o conforto dos passageiros e a segurança da via. Realizou-se um varrimento de velocidades, que permitiu obter os valores máximos das grandezas de controlo da resposta estrutural mais relevantes. Os comboios simulados foram os indicados no anexo D da EN1991-2, que são normalmente utilizados para análises de fadiga, e alguns comboios reais que circulam actualmente na Linha da Beira Alta.

Relativamente à segurança estrutural, concluiu-se que os resultados relativos a deslocamentos e esforços axiais obtidos através das análises dinâmicas são significativamente inferiores aos obtidos aplicando o modelo de carga LM71 majorado pelo coeficiente dinâmico Φ.

Verificou-se que os coeficientes de amplificação dinâmica para comboios reais definidos na EN1991-2 são inferiores às amplificações dinâmicas de alguns comboios reais, avaliadas pelas análises dinâmicas realizadas. No entanto, para o caso do comboio que induziu maiores esforços na estrutura, estes coeficientes revelaram-se suficientes, levando a resultados superiores aos obtidos por via das análises dinâmicas.

Em termos de segurança da via, foram avaliados os estados limite de aceleração vertical do tabuleiro e deformação vertical, tendo-se concluído que a ponte cumpre os requisitos indicados na norma. Refere-se no entanto a necessidade de realizar a verificação do estado limite de levantamento de apoios, de deformação longitudinal e de deformação transversal numa análise futura mais detalhada.

A aceleração vertical do tabuleiro manteve-se, para todos os comboios e para todas as velocidades analisados abaixo do limite de 0,5g, evidenciando assim, um bom comportamento em termos de segurança da via não balastrada.

O conforto dos passageiros foi avaliado quer mediante uma análise dinâmica com interacção veículo - estrutura quer através da análise simplificada preconizada pela EN1991-2. Os resultados obtidos seguindo estas duas metodologias, possibilitaram constatar que o nível de conforto dos passageiros é muito bom para a velocidade máxima de circulação.

Realça-se, no entanto a dificuldade de avaliação do conforto inerente à falta de consenso relativamente aos critérios de verificação. Além disso, apesar do modelo de interacção dinâmica ponte-veículo utilizado neste trabalho ser suficiente para avaliar os esforços na estrutura, não capta o comportamento rotacional das carruagens, levando a decréscimos no valor da aceleração nas carruagens. Esta modelação poderá ser eventualmente melhorada em avaliações futuras e mais detalhadas do conforto dos passageiros.

CAPÍTULO 7
ESTUDO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DA PONTE FERROVIÁRIA DE TREZÓI

7.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo foi desenvolvido um estudo do comportamento à fadiga da ponte ferroviária de Trezói, tendo em consideração os aspectos e as metodologias de análise descritas nos capítulos anteriores, em particular nos Capítulos 4 e 5.

Na secção 7.2, é seguida a metodologia preconizada nas normas EN1991-2 e prEN1993-1-9, relativamente ao estudo da fadiga. Estudou-se a passagem dos comboios de fadiga constantes da EN1991-2, realizando para o efeito análises dinâmicas sem interacção veículo – estrutura, o que permitiu calcular os espectros de tensões para cada um destes comboios. Através dos cenários de tráfego regulamentares e das curvas de resistência da prEN1993-1-9, foi possível avaliar o dano acumulado por fadiga num elemento crítico da ponte.

Na secção 7.3 procedeu-se à análise da informação fornecida pela REFER e pela CP em termos de comboios reais, que resultou na sistematização das características dos comboios que circulam actualmente na Linha da Beira Alta, nomeadamente os espaçamentos entre eixos, as cargas por eixo e a composição de cada comboio. Além disso, foi possível obter os registos de tráfego sobre a ponte de Trezói nos últimos 6 anos, o que permitiu posteriormente avaliar com maior rigor o dano por fadiga existente assumindo que os registos relativos a esse período representam de forma conservadora o tráfego verificado sobra a ponte durante os 50 anos de utilização.

Para estudar os efeitos da geometria das ligações dos elementos metálicos, foi avaliado na secção 7.4 o factor de concentração de tensões de uma ligação correspondente

ao elemento crítico analisado, onde convergem dois elementos pertencentes à corda inferior, um montante e duas diagonais. Este estudo foi realizado com recurso ao programa ANSYS.

Com base na informação do tráfego, das composições dos comboios actuais e dos factores de concentração de tensão, calcularam-se as histórias de tensões modificadas para atender ao acréscimo de tensão devido a efeitos geométricos. Os espectros de tensões obtidos desta forma e o estudo do tráfego realizado na secção 7.3 permitiram calcular o dano acumulado de um elemento segundo a norma americana AASHTO.

Por fim, foi abordado o problema da fadiga através da Mecânica da Fractura. Na secção 7.5, aplicaram-se técnicas de fiabilidade no estudo do crescimento de uma fenda pré-existente num determinado detalhe através da lei de Paris, com o objectivo de obter uma probabilidade de rotura e a fiabilidade associada. O método de Monte Carlo foi utilizado com sucesso na simulação do fenómeno de crescimento da fenda, tendo para tal sido necessário caracterizar estatisticamente as variações de tensão provocadas pelo tráfego real. Este procedimento foi implementado em ambiente MATLAB, tendo sido desenvolvidos programas especificamente vocacionados para o efeito.

7.2 ANÁLISE SEGUNDO AS NORMAS EUROPEIAS EN1991 E EN1993

7.2.1 Introdução

Embora a prEN1993-1-9 trate a fadiga com base em materiais e pormenores recentes, assumiu-se a validade de aplicação dos seus princípios para o caso presente, em que o aço utilizado é de origem alemã e fabricado na década de 50.

Pelo facto deste regulamento não referir classes de resistência à fadiga correspondentes a ligações rebitadas, foi necessário escolher a classe de resistência mais adequada para a análise deste tipo de ligações. Nesse sentido, realizou-se uma análise comparativa das curvas de resistência incluídas nas normas AASHTO e BS5400 para ligações rebitadas, e a curva de resistência da classe 80 incluída na prEN1993-1-9 para o caso de ligações aparafusadas.

A curva de projecto correspondente a ligações rebitadas (categoria D) do código AASHTO pode ser obtida através da equação 7.1 para ciclos com amplitudes de tensão superiores ao limite de fadiga para amplitudes constantes ($(\Delta F)_{TH}$ = 48,3MPa):

$$N.\Delta\sigma^3 = 7{,}21\times10^{11} \tag{7.1}$$

Segundo o código BS5400, as ligações rebitadas são classificadas na categoria D. A esta categoria corresponde a uma curva de resistência dada pela equação 7.2 para amplitudes de tensão superiores ao limite de fadiga para ciclos de amplitude constante (σ_0 = 53,36MPa):

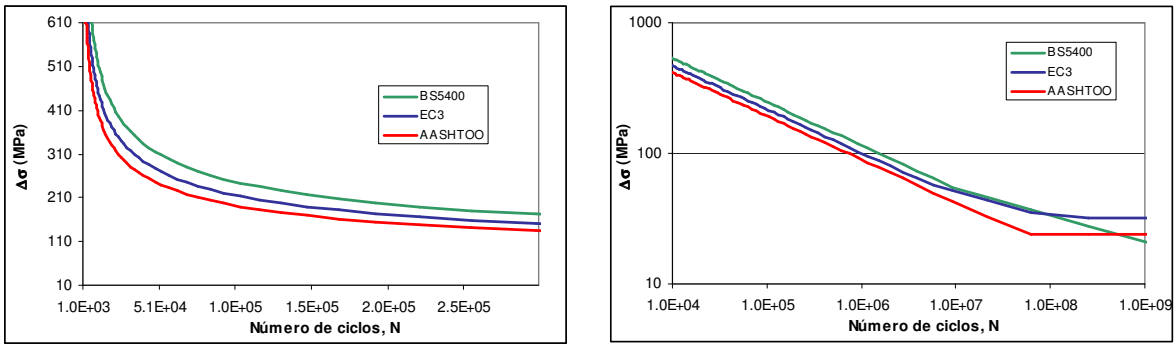
$$N.\sigma_r^3 = 1{,}519\times10^{12} \tag{7.2}$$

A curva de resistência (valores característicos) associada à classe de fadiga número 80 da prEN1993-1-9 para um número de ciclos inferior a 5×10^6 é dada pela equação 7.3:

$$N_R.\Delta\sigma_R^3 = 1{,}024\times10^{12} \tag{7.3}$$

Das expressões anteriores, pode-se concluir que a curva D da norma americana é mais conservadora do que a curva de projecto da norma britânica e do que a norma europeia. Salienta-se no entanto as diferentes abordagens destas normas, no que se refere aos ciclos de carga com amplitudes de tensões baixas referidas no capítulo 5.

Na Figura 7.1 a) encontram-se representadas as três curvas de projecto referidas anteriormente e na Figura 7.2 b) apresentam-se as mesmas curvas representadas em escala logarítmica.



a) b)

Figura 7.1 – Curvas de resistência à fadiga: Classe 80 da EN1993; Curva D da BS5400; Curva D da AASHTO.

Como se pode observar na figura anterior, as curvas de Whöler preconizadas pelas normas europeia e britânica apresentam valores de resistência semelhantes aos apresentados pela norma americana. Salienta-se no entanto o facto da curva D da AASHTO fornecer valores mais conservativos do que as restantes.

Tendo em consideração estas curvas a análise de fadiga foi realizada utilizando um modelo tridimensional de elementos finitos e simulando a passagem dos comboios através da metodologia das cargas móveis (ver capítulos 4 e 6).

7.2.2 Comboios de fadiga

Embora as acções definidas na EN1991-2 sejam normalmente utilizadas para o dimensionamento de pontes novas e, dentro desse contexto, para a verificação do estado limite de fadiga, a metodologia preconizada nesta norma foi utilizada nesta secção com o objectivo de obter uma estimativa da vida residual da ponte de Trezói. Nomeadamente, foi calculado o dano associado à passagem dos 11 comboios tipo de fadiga, tendo por base os três cenários de tráfego anual regulamentares.

Este procedimento é claramente conservativo no caso de estruturas existentes, que tenham sido solicitadas por comboios com cargas inferiores e sujeitas a cenários de tráfego menos agressivos. Reveste-se no entanto de grande utilidade, nos casos em que não há registos de tráfego e cargas passados.

Inaugurada em 1956, esta ponte foi submetida ao longo dos seus 50 anos de existência a cargas variáveis e de valor inferior às regulamentares. No entanto, nesta

secção assumiu-se a validade dos cenários de tráfego regulamentares desde a entrada em funcionamento da ponte.

7.2.3 Análise de um elemento da corda inferior

Foi realizada uma análise do elemento 30 (elemento mais solicitado) pertencente ao banzo inferior da viga principal a meio do vão principal. A justificação para a escolha deste elemento para realizar este estudo encontra-se na secção 7.4.1. Os valores das tensões nominais foram agravados para atender à redução da área da secção devida aos furos dos rebites.

Tendo por base o programa desenvolvido no âmbito desta tese (em ambiente MATLAB), que permite fazer a contagem de ciclos de histórias de tensões através do método "Rainflow", e atendendo à classe do detalhe, foi possível calcular o dano associado a este elemento estrutural através da regra de Miner. O algoritmo utilizado neste programa não permite o tratamento da história de tensões tal como ela é obtida do programa SOLVIA, já que para a contagem de ciclos é necessário existirem apenas picos e vales. Isso não é o caso pois para cada "time-step" existe um valor de tensão calculado, originando uma série de valores durante o aumento da tensão e durante o decréscimo de tensão. Assim sendo, tornou-se necessário proceder a uma "filtragem" prévia dos resultados da análise dinâmica obtendo-se uma variação de tensões contendo apenas extremos locais.

No Quadro 7.1, apresentam-se os resultados do cálculo dos danos unitários (relativos a uma única passagem) para cada um dos comboios de fadiga regulamentares. O factor de segurança adoptado para a curva de resistência foi $\gamma_{Mf} = 1{,}35$, pelo facto de se ter considerado que o elemento estudado é uma peça crítica e que a consequência de colapso é elevada em concordância com a filosofia de projecto "vida garantida".

Quadro 7.1 – Danos provocados no elemento 30 pelos comboios de fadiga

Comboio regulamentar	$\Delta\sigma_{máx}$ (Mpa)	Dano por passagem
CF1	69,72	1.94E-07
CF2	47,04	3.48E-08
CF3	47,04	4.16E-08
CF4	44,10	2.89E-08
CF5	99,68	7.21E-07
CF6	72,52	2.98E-07
CF7	68,46	2.06E-07
CF8	67,34	1.90E-07
CF9	20.7	0
CF10	22.8	0
CF11	71,68	2.42E-07
CF12	69,02	2.06E-07

Verifica-se que existem dois comboios que não introduzem dano (comboio tipo CF9 e CF10) pelo facto da amplitude de tensão máxima que eles provocam ser inferior ao limite de truncatura da curva de resistência de cálculo $\Delta\sigma_L$=23,98 MPa. Verifica-se ainda que os restantes comboios de fadiga induzem variações de tensão superiores a este limite e também ao limite de fadiga sob amplitude constante $\Delta\sigma_D$=43,67 MPa, o que leva à necessidade de considerar uma curva de resistência com duas inclinações para atender à diminuição deste valor devido ao dano provocado por amplitudes de tensão acima deste limite.

Multiplicando o dano por passagem de cada comboio pelo número de passagens por dia e pelo número de dias em que esse comboio circula durante um ano, obtém-se o dano anual.

No Quadro 7.2 apresentam-se os danos anuais para cada comboio de fadiga e para cada cenário de tráfego regulamentar. O dano actual é obtido através da soma dos danos anuais de cada comboio multiplicada por 50. Como foi referido no Capítulo 5, a rotura do elemento supõe-se atingida quando o somatório avaliado pela regra de Miner atinge a unidade (Dano=1,0). Assim, o dano residual e a vida residual à fadiga são também apresentados no Quadro 7.2.

Quadro 7.2 – Avaliação da vida residual do elemento 30 para os diferentes cenários de tráfego da EN1991-2

	Cenário de tráfego					
	Normal		**Pesado**		**Leve**	
Comboio regulamentar	nº de passagens por dia	Dano por ano	nº de passagens por dia	Dano por ano	nº de passagens por dia	Dano por ano
CF1	12	8.5E-04			10	7.1E-04
CF2	12	1.5E-04			5	6.4E-05
CF3	5	7.6E-05				
CF4	5	5.3E-05				
CF5	7	1.8E-03	6	1.6E-03	2	5.3E-04
CF6	12	1.3E-03	13	1.4E-03		
CF7	8	6.0E-04				
CF8	6	4.2E-04				
CF9					190	0.0E+00
CF10						
CF11			16	1.4E-03		
CF12			16	1.2E-03		
	Total (1 ano)	5.3E-03	Total (1 ano)	5.6E-03	Total (1 ano)	1.3E-03
	Total (50 anos)	2.6E-01	Total (50 anos)	2.8E-01	Total (50 anos)	6.5E-02
	Dano residual	7.4E-01	Dano residual	7.2E-01	Dano residual	9.4E-01
	Vida residual (anos)	138.8	Vida residual (anos)	128.3	Vida residual (anos)	720.6

Pode-se observar que o cenário de tráfego mais gravoso para o caso do elemento número 30 é o cenário pesado que tem uma vida residual associada de cerca de 128 anos. Trata-se de uma vida residual elevada, tendo em consideração que actualmente a vida de projecto de uma ponte nova, segundo a norma BS5400, é de 120 anos.

7.3 OBTENÇÃO DOS ESPECTROS DE TENSÕES ATRAVÉS DO TRÁFEGO REAL

7.3.1 Análise dos dados obtidos

Através da colaboração da REFER e da CP, foi possível aceder ao historial de tráfego da ponte em estudo nos últimos seis anos, o que permitiu simular a passagem das várias composições de comboios em circulação. Os comboios foram agrupados tendo em

conta a sua semelhança relativamente ao comprimento e ao peso total, e classificados em comboios de passageiros e de mercadorias.

A variabilidade da composição dos comboios de mercadorias inviabiliza o conhecimento exacto das características de cada um dos comboios. Assim, procedeu-se à recolha de informação sobre um número significativo de comboios de mercadorias junto da CP, de forma a poder estimar as características dos restantes a partir do peso total e do comprimento. Foram estudados 59 comboios com geometria e carregamento diferentes.

Na Figura 7.2, apresenta-se a evolução do tráfego ferroviário sobre a ponte de Trezói ao longo dos últimos seis anos. No eixo das ordenadas, apresenta-se a soma da carga (em toneladas) transportada em cada mês. O padrão de cores no gráfico de barras permite também avaliar a contribuição de cada comboio para o tráfego mensal.

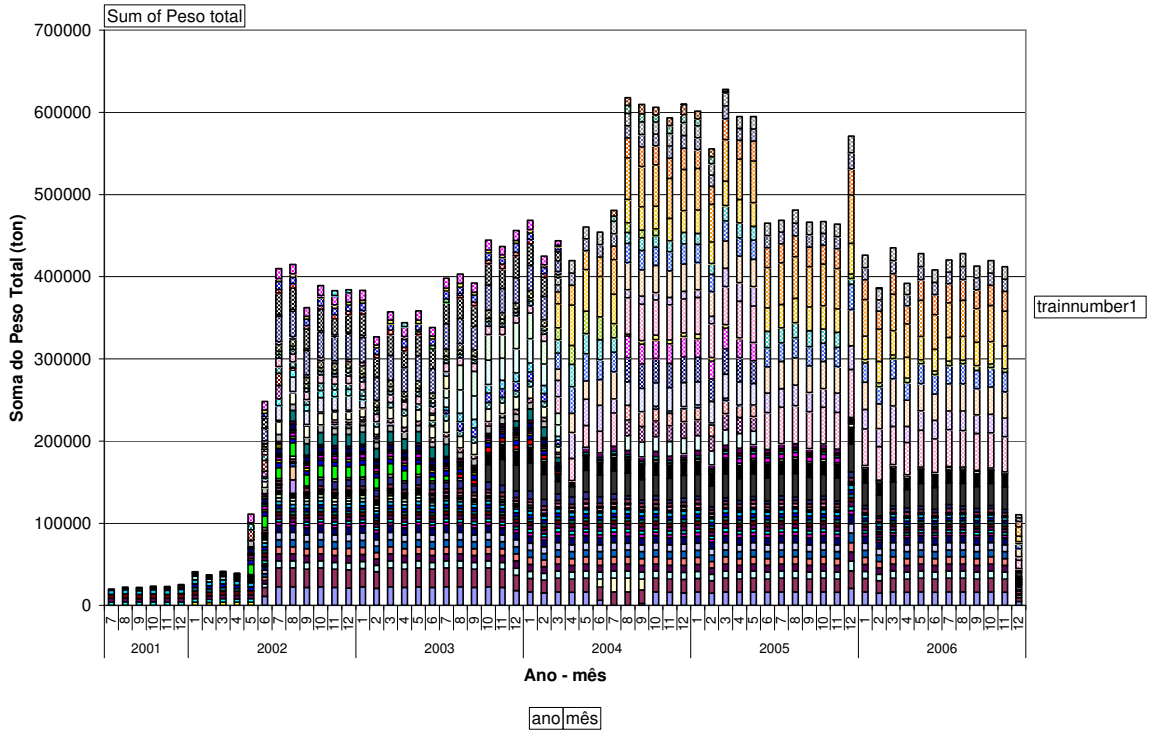


Figura 7.2 – Variação temporal da carga transportada através da ponte de Trezói

Em 2003, houve um volume de tráfego de 4654857 toneladas (4,66x 10^6 ton); em 2004 um volume de tráfego de 6203565 toneladas (6,20 x 10^6 ton); em 2005 um volume de

tráfego de 6360353 toneladas (6,36 x 10^6 ton) e em 2006 um volume de tráfego de 4681320 toneladas (4,68 x 10^6 ton). Apesar destes valores sugerirem um crescimento do tráfego ferroviário entre 2001 e 2005, esta tendência é invertida no ano de 2006. Salienta-se ainda o facto de, em 2001, se ter registado um volume de tráfego atípico. Note-se ainda que o tráfego anual real é cerca de um quinto do tráfego anual definido nos três cenários da EN1991-2.

A partir da informação obtida, foi possível constatar que existe uma grande quantidade de veículos de origem espanhola a circular na linha da Beira Alta. Trata-se de vagões de mercadorias com cargas por eixo elevadas. Esta linha é das mais movimentadas do país, pois assegura a ligação à rede ferroviária espanhola, tendo sido utilizada para transportar mercadorias e passageiros para os países europeus desde o início do seu funcionamento.

Relativamente a estimativas do crescimento do tráfego ferroviário futuro, esta reveste-se de alguma complexidade, pois é condicionada por vários factores difíceis de prever com rigor, tais como a evolução demográfica e económica de Portugal e de Espanha, possíveis obras de remodelação na linha da Beira Alta (o que implicaria alterações na velocidade dos comboios e no número de comboios a circular), possíveis alterações na gestão das linhas ferroviárias portuguesas (parte do tráfego poderia ser feito através de outras linhas), construção de novas ligações ferroviárias e mesmo as melhorias técnicas dos veículos, as quais podem modificar o tipo de tráfego circulante. Assim, estas incertezas poderiam levar a modelos de previsão da evolução do tráfego ferroviário distintos para cada hipótese de base adoptada.

Uma abordagem possível poderia consistir em estimar uma tendência de crescimento com base nos registos passados. No entanto, a informação disponibilizada pela REFER relativa a um período de tempo de apenas 6 anos afigura-se insuficiente para obter uma tendência de crescimento fiável.

7.3.2 Avaliação dos espectros de tensões reais

Nas Figuras 7.3 e 7.4, a título de exemplo, apresenta-se a variação da tensão instalada num elemento pertencente à corda inferior associada à passagem de dois comboios reais de passageiros e de mercadorias.

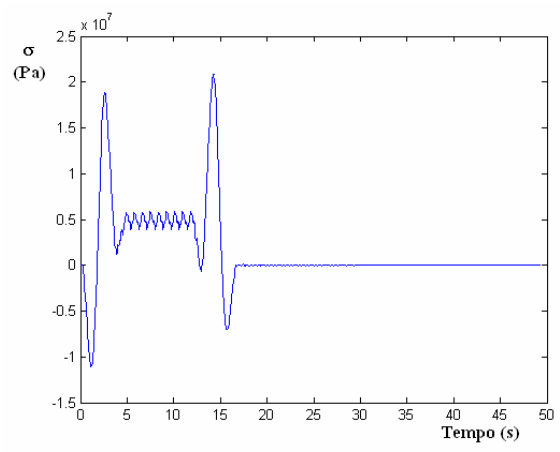


Figura 7.3 – Variação temporal da tensão instalada no elemento 30 devida à passagem de um comboio de passageiros

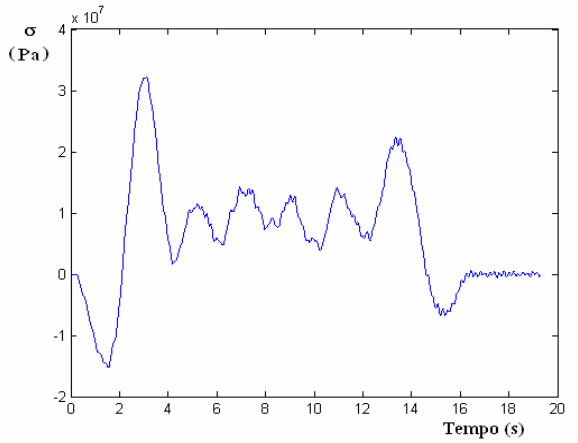


Figura 7.4 – Variação temporal da tensão instalada no elemento 30 devida à passagem de um comboio de mercadorias

Nas Figuras 7.5 e 7.6, apresenta-se os espectros de tensão relativos a estes registos temporais, obtidos através do programa de contagem de ciclos desenvolvido neste trabalho (ver Capítulo 5).

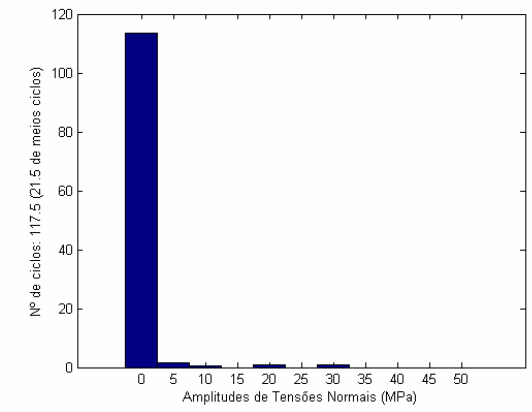


Figura 7.5 – Espectro de tensões no elemento 30 associado à passagem de um comboio de passageiros

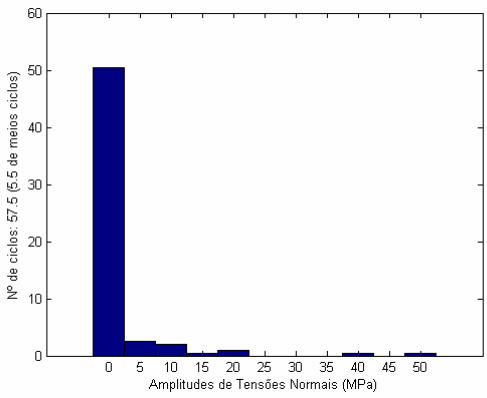


Figura 7.6 – Espectro de tensões no elemento 30 associado à passagem de um comboio de mercadorias

A partir destes espectros de tensão, é possível calcular o dano associado a uma passagem através da regra de Miner, tendo por base as curvas de resistência à fadiga. O cálculo do espectro de tensões foi realizado para os 59 comboios definidos anteriormente.

7.4 ANÁLISE SEGUNDO A NORMA AMERICANA AASHTO

7.4.1 Escolha do elemento estrutural para o estudo da fadiga

Os resultados obtidos de um estudo realizado por Fisher et al. [18] para avaliar a resistência à fadiga de pontes rebitadas permitiram concluir que a categoria C do código AASHTO proporciona uma estimativa conservadora à fadiga dos membros das pontes. No entanto, este código classifica os detalhes de ligações rebitadas na categoria D. No estudo que se segue, utilizou-se como curva de resistência esta última por ser a mais desfavorável.

A expressão para a curva de projecto da categoria D é dada pela equação 7.4:

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{7{,}21 \times 10^{11}}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} \times 48{,}3 \tag{7.4}$$

Desta forma, a resistência à fadiga, em termos de ciclos até à rotura, pode ser expressa em função da amplitude de tensão pela equação 7.5, se $\Delta\sigma$ for superior ao limite de truncatura:

$$N = \frac{7.21 \times 10^{11}}{\Delta\sigma^3} \tag{7.5}$$

com $\Delta\sigma$ em MPa.

Os cálculos que se seguem foram realizados sem a consideração do factor de segurança. A utilização de factores de segurança neste contexto é realizada no dimensionamento de pontes a construir, de forma a assegurar a segurança face a cargas teóricas. As cargas utilizadas nesta secção têm origem em registos. Trata-se de cargas reais e por isso os seus efeitos são comparados com valores característicos da resistência à fadiga, com vista a uma avaliação mais realista da vida residual à fadiga do elemento estudado.

Salienta-se o facto de o elemento condicionante para o estudo da fadiga poder não ser o elemento mais solicitado, mas sim o elemento sujeito ao maior número de ciclos e ao qual esteja associada uma ligação com uma curva de resistência baixa. Por este motivo, foi

realizado um estudo preliminar, de forma a identificar o elemento mais desfavorável. Nesse sentido, foi simulada a passagem de onze comboios reais de mercadorias sobre a ponte de Trezói e calculada a variação máxima de tensão instalada em cada elemento da ponte, de forma a identificar os elementos em que o dano por fadiga é nulo segundo a norma AASHTO.

Convirá ter presente que os elementos constituintes da ponte de Trezói possuem características mecânicas distintas em função do grupo estrutural em que estão inseridos, observando-se os seguintes grupos de elementos com características mecânicas próprias:

- Pilares:
    - Elementos verticais e contraventamentos
- Tabuleiro:
    - Banzo inferior e superior
    - Montantes
    - Diagonais
    - Carlingas
    - Ligação ao banzo inferior
    - Contraventamento superior
    - Contraventamento transversal na secção

No Quadro 7.3, apresentam-se os esforços máximos instalados nos elementos dos diferentes grupos constituintes da ponte, quando sujeitos à acção dos 11 comboios reais considerados.

Quadro 7.3 – Tensões máximas instaladas nos elementos da ponte devido à passagem dos 11 comboios reais

Grupo	Pilares ele. Laterais		Banzo inferior		Banzo superior		Montante 1		Montante 2		Diagonais 1		Diagonais 2	
Comboio	Ele.	σ (Mpa)	Ele.	σ (Mpa)	Ele.	σ (Mpa)	Ele.	σ (Mpa)	Ele.	σ (Mpa)	Ele.	σ (Mpa)	Ele.	σ (Mpa)
MÁXIMO	1023	10.89	30	27.14	86	26.10	49	5.71	44	22.01	148	26.16	61	26.62

Quadro 7.3 (continuação) – Tensões máximas instaladas nos elementos da ponte devido à passagem dos 11 comboios reais

Grupo	Carlingas		Liga. Banzo inf. 1		Liga. Banzo inf. 2		Contrav. sup. 1		Contrav. sup. 2		Contrav. trans. 1		Pilares treliça	
Comboio	Ele.	σ (Mpa)	Ele.	σ (Mpa)	Ele.	σ (Mpa)	Ele.	σ (Mpa)	Ele.	σ (Mpa)	Ele.	σ (Mpa)	Ele.	σ (Mpa)
MÁXIMO	164	3.96	181	11.49	180	19.98	225	26.55	240	23.43	272	5.71	1038	16.38

Na Figura 7.7, apresenta-se os danos por passagem nos elementos mais solicitados dos grupos estruturais referidos anteriormente, associados à passagem de 8 comboios reais.

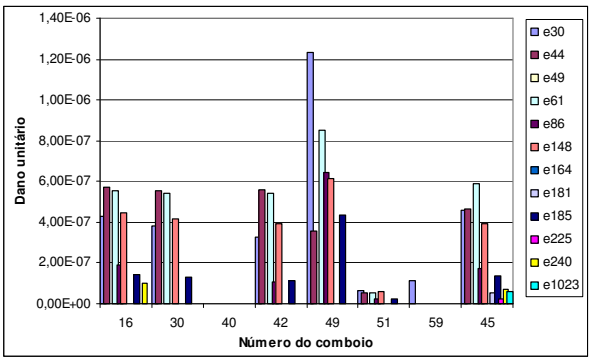


Figura 7.7 – Dano unitário nos elementos estruturais mais solicitados.

Da análise dos quadros e figuras anteriores, verifica-se que, como seria de esperar, os elementos mais solicitados pertencem aos banzos inferior e superior. Da observação da Figura 7.7, pode-se verificar que o elemento 30 é um dos elementos em que se registam danos unitários maiores.

Refere-se que uma identificação precisa do elemento condicionante para o estudo da fadiga implicaria o cálculo dos danos anuais para todos os elementos da ponte,

incluindo na análise os danos unitários de todos os comboios e o número de passagens registadas.

No entanto, os resultados obtidos anteriormente indicam que o elemento 30 será um elemento importante na avaliação da fadiga por ser um dos elementos mais solicitados e no qual se verificam danos unitários maiores. Por este motivo, apenas o elemento 30 será estudado em detalhe nas secções seguintes.

7.4.2 Avaliação do factor de concentração de tensões

Como se sabe as zonas condicionantes no dimensionamento à fadiga são aquelas onde existem concentrações de tensões e gradientes de tensões elevados. Aliado a este facto, a corrosão tem um contributo acrescido relativamente a danos de fadiga nestas zonas onde as tensões instaladas são mais elevadas. Este facto sugere um especial cuidado na avaliação do estado de conservação das ligações rebitadas desta ponte.

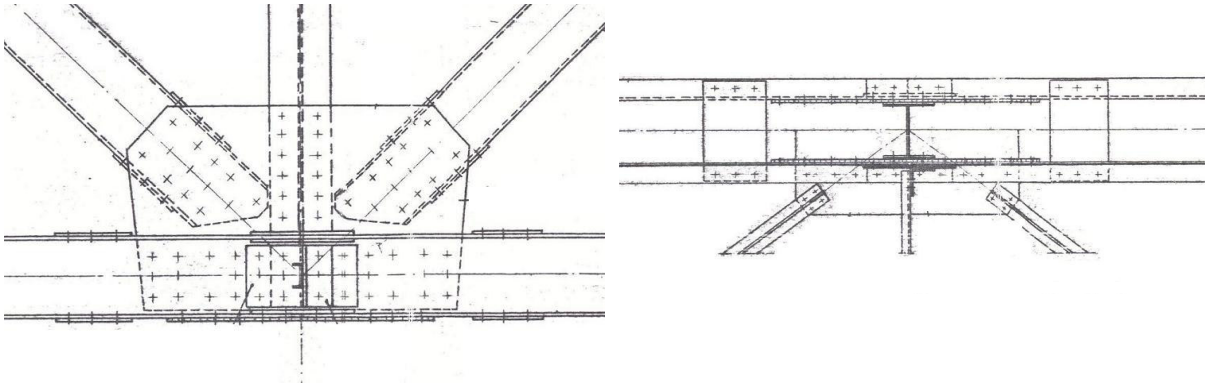
Um outro aspecto importante é a avaliação dos esforços secundários (não previstos na fase de projecto), que são responsáveis por grande parte dos danos de fadiga em estruturas metálicas. Isto deve-se a uma concepção insuficiente ao nível de projecto, em que se concebem pormenores desfavoráveis do ponto de vista de fadiga.

As descontinuidades na geometria das peças, como entalhes, furos, roscas, etc., provocam um aumento local da tensão instalada. Este acréscimo de tensões devido a efeitos locais tem grande importância na avaliação do espectro de tensões. O aumento teórico do valor da tensão pode, em alguns casos, ser determinado pela Teoria da Elasticidade, mas geralmente é determinado recorrendo à Fotoelasticidade ou a métodos computacionais, como o método dos elementos finitos [4].

A prEN1993-1-9 refere a possibilidade de ter em conta este efeito através de um coeficiente de concentração de tensões designado de k_f ou através de uma análise por elementos finitos. Assim sendo, procedeu-se à simulação de um nó existente na estrutura, de forma a avaliar o acréscimo de tensões daí resultante. Para o efeito, utilizou-se o software ANSYS, simulando a ligação através de elementos de casca. Os rebites e as respectivas aberturas não foram simulados, pelo facto dos efeitos que eles introduzem no cálculo estar implicitamente incluído na definição das curvas de resistência para ligações rebitadas.

7.4.2.1 Resultados

A ligação simulada encontra-se ilustrada na Figura 7.8. Trata-se da ligação entre o banzo inferior (elemento 30), o montante e as diagonais.



a) b)

Figura 7.8 – Pormenor de ligação estudada: a) Vista em alçado; b) Vista em planta.

Foram utilizados elementos finitos de casca de 4 nós, tendo-se aplicado cargas lineares em concordância com as tensões máximas obtidas de uma análise dinâmica da estrutura completa da ponte, simulando a passagem de um comboio de mercadorias real.

Na Figura 7.9, apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada na modelação desta ligação metálica.

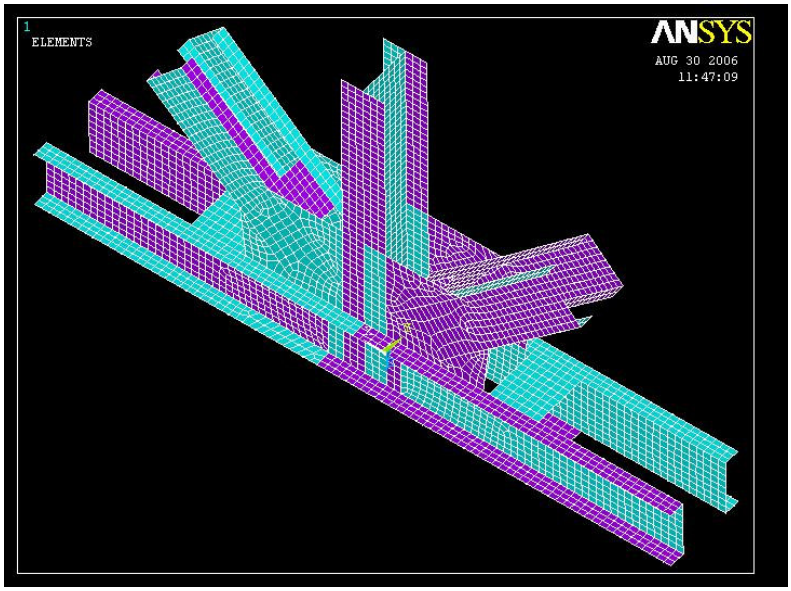


Figura 7.9 – Malha de elementos finitos da ligação simulada

As Figuras 7.10 e 7.11 ilustram a distribuição das tensões principais máximas (σ_1) e mínimas (σ_3) instaladas na ligação.

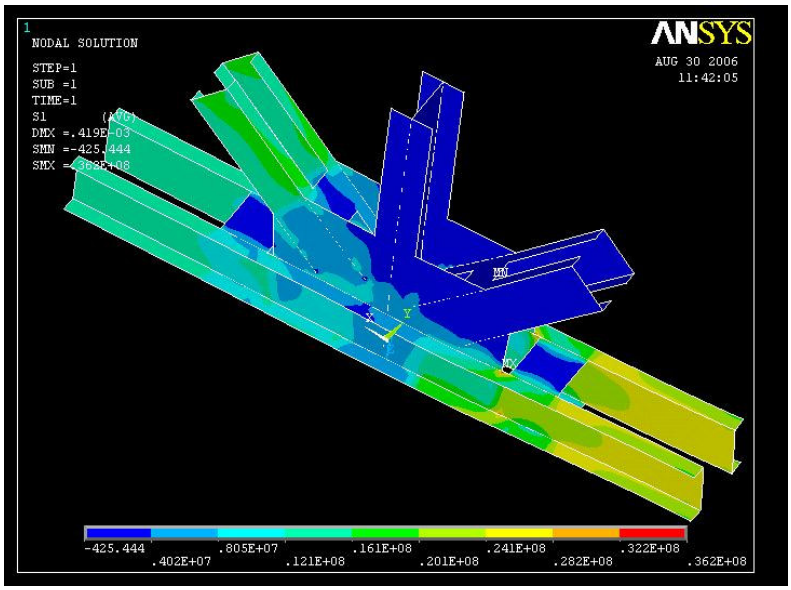


Figura 7.10 – Tensões principais (σ_1)

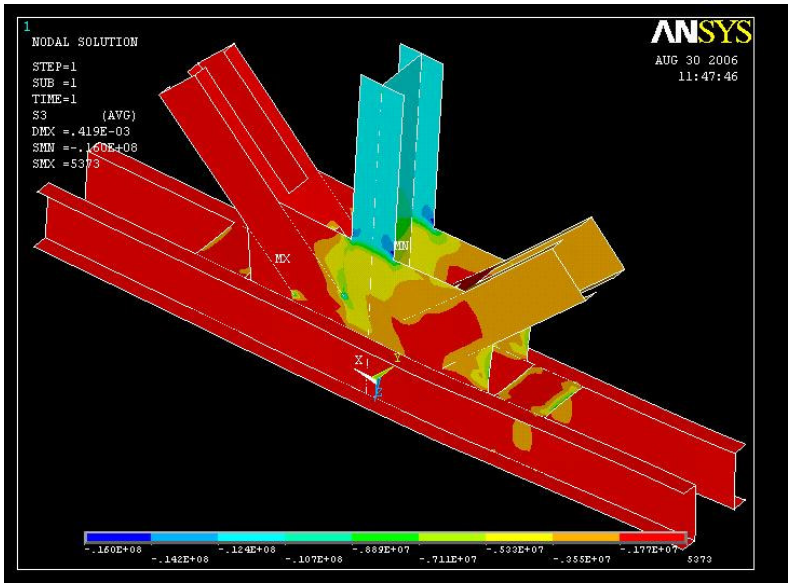


Figura 7.11 – Tensões principais (σ_3)

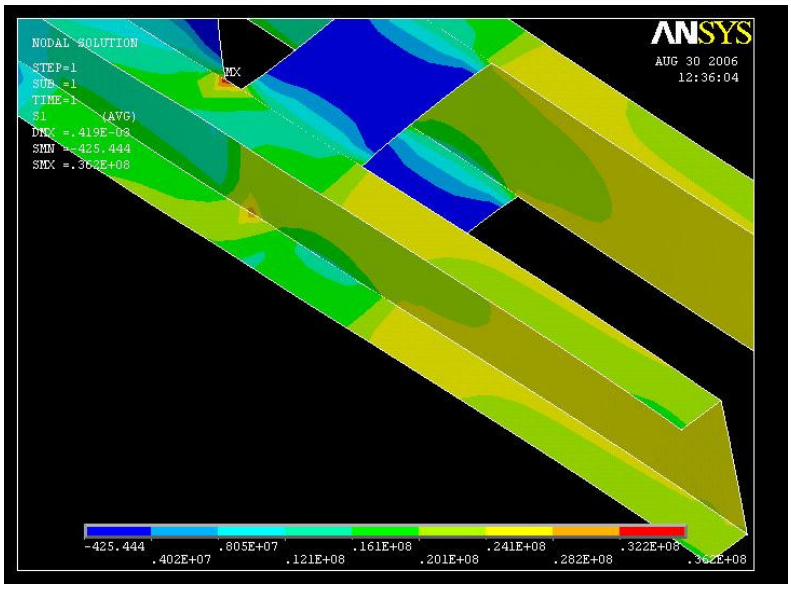


Figura 7.12 – Tensões principais (σ_1): zona da ligação do elemento 30 ao gousset

A partir deste modelo, foi possível calcular o factor de concentração de tensões para o elemento 30, pertencente à corda inferior. Como se pode observar na figura anterior, a tensão máxima instalada situa-se na ligação deste elemento ao Gousset. Dividindo este valor máximo pela tensão instalada na zona da aplicação da carga (tensão nominal instalada no elemento 30), obteve-se um factor k_f =1,40. Assim, as histórias de tensão

utilizadas para avaliar a fadiga foram multiplicadas por este factor para ter em conta os efeitos geométricos da ligação.

7.4.3. Estudo de fadiga de um elemento pertencente à corda inferior

Nesta secção, procede-se ao estudo do elemento 30, tendo por base os espectros de tensões modificados associados a cada comboio real estudado. Estes espectros foram utilizados para calcular os danos unitários e, subsequentemente, o dano anual associado (atendendo ao cenário de tráfego fornecido pela REFER), multiplicando o número de passagens anuais sobre a ponte pelos danos unitários. Este procedimento foi realizado para os 59 comboios reais.

Nas Figuras 7.13 e 7.14, caracterizam-se os danos unitários no elemento número 30 (por passagem) e o número de vezes que estes comboios passaram sobre a ponte ao longo dos seis anos.

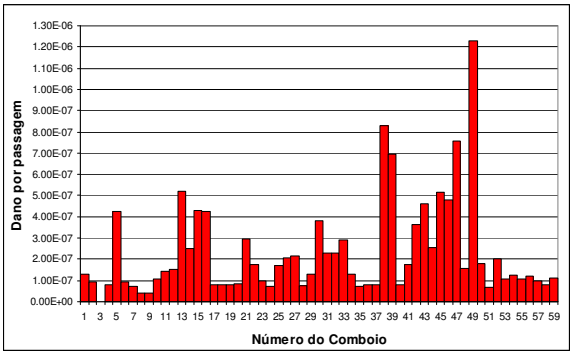


Figura 7.13 – Dano por passagem dos comboios estudados

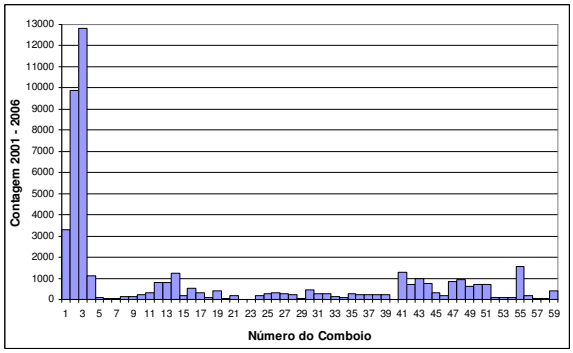


Figura 7.14 – Contagem das passagens dos comboios estudados

As Figuras 7.15 e 7.16 caracterizam o dano provocado por cada comboio real nos seis anos estudados.

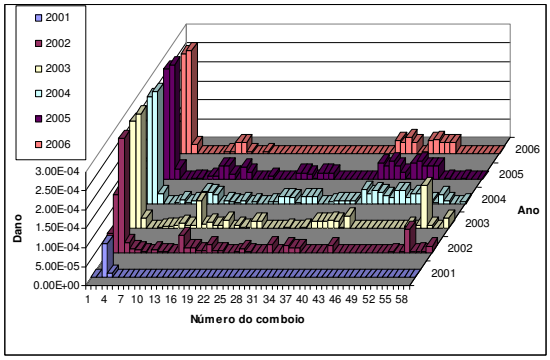


Figura 7.15 – Dano provocado pelos comboios reais para cada ano estudado

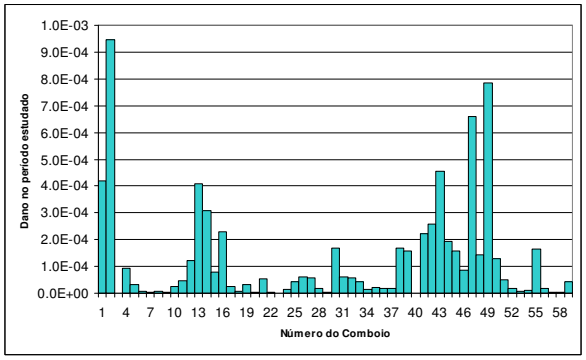


Figura 7.16 – Dano provocado pelos comboios reais nos seis anos estudados

Para avaliar o dano actual, foi assumido o cenário de carregamento correspondente aos anos de 2002 a 2006. Optou-se por excluir o ano de 2001, por originar valores muito diferentes dos restantes. Assim, para obter o dano devido aos 50 anos de funcionamento da ponte, multiplicou-se o dano total obtido nestes 5 anos por 10 (equação 7.6). Trata-se de um procedimento conservativo, pois as cargas associadas aos comboios no passado e o número de passagens foram certamente inferiores aos actuais.

$$D_{actual} = 10\left(\sum_{i=1}^{59} D_i^{2002-2006}\right) = 0{,}0598 \tag{7.6}$$

Como foi dito anteriormente os registos de tráfego disponíveis não são suficientes para avaliar o crescimento do tráfego futuro. Nesse sentido, foram calculadas as vidas residuais da estrutura em função de taxas de crescimento anuais hipotéticas de cada comboio.

Na Figura 7.17, apresenta-se a evolução do dano por fadiga no elemento 30 em função da taxa de crescimento anual relativa ao número de passagens de cada comboio. Tomou-se como valor inicial o dano relativo aos 50 anos de serviço calculados anteriormente. Encontram-se indicados os valores do dano para os 120 anos de serviço da ponte (ano 2076) e para o ano de 2100.

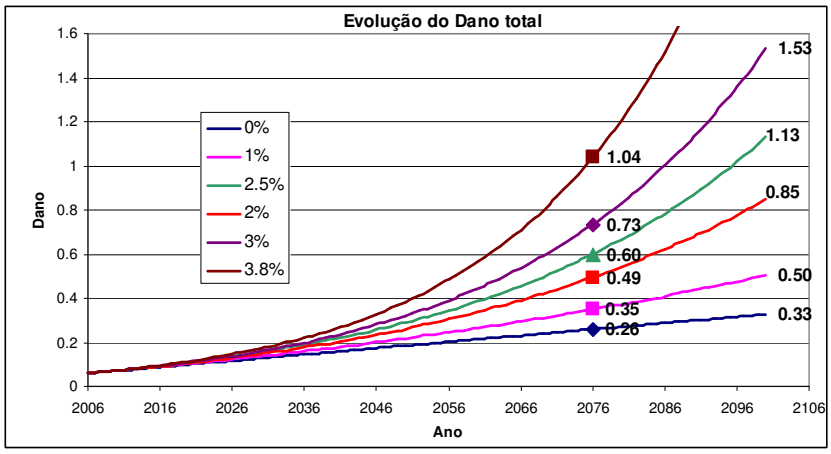


Figura 7.17 – Dano provocado pelos comboios reais nos seis anos estudados

Dos resultados obtidos, pode-se observar que, para a ligação atingir a rotura ao fim de 120 anos de serviço, seria necessário haver um crescimento anual do tráfego de 3,8%. Para um crescimento nulo (tráfego constante), o dano manter-se-ia abaixo de 0,30, quando a ponte atingisse os 120 anos. Esta última hipótese é provavelmente irrealista.

No Quadro 7.4, apresentam-se as estimativas da vida residual de fadiga da ligação estudada, para as várias situações de crescimento anual do tráfego. Por se tratar de previsões do crescimento do tráfego ferroviário, apresentam-se também os valores da frequência de passagem dos comboios para o ano em que a ligação entra em rotura de forma a avaliar o realismo da simulação.

Quadro 7.4 – Vida residual à fadiga da ligação estudada em função dos cenários de crescimento do tráfego ferroviário considerados

Taxa de Crescimento Anual	Ano de rotura da ligação	Vida Total fadiga (anos)	Vida Residual (anos)	Tráfego – Ano da Rotura	
				Diário (comboios/dia)	Horário (comboios/hora)
0%	2337	381	331	41	2
1%	2153	197	147	177	7
2.5%	2108	152	102	309	13
2%	2096	140	90	379	16
3%	2086	130	80	437	18
3.8%	2076	120	70	558	23

7.5 CÁLCULO DA VIDA RESIDUAL RECORRENDO A CONCEITOS DA MECÂNICA DA FRACTURA

7.5.1 Introdução

Nesta secção calcula-se a vida residual de fadiga da ponte de Trezói com base na metodologia exposta no Capítulo 5 (secção 5.7).

7.5.2 Cálculo da probabilidade de rotura com base na metodologia de Massareli et al. [47]

Foram simulados quatro cenários de crescimento do tráfego ferroviário na ponte de Trezói, correspondentes a crescimentos anuais iguais a 0%, 1%, 2% e 3,8%.

Na Figura 7.18, apresentam-se os histogramas das grandezas de entrada no problema analisado. Foram realizadas 2000 simulações, obtendo-se um igual número da grandeza "blocos de carga para a rotura".

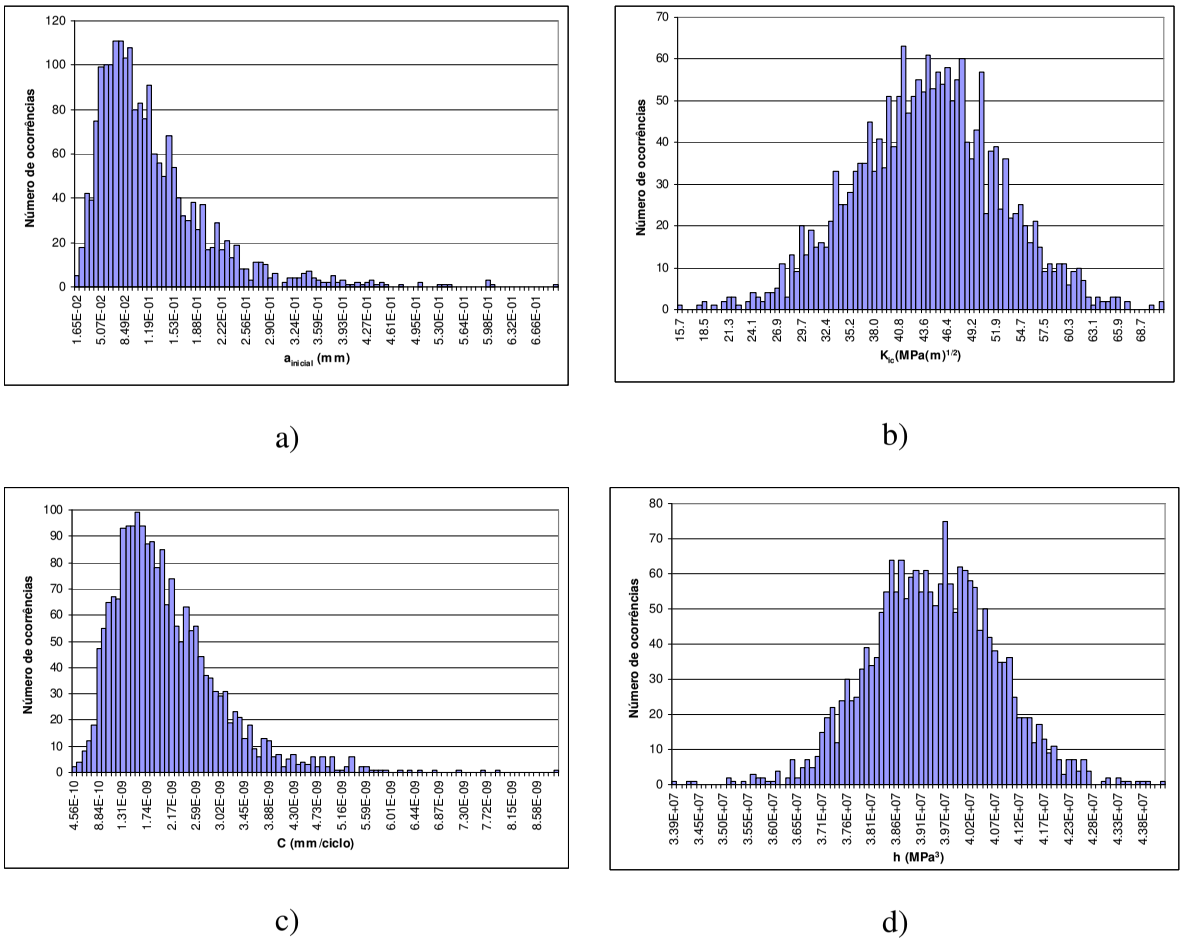


Figura 7.18 – Histograma das grandezas aleatórias utilizadas na análise: a) comprimento inicial da fenda; b) tenacidade; c) constante de Paris; d) função de carga.

Na Figura 7.19, apresenta-se o histograma do número de blocos de carga para o detalhe estudado entrar em rotura correspondente a 2000 simulações e a um crescimento de tráfego anual nulo.

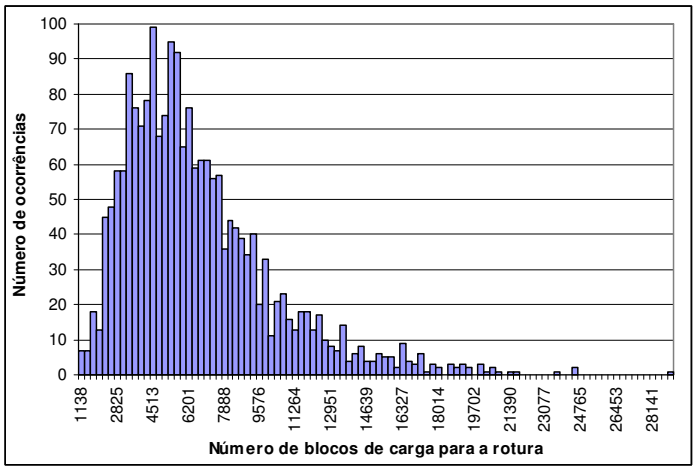


Figura 7.19 – Histograma do número de blocos de carga para a rotura

Na Figura 7.20, apresenta-se o histograma da vida à fadiga do elemento número 30 correspondente a 2000 simulações e para o caso de crescimento nulo do tráfego ferroviário.

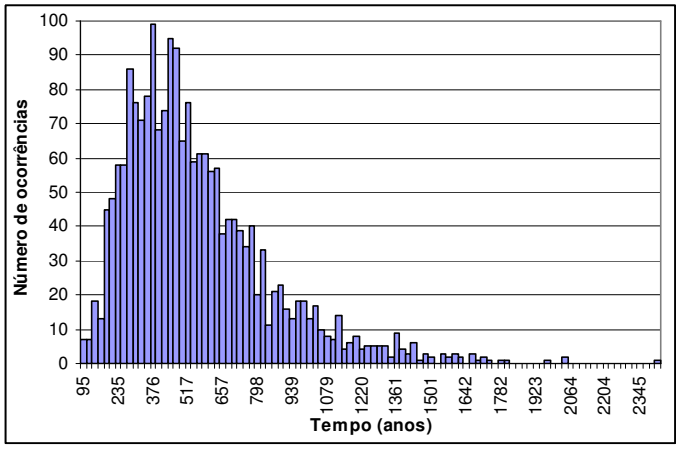


Figura 7.20 – Histograma da vida à fadiga (tempo para a rotura)

Como se pode observar, a vida à fadiga toma valores muito elevados no caso em que se considera um crescimento nulo do tráfego ferroviário. Este cenário é irrealista, pois é sabido que normalmente há um crescimento associado ao número de comboios em circulação.

A partir da Figura 7.21 é possível obter a probabilidade associada ao valor da vida de fadiga do elemento estudado.

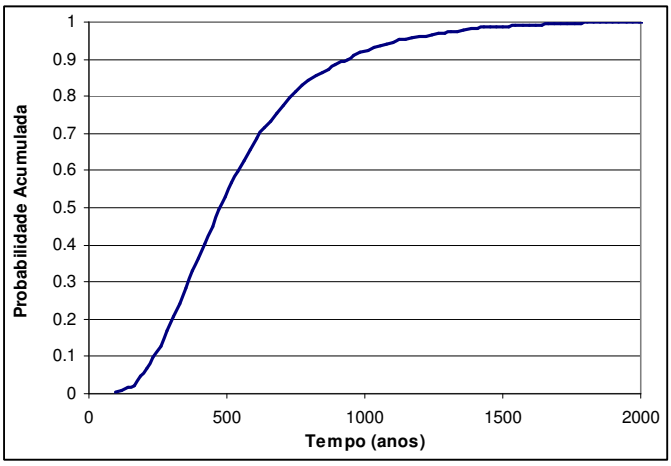


Figura 7.21 – Função de probabilidade acumulada do número de anos para a rotura

Para uma vida de fadiga igual a 120 anos, obtém-se uma probabilidade de rotura igual a 3,8%.

Na Figura 7.22 apresentam-se os resultados obtidos das simulações efectuadas para os casos de crescimento anual do tráfego igual a 0%, 1%, 2% e 3,8%.

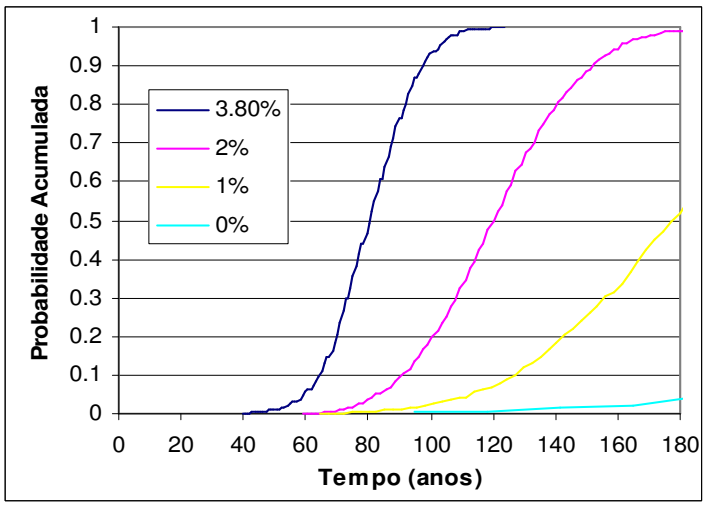


Figura 7.22 – Função de distribuição de probabilidade da duração à fadiga

Na Figura 7.23, apresenta-se a evolução do crescimento da fenda para os quatro cenários hipotéticos de crescimento do tráfego. Para efeitos de comparação, assumiu-se que o comprimento inicial e o comprimento crítico da fenda são determinísticos e iguais aos seus valores médios.

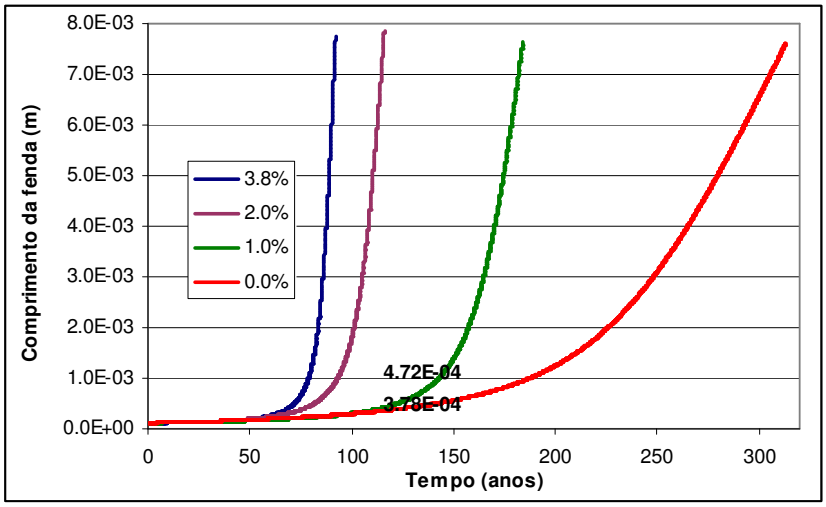


Figura 7.23 – Função de distribuição de probabilidade da duração à fadiga

Da observação da figura anterior, pode-se observar uma dependência clara do comportamento à fadiga do detalhe face ao crescimento do tráfego. Na mesma figura encontram-se representados os valores do comprimento da fenda para os 120 anos de funcionamento da estrutura.

No Quadro 7.5, apresenta-se a duração à fadiga (anos) do detalhe analisado em função dos quatro cenários de tráfego considerados e em função da probabilidade de rotura.

Quadro 7.5 – Duração à fadiga (anos) para 4 cenários de tráfego estudados

	Probabilidade de Rotura			
Crescimento do Tráfego	2.30%	5%	16%	50%
3.80%	54,0	59,0	68,0	80,0
2%	76,0	82,0	97,6	119,9
1%	98,0	114,2	137,8	177,1
0%	165,0	188,6	282,0	469,8

7.5.3 Cálculo da probabilidade de rotura com base na metodologia da tensão equivalente de fadiga

Foram realizadas 20000 simulações adoptando esta metodologia, obtendo-se para cada uma o número de ciclos para atingir a rotura do elemento 30 por fadiga.

Na Figura 7.24 a) e b) apresentam-se os histogramas correspondentes às grandezas de entrada do problema analisado.

Refere-se que foi calculada uma média ponderada da tensão equivalente de fadiga através da informação de tráfego dos últimos 5 anos de tráfego. Nesta secção não foi considerado nenhum modelo de crescimento de tráfego o que implica que a tensão equivalente de fadiga é constante em todo o período de análise. Este facto leva claramente a valores superiores aos reais para a vida residual de fadiga da ponte.

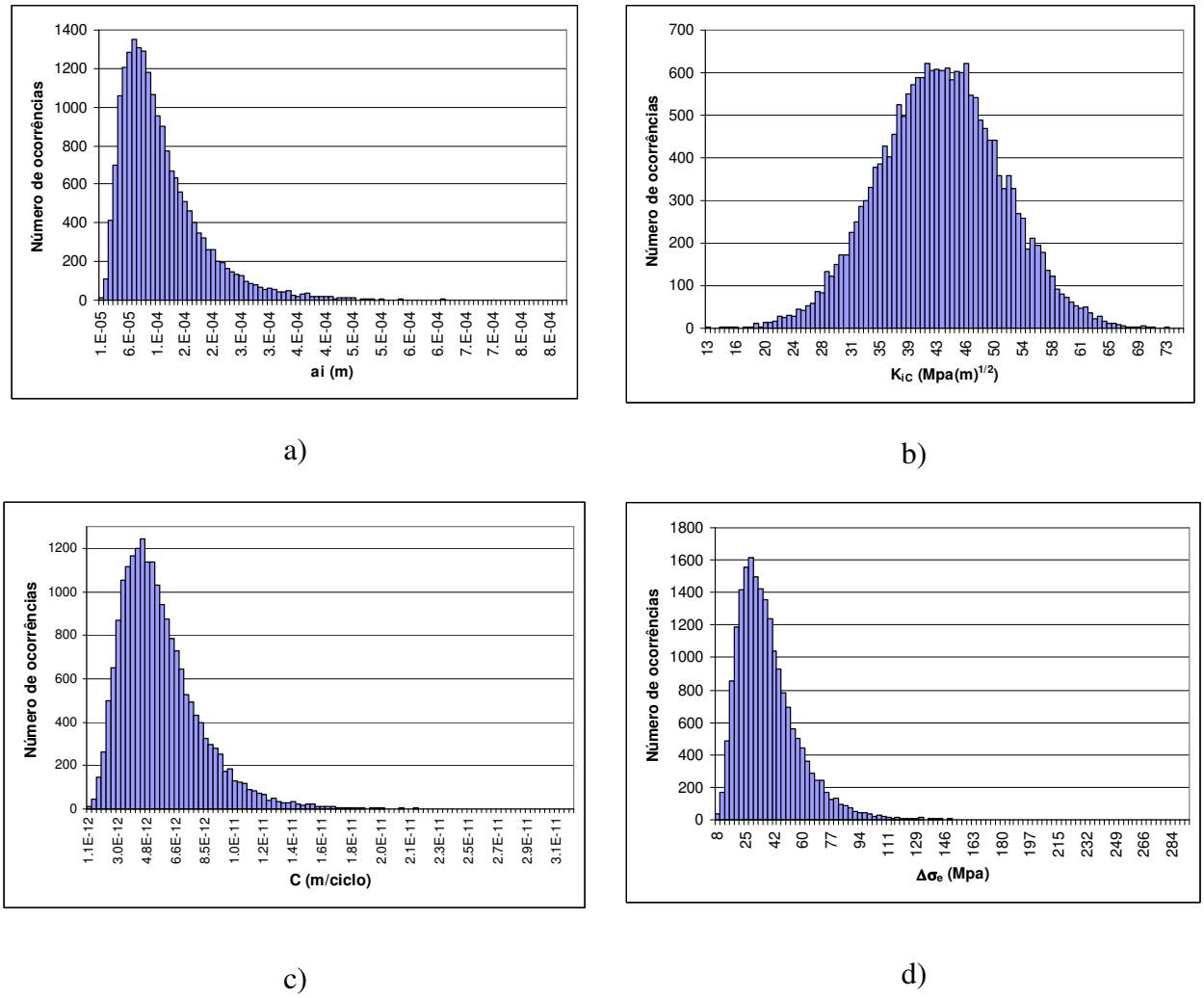


Figura 7.24 – Grandezas de entrada na simulação realizada: a) comprimento inicial da fenda (a_i); b) tenacidade (K_{iC}) ; c) constante de Paris (C); d) gama de tensões equivalentes ($\Delta\sigma_e$);

Na Figura 7.25 encontra-se ilustrada a função integranda da lei de Paris.

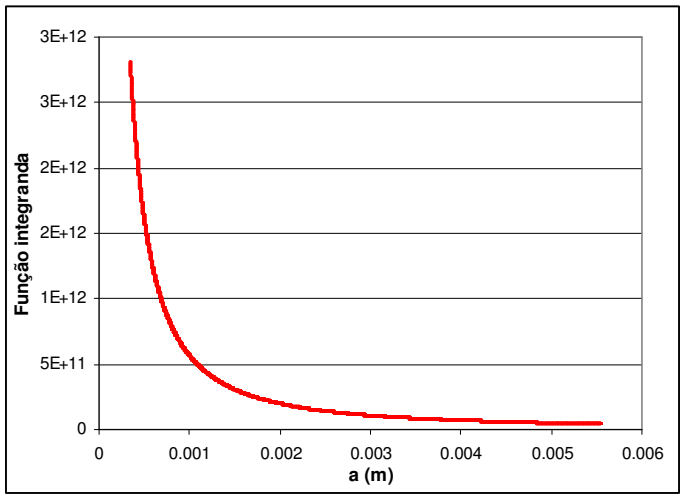
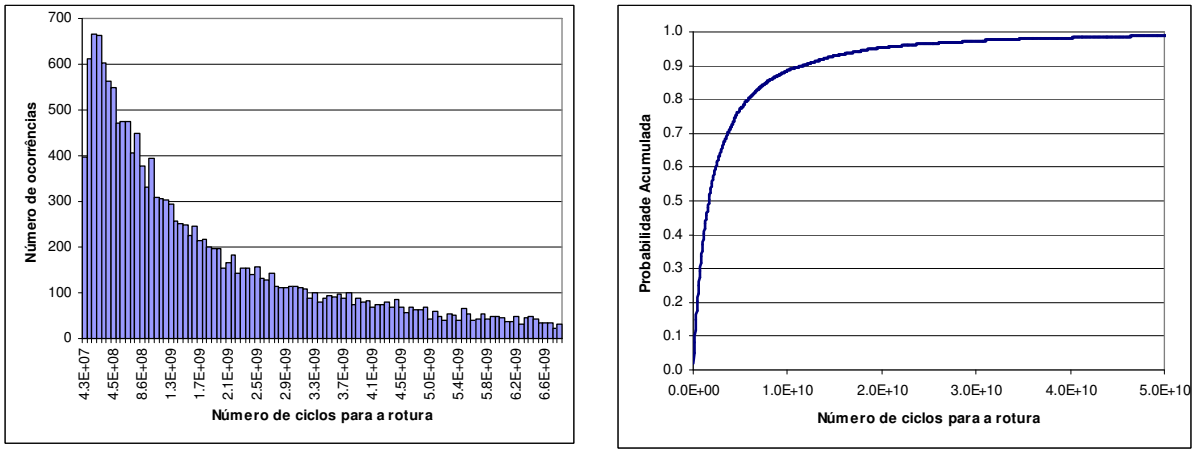


Figura 7.25 – Função integranda

Na Figura 7.26 a) apresenta-se o histograma parcial do número de ciclos para a rotura obtidos do conjunto de 20000 simulações. Como se pode observar, as roturas ocorreram para um número de ciclos superior a $4x10^7$. Note-se que este valor é muito elevado, evidenciando o comportamento típico deste tipo de ligações ("High cycle fatigue").

Na Figura 7.26 b), apresenta-se a função de probabilidade acumulada correspondente ao número de ciclos para a rotura.



a) b)

Figura 7.26 – Avaliação do número de ciclos para a rotura: a) histograma parcial do número de ciclos para a rotura; b) função de probabilidade acumulada correspondente ao número de ciclos para a rotura

Para se obter uma estimativa do número de anos para a rotura dividiram-se os valores apresentados na Figura 7.26 a) pelo número médio de ciclos por ano calculado com base nos registos obtidos na Refer e CP.

Na Figura 7.27 apresenta-se o histograma da vida residual à fadiga calculada através da metodologia da tensão equivalente de fadiga.

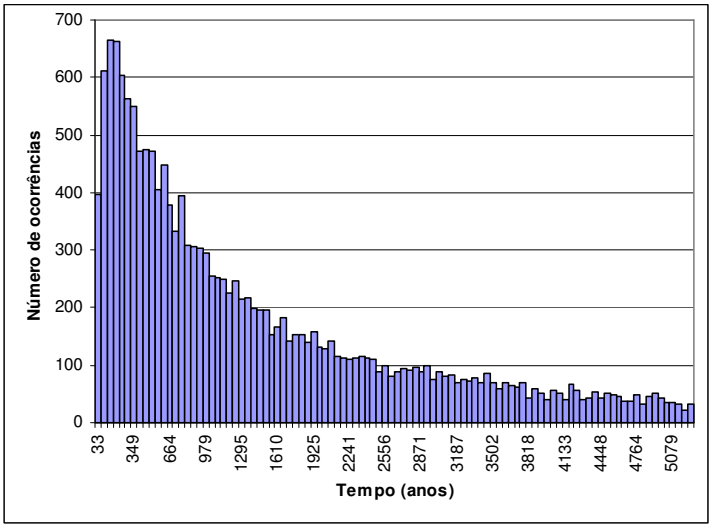


Figura 7.27 – Avaliação do tempo para a rotura: histograma parcial do número anos para a rotura

No Quadro 7.6, apresenta-se a duração à fadiga (anos) do detalhe analisado em função da probabilidade de rotura.

Quadro 7.6 – Duração à fadiga (anos) para 4 probabilidades de rotura

Probabilidade de Rotura			
2.30%	5%	16%	50%
33,2	85,7	243,4	1242,1

Da comparação dos valores do Quadro 7.6 com os obtidos na secção anterior pode-se observar que, em geral esta metodologia implica durações à fadiga inferiores às expostas no Quadro 7.5. Este facto pode ser explicado por ser ter considerado um número médio de ciclos por ano para obter o histograma da vida residual à fadiga a partir do histograma do número de ciclos para a rotura.

Esta metodologia apresenta algumas desvantagens que importa referir: o facto de obrigar a uma tensão equivalente de fadiga constante na avaliação do número de ciclos

para a rotura implica que não seja possível simular o crescimento de tráfego, além disso não permite avaliar o crescimento da fenda. No entanto, trata-se de uma metodologia que leva a tempos de cálculo muito inferiores à proposta por Massareli et al. [47].

Da comparação dos Quadros 7.4, 7.5 e 7.6 pode-se observar uma variabilidade razoável para os valores da vida residual à fadiga avaliada pelos três métodos utilizados neste trabalho. Por este motivo, e tal como referido por Frýba [20], a vida residual de fadiga calculada com base na mecânica da fractura ou com base na metodologia de acumulação de danos pode levar a alguma dispersão de valores. Nesse sentido a avaliação de intervalos de inspecção reveste-se de grande importância pelo facto de se introduzir no modelo de previsão do crescimento da fenda os dados observados.

7.5.4 Intervalos de inspecção de pontes ferroviárias metálicas

Para estruturas de Engenharia Civil, funcionando em condições normais de temperatura e de tráfego a fase de propagação da fenda tem uma duração muito elevada. É sabido que uma ponte com uma fenda de fadiga num determinado elemento pode continuar em funcionamento durante um longo período de tempo em condições normais [20]. Neste sentido, a avaliação do intervalo de tempo entre inspecções pode levar a reduções nas intervenções de reparação das estruturas metálicas se for adoptada uma filosofia de dimensionamento de "dano controlado" ("Damage tolerant method") referido no Capítulo 5 implicando uma redução nos custos de manutenção. Além disso, o estabelecimento de intervalos de inspecção permite prevenir uma propagação rápida das fendas de fadiga.

Tal como referido anteriormente, admite-se que poderão desenvolver-se fendas de fadiga, salvaguardando-se que a estrutura deverá manter uma resistência residual adequada e que existam um número suficiente de elementos redundantes, que assegurem a estabilidade global da estrutura em situações de rotura localizada.

Seria aconselhável não adoptar esta filosofia no caso do elemento número 30 cuja análise foi realizada anteriormente, pois trata-se de um elemento essencial para a estabilidade global da estrutura. No entanto, o cálculo dos intervalos de inspecção foi realizado tendo por base a geometria e tensões instaladas neste elemento a título exemplificativo.

Assuma-se que no decorrer de uma inspecção foi detectada uma fenda com um comprimento de 1,2 mm, pretende-se calcular os intervalos temporais das inspecções. Com base na metodologia aplicada na secção 7.5.2 é possível calcular o crescimento da fenda em função do tempo.

No Quadro 7.7 apresentam-se os resultados obtidos para os intervalos de inspecção associados a um crescimento de 1mm entre inspecções, utilizando a metodologia de Massareli et al. [47] e supondo um crescimento de tráfego de 3,8%.

Quadro 7.7 – Avaliação dos intervalos de inspecção

Comprimento inicial (m)	Comprimento da fenda no fim do intervalo de inspecção (m)	Tempo (anos)	Intervalos de inspecção (anos)
0.0012	0.0022	16.58	16.58
0.0022	0.0032	22.75	6.17
0.0032	0.0042	26.50	3.75
0.0042	0.0052	29.33	2.83
0.0052	0.0062	31.58	2.25
0.0062	0.0072	33.58	2.00
0.0072	0.0082	35.08	1.50

Como se pode observar, o tempo entre cada inspecção diminui com o comprimento da fenda. Refere-se que para o cálculo de cada intervalo é necessário conhecer o comprimento da fenda, sendo que o comprimento inicial de um intervalo é o comprimento final do anterior. Na prática o comprimento final previsto de cada intervalo pode não coincidir com o comprimento observado, o que permite ajustar o modelo em função do valor registado em cada inspecção realizada.

Por fim, a decisão de reparar o componente fracturado dependerá dos critérios de segurança adoptados. Como exemplo, refere-se o estabelecimento de um valor mínimo para o tempo entre inspecções, assegurando desta forma o grau de segurança exigido. No presente caso, um critério razoável seria impor uma reparação do elemento quando o tempo para a inspecção seguinte fosse inferior a 2 anos o que implicaria uma intervenção de reforço 33,58 anos depois da observação da fenda.

7.6 CONCLUSÕES

Neste capítulo foi realizada uma análise de fadiga da ponte ferroviária de Trezói tendo em conta as metodologias expostas nas normas europeias EN1991-2 e prEN1993-9. Foram quantificados os danos para a passagem dos comboios de fadiga regulamentares, tendo por base a curva de resistência de cálculo correspondente à classe 80, associada a ligações aparafusadas. Relativamente à filosofia de projecto adoptada, considerou-se que o

elemento estudado é uma peça crítica e que a consequência de colapso é elevada. Neste sentido, foi adoptada a filosofia de "vida garantida", implicando um coeficiente de segurança igual a γ_{Mf} = 1,35.

Foi possível concluir que não se registaram danos para dois comboios de fadiga, pelo facto da variação de amplitude máxima provocada por estes ser inferior ao limite de truncatura do espectro de cálculo ("cut-off-limit") $\Delta\sigma_L$=23,98 MPa. Os restantes comboios de fadiga induzem variações de tensões superiores a este limite e também ao limite de fadiga sob amplitude constante $\Delta\sigma_D$=43,67 MPa, o que levou à utilização da curva de resistência com três inclinações para atender à diminuição deste valor, devido ao dano provocado por amplitudes de tensão superiores a este limite.

Para obter os danos anuais associados aos três cenários de tráfego, os valores dos danos para a passagem isolada foram combinados, tendo em consideração o número de passagens diárias de cada comboio de fadiga. Concluiu-se que, para o elemento estudado, o cenário de tráfego pesado foi o mais desfavorável, resultando numa vida residual inferior aos restantes cenários de tráfego.

No que se refere às normas AASHTO e BS5400, realizou-se uma análise comparativa das curvas de resistência características correspondentes a ligações rebitadas com a curva de resistência da classe 80 da EN1993. Foi possível concluir que a curva de resistência característica da norma americana é a mais conservativa.

Foi realizada uma análise preliminar de fadiga tendo como objectivo identificar o elemento condicionante relativamente a esta análise. Foi possível concluir que o elemento número 30 apresenta os valores de amplitude de tensão máxima mais elevados. Além disso, foi possível verificar que na maioria dos comboios analisados este elemento apresenta valores de dano superiores aos restantes elementos.

A análise da informação fornecida pela REFER e pela CP permitiu uma análise mais rigorosa do dano actual no elemento escolhido para realizar este estudo. Para tal foram calculados os espectros de tensão obtidos através desses registos e foram calculados os danos anuais reais tendo por base a curva de resistência D da norma americana AASHTO. Foram assumidos quatro cenários hipotéticos de crescimento do tráfego correspondentes a crescimentos anuais de 0%, 1%, 2%, 2,5% 3,0% e 3,8%, levando assim a seis estimativas da vida residual da estrutura face à fadiga. Concluiu-se que para a ponte atingir a rotura em 120 anos seria necessário verificar-se nos próximos 70 anos um crescimento anual de 3,8%. Estes valores evidenciam o bom comportamento à fadiga desta ponte.

Por fim, realizou-se uma avaliação da vida residual recorrendo à Mecânica da Fractura e a metodologias de simulação, nomeadamente o Método de Monte Carlo. Nessa secção foi utilizada a equação de Paris para avaliar o crescimento de uma fenda detectada numa inspecção (ou cuja existência se suspeita), desde o seu comprimento inicial até ao comprimento crítico que levaria à rotura do elemento estrutural. Foi aplicado um método proposto por Massareli et al. que permitiu avaliar as propriedades estatísticas da variável aleatória "vida à fadiga" e subsequentemente a probabilidade de rotura (e a fiabilidade associada) referente a um valor requerido para o tempo de funcionamento da ponte de Trezói.

A partir desta análise, estabeleceram-se os valores da vida residual da estrutura para quatro probabilidades de rotura e para quatro cenários hipotéticos de crescimento anual do tráfego correspondentes a um crescimento anual de 0%, 1%, 2% e 3,8%. Verificou-se que a ponte apresenta um comportamento adequado face à fadiga. Os valores obtidos desta forma são semelhantes aos obtidos através da metodologia do dano acumulado utilizada nas secções 7.2, 7.3 e 7.4.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1 CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação teve como principais objectivos o desenvolvimento e utilização de ferramentas para análise dinâmica e avaliação de danos de fadiga em pontes ferroviárias metálicas. Foi possível adquirir conhecimentos na área da dinâmica estrutural, em particular da dinâmica de pontes ferroviárias, e na área da fadiga dos materiais metálicos. A investigação realizada permitiu sistematizar e implementar metodologias actuais de análise estrutural e de análise da fadiga.

Seguidamente, sistematizam-se alguns dos principais resultados obtidos em cada um dos capítulos da presente dissertação.

No capítulo 2, foi apresentada uma recolha de informação de natureza histórica, incluindo alguns aspectos técnicos relativos a pontes metálicas ferroviárias existentes na rede ferroviária portuguesa. Entre elas, referem-se pontes com idade superior a cem anos construídas durante a Revolução Industrial, que se encontram ainda em funcionamento na actualidade. Realçou-se a abordagem predominante de conservação e reabilitação das pontes antigas adoptada pela CP, que permitiu manter no nosso país um vasto número de obras de arte de grande valor patrimonial e que importa preservar. Neste capítulo, realizou-se também, uma breve descrição da evolução histórica das metodologias de análise de fadiga e de alguns exemplos históricos de roturas de estruturas metálicas com consequências catastróficas.

No capítulo 3, foram descritas os principais aspectos regulamentares descritos na EN1991-2 relativos ao estudo de pontes ferroviárias, envolvendo também algumas especificidades relativas a pontes inseridas em linhas de alta velocidade. Esta norma inclui recomendações e guias de orientação para a avaliação da necessidade da realização de análises dinâmicas completas, indicando métodos simplificados nos casos em que estas não são necessárias. Neste contexto, apresenta conceitos que permitem uma avaliação simplificada da segurança, tais como a assinatura dinâmica de uma composição ferroviária no contexto de métodos simplificados. São apresentadas expressões para o coeficiente de amplificação dinâmica, que permitem avaliar de uma forma conservativa o acréscimo da resposta devido às vibrações. Neste capítulo, apresentaram-se também valores limite para determinadas grandezas de controlo da resposta estrutural, de forma a cumprir exigências estruturais e funcionais, tais como o conforto dos passageiros, a estabilidade do contacto roda-carril e a estabilidade do balastro.

No capítulo 4, foram revistos os princípios teóricos da análise dinâmica de estruturas, tendo-se dado especial atenção às particularidades destas análises quando utilizadas em pontes metálicas ferroviárias. Foi realizada uma breve referência aos métodos clássicos de resolução das equações de equilíbrio dinâmico e descrito o método das cargas móveis no contexto da simulação da passagem de veículos ferroviários sobre pontes. Por fim, foi feita uma breve descrição de um algoritmo de contacto que permite simular a interacção veículo – estrutura em modelos de elementos finitos, realçando desta forma uma metodologia com potencial elevado para uma avaliação mais rigorosa dos efeitos dinâmicos provocados pelo tráfego e para a avaliação do conforto dos passageiros. A exposição foi acompanhada por exemplos, que serviram para ilustrar a implementação e aplicação das metodologias descritas, confirmando o bom funcionamento das técnicas de cálculo implementadas no software utilizado e validando noutros casos os programas desenvolvidos.

No capítulo 5, descreveram-se as principais metodologias de análise de fadiga em estruturas metálicas, designadamente os métodos baseados no conceito da acumulação de dano e os métodos baseados na Mecânica da Fractura. Expuseram-se também, as principais disposições e recomendações existentes na norma europeia prEN1993-1-9, na norma britânica BS5400 e na norma americana AASHTO relativas ao estudo da fadiga. Em particular, evidenciaram-se as particularidades de cada norma relativamente às curvas de Wöhler e determinadas abordagens regulamentares face às exigências dos materiais sujeitos a números elevados de ciclos de tensão. Foram referidos alguns métodos de contagem de ciclos, como o método “Rain-flow”, que foi implementado num programa em ambiente MATLAB, permitindo uma avaliação rápida e eficiente dos espectros de tensões

provocadas pelo tráfego ferroviário. Este capítulo inclui também algumas aplicações que serviram para objectivar alguns dos conceitos apresentados de forma a melhorar a sua compreensão.

No capítulo 6, procede-se à aplicação das metodologias descritas anteriormente ao caso de uma ponte da REFER localizada na linha da Beira Alta. O capítulo encontra-se dividido em sete secções principais, resumindo-se seguidamente o trabalho desenvolvido e as principais conclusões obtidas em cada uma.

A segunda secção tem um âmbito descritivo, apresentando-se as principais características geométricas e mecânicas desta estrutura metálica. Trata-se de uma ponte com cerca de 50 anos concebida e construída por uma empresa alemã e que veio substituir uma ponte concebida por Eiffel, anteriormente existente no local.

Na terceira secção do capítulo seis, procedeu-se ao desenvolvimento de um modelo tridimensional de elementos finitos de viga, através do programa SOLVIA, tendo como objectivo a avaliação dos parâmetros modais da estrutura e a simulação da passagem de tráfego ferroviário.

De forma a ajustar e validar o modelo numérico desenvolvido, realizou-se um ensaio de vibração ambiental, tendo-se ontido estimativas experimentais dos primeiros modos e frequências naturais da Ponte de Trezói. Este ensaio encontra-se descrito na quarta secção deste capítulo. Pôde-se concluir que as frequências e modos de vibração obtidos por via numérica apresentam uma correlação muito boa com os obtidos via experimental. A medição de acelerações provocadas pela passagem de comboios de mercadorias permitiu confrontar valores medidos com valores obtidos pelo modelo numérico, através do método das cargas móveis. Além disso, procedendo-se à integração dos registos, foi possível comparar também valores medidos e calculados da componente dinâmica do deslocamento vertical do tabuleiro. Pôde-se concluir que o modelo numérico permite avaliar com rigor as características dinâmicas da Ponte de Trezói e que a metodologia implementada para simular a passagem de comboios permite obter valores realísticos da aceleração e da componente dinâmica do deslocamento vertical do tabuleiro, o que confere naturalmente um grau de confiança elevado relativamente ao modelo desenvolvido.

Nas duas secções seguintes, procedeu-se a uma análise estática da ponte e a uma análise de sensibilidade ao número de modos de vibração a incluir na análise modal, ao incremento temporal utilizado na resolução numérica e ao método de simulação da passagem de tráfego (com ou sem interacção veículo-ponte). Concluiu-se que para a quantificação dos esforços, deslocamentos e acelerações, é suficiente considerar uma frequência de corte de 34,15 Hz e um incremento temporal de 0,002s. Além disso, foi

possível concluir que para velocidades correntes de circulação na linha onde se insere a ponte estudada, os dois métodos de cálculo implementados levam a resultados semelhantes.

Por fim, foram aplicadas as metodologias de análise dinâmica e as recomendações da EN1991-2 ao caso em estudo. O varrimento de velocidades efectuado para a passagem dos dez comboios tipo de fadiga regulamentares e dos dez comboios reais (informação disponibilizada pela CP e REFER) permitiu verificar o bom comportamento desta ponte face aos critérios definidos na EN1991-2, nomeadamente o limite máximo da aceleração no tabuleiro, a deformação vertical máxima do tabuleiro, a segurança estrutural e o conforto dos passageiros.

Por fim, no capítulo 7, foi realizada uma análise de fadiga de um elemento crítico da Ponte de Trezói, tendo por base as metodologias preconizadas pelas normas europeias prEN1993-1-9 e EN1991-2, o que permitiu estimar a vida residual de fadiga. Procedeu-se à análise da informação fornecida pela REFER e pela CP em termos de tráfego ferroviário, que resultou na sistematização das características dos comboios que circulam actualmente na Linha da Beira Alta. Os registos de tráfego sobre a ponte de Trezói nos últimos 6 anos permitiram avaliar com maior rigor o dano por fadiga actual, tendo por base a curva de resistência preconizada na norma AASHTO referente a ligações rebitadas e um modelo de elementos finitos tridimensional de uma ligação metálica, de forma a avaliar o coeficiente de concentração de tensões. Assumiu-se o cenário de tráfego deste período extensível aos 50 anos de funcionamento da ponte. Este estudo permitiu concluir que os danos por fadiga nesta estrutura não são relevantes e que, face ao tipo de tráfego existente, apenas um crescimento anual de 3,8% levaria a uma rotura no final dos cento e vinte anos de vida da estrutura. Deste modo, quer através dos cenários de tráfego preconizados na EN1991-2, quer através da consideração do tráfego real, a ponte apresenta uma vida residual à fadiga mínima de 128 anos se não for tido em conta o crescimento de tráfego, o que evidencia o bom comportamento da ponte.

Por último, foi abordado o problema da fadiga através da Mecânica da Fractura. Para tal, recorreu-se a metodologias de simulação e técnicas de fiabilidade para avaliar a probabilidade de rotura de uma elemento crítico, simulando o crescimento de uma fenda de fadiga desde um comprimento inicial até ao comprimento crítico correspondente à rotura. Tal como anteriormente, os resultados obtidos por esta via, embora mais condicionantes do que os obtidos através da metodologia do dano acumulado, levam a concluir que a

probabilidade de rotura por fadiga é baixa no espaço temporal que é usualmente assumido para o dimensionamento de pontes (110 a 120 anos).

8.2 PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No domínio da análise dinâmica de pontes ferroviárias, pretende-se melhorar os modelos de interacção ponte-veículo utilizados neste trabalho, desenvolvidos com recurso a superfícies de contacto. Também como desenvolvimento futuro, pretende-se incluir a simulação das irregularidades da via no cálculo dinâmico.

Complementando todo o trabalho de índole numérica realizado, pretende-se instrumentar a Ponte de Trezói recorrendo a técnicas recentes de monitorização dinâmica, de forma a confrontar valores medidos de tensões provocadas pelo tráfego actual na ponte com os correspondentes valores calculados por via numérica.

Relativamente ao estudo da fadiga, propõe-se uma sistematização de danos por fadiga ocorridos em pontes existentes na rede ferroviária portuguesa, a avaliação das suas causas e a proposta de medidas de reforço apropriadas a cada caso. Para tal, o recurso às técnicas de análise de fadiga utilizadas no Capítulo 7 será determinante para a escolha da melhor solução de reforço e reparação de elementos metálicos com danos por fadiga pertencentes a pontes da linha ferroviária nacional.

Pretende-se também, aprofundar os conhecimentos e desenvolver ferramentas de análise no campo da Mecânica da Fractura, tais como:

- a utilização da metodologia da pesquisa do caminho da fenda, de forma a estudar ligações típicas das pontes metálicas introduzindo modelos mais complexos de elementos finitos com fendas incorporadas;
- o aperfeiçoamento das rotinas desenvolvidas na análise de fiabilidade com vista à incorporação de modelos de retardamento de fendas de fadiga devido à plastificação localizada na ponta da fenda, à corrosão, à rugosidade, etc.;
- a realização de ensaios laboratoriais tendo em vista a determinação das características determinantes para o estudo da fadiga no âmbito da Mecânica da Fractura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Clough, Ray.W e Joseph Penzien - "Dynamics of Structures". McGraw-Hill Book Company, New York, 1975

[2] Eurocódigo 3, Projecto de estruturas de aço, parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, ENV 1993-1-1, AFNOR Dezembro 1992

[3] Bourrier, Pierre et Brozzetti, Jacques – Construction métallique et mixte acier-béton, Calcul et Dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4. Éditions Eyrolles, 1996

[4] C. Moura Branco, A. Augusto Fernandes, Paulo M. S. Tavares de Castro - Fadiga de Estruturas Soldadas. Fundação Calouste Gulbenkian 1999

[5] John M. Barson - Fracture and Fatigue Control in Structures, Applications of Fracture Mechanics. Stanley T. Rolfe. ASTM 1999

[6] Dieter Radaj - Design and Analysis of Fatigue Resistant Welded Structures, Abington Publishing 1990

[7] Stephen J.Chapman - Matlab, Programming for Engineers. Brooks/Cole, Thomson Learning 2000

[8] John W. Fisher - Fatigue and Fracture in Steel Bridges, Case Studies. John Wiley & Sons 1984

[9] ESDEP: fatigue II / European Steel Design Education. GROUP 12 – VOLUME 19

[9] ESDEP: fatigue I / European Steel Design Education. GROUP 12 – VOLUME 18

[10] Nuno Eduardo Santos - Conservação e Reabilitação de Pontes Metálicas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto 1998

[11] Hélder Carita. Homem Cardoso - Pontes em Portugal. SECIL

[12] Britain Builds Abroad. Editor Mark Joffé. Constructional Steelwork Export Group London, 1951

[13] Puentes Ejemplos internacionales. Hans Wittfoht. Dr.-Ing. Editorial Gustavo Gili, S.A., 1975

[14] Calçada, R. - Efeitos Dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995

[15] José Manuel Dziezaski de Andrade Gil – "Pontes Metálicas Ferroviárias", Artigo apresentado no Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista.

[16] "Reforço da Ponte do Lima, Substituição do Viaduto Ferroviário de Acesso", Folheto dos Caminhos-de-ferro Portugueses, E.P. Edição da Divisão de Obras de Arte e Construção Civil, 1995

[17] Principais Pontes Metálicas Ferroviárias Construídas em Portugal pela Casa Eiffel, Divisão de Obras de Arte e Construção Civil da C.P., 1992

[18] NCHRPR 302, Fatigue and Fracture evaluation for rating riveted bridges. US Transportation Research Board, December 1987

[19] Ribeiro, D. - "Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade". Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004

[20] L. Frýba - Dynamics of Railway Bridges. Thomas Telford , 1996

[21] HELMERICH, Rosemarie; BRANDES, Klaus; HERTER, Jürgen - "Full Scale Laboratory Fatigue Tests on Riveted Steel Bridges". IABSE Workshop Lausanne 1997

[22] Eng. Frederico de Quadros Abragão - "Caminhos de Ferro Portugueses. Esboço da sua História", Companhia dos Caminhos de Ferro Portugueses. 1956

[23] http://pt.wikipedia.org/

http://pwp.netcabo.pt/0165582701/historia.html

[24] Jorge Custódio - "As pontes metálicas da era industrial em Portugal", Historia, Abril 1982

[25] "Regulamento de pontes metálicas, de betão armado e não armado", Revista Engenharia, 1956

[26] Zacarias Martin Chamberlain Pravia - Estabilidade de Estruturas de Pontes Metálicas Com Fraturas. Rio de Janeiro, RJ – Brasil, Fevereiro de 2003

[27] John M. Barsom - Fracture Mechanics Retrospective, Early Classic Papers (1913 – 1965). ASTM, 1987

[28] S. Suresh - Fatigue of Materials, Cambridge University Press, 2001

[29] European Committee for Standardization (CEN) - EN1991-2 (2003) – "Actions on Structures – Part 2: General Actions – Traffic loads on bridges", Brussels

[30] Ian Bucknall - New Eurocode Requirements for the Design of High Speed Railway Bridges

[31] UIC Code 700, Classification of lines and resulting load limits for wagons. Tech. rep., revision 2003/04. 9th edition of 1.7.87 and 2 Amendments.

[32] Details: Design for Optimal Life Cycle Costs (LCC) of High-Speed Railway Bridges By Enhanced Monitoring Systems; Research Directorate-General; RFCS: Research Fund for Coal and Steel. Pisa, August 2005

[33] Barbero, J. - "Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y studio de la ressonancia" - Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid. 2001

[34] ERRI D214/RP9 (1999) - "Railway bridges for speeds >200km/h", European Rail Research Institute (ERRI), Final Report, Utrecht.

[35] Nelson Saraiva Vila Pouca – "Simulação numérica da resposta sísmica de elementos laminares de betão armado". Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001

[36] Yeong-Bin Yang, Jong-Dar Yau - "Vehicle-Bridge Interaction Element for Dynamic Analysis", ASCE, Vol.123, No. 11, November (1997)

[37] Bathe, K. – "A solution method for planar and axisymetric contact problems", International Journal For Numerical Methods in Engineering, Vol.21, 65 – 88 (1985)

[38] RM Natal Jorge, AA Fernandes, PMST de Castro, NE Santos, R Fonseca, A Campos e Matos – "Fatigue Design of Welded Tubular Steel Bridge Details"

[39] Cunha A. e Caetano E. (2004). "Dynamic testing of bridges in the context of high speed railway traffic". Bridges for High-Speed Railways. Porto. Portugal. Junho 2004

[40] Magalhães, Filipe. "Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos". Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004

[41] Figueiras, J.; Félix, C.; Costa, B.; "Testing and monitoring of a centenary arch bridge"; Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 1, No. 1, March 2005, 63-73

[42] BS 5400:1880, "Steel concrete and composite bridges code".

[43] Wriggers, Peter; "Computational Contact Mechanics"; John Wiley & Sons, Ltd; 2002

[44] Figueiredo, M.; Jesus, A.; Pereira, H.; Ribeiro, A.; Natal, R.; Moreira, P.; Castro, P.; Fernandes, A.; "Avaliação da integridade estrutural da ponte do Pinhão".

[45] Cunha, Á.; Caetano, E.; "From Input-Output to Output-Only modal identification of Civil Engineering structures"; Keynote Lecture; 1st International Operational Modal Analysis conference; 26 – 27 April 2005, Copenhagen, Denmark

[46] Marques, M.; "Utilzação de Técnicas de Análise Modal em Dinâmica Não Linear" Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1994

[47] Massareli, Peter J. Ph.D; Baber, Thomas T. Ph.D; "Fatigue Reliability of Steel Highway Bridge Details"; Virginia Transportation Research Council; August 2001

[48] Fernandes, Augusto A.; Tavares de Castro, P.; Figueiredo, M.; "Avaliação da Resistência à Fadiga da Ponte D.Luís"; Estudo efectuado para o Instituto da Construção, FEUP; Março 1996

[49] Albrecht, P.; Yazdani, N.; "Risk analysis of extending bridge service life", Report No FHWA/MD-84/01; University of Maryland, April 1986

[50] Augusti, G.; Baratta, A.; Casciati, F.; "Probabilistic Methods in Structural Engineering"- Chapman and Hall, 1984

[51] Van Bogaert, Ph.; "Experimental Verifications of Vibration and Fatigue Conduct of Viaducts and Large Span Bridges, Crossed by High-Speed Trains"; Dynamics of High-Speed Railway Bridges; FEUP, Porto 20 – 23 September 2005

[52] Aliabadi, M. H., Rooke, D. P., "Numerical Fracture Mechanics", London: Kluwer Academic Publisher, United Kingdom, 1991.

[53] Timbrell, Chris; Chandwani, Ramesh; Cook, Gerry; "State Of The Art In Crack Propagation", Journeé scientifique du 27 octobre 2004, http://www.zentech.co.uk

[54] Zacher, M.; Baebler, M.; "Dynamic Behaviour of Ballast on Railway Bridges", Dynamics of High-Speed Railway Bridges, FEUP, 2005