U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ANÁLISE DINÂMICA DE SEGURANÇA DE CIRCULAÇÃO DE COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE SOBRE PONTES COM VIA NÃO-BALASTRADA

RUSLAN VIRSTA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Coorientador: Professor Doutor Pedro Aires Moreira Montenegro e Almeida

JULHO DE 2022

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2021/2022

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌍 http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2021/2022 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2022*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e Irmãos

"A mudança é a lei da vida. E aqueles que apenas olham para o passado ou para o presente irão com certeza perder o futuro."

John F.Kennedy

AGRADECIMENTOS

A conclusão deste trabalho concretizou-se pela contribuição de vários intervenientes em que deixo os meus profundos agradecimentos:

- Ao meu orientador, Professor Doutor Rui Calçada, que me influenciou para a escolha deste tema pelo seu profissionalismo e simpatia;
- Ao meu coorientador, Professor Doutor Pedro Montenegro, pela disponibilidade e prestabilidade ao auxiliar na realização de todas as etapas da dissertação, transmitindo o seu conhecimento indispensável para a realização da mesma;
- Ao Mestre Gonçalo Ferreira, pelos conselhos e sugestões para a dissertação;
- A todos os meus colegas e amigos que me ajudaram e contribuíram para que chegasse a Mestre em Engenharia Civil.
- A toda a minha família, em especial aos meus pais e irmãos, pelo incentivo e apoio ao longo da vida.

A presente dissertação desenvolveu-se no âmbito do projeto "IN2TRACK3 - Research into optimised and future railway infrastructure", financiado pela União Europeia – uma continuação do projeto IN2TRACK2. O projeto está alinhado com a visão e objetivos da SHIFT2RAIL.



RESUMO

Nesta dissertação, é realizado um estudo de análise dinâmica com interação ponte-comboio, para duas pontes de via não-balastrada localizadas na Alemanha e tendo em consideração quatro variantes do comboio de alta velocidade Siemens Velaro AVE-S103 e três cenários de irregularidades da via. O aumento da velocidade dos veículos ferroviários gera a necessidade de avaliação da segurança de circulação de comboios de alta velocidade a circular sobre pontes, devido à ocorrência dos efeitos de ressonância.

Este trabalho é desenvolvido no âmbito do Projeto Europeu "IN2TRACK3 - Research into optimised and future railway infrastructure", mais concretamente no que diz respeito à avaliação dos critérios de descarrilamento que mais condicionam a segurança de circulação neste tipo de pontes. Atualmente a segurança de circulação é avaliada no Eurocódigo através de um critério indireto relativo à aceleração vertical da ponte, mas tal tem vindo a ser posto em causa dada a complexidade do fenómeno.

Neste estudo são levadas a cabo simulações dinâmicas de interação ponte-comboio de forma a avaliar-se de forma explicita as situações que podem levar ao descarrilamento do comboio. Esta avaliação é feita com base em critérios de descarrilamento pré-estabelecidos que dependem da magnitude das forças de contacto que ocorrem na interface entre a roda e o carril. O objetivo é avaliar se o critério normativo da aceleração é conservativo, ou não, para avaliação da segurança de circulação e verificar a sua relação com a avaliação explicita do descarrilamento através do critério de Nadal e de Descarga. Assim, são desenvolvidos no programa de elementos finitos ANSYS® modelos tanto da ponte como do comboio de forma a possibilitar a avaliação do comportamento dinâmico do sistema ponte-comboio com recurso a uma ferramenta numérica desenvolvido em MATLAB® pelo grupo de investigação de ferrovia do Departamento de Engenharia Civil da FEUP.

Os resultados nas análises dinâmicas de interação ponte-comboio permitem concluir que o critério de aceleração presente na norma pode ser conservador na avaliação da segurança de circulação, uma vez que se verifica que quando a aceleração ultrapassa os limites estabelecidos nos códigos, os valores dos critérios de descarrilamento situam-se ainda bastante abaixo dos seus limites máximos estipulados na bibliografia.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes em via não-balastrada, interação dinâmica ponte-comboio, simulações numéricas, segurança de circulação, alta velocidade ferroviária.

ABSTRACT

In this dissertation, a dynamic analysis study with bridge-train interaction is carried out for two non-ballasted track bridges located in Germany and considering four variations of the high-speed train Siemens Velaro AVE-S103 and three track irregularities scenarios. The continuous increase in the speed of railway vehicles generates the need to assess the running safety of high-speed trains moving over bridges due to the occurrence of resonance effects.

This work is developed within the scope of the European Project "IN2TRACK3 - Research into optimized and future railway infrastructure", more specifically regarding the evaluation of the derailment criteria that most affect running safety in this type of bridge. Currently, traffic safety is assessed by the Eurocode through an indirect criterion related with the vertical acceleration of the bridge, but this has been questioned given the complexity of the phenomenon.

In this study, dynamic simulations of bridge-train interaction are carried out to explicitly assess the situations that can lead to the derailment of the train. This assessment is based on pre-established derailment criteria that depend on the magnitude of the contact forces that occur at the interface between the wheel and the rail. The objective is to assess whether the normative acceleration criterion is conservative, or not, for the assessment of running safety and to verify its relationship with the explicit assessment of derailment through the Nadal and Unloading criteria. Thus, in the finite element program ANSYS®, models of both the bridge and the train are developed to allow the evaluation of the dynamic behaviour of the train-bridge system using a numerical tool developed in MATLAB® by the railway research group of the Department of Civil Engineering at FEUP.

The results of the dynamic analysis of train-bridge interaction allowed us to conclude that the acceleration criterion present in the standard can be conservative in the assessment of running safety, since it is found that when the acceleration exceeds the limits established by the codes, the values from the derailment criteria are still significantly below their maximum limits stipulated in the literature.

KEYWORDS: Bridges on non-ballasted track, train-bridge dynamic interaction, numerical simulations, running safety, high-speed rail.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1.INTRODUÇÃO 1

1.1 ENQUADRAMENTO 1

1.2 OBJETIVOS 3

1.3 ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 4

2.REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 5

2.1. INTRODUÇÃO 5

2.2. ASPETOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS 5

2.2.1. REQUISITOS PARA A ANÁLISE ESTÁTICA 5

2.2.1.1. Modelo de Carga LM71 6

2.2.1.2. Modelos de Carga SW/0 e SW/2 6

2.2.1.3. Modelo de carga “Comboio Descarregado” 7

2.2.1.4. Consideração dos efeitos dinâmicos nas análises estáticas 7

2.2.2. REQUISITOS RELATIVOS À ANÁLISE DINÂMICA 9

2.2.2.1. Tipos de Comboios Reais 10

2.2.2.2. Modelos de carga dinâmicos – HSLM 11

2.2.2.3. Critérios de obrigatoriedade de realização de uma análise dinâmica 13

2.2.2.4. Série de velocidades a considerar 14

2.2.2.5. Parâmetros relativos à ponte 15

2.3. ABORDAGEM NORMATIVA PARA AS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA 16

2.3.1. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL 16

2.3.2. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DE TRÁFEGO 17

2.3.2.1. Aceleração vertical no tabuleiro 17

2.3.2.2. Torção do tabuleiro 17

2.3.2.3. Deformação vertical do tabuleiro 18

2.3.2.4. Deformação transversal do tabuleiro 18

2.3.2.5. Vibração lateral do tabuleiro 19

2.3.2.6. Deslocamento vertical da superfície superior do tabuleiro na extremidade 19

2.3.2.7. Deslocamento longitudinal da superfície superior do tabuleiro na extremidade 19

2.4 ABORDAGEM EXPLÍCITA PARA O RISCO DE DESCARRILAMENTO 20

2.4.1. CRITÉRIO DE NADAL 20
2.4.2. CRITÉRIO DE WEINSTOCK 21
2.4.3. CRITÉRIO DE PRUD'HOMME 21
2.4.4. CRITÉRIO DE DESCARGA 22
2.4.5. CRITÉRIO DE DERRUBE DO CARRIL 22
2.5. MÉTODOS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE E DO COMBOIO 23
2.5.1. MÉTODOS DAS CARGAS MÓVEIS 23
2.5.2. MÉTODOS DE INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO 23
2.5.2.1. Método iterativo tendo em conta a interação vertical 23
2.5.2.2. Método direto tendo em conta a interação vertical 25
2.5.2.3. Método para análise da interação lateral 25
3.METODOLOGIA DE ANÁLISE 31
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS 31
3.2 METODOLOGIA DE ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA 31
3.2.1 PROBLEMA DE CONTACTO GEOMÉTRICO 32
3.2.1.1 Algoritmo de procura de pontos de contacto em regiões convexas 33
3.2.1.2 Algoritmo de procura de pontos de contacto em regiões côncavas 34
3.2.2 PROBLEMA DE CONTACTO NORMAL 35
3.2.3 PROBLEMA DE CONTACTO TANGENCIAL 36
3.2.4 ACOPLAMENTO DO SISTEMA PONTE-COMBOIO 37
3.3 METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA DE CIRCULAÇÃO 38
4.CASOS DE ESTUDO 41
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS 41
4.2 PONTES EM VIAS FERROVIÁRIAS DE ALTA-VELOCIDADE 41
4.2.1 PONTE TBW 12753 42
4.2.1.1 Descrição 42
4.2.1.2 Modelo Numérico 42
4.2.2 PONTE TBW 12720 44
4.2.2.1 Descrição 44
4.2.2.2 Modelo Numérico 44
4.2.3 VIA EM LAJE 46
4.2.3.1 Descrição 46
4.2.3.2 Modelo Numérico 46
4.3 COMBOIO DE ALTA-VELOCIDADE 49
4.3.1 DESCRIÇÃO 49
4.3.2 MODELO NUMÉRICO 50

4.4 – AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE CIRCULAÇÃO 52
4.4.1 – INTRODUÇÃO 52
4.4.2 – ESTUDO DINÂMICO DA PONTE TBW 12753 54
4.4.3 – ESTUDO DINÂMICO DA PONTE TBW 12720 63
5.CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS 73
5.1 CONCLUSÕES 73
5.2 TRABALHOS FUTUROS 73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Fatalidades por bilhão de passageiros/quilómetro nos transportes (European Comission, 2021). 1

Figura 1.2 – Emissão dos gases de efeito de estufa nos transportes (European Comission, 2021). 1

Figura 1.3 – Relação entre o uso do transporte ferroviário em relação ao aéreo em França com base na duração da viagem (International Union of Railways, 2018). 2

Figura 1.4 – Comprimento das linhas ferroviárias em utilização em quilómetros (European Comission, 2021). 3

Figura 2.1 – Modelo de Carga LM71 (EN1991-2, 2017). 6

Figura 2.2 – Modelos de Carga SW/0 e SW/2 (EN1991-2, 2017). 6

Figura 2.3 – Modelo de carga "comboio descarregado". 7

Figura 2.4 – Limite da frequência natural da ponte $n0$ em função do vão L (adaptado da EN1991-2, 2017). 8

Figura 2.5 – Tipos de comboios de alta velocidade (adaptado da EN1991-2, 2017). 10

Figura 2.6 – HSLM-A (EN1991-2, 2017). 11

Figura 2.7 – HSLM-B (EN1991-2, 2017). 12

Figura 2.8 – Parâmetros N e d em função de L para HSLM-B (EN 1991-2, 2017). 12

Figura 2.9 – Fluxograma para determinar a necessidade de uma análise dinâmica (EN 1991-2, 2017). 13

Figura 2.10 - Coeficientes de amortecimento em função do vão da ponte (Figueiredo et al., 2009). 15

Figura 2.11 – Definição da torção do tabuleiro (EN1990-Anexo 2, 2001). 17

Figura 2.12 – Deformação vertical do tabuleiro δv (Montenegro et al., 2021b). 18

Figura 2.13 – Deformação transversal do tabuleiro, δh, e variações angulares (Montenegro et al., 2021b). 18

Figura 2.14 - Deslocamento vertical da superfície superior do tabuleiro na extremidade δ_V (Montenegro et al., 2021b). 19

Figura 2.15 - Deslocamento horizontal da superfície superior do tabuleiro na extremidade δ_h (Montenegro et al., 2021b). 19

Figura 2.16 - Forças atuantes no ponto de contacto entre a roda e o carril (Montenegro, 2015). 20

Figura 2.17 - Forças que atuam na roda que percorre o verdugo e roda oposta do mesmo eixo (adaptado de Montenegro 2015). 21

Figura 2.18 - Forças atuantes no critério de derrube do carril (adaptado de Montenegro, 2015). 22

Figura 2.19 – Modelo das cargas móveis (Montenegro, 2015) 23

Figura 2.20 - Esquema de representação da interação ponte-comboio (Montenegro, 2015). 24

Figura 2.21 - Tabelas de pesqeuisa de contacto: (a) análise 2D (Antolín et al. 2012) e (b) 3D (Bozzone, Pennestrì e Salvini 2011) 26

Figura 2.22 - Procura de contacto on-line: (a) através do algoritmo de procura nodal (Adaptado (Shabana et al. 2005)) e (b) através do algoritmo de resolução de equações não-lineares (Falomi, Malvezzi e Meli 2010). 27

Figura 2.23 - Área de contacto baseado no Método Multi-Hertziano e no Método Não-Hertziano (adaptado (Quost et al. 2006)). 28

Figura 3.1 – Elemento de contacto nó-segmento (Montenegro, 2015). 31

Figura 3.2 – Ponto de contacto entre a roda e o carril: (a) contacto na região convexa e (b) contacto na região côncava (adaptado de Montenegro, 2015). 32

Figura 3.3 – Potencial ponto de contacto entre duas superfícies: (a) em contacto e (b) sem contacto (Montenegro, 2015). 33

Figura 3.4 – Volume de interseção: (a) projeção dos pontos do carril e (b) projeção dos pontos da roda (adaptado de Montenegro, 2015). 34

Figura 3.5 - Seleção do par de contacto (adaptado de Montenegro, 2015). 34

Figura 3.6 – Dois corpos em contacto e as suas respetivas direções principais e os raios de curvatura (adaptado de Montenegro, 2015). 35

Figura 3.7 - Distribuição das tensões normais e tangenciais dentro da área de contacto (adaptado de Montenegro, 2015). 36

Figura 3.8 – Metodologia de avaliação de segurança de circulação de comboios sobre pontes com irregularidades na via utilizando a análise dinâmica de interação ponte-comboio 40

Figura 4.1 – Ponte TBW 12753: (a) Alçado e (b) Secção Transversal. 42

Figura 4.2 – Representação do modelo numérico da ponte TBW 12753. 42

Figura 4.3 – Modelo numérico em ANSYS da ponte TBW 12753 com elementos de barra: (a) secções transversais ocultadas e (b) secções transversais visíveis. 43

Figura 4.4 – Modos de vibração verticais da ponte TBW 12753: (a) 1ºmodo (b) 2ºmodo. 43

Figura 4.5 - Ponte TBW 12720: (a) Alçado e (b) Secção Transversal. 44

Figura 4.6 – Representação do modelo numérico da ponte TBW 12720. 44

Figura 4.7 - Modelo numérico em ANSYS da ponte TBW 12720 com elementos de barra: (a) secções transversais ocultadas e (b) secções transversais visíveis. 45

Figura 4.8 - Modos de vibração verticais da ponte TBW 12720 (a) 1ºmodo (b) 2ºmodo. 45

Figura 4.9 – Via em laje: (a) Secção Transversal e (b) Via em laje localizada sobre uma ponte (adaptado de ficha técnica DB Netz AG, 2018). 46

Figura 4.10 – Representação do modelo da via em elementos finitos. 46

Figura 4.11. – Modelo da via desenvolvido em ANSYS. 47

Figura 4.12 – Gráficos dos desvios lateral carril (a) esquerdo, (b) direito e vertical carril (c) esquerdo, (d) direito 49

Figura 4.13 – Comboio Siemens Velaro AVE-S103 (Goicolea, 2014). 49

Figura 4.14 – Representação do modelo do comboio: (a) Visão Lateral (b) Visão Frontal. 50

Figura 4.15 – Modelo numérico em ANSYS do comboio (Montenegro et al., 2020b). 52

Figura 4.16 – Representação dos parâmetros do veículo em relação à ponte. 52

Figura 4.17 – Contabilização dos resultados para cada eixo de rodas: (a) instante inicial e (b) final. 53

Figura 4.18 – Fluxograma da quantidade de análises dinâmicas para a ponte TBW 12753 54

Figura 4.19 – Histórias temporais das acelerações a meio vão da ponte TBW 12753 no decorrer da passagem do comboio à mesma velocidade: (a) V= 220km/h e (b) V= 420km/h. 55

Figura 4.20 – Valores máximos das acelerações verticais a meio vão da ponte TBW 12753 com diferentes irregularidades para os modelos do comboio: (a) D=24,9m, (b) D=22m, (c) D=20m e (d) D=18m. 56

Figura 4.21 – Histórias temporais das forças de contacto: (a) Força lateral V= 220km/h (b) Força lateral filtrada V= 220km/h (c) Força lateral V= 420km/h (d) Força lateral filtrada V= 420km/h 57

Figura 4.22 – Histórias temporais das forças de contacto: (a) Força vertical V= 220km/h (b) Força vertical filtrada V= 220km/h (c) Força vertical V= 420km/h (d) Força vertical filtrada V= 420km/h 58

Figura 4.23 – Histórias temporais do critério de Nadal na ponte TBW 12753: (a) V=220km/h e (b) V=420km/h 59

Figura 4.24 – Valores máximos do critério de Nadal na ponte TBW 12753 com diferentes irregularidades para os modelos do comboio: (a) D=24,9m, (b) D=22m, (c) D=20m e (d) D=18m. 60

Figura 4.25 – Histórias temporais do critério de Descarga na ponte TBW 12753: (a) V=220km/h e (b) V=420km/h 61

Figura 4.26 – Valores máximos do critério de Descarga aplicado na ponte TBW 12753 com diferentes irregularidades para os modelos do comboio: (a) D=24,9m, (b) D=22m, (c) D=20m e (d) D=18m. 62

Figura 4.27 – Fluxograma da quantidade de análises dinâmicas para a ponte TBW 12720 63

Figura 4.28 – Histórias temporais das acelerações a meio vão da ponte da ponte TBW 12720 no decorrer da passagem do comboio à mesma velocidade: (a) V= 220km/h e (b) V= 300km/h. 64

Figura 4.29 – Valores máximos das acelerações verticais a meio vão da ponte TBW 12720 com diferentes irregularidades para os modelos do comboio: (a) D=24,9m, (b) D=22m, (c) D=20m e (d) D=18m. 65

Figura 4.30 – Histórias temporais das forças de contacto: (a) Força lateral V= 220km/h (b) Força lateral filtrada V= 220km/h (c) Força lateral V= 300km/h (d) Força lateral filtrada V= 300km/h 66

Figura 4.31 – Histórias temporais das forças de contacto: (a) Força vertical V= 220km/h (b) Força vertical filtrada V= 220km/h (c) Força vertical V= 300km/h (d) Força vertical filtrada V= 300km/h 67

Figura 4.32 – Histórias temporais do critério de Nadal na ponte TBW 12720: (a) V=220km/h e (b) V=300km/h 68

Figura 4.33 – Valores máximos do critério de Nadal aplicado na ponte TBW 12720 com diferentes irregularidades para os modelos do comboio: (a) D=24,9m, (b) D=22m, (c) D=20m e (d) D=18m. 69

Figura 4.34 – Histórias temporais do critério de Descarga na ponte TBW 12720: (a) V=220km/h e (b) V=300km/h 70

Figura 4.35 – Valores máximos do critério de Descarga aplicado na ponte TBW 12720 com diferentes irregularidades para os modelos do comboio: (a) D=24,9m, (b) D=22m, (c) D=20m e (d) D=18m. 71

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Valores do coeficiente *α* (adaptado da EN 1991-2, 2017). 6

Quadro 2.2 – Valores característicos das cargas verticais para os Modelos de Carga SW/0 e SW/2 (adaptado da EN 1991-2, 2017) 6

Quadro 2.3 – Exemplos de comboios reais e a sua tipologia de distribuição de eixos (Gonçalves, 2015). 10

Quadro 2.4 – HSLM-A (adaptado da EN1991-2, 2017). 11

Quadro 2.5 – Critérios de aplicação dos modelos HSLM-A ou HSLM-B (adaptado de EN1991-2, 2017). 12

Quadro 2.6 – Valores de amortecimento a considerar no cálculo da análise dinâmica (adaptado da EN 1991-2, 2017). 16

Quadro 2.7 – Valores limite da torção do tabuleiro (adaptado da EN1990-Anexo 2,2001). 17

Quadro 2.8 – Variação angular máxima e raio de curvatura mínimo (adaptado da EN1991-2, 2017). 18

Quadro 3.1 – Filtros dos critérios de descarrilamento 39

Quadro 4.1 – Propriedades mecânicas e geométricas do modelo numérico da via 47

Quadro 4.2 – Características mecânicas do comboio 51

Quadro 4.3 – Velocidades teóricas para ocorrência de ressonância na Ponte TBW 12752. 55

Quadro 4.4 – Velocidades teóricas para ocorrência de ressonância na Ponte TBW 12720. 64

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A União Europeia estabeleceu 2021 como o Ano Europeu da Ferrovia, onde, de forma a promover o uso do transporte ferroviário, foi levada a cabo uma viagem num comboio especial que cruzou o continente europeu parando em mais de 100 cidades pertencentes a 26 países, com início no dia 2 de setembro em Lisboa e término a 7 de outubro em Paris. Esta iniciativa teve como objetivo fundamental demonstrar que o transporte ferroviário é um transporte acessível, confortável, seguro e com a menor incidência de acidentes fatais como modo de transporte terrestre, tal como demonstrado na Figura 1.1.



Figura 1.1 – Fatalidades por bilhão de passageiros/quilómetro nos transportes (European Comission, 2021).

O transporte ferroviário apresenta várias vantagens em relação ao transporte rodoviário e aéreo, nomeadamente no que diz respeito ao seu baixo custo e baixas emissões de gases de efeito de estufa. As emissões de gases com efeito de estufa provenientes do transporte ferroviário representam apenas 0,4%, conforme indicado na Figura 1.2.

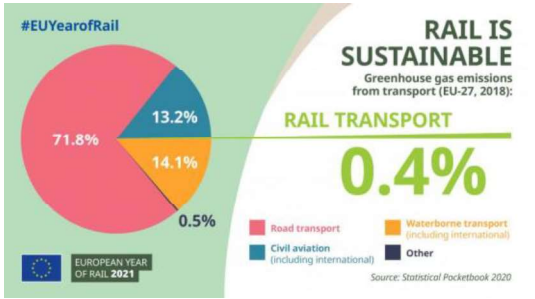


Figura 1.2 – Emissão dos gases de efeito de estufa nos transportes (European Comission, 2021).

Contudo, o tempo de viagem é um fator preponderante para a escolha do transporte. A ferrovia domina nas viagens com a duração até 2 horas e meia (ver Figura 1.3), enquanto a aviação ganha especial preponderância a partir de 5 horas de viagem. Assim, o intervalo situado entre estes dois limites acaba por ser concorrido entre os dois. No entanto, para a ferrovia poder ambicionar a conquista deste período, será necessária a implementação de linhas ferroviárias com maior capacidade, incluindo linhas convencionais destinadas a passageiros e mercadorias, assim como linhas de alta velocidade que permitam a rápida mobilidade de passageiros entre as diferentes cidades de cada país.

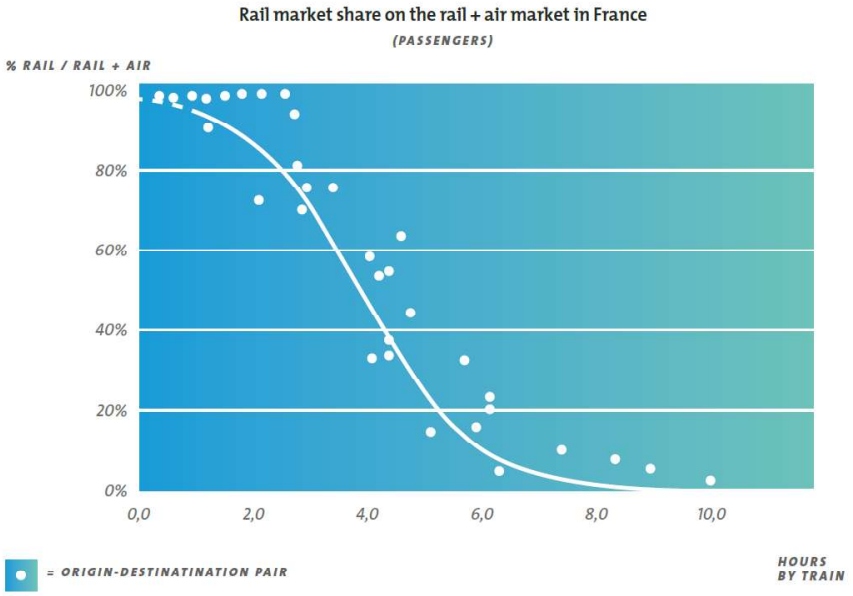


Figura 1.3 – Relação entre o uso do transporte ferroviário em relação ao aéreo em França com base na duração da viagem (International Union of Railways, 2018).

No que diz respeito ao transporte ferroviário de mercadorias, este é importante para o crescimento da economia. De forma geral, quando as mercadorias são de baixo valor-tempo são utilizados navios e comboios, enquanto nas mercadorias de alto valor-tempo podem ser utilizados aviões. Com a construção de linhas ferroviárias de alta velocidade, os comboios de alta velocidade podem acabar por ser uma alternativa viável também para este tipo de transporte (Francisco, 2022).

Tendo em vista as atuais circunstâncias, a Comissão Europeia implementou o "European Green Deal" que consiste num conjunto de objetivos ambiciosos assegurar a sustentabilidade ambiental. Entre eles, destacam-se a transferência de 50% de tráfego rodoviário de passageiros e mercadorias acima de 300 km para a ferrovia até 2050 (30% das mercadorias até 2030), a redução de 60% nas emissões de gases do efeito de estufa do setor dos transportes, a conclusão da rede RTE-T (Rede TransEuropeia de Transportes) principal até 2030 e a conclusão da RTE-T global, com ligação ferroviária a todos os aeroportos da rede principal até 2050. As estratégias definidas pela Comissão Europeia para a mobilidade sustentável e inteligente baseiam-se assim, essencialmente, na duplicação do transporte ferroviário de mercadorias até 2050 e triplicação do transporte ferroviário de passageiros em alta velocidade até 2050, ambas com referência a 2015 (European Commission, 2011).

Assim, tendo em conta os objetivos ambiciosos referidos anteriormente, torna-se essencial aumentar a capacidade atual das linhas férreas, segundo a situação atual, observável na Figura 1.4.

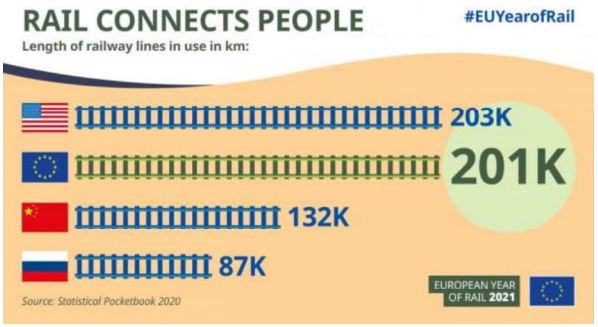


Figura 1.4 – Comprimento das linhas ferroviárias em utilização em quilómetros (European Comission, 2021).

De entre os vários elementos a ter em conta nesta transição, deve ser dada especial atenção à avaliação de segurança de circulação ferroviária vigente nas normas europeias EN 1990 – Anexo A2 (2001) e EN 1991 – 2 (2017). Estas foram estabelecidas tendo por base estudos efetuados pelo ERRI (1999) após se terem observados problemas na primeira linha europeia de alta velocidade Paris-Lyon (1981), especialmente nas pontes de pequeno vão, tais como o fenómeno da ressonância, a degradação do balastro e a rápida degradação da via. Assim, a comissão D214 ERRI definiu que, para velocidades acima de 200km/h onde existe uma maior probabilidade de ocorrência de efeitos de ressonância, foi necessário estabelecer nas normas europeias a obrigatoriedade de realização de análises dinâmicas para analisar o comportamento dinâmico das pontes nestas circunstâncias, uma vez que os fatores de amplificação dinâmica associados às análises estáticas não têm em conta este fenómeno.

1.2 OBJETIVOS

A presente dissertação tem como objetivo principal avaliar o critério normativo de segurança atual de circulação sobre pontes, baseado na aceleração vertical do tabuleiro, e compará-lo com os resultados obtidos com uma abordagem direta tendo em conta os critérios de descarrilamento explicitamente avaliados com análises de interação ponte-comboio. Assim, pretende-se avaliar se o atual critério normativo usado em pontes em via não-balastradas é ou não conservativo. A aceleração vertical do tabuleiro é um critério meramente empírico que vem do facto de se assumir que quando a ponte atinge acelerações de 9,81m/s^2 significa que o comboio pode perder contacto. O limite de 5m/s^2 provém, assim, da aplicação de um fator de segurança de 2.0 no valor anteriormente indicado. No entanto, isto nem sempre acontece porque este nível de acelerações pode estar associado a fenómenos locais ou instantâneos que não levam que se perca o contacto e consequentemente, a uma falha na segurança de circulação.

A análise dinâmica incide na avaliação do comportamento dinâmico da estrutura, em termos de acelerações, resultante da solicitação de cargas de comboios de alta velocidade e incide na determinação das forças de contacto com o objetivo de calcular os critérios de descarrilamento.

Para a realização da análise dinâmica é utilizado o ANSYS (2018) para modelação das estruturas e do veículo em elementos finitos e o MATLAB (2018) para simular a passagem do comboio sobre a ponte com diferentes velocidades gerando os resultados para a avaliação da segurança.

1.3 ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 5 capítulos, sendo o presente capítulo dedicado ao enquadramento e objetivos do trabalho.

No Capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica em que são expostos os aspetos regulamentares no dimensionamento de pontes ferroviárias de acordo com as EN 1990 – Anexo A2 (2001) e EN 1991 – 2 (2017), a abordagem explícita para o risco de descarrilamento com referência aos critérios de descarrilamento existentes na literatura e os métodos de análise do comportamento dinâmico da ponte e do comboio com maior ênfase nos métodos de interação ponte-comboio.

No Capítulo 3 é demonstrada a metodologia de análise dinâmica com interação ponte-comboio, com a demonstração dos problemas de contacto: geométrico, normal e tangencial. De seguida é exposto o acoplamento do sistema ponte-comboio, em que ocorre a assemblagem dos dois sistemas, através das equações de compatibilidade. Por fim é explicada a metodologia adotada para avaliação de segurança de circulação, com a explicitação do desenvolvimento dos modelos numéricos, a definição das irregularidades, a importação das matrizes estruturais, a realização da análise dinâmica de interação ponte-comboio, o cálculo das forças de contacto roda-carril, a aplicação dos filtros e em conclusão o cálculo dos critérios de descarrilamento.

No Capítulo 4 são descritas as pontes estudadas neste trabalho, bem como o tipo de via não-balastrado e o comboio de alta velocidade, assim como os seus respetivos modelos numéricos desenvolvidos em ANSYS (2018). Seguidamente, é feita a avaliação da segurança de circulação a partir da realização de análises dinâmicas de interação ponte-comboio em MATLAB (2018). A partir dos resultados destas análises, são expostos os valores das acelerações a meio vão da ponte e dos fatores de descarrilamento dependentes das forças de contacto laterais e verticais de forma a comparar estes critérios com o critério normativo presente no Eurocódigo.

Por fim, no Capítulo 5 são realizadas as conclusões dos resultados obtidos e as propostas para trabalhos futuros relacionadas com o tema.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são expostos, de acordo com a EN1991-2 (2017), os principais aspetos regulamentares para o dimensionamento de pontes ferroviárias (secção 2.2), é apresentada, segundo a EN1990-Anexo A2 (2001) e a EN1991-2 (2017), uma abordagem normativa para as verificações de segurança (secção 2.3), é demonstrada uma abordagem explícita para o risco de descarrilamento (secção 2.4) e por fim são mostrados os métodos de análise do comportamento dinâmico da ponte e do comboio (secção 2.5).

2.2. ASPETOS REGULAMENTARES NO DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

Para o dimensionamento de pontes ferroviárias é exigido o cumprimento da norma europeia em vigor, a EN 1991-2 (2017), a análise poderá ser estática cujos resultados são afetados por um fator de amplificação dinâmica ou poderá ser dinâmica, de acordo com os parâmetros utilizados tais como a velocidade, o tipo de estrutura e o comprimento do vão, para ambas as análises existem modelos de carga que são aplicáveis. A análise estática não tem em conta os possíveis efeitos de ressonância na consideração dos efeitos dinâmicos, a ressonância ocorre quando a frequência própria natural da ponte iguala à frequência própria natural da passagem do comboio, sendo assim utilizada a análise dinâmica para estes casos.

2.2.1. REQUISITOS PARA A ANÁLISE ESTÁTICA

Nesta secção são demonstrados os modelos de carga para realização da análise estática, estes são os modelos de carga LM71, SW/0, SW/2 e "Comboio Descarregado". Além dos modelos que representam os efeitos estáticos é necessário contabilizar os efeitos dinâmicos, com os coeficientes dinâmicos para os modelos de carga e o fator de amplificação dinâmica para os comboios reais.

2.2.1.1. Modelo de Carga LM71

O Modelo de Carga LM71 retrata um veículo de tráfego ferroviário normal, com 4 cargas concentradas de 250 kN distanciadas de 1.6 m centradas no modelo e 2 cargas distribuídas de 80 kN/m nas extremidades do modelo espaçadas de 0,8 m da carga concentrada, conforme na Figura 2.1.

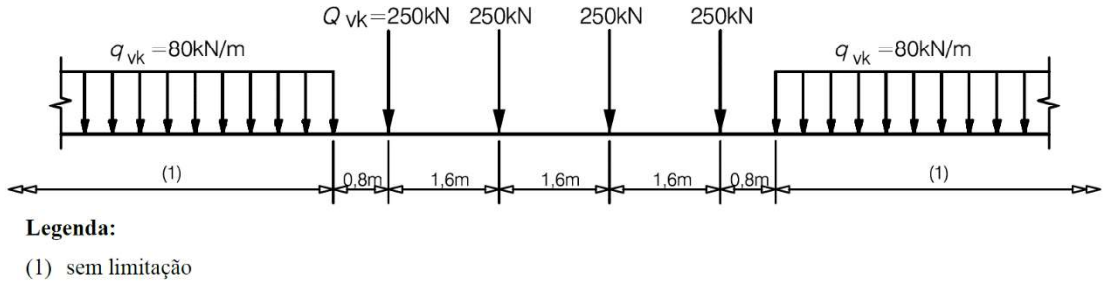


Figura 2.1 – Modelo de Carga LM71 (EN1991-2, 2017).

Para o tráfego ferroviário mais pesado ou mais ligeiro do que o tráfego normal é necessário a multiplicação dos valores característicos indicados na Figura 2.1 por um coeficiente α. Esta multiplicação denomina as cargas como cargas verticais classificadas. Os valores do coeficiente α estão apresentados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Valores do coeficiente α (adaptado da EN 1991-2, 2017).

α							
0,75	0,83	0,91	1,00	1,10	1,21	1,33	1,46

2.2.1.2. Modelos de Carga SW/0 e SW/2

O Modelo de Carga SW/0 representa o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário normal sobre pontes contínuas, enquanto o Modelo de Carga SW/2 representa o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário pesado sobre pontes contínuas. Os valores característicos da Figura 2.2 são apresentados no Quadro 2.2.

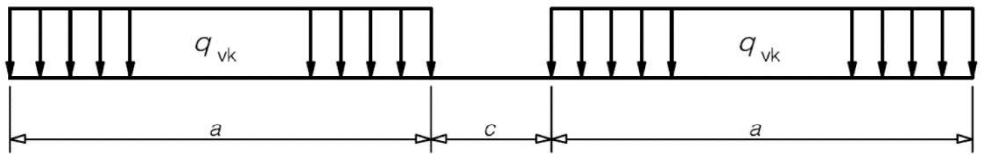


Figura 2.2 – Modelos de Carga SW/0 e SW/2 (EN1991-2, 2017).

Quadro 2.2 – Valores característicos das cargas verticais para os Modelos de Carga SW/0 e SW/2 (adaptado da EN 1991-2, 2017)

Modelo de Carga	q_{vk} [kN/M]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

2.2.1.3. Modelo de carga "Comboio Descarregado"

O modelo "Comboio Descarregado" é formado por uma carga vertical uniformemente distribuída com um valor caraterístico de 10 kN/m. A utilização deste modelo ocorre na verificação da estabilidade lateral e vertical de pontes quando são sujeitas a ações laterais e verticais.

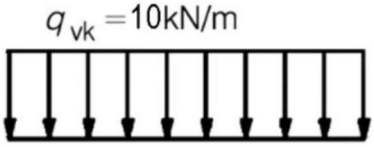


Figura 2.3 – Modelo de carga "comboio descarregado".

2.2.1.4. Consideração dos efeitos dinâmicos nas análises estáticas

A circulação do comboio é de caracter dinâmico, portanto é necessário contabilizar os efeitos dinâmicos. A norma EN 1991-2 sugere o uso de dois fatores corretivos – φ e Φ, para ter em conta os efeitos dinâmicos na passagem de comboios reais e na utilização de modelos estáticos, como é o caso dos LM71, SW/0 e SW/2. No entanto, estes não têm em conta os efeitos de ressonância que podem ocorrer em algumas situações, principalmente durante a circulação de comboios de alta velocidade, sendo necessária a avaliação desses efeitos através de análises dinâmicas.

a) O fator de amplificação dinâmica para comboios reais φ, obtido a partir da avaliação de estudos realizados pelo International Union of Railways (UIC) e o Office for Research and Experiments of the International Union of Railways (ORE) constata que o fator de amplificação dinâmica deve ser expresso pela seguinte expressão:

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \lambda\,\varphi'' \tag{2.1}$$

sendo φ' a amplificação dinâmica no caso de a via ser perfeita, φ'' a componente correspondente às irregularidades da via e das rodas dos veículos e λ um fator relativo ao estado de conservação da via, em que é considerado 1,0 em vias com níveis de manutenção normais e 0,5 em vias com níveis de manutenção cuidada.

O coeficiente φ' é obtido através da seguinte expressão:

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{K}{1-K+K^4} \; para\; K < 0{,}76 \\ 1{,}325 \;\; para\; K \geq 0{,}76 \end{cases} \tag{2.2}$$

onde K:

$$K = \frac{v}{2\,L_\Phi n_0} \tag{2.3}$$

sendo v a velocidade de circulação, expressa em m/s, n_0 a frequência natural da estrutura associada ao seu 1º modo de flexão vertical e L_Φ o comprimento determinante, expresso em metros, e que depende da deformabilidade do elemento estrutural em análise. Os valores de L_Φ estão descritos no Quadro 6.2 da EN1991-2.

A componente que representa as irregularidades da via e imperfeições das rodas, φ'' é obtida com a expressão que se segue:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100}\left[56e^{-\left(\frac{L_\Phi}{10}\right)^2} + 50\left(\frac{L_\Phi n_0}{80} - 1\right)e^{-\left(\frac{L_\Phi}{20}\right)^2}\right] \geq 0 \quad (2.4)$$

em que α:

$$\alpha = \begin{cases} \frac{v}{22}\ se\ v \leq 22m/s \\ 1\ se\ v > 22m/s \end{cases} \quad (2.5)$$

Quando não se prevê a ocorrência de fenómenos de ressonância, estas relações são aceitáveis para a determinação de amplificações dinâmicas induzidas por comboios reais em casos de circulação com velocidades baixas.

Os limites de aplicabilidade das expressões anteriores estão definidos na Figura 2.4 em termos de frequência natural da estrutura (n_0), em função do vão L.

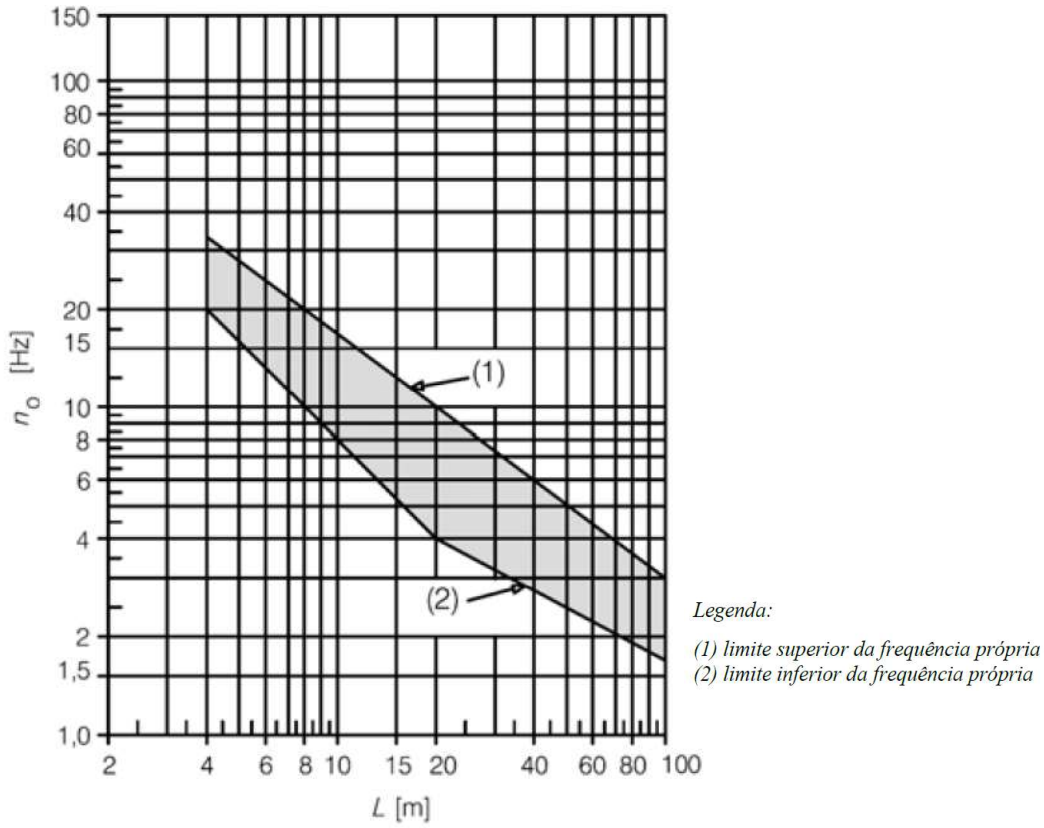


Figura 2.4 – Limite da frequência natural da ponte n_0 em função do vão L (adaptado da EN1991-2, 2017).

O limite superior da frequência é condicionado pelos efeitos dinâmicos associados às irregularidades da via, obtido pela expressão:

$$n_0 = 94{,}76\ L^{-0{,}748} \quad (2.6)$$

O limite inferior da frequência é condicionado pelos efeitos dinâmicos associados à passagem dos comboios pela ponte, obtido pela expressão:

$$n_0 = \begin{cases} \frac{80}{L}\ para\ 4m \leq L \leq 20m \\ 23{,}58\ L^{-0{,}592}\ para\ 20m < L < 100m \end{cases} \quad (2.7)$$

b) O coeficiente dinâmico Φ amplifica os efeitos das cargas estáticas nos Modelos de Carga LM71, SW/0 e SW/2, tendo em conta os efeitos dinâmicos na estrutura, mas não os efeitos de ressonância. A obtenção deste coeficiente é feita de acordo com a qualidade da manutenção da via, sendo utilizado Φ_2 para vias com manutenção muito cuidada e Φ_3 para vias com manutenção corrente ou para o caso em que seja desconhecida a qualidade de manutenção da via.

Os coeficientes dinâmicos Φ_2 e Φ_3 são calculados através das Equações 2.1 e 2.2, respetivamente:

$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\phi - 0{,}2}} + 0{,}82 \;;\; 1{,}00 \leq \Phi_2 \leq 1{,}67 \tag{2.8}$$

$$\Phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\phi - 0{,}2}} + 0{,}73 \;;\; 1{,}00 \leq \Phi_3 \leq 2{,}00 \tag{2.9}$$

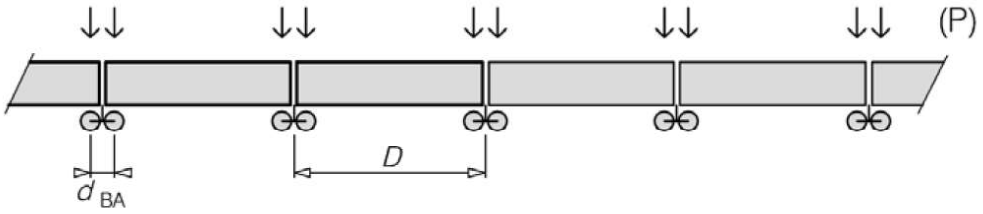
2.2.2. REQUISITOS RELATIVOS À ANÁLISE DINÂMICA

Os requisitos foram definidos tendo por base os principais fatores que influenciam o comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária, sendo estes relativos ao veículo, à via e à estrutura:

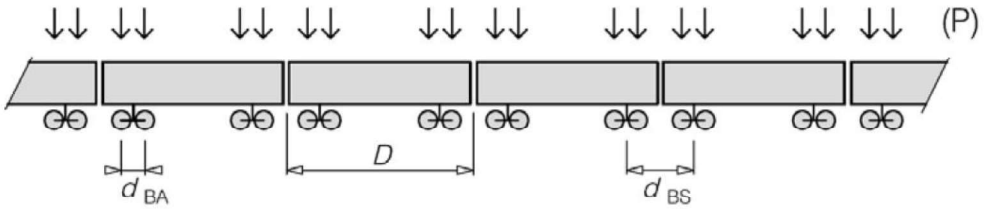
a) a velocidade do tráfego na ponte;
b) o vão L do elemento e o comprimento da linha de influência da flecha do elemento considerado;
c) a massa da estrutura;
d) as frequências próprias do conjunto da estrutura e dos seus elementos relevantes e os modos de vibração associados ao longo da via;
e) o número de eixos, cargas por eixo e a distância entre eixos;
f) o amortecimento da estrutura;
g) as irregularidades verticais na via;
h) a massa não suspensa/suspensa e as características de suspensão do veículo;
i) a presença de apoios com espaçamento regular da laje do tabuleiro e/ou da via;
j) as imperfeições dos veículos;
k) as características dinâmicas da via.

2.2.2.1. Tipos de Comboios Reais

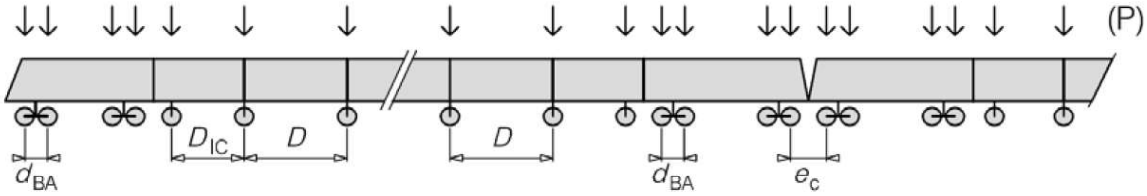
Os comboios de alta velocidade são divididos em três categorias, de acordo com a distribuição dos seus eixos. Quando os bogies são compartilhados por duas carruagens adjacentes é intitulado como comboio articulado, quando cada carruagem tem dois bogies é denominado como comboio convencional, e quando existem eixos isolados entre carruagens é designado como comboio regular, conforme a Figura 2.5.



(a) Comboio Articulado



(b) Comboio Convencional



(c) Comboio Regular

Figura 2.5 – Tipos de comboios de alta velocidade (adaptado da EN1991-2, 2017).

Em que D é o comprimento das carruagens, D_{IC} é o comprimento das carruagens intermédias, d_{BA} é a distância entre os eixos de um bogie, d_{BS} é a distância entre os centros dos bogies de veículos contíguos, e_c é a distância entre eixos adjacentes no engate de duas composições e P corresponde à carga por eixo.

Alguns exemplos de comboios reais de alta velocidade existentes atualmente na rede europeia de alta velocidade, encontram-se no Quadro 2.3.

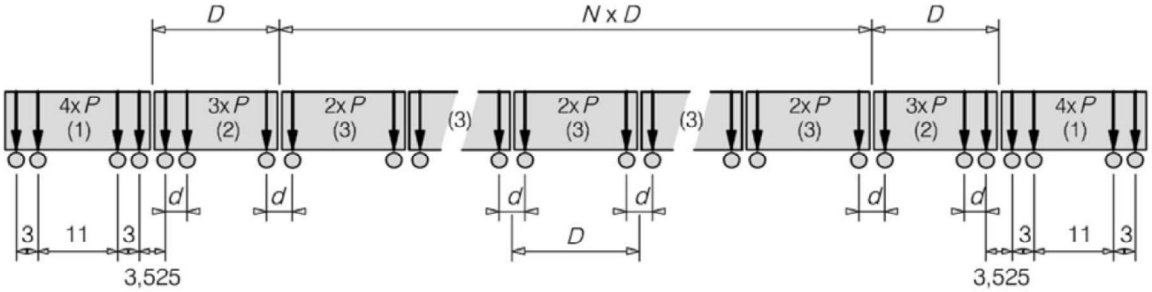
Quadro 2.3 – Exemplos de comboios reais e a sua tipologia de distribuição de eixos (Gonçalves, 2015).

Distribuição de eixos	Comboio
Convencional	ICE3, ETR-Y, VIRGIN
Articulado	Thalys, TGV, Eurostar
Regular	TALGO-AV

2.2.2.2. Modelos de carga dinâmicos – HSLM

Os modelos de carga dinâmica HSLM ("*High-Speed Load Model*") são constituídos por dois tipos de modelos o HSLM-A e HSLM-B, são utilizados para comboios de alta velocidade.

O HSLM-A é constituído por 10 comboios e cada um deles é formado por duas locomotivas, duas carruagens extremas e N carruagens intermédias, conforme na Figura 2.6. O comprimento das carruagens D e o espaçamento entre eixos do bogie d estão descritos no Quadro 2.4.



Legenda:

(1) locomotiva (primeira e última locomotiva idênticas)
(2) carruagem de extremidade (primeira e última carruagens idênticas)
(3) carruagem intermédia

Figura 2.6 – HSLM-A (EN1991-2, 2017).

Quadro 2.4 – HSLM-A (adaptado da EN1991-2, 2017).

Comboio Universal	Números de carruagens intermédias N	Comprimento das carruagens D [m]	Distância entre eixos dos bogie d [m]	Força concentrada 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

O HSLM-B é formado por *N* cargas pontuais de 170 kN espaçadas uniformemente de uma distância *d,* conforme na Figura 2.7. Estes valores de *N* e *d* podem ser obtidos a partir do vão da ponte como se pode verificar na Figura 2.8.

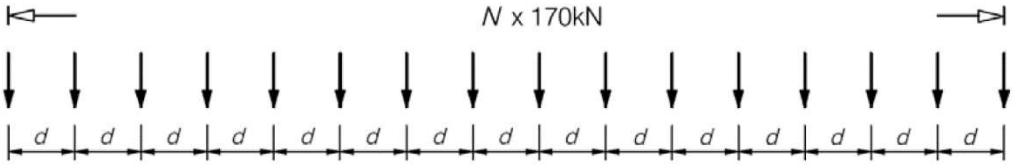


Figura 2.7 – HSLM-B (EN1991-2, 2017).

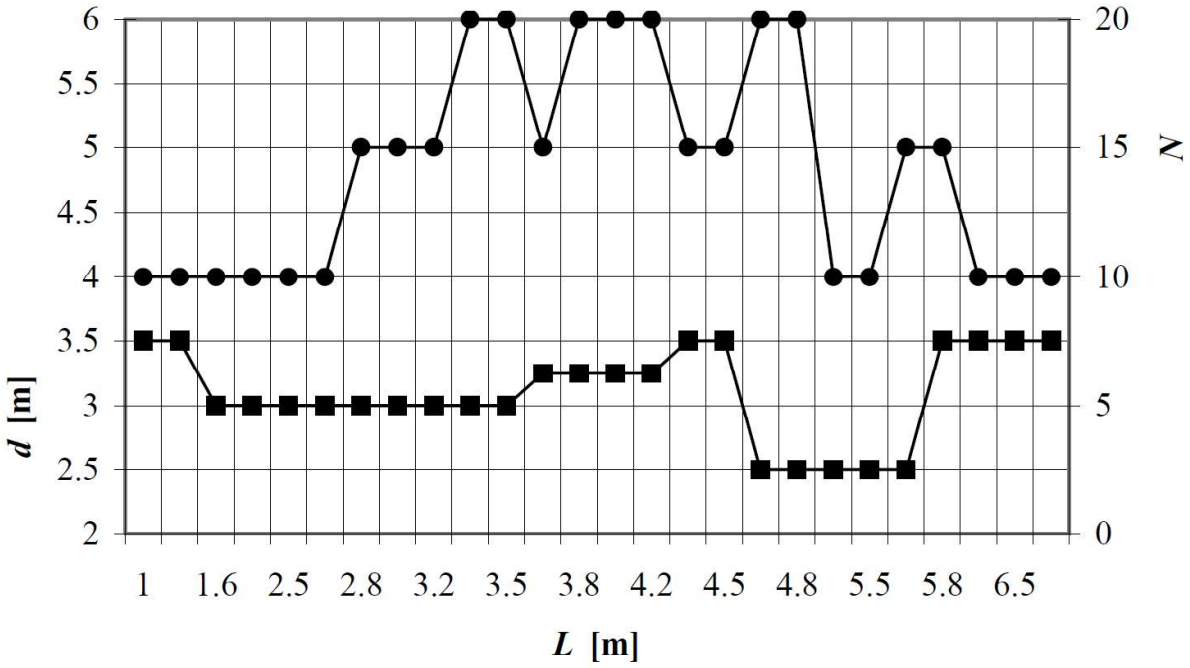


Figura 2.8 – Parâmetros N e d em função de L para HSLM-B (EN 1991-2, 2017).

O vão da ponte, *L*, juntamente com a configuração estrutural da ponte, são determinantes para a definição de qual modelo de carga a ser utilizado na análise dinâmica, HSLM-A ou HSLM-B, conforme apresentado no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 – Critérios de aplicação dos modelos HSLM-A ou HSLM-B (adaptado de EN1991-2, 2017).

Configuração estrutural	Vão	
	$L < 7$ m	$L \geq 7$ m
Vão simplesmente apoiado	HSLM-B	HSLM-A
Estrutura contínua ou estrutura complexa	HSLM-A	HSLM-B

2.2.2.3. Critérios de obrigatoriedade de realização de uma análise dinâmica

O fluxograma da Figura 2.9 determina se é necessária ou não a realização da análise dinâmica, caso não o seja é realizada a análise estática.

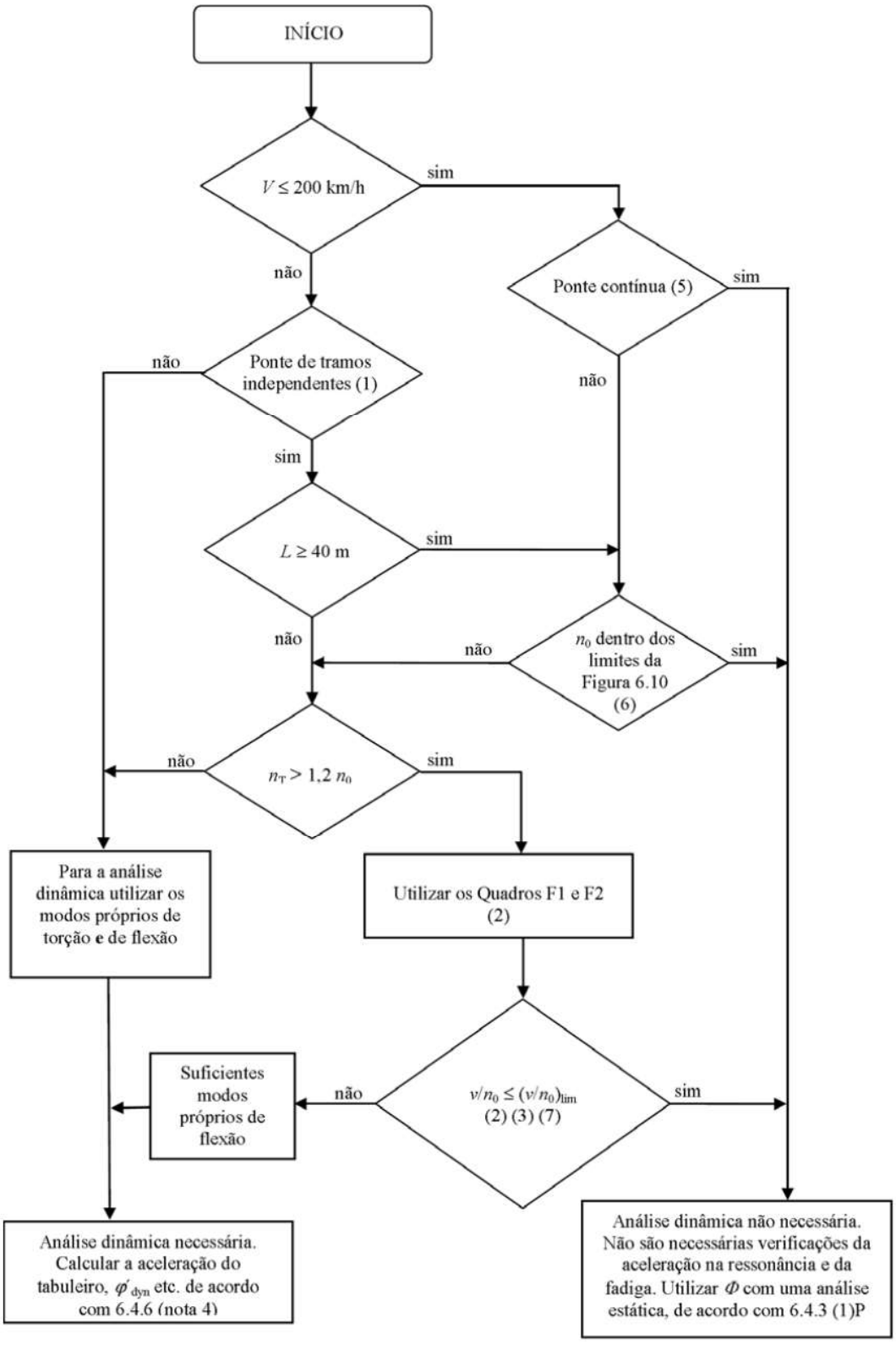


Figura 2.9 – Fluxograma para determinar a necessidade de uma análise dinâmica (EN 1991-2, 2017).

Neste fluxograma, V é a velocidade máxima local, L é o comprimento do vão, n_0 é a primeira frequência própria de flexão da ponte sob ações permanentes, n_T é a primeira frequência própria de torção da ponte sob ações permanentes, v é a velocidade nominal máxima e $(v/n_0)_{lim}$ está definido nos Quadros F1 e F2 do Anexo F da EN 1991-2 (2017).

Alguns aspetos em relação ao fluxograma representadas pelos algarismos:

1) Válido para pontes simplesmente apoiadas cujo comportamento é o de vigas retas longitudinais ou de laje simples sobre apoios rígidos com efeitos de enviesamento desprezáveis;
2) Para os Quadros F1 e F2 e respetivos limites de validade, ver o Anexo F da EN 1991 – 2 (2017);
3) É necessária uma análise dinâmica quando a velocidade de operação frequente de um comboio real é igual à velocidade de ressonância da estrutura;
4) φ'_{dyn} é a componente de impacto dinâmico para os comboios reais na estrutura considerada na verificação da segurança estrutural, conforme descrito em 2.3.1;
5) Válido desde que a ponte satisfaça os requisitos relativos à resistência, aos limites de deformação e à aceleração máxima das carruagens (ou limites de deformação associados) correspondente a um nível muito bom de conforto dos passageiros, indicados na EN 1990 – Anexo A2 (2001);
6) Para pontes com uma primeira frequência própria n_0 dentro dos limites indicados na Figura 2.4 e com uma velocidade máxima local não superior a 200 km/h, não é necessária uma análise dinâmica;
7) Para pontes com uma primeira frequência própria n_0 que excede o limite superior indicado na Figura 2.4, é necessária uma análise dinâmica.
8) Para uma ponte simplesmente apoiada solicitada apenas em flexão, a frequência própria poderá ser estimada pela expressão:

$$n_0 = \frac{17{,}75}{\sqrt{\delta_0}} \tag{2.10}$$

onde δ_0 é a flecha a meio vão devida a ações permanentes, calculada com um módulo de curta duração para pontes de betão e correspondente a um período de carregamento adequado à frequência própria da ponte.

2.2.2.4. Série de velocidades a considerar

Na realização da análise dinâmica deve ser considerada uma série de velocidades, com uma velocidade inicial de 40 m/s =144 km/h até uma velocidade de 1,2 vezes a velocidade máxima de projeto. Os incrementos de velocidade deverão ser menores na vizinhança das velocidades de ressonância, possibilitando assim a obtenção de um detalhe maior nos picos de resposta.

A velocidade de ressonância para pontes de comportamento similar ao de vigas simplesmente apoiadas é descrita como:

$$v_i = n_0 \cdot \lambda_i \tag{2.11}$$

sendo o n_0 a primeira frequência própria da estrutura não carregada e o λ_i o comprimento de onda fundamental de excitação, que poderá ser estimado por:

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \tag{2.12}$$

onde *d* é o espaçamento regular entre grupo de eixos e *i* pode tomar os valores 1, 2, 3 ou 4.

2.2.2.5. Parâmetros relativos à ponte

Durante uma análise dinâmica existem parâmetros relativos à ponte com elevada importância, estes são a rigidez, a massa e o amortecimento.

a) A rigidez é um parâmetro onde uma sobreavaliação da rigidez da ponte sobreavaliará a frequência própria da estrutura assim como a velocidade para a qual ocorre a ressonância. Para solucionar este problema, é utilizada uma estimativa do valor do limite inferior da rigidez em toda a estrutura.

b) A massa é um parâmetro onde uma subavaliação da massa sobreavaliará a frequência própria da estrutura assim como as velocidades de tráfego para as quais ocorre a ressonância. Na ressonância, a aceleração máxima de uma estrutura é inversamente proporcional à sua massa.

Assim sendo devem-se considerar dois casos:

- Uma estimativa do valor do limite inferior da massa para a previsão das acelerações máximas do tabuleiro
- Uma estimativa do valor do limite superior da massa para a previsão das velocidades mais baixas às quais a ressonância tem probabilidade de ocorrer

c) O amortecimento é a energia dissipada pela estrutura, um estudo elaborado por ERRI (1991) concluiu que a resposta estrutural em ressonância é extremamente dependente do valor do amortecimento estrutural, sendo a resposta dinâmica inversamente proporcional ao amortecimento estrutural.

Uma medição experimental do coeficiente de amortecimento ζ global de um conjunto de pontes em via balastrada de vãos e configurações estruturais diferentes, conforme demonstrado na Figura 2.10, concluiu que há um grau de correlação entre o vão e o amortecimento, sendo o amortecimento maior à medida que o vão diminui. A partir destes resultados, a EN 1991 – 2 (2017) define três curvas para se estimar o amortecimento de uma ponte, consoante o comprimento do vão e a sua configuração estrutural. Estas curvas correspondem aos limites inferiores dos amortecimentos obtidos nas medições, de modo a obter resultados conservativos na estimativa dos amortecimentos, conforme descrito no Quadro 2.6.

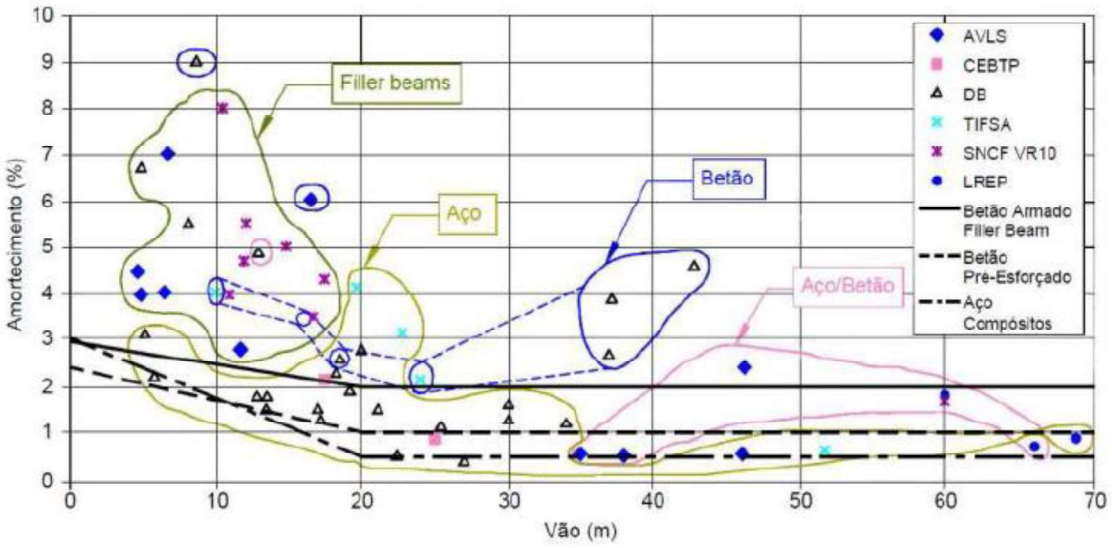


Figura 2.10 - Coeficientes de amortecimento em função do vão da ponte (Figueiredo et al., 2009).

Quadro 2.6 – Valores de amortecimento a considerar no cálculo da análise dinâmica (adaptado da EN 1991-2, 2017).

Tipo de Ponte	Limite inferior da percentagem de amortecimento crítico, ξ [%]	
	Vão L<20m	Vão L≥20m
Metálica e mista	ξ =0,5+0,125 (20-L)	ξ =0,5
Betão pré-esforçado	ξ =1,0+0,07 (20-L)	ξ =1,0
Vigas embebidas e betão armado	ξ =1,5+0,07 (20-L)	ξ =1,5

2.3. ABORDAGEM NORMATIVA PARA AS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Nesta secção são expostos os critérios de segurança definidos pelas normas EN 1991 – 2 (2017) e EN 1990 – Anexo A2 (2001), nomeadamente relativos à segurança estrutural e à segurança de tráfego.

2.3.1. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

Em concordância com a EN 1991 – 2 (2017), a verificação da segurança estrutural no projeto de pontes, tem em consideração os efeitos das cargas verticais de tráfego, sendo realizada para o mais desfavorável dos seguintes valores:

$$\left(1+\varphi'_{dyn}+{\varphi''}/{2}\right)\cdot\begin{pmatrix}HSLM\\ ou\\ RT\end{pmatrix} \tag{2.13}$$

ou

$$\Phi\ \cdot (LM71\ "+"\ SW/0) \tag{2.14}$$

onde *HSLM* é o Modelo de Carga para linhas de alta velocidade, *LM71 "+" SW/0* é o Modelo de Carga LM71 e o Modelo de Carga SW/0 para pontes contínuas, *RT* é o carregamento devido a todos os comboios reais, ${\varphi''}/{2}$ é aumento dos efeitos das cargas dinâmicas calculados, resultantes de defeitos da via e de imperfeições de veículos, conforme descrito em 2.2.1.4, Φ é o coeficiente dinâmico e φ'_{dyn} é a amplificação dinâmica:

$$\varphi'_{dyn}=\max\left|{y_{dyn}}/{y_{stat}}\right|-1 \tag{2.15}$$

em que y_{dyn} é a resposta dinâmica máxima e y_{stat} é a resposta estática máxima correspondente em qualquer ponto do elemento estrutural devida a um comboio real ou ao Modelo de Carga HSLM.

2.3.2. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DE TRÁFEGO

De acordo com a norma EN 1990 – Anexo A2 (2001), as verificações incluem a aceleração vertical no tabuleiro, a torção no tabuleiro, as deformações vertical e transversal no tabuleiro, os deslocamentos vertical e longitudinal na superfície superior do tabuleiro na sua extremidade e a vibração lateral do tabuleiro.

2.3.2.1. Aceleração vertical no tabuleiro

A EN 1990 – Anexo A2 (2001) define um limite de 3,5 m/s^2 para os valores da aceleração vertical do tabuleiro em vias balastradas e 5 m/s^2 para vias não balastradas. O limite de 5m/s^2 provém, assim, da aplicação de um fator de segurança de 2,0. Estes limites são aplicados para o caso da utilização apenas de uma faixa de carregamento, têm em consideração os modelos de carga HSLM e comboios reais apenas as contribuições dos modos com frequências até 30 Hz ou até 1,5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração do elemento que está sendo analisado, incluindo pelo menos os três primeiros modos, devem ser levados em consideração nas análises efetuadas.

2.3.2.2. Torção do tabuleiro

Este critério tem como objetivo minimizar o risco de descarrilamento, limitando a torção máxima do tabuleiro t, conforme na Figura 2.11. O limite para a torção máxima de uma bitola de 1435 mm medida ao longo de um comprimento de 3 m, encontra-se com os valores limites da torção do tabuleiro descritos no Quadro 2.7. A torção do tabuleiro é obtida considerando os valores caraterísticos dos modelos de cargas estáticas e os modelos de alta-velocidade HSLM (*High Speed Load Model*), em concordância com a EN 1991-2 (2017).

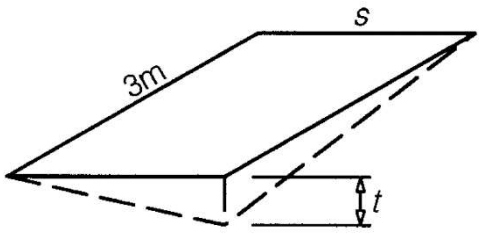


Figura 2.11 – Definição da torção do tabuleiro (EN1990-Anexo 2, 2001).

Quadro 2.7 – Valores limite da torção do tabuleiro (adaptado da EN1990-Anexo 2,2001).

Intervalo de velocidades V (km/h)	Torção máxima t (mm / 3m)
$V \leq 120$	$t \leq 4,5$
$120 \leq V \leq 200$	$t \leq 3,0$
$V > 200$	$t \leq 1,5$

2.3.2.3. Deformação vertical do tabuleiro

A deformação vertical do tabuleiro δ_v deve ser limitada, de acordo com a norma EN1990 – Anexo A2 (2001), ao longo do eixo longitudinal do tabuleiro aos valores característicos dos modelos de carga de tráfego vertical LM71 e SW/0 ou SW/2, como estipulado em EN 1991 – 2 (2017), sendo que para pontes contínuas, ambos os Modelos de Carga LM71 e SW/0 devem ser considerados. Este limite deve ser inferior a L /600, sendo L o vão do tabuleiro, conforme representado na Figura 2.12.

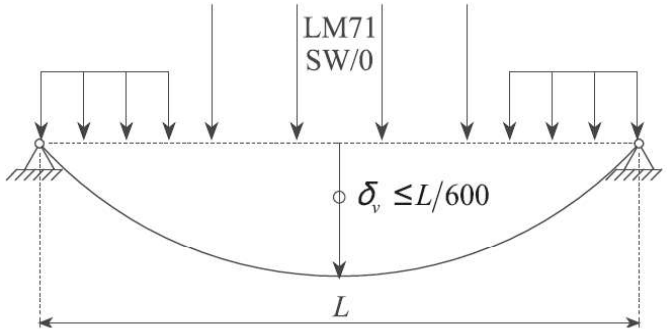


Figura 2.12 – Deformação vertical do tabuleiro δ_v (Montenegro et al., 2021b).

2.3.2.4. Deformação transversal do tabuleiro

A deformação transversal δ_h deve ser limitada, de acordo com a norma EN 1990 – Anexo A2 (2001), para garantir que a variação angular e o raio de curvatura horizontal cumprem os limites definidos no Quadro 2.8. As variações angulares referem-se à rotação transversal θ_h na extremidade do tabuleiro ou às rotações transversais relativas entre dois vãos adjacentes $\theta_{h1} + \theta_{h2}$, conforme representado na Figura 2.13.

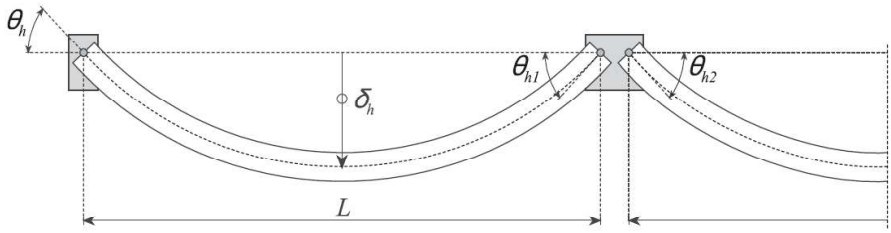


Figura 2.13 – Deformação transversal do tabuleiro, δ_h, e variações angulares (Montenegro et al., 2021b).

Quadro 2.8 – Variação angular máxima e raio de curvatura mínimo (adaptado da EN1991-2, 2017).

Intervalo de velocidade V (km/h)	Variação angular máxima (rad)	Raio mínimo de curvatura (m)	
		Vão único	Múltiplos vãos
$V \leq 120$	0,0035	1700	3500
$120 \leq V \leq 200$	0,0020	6000	9500
$V > 200$	0,0015	14000	17500

2.3.2.5. Vibração lateral do tabuleiro

De acordo com a EN 1990 – Anexo A2 (2001), a frequência natural do primeiro modo de vibração de um vão f_{h0} deve ter um valor mínimo igual a 1.2 Hz.

2.3.2.6. Deslocamento vertical da superfície superior do tabuleiro na extremidade

A EN 1991 – 2 (2017) define um valor máximo para o deslocamento vertical da superfície superior do tabuleiro na sua extremidade δ_V, tal como na Figura 2.14.

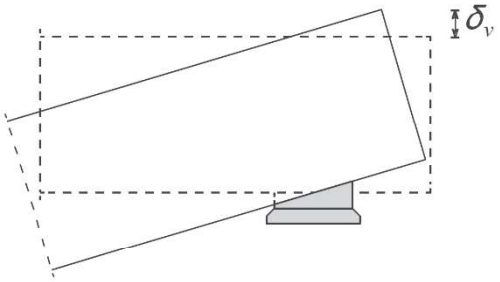


Figura 2.14 - Deslocamento vertical da superfície superior do tabuleiro na extremidade δ_V (Montenegro et al., 2021b).

Este valor é estabelecido devido às ações verticais dos modelos de carga LM71 e SW/0 em função da velocidade V, assim como devido à variação de temperatura. Este requisito é necessário para evitar a instabilidade dos carris, para limitar forças de levantamento nos sistemas de fixação dos carris e para limitar tensões adicionais nos mesmos (Montenegro, 2015). Conforme o caso, e devido ao diferencial de temperatura, não pode exceder os 2 mm em linhas cuja velocidade máxima é superior a 160 km/h, e os 3 mm em linhas cuja velocidade máxima não ultrapassa os 160 km/h.

2.3.2.7. Deslocamento longitudinal da superfície superior do tabuleiro na extremidade

A EN 1991 – 2 (2017) define valores limites para δ_h devido às ações verticais de tráfego, com até duas vias carregadas com o Modelo de Carga LM71 e SW/0, sendo um valor limite para δ_h igual a 8 mm quando se considera o comportamento combinado da estrutura e da via, para o caso de haver apenas um aparelho de dilatação por tabuleiro ou para quando há a ausência deste, e outro valor limite para δ_h sendo igual a 10 mm quando se é desprezado o comportamento combinado da estrutura e da via, tal como na Figura 2.15.

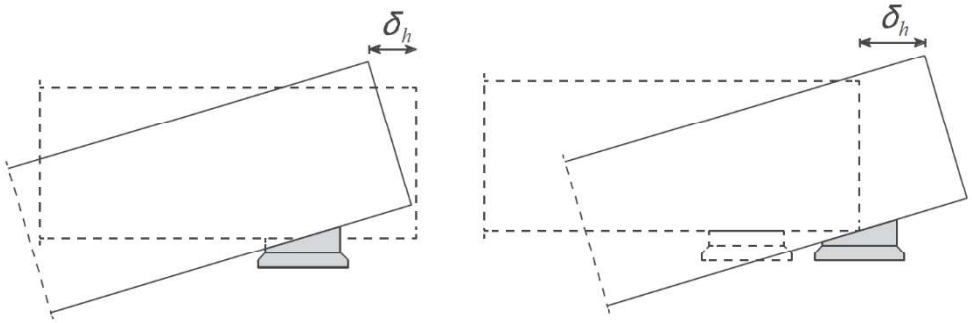


Figura 2.15 - Deslocamento horizontal da superfície superior do tabuleiro na extremidade δ_h (Montenegro et al., 2021b).

2.4 ABORDAGEM EXPLÍCITA PARA O RISCO DE DESCARRILAMENTO

A avaliação da segurança de circulação dos comboios é essencial no transporte ferroviário. Portanto, é importante garantir que os critérios utilizados para avaliar a segurança dos comboios são realistas o suficiente para evitar a ocorrência de descarrilamento. O descarrilamento é o resultado da falta de contacto das rodas com os carris que fornecem a orientação necessária ao comboio. As razões para as rodas saírem dos carris podem ser difíceis de determinar. No entanto, o cenário final de descarrilamento pode resultar na saída das rodas dos carris, alargamento da bitola ou capotamento do carril, fazendo com que as rodas caiam entre os carris (Wu e Wilson, 2006). Assim, qualquer situação que pode reduzir a orientação lateral fornecida pelos carris certamente aumentará o risco de descarrilamento.

De acordo com suas causas, os mecanismos de descarrilamento podem ser classificados nas seguintes categorias: 1) escalada do verdugo da roda; 2) deslocamento do painel da via; 3) alargamento da bitola e 4) descarga da roda. Cada um desses mecanismos de descarrilamento deve ser controlado e evitado usando critérios de segurança apropriados durante o projeto da estrutura. Os critérios baseados no controle das forças de contato roda-carril, ou seja, os critérios Nadal, Weinstock, Prud'homme, descarga de roda e derrube do carril, são apresentados de seguida.

2.4.1. CRITÉRIO DE NADAL

O critério de Nadal criado nos inícios do século XX, define um limite para o rácio entre as forças de contacto lateral Y e vertical Q em cada roda, conforme na figura 2.16.

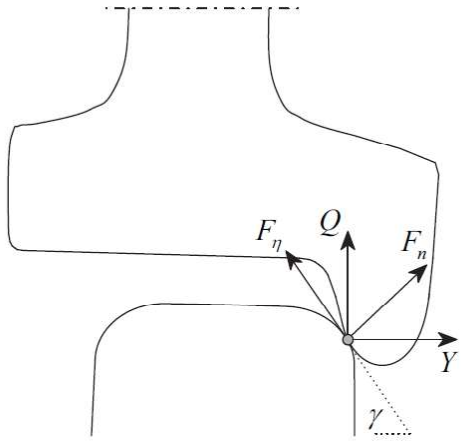


Figura 2.16 - Forças atuantes no ponto de contacto entre a roda e o carril (Montenegro, 2015).

Este rácio Y/Q, denominado de fator de Nadal ζ_N, é obtido a partir do equilibro de forças no ponto de contacto entre a roda e o carril:

$$\zeta_{\mathrm{N}} = \frac{Y}{Q} = \frac{tan\gamma - \frac{F_\eta}{F_n}}{1 + \frac{F_\eta}{F_n} tan\gamma} \tag{2.16}$$

sendo γ o ângulo de contacto entre a roda e o carril, F_n a força de contacto normal e F_η a força de atrito de rolamento lateral. Nadal propôs o critério para a condição de saturação dada por:

$$\zeta_{\mathrm{N}} = \frac{tan\gamma - \mu}{1 + \mu tan\gamma} \tag{2.17}$$

em que μ é o coeficiente de fricção.

Na Europa, de acordo com a TSI, o rácio Y/Q em cada roda do comboio não deve exceder 0,8. Contudo cada país adota um valor dependente do valor do coeficiente de fricção e da inclinação do verdugo da roda.

2.4.2. CRITÉRIO DE WEINSTOCK

O critério de Weinstock, é menos conservativo do que o critério proposto por Nadal, o que não tem apenas em conta efeito do coeficiente de fricção no verdugo da roda, mas também na mesa de rolamento da roda do mesmo eixo. Este critério consiste em avaliar a razão Y/Q de um eixo, para além de se ter em conta relação Y/Q da roda com o verdugo é tido em conta os efeitos da roda oposta.

Enquanto na roda em contacto com o verdugo a razão Y/Q é determinada pelo critério de Nadal, a razão Y/Q da roda oposta é considerada igual ao coeficiente de atrito, já que o ângulo de contacto é reduzido, como se pode verificar na seguinte equação:

$$\zeta_{\mathrm{W}} = \sum_{ws} \frac{Y}{Q} = \frac{tan\gamma_A - \mu_A}{1+\mu_A tan\gamma_A} + \mu_B \tag{2.18}$$

onde ws corresponde ao eixo, e o índice A corresponde à roda em contacto com o verdugo e o índice B corresponde à roda oposta em contacto com a mesa de rolamento, conforme na Figura 2.17.

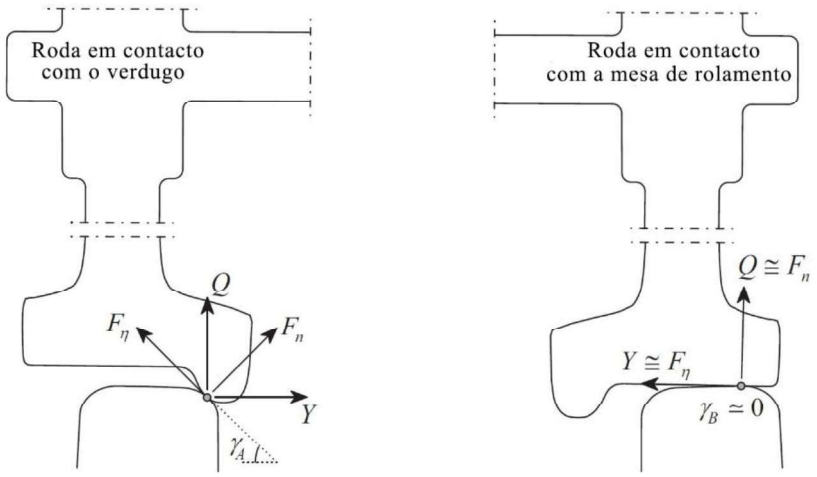


Figura 2.17 - Forças que atuam na roda que percorre o verdugo e roda oposta do mesmo eixo (adaptado de Montenegro 2015).

2.4.3. CRITÉRIO DE PRUD'HOMME

De acordo com os estudos realizados pela Companhia Nacional Francesa, esta sugeriu limitar a força lateral introduzida no eixo para prevenir um deslocamento lateral excessivo do painel da via balastrada. Em seguida, Prud'homme definiu que a força lateral Y exercida por eixo sobre o carril deveria ser limitada ao seguinte valor:

$$\sum_{ws} Y = 10 + \frac{2Q_0}{3}\ [kN] \tag{2.19}$$

em que Q_0 é a carga estática por roda. O critério Prud'homme é adotado na Europa pelo TSI (2002), podendo ser definido pelo fator de Prud'homme ζ_P através da seguinte expressão:

$$\zeta_P = \frac{\sum_{ws} Y\ [kN]}{10+\frac{2Q_0}{3}\ [kN]} \tag{2.20}$$

2.4.4. CRITÉRIO DE DESCARGA

Quando o veículo é submetido a níveis de vibração elevados, aumenta a possibilidade da perda de contacto entre a roda e o carril, elevando à ocorrência de um descarrilamento por descarga da roda. Estas vibrações podem ser verticais ou laterais e, podem ser provocadas por fenómenos como, irregularidades na via, sismos, ventos fortes, entre outros.

Este tipo de descarrilamento originou o critério de descarga da roda, que é definido como o rácio entre a redução da carga vertical ΔQ e a carga estática por roda Q_0, definido pelo fator de descarga ξ_U:

$$\xi_U = \frac{\Delta Q}{Q_0} = \frac{Q_0 - Q}{Q_0} \tag{2.21}$$

em que Q é a carga vertical dinâmica da roda. No limite, cada roda perde o contacto com o carril, quando a carga dinâmica se anula, e $\Delta Q/Q_0$ iguala-se a 1. Contudo, de forma a evitar situações de risco, o limite do rácio $\Delta Q/Q_0$ é sempre menor do que 1 na maioria dos países. De acordo com a norma EN 14067-6 (2010) o valor limite para o critério de descarga adotado é 0,9.

2.4.5. CRITÉRIO DE DERRUBE DO CARRIL

Este critério de descarrilamento, deve-se ao alargamento da bitola que se gera através do derrube do carril, foi estabelecido pela AAR (*Association of American Railroads*). É assumido neste critério que o carril roda sobre a sua base, como é demonstrado na Figura 2.18.

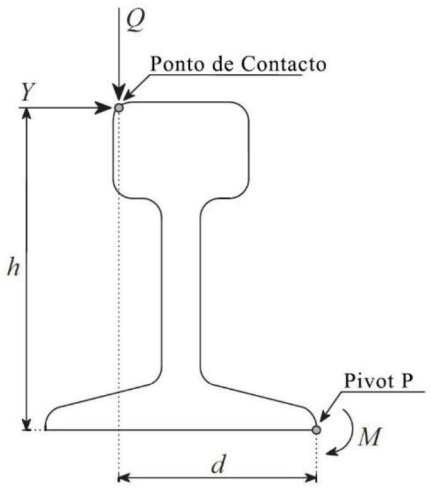


Figura 2.18 - Forças atuantes no critério de derrube do carril (adaptado de Montenegro, 2015).

Antes de o carril começar a rodar, o momento M tende para zero, conduzindo a seguinte equação:

$$\frac{Y}{Q} = \frac{d}{h} \tag{2.22}$$

em que h é a altura do carril e d a distância horizontal entre o ponto pivot e o ponto de contacto. O rácio Y/Q não tem em conta restrições provindas pelos fixadores do carril e a rigidez de torção da secção do carril. Elkins e Carter (1993), chegaram a conclusão que a rigidez à torção do comprimento de carril, entre as rodas mais próximas, acaba por ser relevante, isto é, neste critério incluem-se os efeitos combinados das rodas de cada lado do bogie, como se verifica na seguinte equação:

$$\xi_R = \frac{\sum_{bg\ side} Y}{\sum_{bg\ side} Q} = \frac{d}{h} \tag{2.23}$$

onde ζ_R, o fator de descarrilamento e o índice *bg* refere-se ao bogie. Para secções dos carris comuns nos EUA, o rácio d/h não deve ser superior a 0,6.

2.5. MÉTODOS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE E DO COMBOIO

Nesta secção serão expostas várias metodologias de análise do comportamento dinâmico da estrutura e do comboio. Existem dois tipos de metodologias, a metodologia de cargas móveis, onde o comboio é representado como um conjunto de cargas representativas da carga estática de cada eixo, e as metodologias de interação ponte-comboio, onde o comboio é explicitamente modelado como sendo uma estrutura separada da ponte e que interage com esta ao longo da análise dinâmica.

2.5.1. MÉTODOS DAS CARGAS MÓVEIS

Este método usa uma representação simplificada do comboio como sendo um conjunto de cargas móveis representativas da carga estática de cada eixo devidamente espaçadas de acordo com a geometria do comboio, conforme na Figura 2.19.

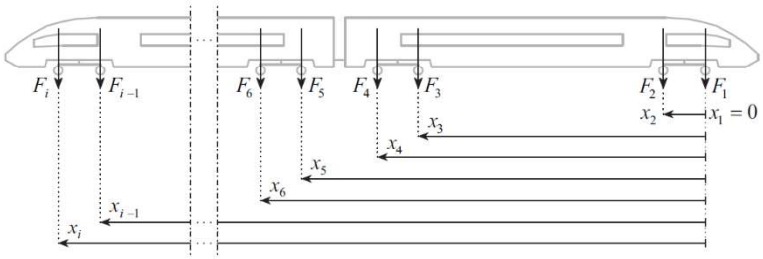


Figura 2.19 – Modelo das cargas móveis (Montenegro, 2015)

Este método possibilita a avaliação da resposta dinâmica da ponte. No entanto, uma vez que o veículo não é explicitamente modelado, a metodologia não permite o estudo da resposta dinâmica do veículo e, consequentemente, a avaliação da segurança de circulação.

A resposta dinâmica pode ser determinada a partir da resolução da equação de equilíbrio dinâmico, utilizando técnicas de integração direta, tal como o método de Newmark, ou através do método da Sobreposição Modal. A equação de equilíbrio dinâmico é expressa da seguinte forma:

$$M\ddot{a} + C\dot{a} + Ka = F_{ext} + F_i \tag{2.24}$$

em que *M, C* e *K* são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respetivamente, a**,** ȧ e ä os vetores deslocamento, velocidade e aceleração, F_{ext} é o vetor de cargas aplicadas exteriormente e F_i o vetor que representa as cargas móveis associadas ao peso estático do veículo que atuam sobre a estrutura.

2.5.2. MÉTODOS DE INTERAÇÃO PONTE-COMBOIO

Nesta secção serão abordadas metodologias que tenham em consideração a interação ponte-comboio, que são caracterizadas pela modelação da ponte e do comboio, permitindo a análise da resposta de ambos os subsistemas.

2.5.2.1. Método iterativo tendo em conta a interação vertical

O método iterativo considera dois subsistemas, o veículo e a estrutura. Este método define um sistema iterativo com base nas equações de equilíbrio das forças que atuam na interface de contacto entre os subsistemas, existindo ainda equações de compatibilidade que relacionam os deslocamentos dos pontos de contacto do veículo com os deslocamentos dos correspondentes pontos de contacto da estrutura.

Os dois subsistemas são modelados como duas estruturas separadas, em que as suas equações de equilíbrio estão desligadas, como se consegue verificar no sistema de equações:

$$\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ 0 & M_V \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{a}_S \\ \ddot{a}_V \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_S & 0 \\ 0 & C_V \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{a}_S \\ \dot{a}_V \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_S & 0 \\ 0 & K_V \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_S \\ a_V \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_S \\ F_V \end{bmatrix} \tag{2.25}$$

onde M, C e K são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respetivamente, a representa o vetor de deslocamento nodais e F o vetor de cargas exteriores. Os índices S e V referem-se à estrutura e ao veículo, respetivamente.

De acordo com a metodologia desenvolvida por Delgado e Santos (1997), cada incremento de tempo requer as seguintes operações a cada iteração i+1:

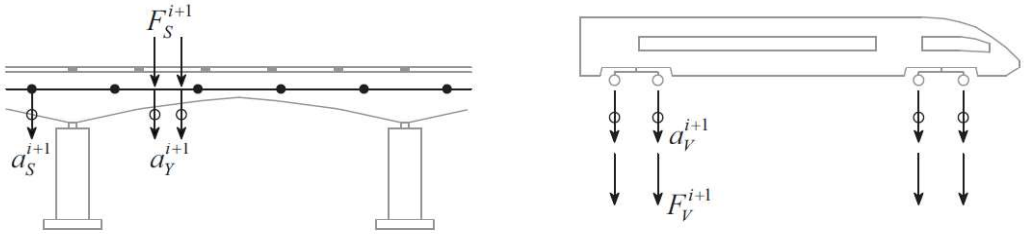


Figura 2.20 - Esquema de representação da interação ponte-comboio (Montenegro, 2015).

a) A estrutura é submetida a ação das cargas móveis correspondente a cada eixo, sendo que existe uma componente estática (F_{sta}) e uma componente dinâmica (F_{dyn}):

$$F_s^{i+1} = F_{sta} + F_{dyn}^{i} \tag{2.26}$$

onde a componente dinâmica calculada previamente, possibilita a resolução do sistema de equações correspondentes à estrutura para obter os deslocamentos nodais da estrutura (a_Y^{i+1}).

b) Existindo compatibilidade entre a estrutura e o comboio é definido que o deslocamento do comboio (a_V^{i+1}) é igual ao deslocamento da estrutura (a_Y^{i+1}), adicionando as irregularidades existentes (r). Solucionando o sistema de equações correspondentes ao comboio são determinadas as forças de reação nos pontos de contacto (F_V^{i+1}), sendo submetidas na estrutura na iteração seguinte.

$$a_V^{i+1} = a_Y^{i+1} + r \tag{2.27}$$

$$F_{dyn}^{i} = F_V^{i+1} \tag{2.28}$$

c) Em cada iteração, existe um critério de convergência que é necessário verificar:

$$\frac{\left\| F_{dyn}^{i+1} - F_{dyn}^{i} \right\|}{\left\| F_{dyn}^{i} \right\|} \begin{cases} se \leq \varepsilon \rightarrow Próximo\ incremento\ de\ tempo \\ se > \varepsilon \rightarrow Próxima\ iteração \end{cases} \tag{2.29}$$

Encontram-se outras metodologias semelhantes desenvolvidas por Yang e Fonder (1996) e por Lei e Noda (2002), no entanto estes métodos estão limitados à avaliação da interação entre o comboio e a estrutura apenas na direção vertical. Enquanto outros autores, como Nguyen, Kim e Warnitchai (2009a, 2009b), desenvolveram métodos iterativos alternativos que têm em consideração a interação lateral.

2.5.2.2. Método direto tendo em conta a interação vertical

Um algoritmo desenvolvido por Neves, Azevedo e Calçada (2012), em que as equações de equilíbrio do veículo e da estrutura se complementam com equações de compatibilidade que relacionam os deslocamentos dos nós de contacto do veículo com os correspondentes deslocamentos nodais da estrutura, sem que seja permitida separação. As irregularidades na interface de contacto podem ser consideradas nas equações de compatibilidade e os dois subsistemas, comboio e estrutura, podem ser modelados com vários tipos de elementos finitos com qualquer grau de complexidade, tal como vigas, mola-amortecedor, cascas e sólidos.

As equações de equilíbrio e as equações de compatibilidade formam um único sistema, com deslocamentos e forças de contacto como incógnitas, que pode ser resolvido de forma direta sem recurso a iterações. O sistema é assim definido pelo seguinte sistema de equações:

$$\begin{bmatrix} \overline{K}_{FF} & \overline{D}_{XF} \\ \overline{H}_{XF} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a^{t+\Delta t} \\ X^{t+\Delta t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \overline{F}_F \\ \overline{r} \end{bmatrix} \tag{2.30}$$

onde $\overline{K}_{FF}$ é a matriz de rigidez efetiva do sistema veiculo-estrutura**,** $\overline{D}_{XF}$ e $\overline{H}_{XF}$ são matrizes de transformação que relacionam, respetivamente, as forças de contacto no sistema de coordenadas local com as forças nodais no sistema de coordenadas global e os deslocamentos nodais da estrutura no sistema de coordenadas global com os deslocamentos dos pontos auxiliares definidos no sistema de coordenadas local. Os vetores $a^{t+\Delta t}$ e $X^{t+\Delta t}$são, respetivamente, os deslocamentos nodais e as forças de contacto, $\overline{F}_F$ é o vetor de cargas exteriores e $\overline{r}$ o vetor correspondente às irregularidades na interface de contacto.

Neves et al. (2021) melhoraram a formulação, possibilitando a separação entre a roda e o carril, desenvolvendo um algoritmo de procura de contacto que deteta, em cada incremento de tempo, se ocorre contacto aplicando as equações de compatibilidade. Como nesta formulação o atrito de rolamento não é tido em conta, as equações de compatibilidade são puramente geométricas e relacionam os deslocamentos do nó de contacto com os deslocamentos do elemento alvo correspondente.

Para problemas de contacto, de origem não-linear, é recorrido ao Método de Newton para solucionar as equações de equilíbrio do sistema ponte-comboio.

2.5.2.3. Método para análise da interação lateral

Os métodos abordados anteriormente apenas são aplicáveis à análise dinâmica ferroviária sob condições normais de operação, estes métodos não consideram cenários extremos, como ventos laterias fortes ou sismos, onde a interação lateral entre o verdugo da roda e o carril podem influenciar de forma muito significativa o comportamento dinâmico do sistema. Para contrariar esta limitação, existe a necessidade de ter em conta a superfície de contacto entre a roda e o carril, o que torna o problema altamente não-linear.

De acordo com Shabana, Zaazaa e Sugiyama (2008), a formulação do problema de contacto entre a roda e o carril pode ser abordado de duas formas distintas. Uma abordagem denominada de formulação de contacto de compatibilidade (Shabana, Berzeri e Sany, 2001), as compatibilidades cinemáticas não-lineares são usadas para impor as condições de contacto, onde a penetração entre a roda e o carril não é permitida. Com esta imposição é possível eliminar um grau de liberdade representativo do movimento relativo entre a roda e o carril e a força de contacto normal é determinada como a força de compatibilidade. A outra abordagem, denominada por formulação de contacto elástico, é adotada por muitos autores, tais como Shabana et al. (2004), Sugiyama e Suda (2009), Zhai, Wang e Cai (2009a),

Du, Xu e Xia (2012) ou Antolín (2013). Nesta abordagem não é eliminado nenhum grau de liberdade, sendo a força de contacto normal definida como uma função da penetração entre a roda e o carril.

Existem ainda outras formulações para determinação do problema de contacto geométrico, ponto de contacto entre a roda e o carril. De acordo com Sugiyama, Araki e Suda (2009), os algoritmos de deteção de ponto de contacto podem ser definidos como contacto *off-line* ou contacto *on-line*.

O modelo de contacto roda-carril seguinte é geralmente dividido nos seguintes três problemas: a) Problema de contacto geométrico; b) Problema de contacto normal e c) Problema de contacto tangencial. Para cada uma destas fases é realizada uma breve descrição de cada uma destas três fases fundamentais dos algoritmos de contacto roda-carril e uma revisão bibliográfica relativa aos trabalhos desenvolvidos nesta área.

a) Problema de contacto geométrico

Procura do contacto *off-line*

A metodologia de procura de contacto *offline* consiste numa análise prévia da geometria das superfícies de forma a armazenar numa tabela pré-calculada as coordenadas do ponto de contacto entre a roda e o carril.

Para realizar uma análise geométrica de contacto é necessário assumir que:

a) Os rodados são corpos rígidos;
b) O contacto entre o carril e a roda ocorrem apenas num ponto de contacto;
c) Não existe separação entre a roda e o carril.

Estas considerações possibilitam a definição do deslocamento vertical relativo (Δz_w) e da rotação relativa ($\Delta\phi_w$) em função do deslocamento lateral relativo entre a roda e o carril (Δy_w). Estas relações permitem a obtenção de informações sobre a localização dos pontos de contacto, o ângulo de contacto e o raio de curvatura.

Foi desenvolvido um modelo de análise geométrica 2D por Antolín et al. (2012), onde a rotação de lacete não é considerada na análise de contacto e o resultado depende apenas do deslocamento lateral relativo (Δy_w), conforme é demonstrado na Figura 2.21 (a).

Antes tinha sido desenvolvido uma análise geométrica 3D por Bozzone, Pennestrì e Salvini (2011), onde são consideradas as três direções principais e o ponto de contacto dependente da rotação relativa de lacete ($\Delta\Psi_w$), como é demonstrado na Figura 2.21 (b). Este método tem a desvantagem de não considerar a penetração entre a roda e o carril, podendo influenciar negativamente no cálculo das forças de contacto.

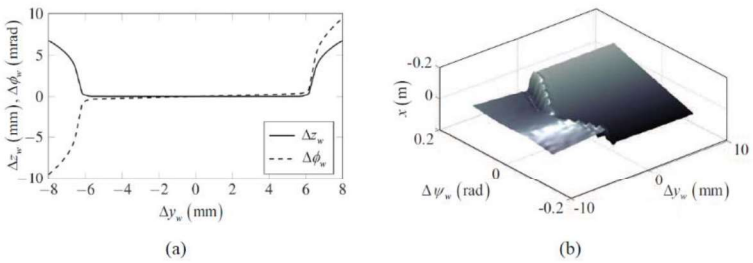


Figura 2.21 - Tabelas de pesqeuisa de contacto: (a) análise 2D (Antolín et al. 2012) e (b) 3D (Bozzone, Pennestrì e Salvini 2011)

Procura do contacto *on-line*

A metodologia de procura de contacto *on-line* consiste na determinação da posição dos pontos de contacto durante a análise dinâmica a cada instante de tempo. Este método tem como principal vantagem o facto de ter em conta a penetração entre a roda e o carril, o que significa uma maior precisão no cálculo das forças normais de contacto. No entanto, existem outras vantagens, tais como a possibilidade de considerar os eixos flexíveis e de detetar múltiplos pontos de contacto.

Esta metodologia apresenta duas abordagens distintas que permitem determinar a localização dos pontos de contacto. Na primeira abordagem é feita uma discretização das superfícies geométricas da roda e do carril num conjunto de pontos, para os quais o ponto de contacto estará associado ao par nodal que leva à máxima penetração, como se verifica na Figura 2.22 (a). Na segunda abordagem, as superfícies de contacto são descritas por funções matemáticas e a posição do ponto de contacto é determinada pela resolução de um conjunto de equações algébricas não-lineares que definem as condições de contacto geométrico baseadas nos vetores normais e tangenciais para as superfícies, como é visível na Figura 2.22 (b).

Esta segunda abordagem é computacionalmente mais eficiente, contudo, se as superfícies de contacto forem côncavas podem ser obtidas múltiplas soluções.

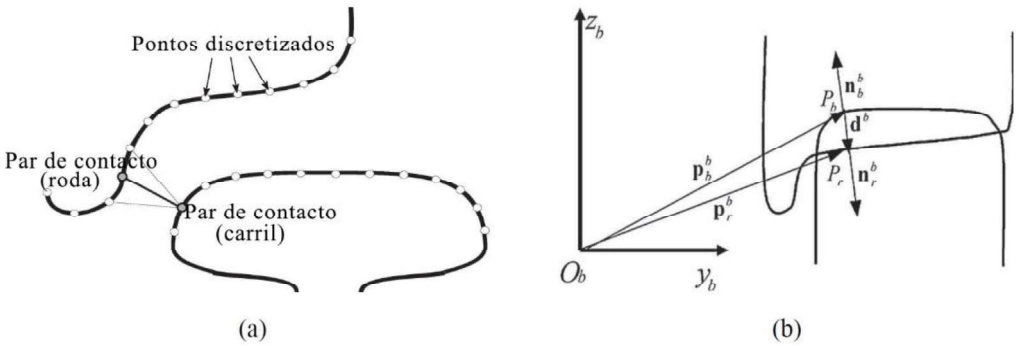


Figura 2.22 - Procura de contacto on-line: (a) através do algoritmo de procura nodal (Adaptado (Shabana et al. 2005)) e (b) através do algoritmo de resolução de equações não-lineares (Falomi, Malvezzi e Meli 2010).

b) Problema de contacto normal

O problema de contacto normal consiste no cálculo da força de contacto normal entre a roda e o carril através da determinação da pressão de contacto que ocorre entre dois corpos se comprimem mutuamente. Existem dois tipos de abordagem para a resolução deste problema: a) Teoria de Hertz, que consideram a área de contacto elíptica e b) Método Multi-Hertziano e Método Não-Hertziano, que consideram a área de contacto não elíptica.

A Teoria de Hertz (Hertz 1882) considera que a área de contacto entre dois corpos é elíptica e a distribuição das pressões assume uma forma semielíptica, os esforços normais são nulos nas extremidades e crescem progressivamente até atingir o seu valor máximo no centro.

A Teoria de Hertz assume pressupostos diferentes daqueles que se verificam no contacto entre a roda e o carril, tais como:

a) Superfícies sem atrito (a solicitação aplicada é meramente normal, ou seja, as superfícies não transmitem trações tangenciais);
b) Superfícies não conformes;
c) Curvatura constante ao longo da área de contacto;
d) Não existência de deformações plásticas;
e) O material de ambos os sólidos de contacto deve ter um comportamento homogéneo, isotrópico e linear elástico (Lei de Hooke);
f) As áreas de contacto devem ser reduzidas quando comparadas com as dimensões de cada um dos sólidos, ou com as dimensões dos raios de curvatura equivalentes.

Na análise de situações como o desgaste da roda e do carril existe necessidade de uma avaliação das tensões locais, sendo essencial a adoção de um modelo rigoroso para o contacto normal. Neste tipo de análise, as curvaturas inconstantes têm um papel fundamental para o cálculo da área de contacto, sendo que em algumas situações ocorre contacto conforme. Como consequência, podem ocorrer múltiplas áreas de contacto que não respeitam os princípios da Teoria de Hertz.

Para contrariar estas limitações da Teoria de Hertz, foram desenvolvidas várias metodologias alternativas, que segundo Piotrowski e Chollet (2005) podem ser divididas em duas categorias:

a) Método Multi-Hertziano: este método é aplicado em cada zona de contacto de forma individual, formando uma área de contacto única com várias elipses;
b) Método Não-Hertziano: este método é assumido uma distribuição dos esforços num formato de semi-elipse apenas na direção do movimento.

A diferença entre as áreas de contacto nos dois métodos é demonstrada na Figura 2.23:

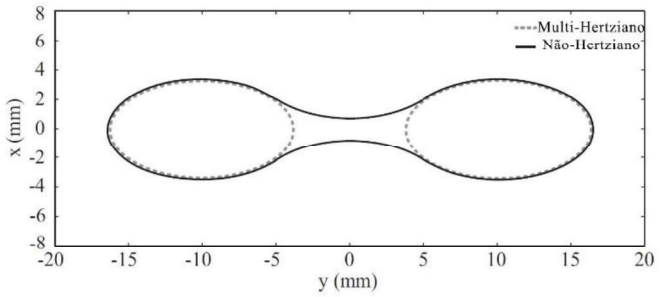


Figura 2.23 - Área de contacto baseado no Método Multi-Hertziano e no Método Não-Hertziano (adaptado (Quost et al. 2006)).

c) Problema de contacto tangencial

O problema de contacto tangencial ocorre devido ao fenómeno de atrito de rolamento que consiste no deslizamento aparente entre dois corpos originado pela diferença entre as suas deformações tangenciais. Quando dois corpos estão em compressão um contra o outro, um desliza sobre o outro, o que origina zonas de adesão e deslizamento, na área de contacto. O atrito de rolamento é essencial para determinar as forças tangenciais que são desenvolvidas na área de contacto, denominadas forças de atrito de rolamento.

Ao longo de vários anos, foram desenvolvidas várias teorias simplificadas que têm em consideração as forças de atrito de rolamento, essas teorias foram utilizadas em várias simulações, contribuindo para o estudo das análises dinâmicas na ferrovia.

Foi desenvolvido uma teoria exata por Kalker (Kalker 1979), que permite solucionar o problema de contacto com elevada precisão, no entanto exige um elevado poder computacional. Para contrariar esta limitação, Kalker desenvolveu um algoritmo que utiliza uma série de tabelas com valores pré-calculados de forças de contacto tangenciais denominado USETAB (Kalker,1996). Durante a análise dinâmica é tido em conta as velocidades relativas entre a roda e o carril, através de simples interpolações é possível obter as forças de atrito de rolamento que se desenvolvem na interface de contacto.

Elaborou-se um modelo heurístico de forças de atrito de rolamento por Shen, Hedrick e Elkins (1983), de natureza não-linear, com base nas forças de atrito de rolamento determinadas pela teoria exata de Kalker nas quais é aplicado um coeficiente de redução apoiado na lei de saturação das forças de atrito de rolamento não-linear, de Johnson e Vermeulen.

E ainda, Polach (1999) desenvolveu um método, que tal como o livro de tabelas de Kalker (Kalker 1996), implementado no código USETAB, permite ultrapassar as limitações do método criado por Shen, Hedrick e Elkins (1983). Apesar das simplificações adotadas na formulação do método de Polach, o efeito de velocidade angular relativa entre a roda e o carril ao nível do ponto de contacto é tido em consideração e os valores dos resultados obtidos são muito semelhantes aos valores obtidos pela teoria exata.

3
METODOLOGIA DE ANÁLISE

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo é apresentada a metodologia de análise dinâmica com interação ponte-comboio desenvolvida por Montenegro et al. (2015b) de forma a avaliar a segurança de circulação do veículo ferroviário sobre pontes. Para obter as forças de contacto geradas na superfície de contacto entre a roda e o carril é exposto o modelo de contacto roda-carril e são abordados os problemas de contacto geométrico, normal e tangencial. Em seguida, é apresentado o método de acoplamento do veículo e da estrutura denominado como método direto (Neves et al., 2012; Neves et al., 2014). A presente formulação é desenvolvida em MATLAB (2018), enquanto o veículo e a estrutura são modelados em ANSYS (2019), sendo posteriormente importadas as respetivas matrizes de rigidez, amortecimento e massa. Por fim, é abordada a metodologia de avaliação de segurança de circulação adotada na presente dissertação.

3.2 METODOLOGIA DE ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

De acordo com os métodos existentes para avaliar a interação ponte-comboio, as forças normais e tangenciais de contacto são consideradas como forças externas. No entanto, é geralmente mais eficiente utilizar a formulação de elementos finitos com base nas leis de contacto para as direções normal e tangencial. O elemento de contacto nó-segmento que tem em consideração o comportamento da superfície de contacto é apresentado na Figura 3.1:

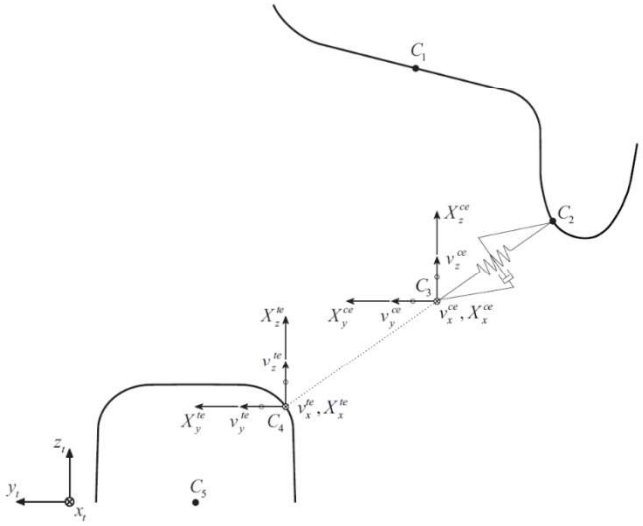


Figura 3.1 – Elemento de contacto nó-segmento (Montenegro, 2015).

Na Figura 3.1 são representadas as forças *X* que atuam na superfície de contacto e os deslocamentos *v* do ponto de contacto, definidos em relação ao sistema de coordenadas local do elemento alvo (x_t, y_t, z_t). As letras *ce* e *te* significam elemento de contacto e elemento alvo, respetivamente. O eixo x_t tem a direção longitudinal do elemento alvo, o eixo y_t é paralelo ao plano traçado e o eixo z_t completa o sistema da mão direita. *C1* é um ponto nodal do veículo e o ponto piloto da superfície rígida da roda, *C5* representa um ponto auxiliar interno de um elemento alvo da estrutura e ao ponto piloto da superfície rígida do carril. Os movimentos das superfícies rígidas da roda e do carril são controlados pelos graus de liberdade do nó piloto correspondente. *C2* e *C4* são pontos auxiliares pertencentes às superfícies rígidas da roda e do carril, respetivamente. Quando ocorre contacto, o elemento de contacto nó-segmento adiciona o nó interno *C3* e o elemento finito de conexão entre o ponto *C2* e o nó *C3* tendo em conta o comportamento de contacto nas direções normal e tangencial.

Quando ocorre contacto, o nó *C3* e o ponto auxiliar *C4* coincidem. As equações de compatibilidade que relacionam os deslocamentos destes pontos são impostas utilizando o método direto proposto por Neves et al. (2014). No elemento de contacto não são transmitidos momentos na superfície de contacto, as equações de compatibilidade apenas consideram os deslocamentos de translação. Os movimentos relativos entre a roda e o carril são considerados através do elemento finito que estabelece a ligação do ponto *C2* e do ponto *C3*. As irregularidades presentes na superfície de contacto podem ser consideradas nas equações de compatibilidade para as direções vertical e lateral (Montenegro, 2015).

3.2.1 PROBLEMA DE CONTACTO GEOMÉTRICO

O problema de contacto geométrico pretende calcular a posição dos pontos de contacto entre a roda e o carril com o objetivo de determinar as forças de contacto. A localização dos pontos de contacto é determinante para o comportamento do veículo ferroviário, pelo que para a sua determinação foram desenvolvidos dois algoritmos por Montenegro (2015), um para as regiões convexas (mesa de rolamento ou verdugo) e outro para as regiões côncavas (transição entre o verdugo e a mesa de rolamento), conforme ilustrado na Figura 3.2.



Figura 3.2 – Ponto de contacto entre a roda e o carril: (a) contacto na região convexa e (b) contacto na região côncava (adaptado de Montenegro, 2015).

O algoritmo que determina os pontos de contacto em regiões côncavas, consegue também determinar os pontos de contacto em regiões convexas, contudo exige um maior esforço computacional sendo menos eficiente para resolver o problema de contacto geométrico. Portanto, o algoritmo de contacto na região côncava é utilizado apenas quando não é determinada uma solução única no algoritmo de contacto na região convexa.

3.2.1.1 Algoritmo de procura de pontos de contacto em regiões convexas

A determinação dos pontos de contacto entre a roda e o carril nas regiões convexas é obtida por duas equações não-lineares. A primeira equação garante que o vetor tangente ao carril é perpendicular ao vetor que define a posição relativa do ponto da roda em relação ao ponto do carril, e a segunda equação garante que o vetor normal ao carril é perpendicular ao vetor tangente à roda, conforme na Figura 3.3. O sistema de equações não-lineares é definido por:

$$\begin{cases} t_{r,y}^{t} \,.\, d_{wr}^{t} = 0 \\ t_{w,y}^{t} \,.\, n_{r}^{t} = 0 \end{cases} \tag{3.1}$$

em que $t_{r,y}^{t}$ representa o vetor tangente à superfície do carril no ponto de contacto, d_{wr}^{t} é o vetor que define a posição relativa do ponto da roda em relação ao ponto do carril, $t_{w,y}^{t}$ representa o vetor tangente à superfície da roda no ponto de contacto e n_{r}^{t} representa o vetor normal à superfície do carril no ponto de contacto.

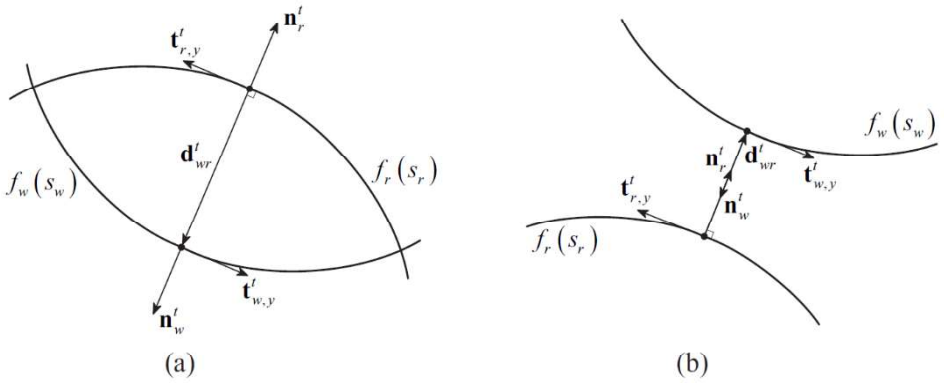


Figura 3.3 – Potencial ponto de contacto entre duas superfícies: (a) em contacto e (b) sem contacto (Montenegro, 2015).

Com o objetivo de resolver as equações não-lineares é utilizada uma função interna do MATLAB, baseada num esquema iterativo pelo método de Newton com o auxílio de uma técnica de região de confiança para aperfeiçoar o algoritmo (Montenegro, 2015).

Como a identificação do ponto de contacto é um problema não-linear, é necessário atribuir uma solução estimada para iniciar o processo iterativo. Na maioria dos casos, para reduzir o número de iterações, a solução obtida na iteração anterior é utilizada como dado para resolver a seguinte iteração. No entanto, se ocorrer contacto no verdugo, a posição do ponto de contacto sofre um salto abrupto da mesa de rolamento para o verdugo, o que resulta numa inapropriada solução obtida na iteração anterior para a próxima iteração.

3.2.1.2 Algoritmo de procura de pontos de contacto em regiões côncavas

Este algoritmo deteta os pontos de contacto em regiões onde o algoritmo de contacto na região convexa não consegue obter uma solução única. Ao contrário do algoritmo de contacto na região convexa, a precisão deste algoritmo depende do nível de discretização dos perfis, embora este algoritmo determine a localização dos pontos de contacto nas regiões convexas, a exigência de um elevado esforço computacional torna a solução menos eficiente. Portanto o algoritmo de contacto na região côncava é apenas utilizado quando o algoritmo de contacto na região convexa não encontra apenas uma solução única. Neste algoritmo, as superfícies da roda e do carril são discretizadas em vários pontos, através da interpolação das funções de perfil (Montenegro, 2015). A análise de um potencial contacto entre as duas superfícies consiste em determinar se algum desses pontos se encontra dentro da superfície oposta, formando um volume de interseção, como ilustrado na Figura 3.4.

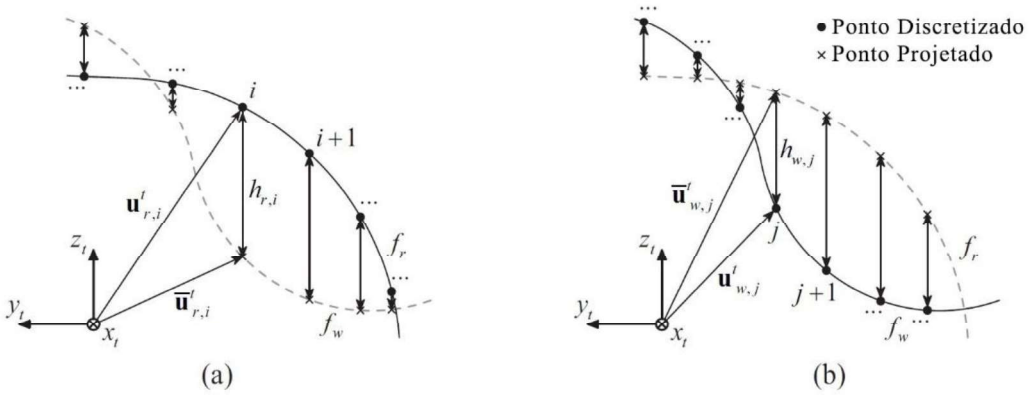


Figura 3.4 – Volume de interseção: (a) projeção dos pontos do carril e (b) projeção dos pontos da roda (adaptado de Montenegro, 2015).

Caso não existam pontos que pertençam ao volume de interseção, a roda e o carril não estão em contacto e o potencial ponto de contacto é descartado das seguintes análises. Em alternativa, quando é detetado contacto, cada ponto de uma das superfícies pertencentes ao volume de interseção tem um potencial par de contacto na outra superfície, conforme ilustrado na Figura 3.5.

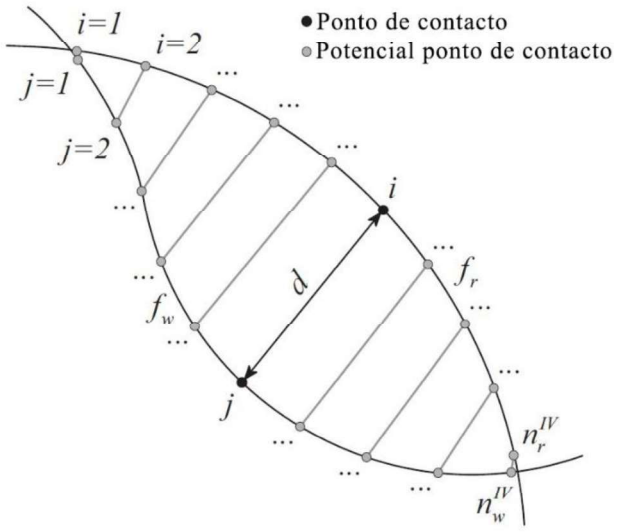


Figura 3.5 - Seleção do par de contacto (adaptado de Montenegro, 2015).

3.2.2 PROBLEMA DE CONTACTO NORMAL

No momento de compressão de dois corpos não-conformes um contra o outro, os corpos deformam-se numa zona próxima do ponto onde ocorreu o primeiro contacto, criando uma área de contacto pequena comparada com as dimensões dos dois corpos e os raios de curvatura das superfícies, conforme na Figura 3.6.

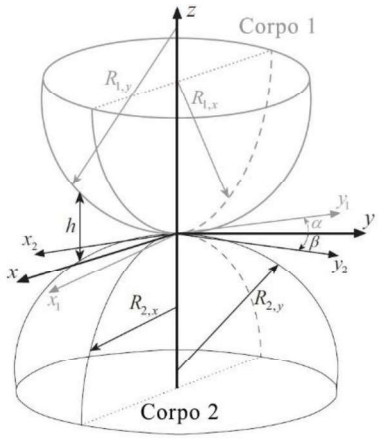


Figura 3.6 – Dois corpos em contacto e as suas respetivas direções principais e os raios de curvatura (adaptado de Montenegro, 2015).

Em alternativa, se os corpos se encaixarem na região de contacto, é gerado um contacto conforme, isto é, o contacto entre esses corpos não é apenas num ponto. Contudo, neste estudo, o problema de contacto normal é baseado na teoria não-linear de Hertz (Hertz, 1882), não contemplando assim uma resolução exata do contacto conforme.

De acordo com esta teoria, a área de contacto entre dois pontos que estejam em contacto tem a forma de uma elipse e a distribuição de pressões tem uma forma semielíptica, com tensões nulas nas superfícies da área de contacto e tensões máximas no centro. Esta teoria apresenta as seguintes condições:

a) As superfícies dos corpos são contínuas e não conformes;
b) As superfícies não têm atrito;
c) As curvaturas longitudinal e lateral dos corpos são constantes ao longo da área de contacto;
d) Os corpos em contacto são elásticos, não ocorrem deformações plásticas na área de contacto;
e) As tensões causadas pela força de contacto dissipam ao longo da distância à área de contacto;
f) Os corpos em contacto devem ter um comportamento homogéneo, isotrópico e linear elástico.

No problema de contacto entre a roda e o carril, nem todos as condições da teoria não-linear de Hertz se verificam. As superfícies em contacto não são totalmente isentas de atrito, podem estar a contactar de forma conforme, podem ter curvaturas variáveis e podem ocorrer deformações plásticas na área de contacto. No entanto, na maioria das aplicações ferroviárias, a teoria de Hertz é suficientemente adequada para o cálculo das forças durante uma análise dinâmica (Andersson et al., 1999).

A Teoria Não Linear de Hertz é adotada para o modelo de contacto entre a roda e o carril e é pressuposto que a distribuição de pressão é definida com uma função semi-elipsoidal (Hertz, 1882; Johnson, 1985; Shabana et al., 2008).

A força de contacto normal F_n entre a roda e o carril com base na teoria de Hertz é determinada pela seguinte expressão:

$$F_n = K_h \cdot d^{\frac{3}{2}} \tag{3.2}$$

em que d é a penetração entre dois corpos em contacto e K_h é o coeficiente generalizado de rigidez dado por Goldsmith (1960), que depende das propriedades do material dos corpos e é expresso da seguinte forma:

$$K_n = \frac{2}{3} \cdot \frac{C_h}{\left(\frac{1-\nu}{\pi E}\right)\sqrt{A+B}} \tag{3.3}$$

em que C_h é a constante de Hertz e as constantes A e B dependem da curvatura das superfícies no ponto de contacto.

3.2.3 PROBLEMA DE CONTACTO TANGENCIAL

Se dois corpos são comprimidos um contra o outro e rolam um sobre o outro, em alguns pontos da área de contacto ocorre deslize, enquanto noutros ocorre adesão, conforme ilustrado na Figura 3.7.

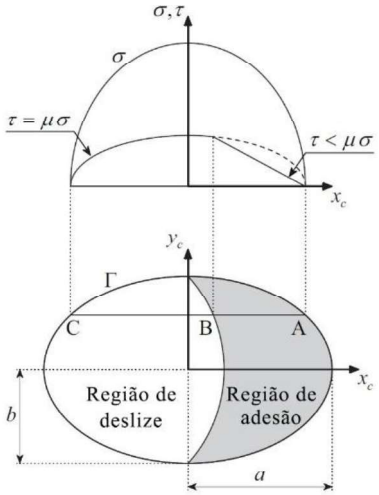


Figura 3.7 - Distribuição das tensões normais e tangenciais dentro da área de contacto (adaptado de Montenegro, 2015).

A diferença entre as deformações tangenciais dos dois corpos na área de adesão, origina um determinado deslizamento aparente, denominado de atrito de rolamento. O atrito de rolamento, que depende das velocidades relativas dos dois corpos no ponto de contacto, é crucial para determinar as forças tangenciais que se desenvolvem nessa área de contacto, designadas forças de atrito de rolamento. Este atrito de rolamento consiste numa combinação de um comportamento elástico com atrito, onde dois corpos elásticos rodam um sobre o outro e partilham uma área onde ambos deslizam e aderem em simultâneo (Carter, 1926).

O código computacional USETAB baseado no Livro de Tabelas de Kalker (Kalker, 1996) foi adotado para a determinação das forças de contacto tangenciais durante a análise da interação veículo-estrutura. O Livro de Tabelas de Kalker consiste numa série de tabelas pré-calculadas, em que estão armazenados os vários valores de forças de atrito de rolamento (forças tangenciais) para serem posteriormente interpolados durante a análise dinâmica em função das velocidades relativas entre a roda e o carril ao nível do ponto de contacto e dos semieixos da elipse de contacto.

As tabelas utilizam um formato eficaz, que explora todas as eventuais simetrias entre as forças de contacto de atrito de rolamento e as velocidades relativas entre a roda e o carril na interface de contacto (Kalker, 1967). Os valores da tabela são normalizados e calculados segundo as seguintes condições:

a) O módulo de distorção combinado da roda e do carril G é igual a 1;
b) O limite de fricção de Coloumb dado por μF_n é igual a 1;
c) A raiz quadrada do produto dos semieixos da elipse $\sqrt{ab}$ é igual a 1.

Os dados de entrada do algoritmo são o rácio dos semieixos da elipse de contacto e as velocidades relativas entre a roda e o carril na interface de contacto. Os dados de saída do algoritmo são as forças tangenciais normalizadas na direção longitudinal F'_ξ, na direção lateral F'_η e o momento M'_ϕ. Os valores das forças de atrito de rolamento obtidos por interpolação linear durante a análise dinâmica, podem ser calculados através das seguintes equações:

$$F_\xi = F'_\xi \cdot \mu \cdot F_n \tag{3.4}$$

$$F_\eta = F'_\eta \cdot \mu \cdot F_n \tag{3.5}$$

em que μF_n é o limite de atrito de Coulomb, sendo μ é o coeficiente de atrito e F_n é a força de contacto normal.

Para que não ocorram extrapolações incorretas considera-se um limite superior para a tabela. De acordo com Kalker (1996), as interpolações lineares com os rácios dos semieixos próximos de zero ou de infinito devem ser evitadas, uma vez que os coeficientes de deslizamento são singulares nesses casos. Portanto, as relações entre semieixos da elipse de contacto devem estar compreendidas entre os limites 10^{-3} e 10^3, e para deslizamentos normais o limite superior é 10^3.

3.2.4 ACOPLAMENTO DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

Neves et al. (2012) desenvolveu um algoritmo denominado como método direto, em que as equações de equilíbrio entre o comboio e a ponte são complementadas com equações de compatibilidade, que relacionam os deslocamentos nos pontos de contacto do veículo com os respetivos deslocamentos dos nós da estrutura, sem que eles se possam separar. Estas equações formam um sistema de equações, que se pode resolver de forma direta, tendo como incógnitas, os deslocamentos e as forças de contacto. Dada a origem não linear deste fenómeno, uma formulação incremental baseada no processo iterativo do método de Newton foi adicionada à formulação.

O sistema de equações formulado é expresso da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} \overline{K} & \overline{D} \\ \overline{H} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta a_F^{i+1} \\ \Delta X^{i+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \psi(a^{t+\Delta t,i}, X^{t+\Delta t,i} \\ \overline{r} \end{bmatrix} \tag{3.6}$$

em que $\overline{K}$ é a matriz rigidez efetiva do sistema veículo-estrutura, $\overline{D}$ é a matriz que relaciona as forças de contacto, definidas em relação ao respetivo sistema de coordenadas do elemento alvo, com as forças nodais definidas no sistema de coordenadas global, $\overline{H}$ é a matriz transformação que relaciona os deslocamentos nodais dos elementos-alvo, definidos no sistema de coordenadas global, com os deslocamentos dos pontos auxiliares definidos no sistema de coordenadas do elemento-alvo, Ψ é o vetor de forças residuais, que depende dos deslocamentos nodais a e das forças de contacto X e $\overline{r}$ é o vetor representativo das irregularidades que podem existir na superfície de contacto. A nomenclatura $t+\Delta t$ representa o intervalo de tempo, enquanto i e $i+1$ indicam a iteração de Newton anterior e atual, respetivamente (Montenegro, 2015).

3.3 METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA DE CIRCULAÇÃO

Os regulamentos atuais relacionam a segurança de circulação dos comboios com os indicadores indiretos baseados na resposta da estrutura, como a aceleração, a deformação, a torção, a vibração e os deslocamentos. Esses indicadores, geralmente de fácil obtenção por meio de análises estáticas ou dinâmicas simples, não consideram outra fonte de excitação para além das cargas de tráfego (Montenegro et al., 2022a).

O critério da aceleração vertical definido na EN 1990-Anexo A2 (2001) estabelece um valor máximo para a aceleração vertical do tabuleiro que difere com o tipo de via, para vias balastradas corresponde a 3,5m/s^2, enquanto para vias não-balastradas corresponde a 5m/s^2. Como os critérios normativos, não têm em conta a avaliação local do comportamento roda-carril (interface onde se desencadeia o descarrilamento), a avaliação do descarrilamento deve ser feita com análises dinâmicas ponte-comboio através da avaliação dos critérios de descarrilamento. Os limites para os critérios de descarrilamentos são estipulados por diferentes entidades de acordo com a região. Na europa o critério de Nadal é limitado para o valor de 0,8 (TSI, 2002) e o critério de Descarga é limitado para o valor de 0,9 (EN 14067-6, 2016), estes critérios são aplicados para vias não-balastradas.

Portanto, a avaliação da segurança de circulação sobre pontes tendo em conta o efeito provocado pelas irregularidades da via deve ser efetuada com recurso a análises dinâmicas de interação ponte-comboio, onde são obtidas as forças de contacto entre a roda e o carril para calcular os valores dos critérios de descarrilamento, possibilitando a avaliação do risco de descarrilamento. As acelerações verticais a meio vão da ponte são obtidas para comparar com os critérios de descarrilamento.

A metodologia é realizada para uma série de velocidades de forma a tentar correlacionar possíveis fenómenos ressonantes da ponte com os critérios de descarrilamento de Nadal e Descarga. A Figura 3.8 ilustra a estrutura da metodologia adotada neste trabalho de avaliação de segurança de circulação de comboios sobre pontes devido às irregularidades da via através de uma análise dinâmica de interação ponte-comboio, que se encontra dividida em sete etapas que são descritas em seguida:

a) Desenvolvimento de modelos numéricos: o modelo numérico do veículo ferroviário e do sistema via-ponte são desenvolvidos em ANSYS (2018) com elementos finitos.

b) Definição das irregularidades: os perfis de irregularidades da via, que são incorporados no sistema de equações, foram artificialmente gerados de acordo com o procedimento descrito por Claus e Schiehlen (1998), o perfil de irregularidade é dado por:

$$r_i(x) = \sqrt{2}\sum_{n=0}^{N-1} A_n \cos\left(\Omega_n x + \varphi_n\right) \tag{3.7}$$

onde φ_n são os ângulos de fase aleatórios uniformemente distribuídos entre 0 e 2π, Ω_n são uma série de N frequências espaciais discretas definidas no intervalo $[\Omega_0, \Omega_{up}]$ com incrementos $\Delta\Omega$, em que Ω_0 e Ω_{up} são as frequências mínimas e máximas consideradas, x é a distância longitudinal e A_n são os fatores que dependem da densidade espetral de potência (PSD) funções S de cada tipo de irregularidade e nos fatores de escala descritos em detalhe em Claus e Schiehlen (1998).

c) Importação de dados: as matrizes estruturais dos modelos numéricos, as irregularidades que se encontram na via e o comboio são importados para o código em MATLAB (2018) antes de executar a análise dinâmica de interação ponte-comboio.

d) Realização da análise dinâmica de interação ponte-comboio: a ferramenta VSI ("Vehicle Structure Interaction") acopla o comboio e o sistema via-ponte e adiciona as irregularidades ao sistema de forma que o pico de amplitude lateral da irregularidade gerada ocorra a meio da ponte, de modo a garantir que na zona onde ocorre maior vibração da ponte se aplique também o efeito que pode provocar maior força lateral de contacto, criando a situação teoricamente mais desfavorável (descarga provocada pela ressonância da ponte e maior força lateral que leva a um maior valor do critério de Nadal).

e) Cálculo das forças de contato roda-carril: após realizar a análise dinâmica são obtidas as forças de contacto de cada roda devido aos movimentos vertical e lateral.

f) Aplicação dos filtros: antes de proceder ao cálculo dos critérios de descarrilamento, o código EN 14363 (2016) estipula a aplicação de filtros nas forças de contato roda-carril.

Quadro 3.1 – Filtros dos critérios de descarrilamento

Critério	Tipo de Filtro	Referência
Nadal	Filtro passa-baixo com uma frequência de corte de 20 Hz usando um filtro de 4ª ordem após a execução uma média deslizante com base em um tamanho de janela de 2,0 m	EN 14363 (2016)
Descarga	Filtro passa-baixo com uma frequência de corte de 20 Hz usando um filtro de 4ª ordem	EN 14363 (2016)

g) Cálculo dos critérios de descarrilamento: definição do intervalo de tempo sobre a ponte para verificar a segurança de circulação identificando os cenários mais prejudiciais. Estes critérios, que dependem das forças de contacto obtidas da interação roda-carril, são usados para avaliar os mecanismos de descarrilamento que podem ocorrer durante a circulação sobre a ponte, especialmente na presença de irregularidades.

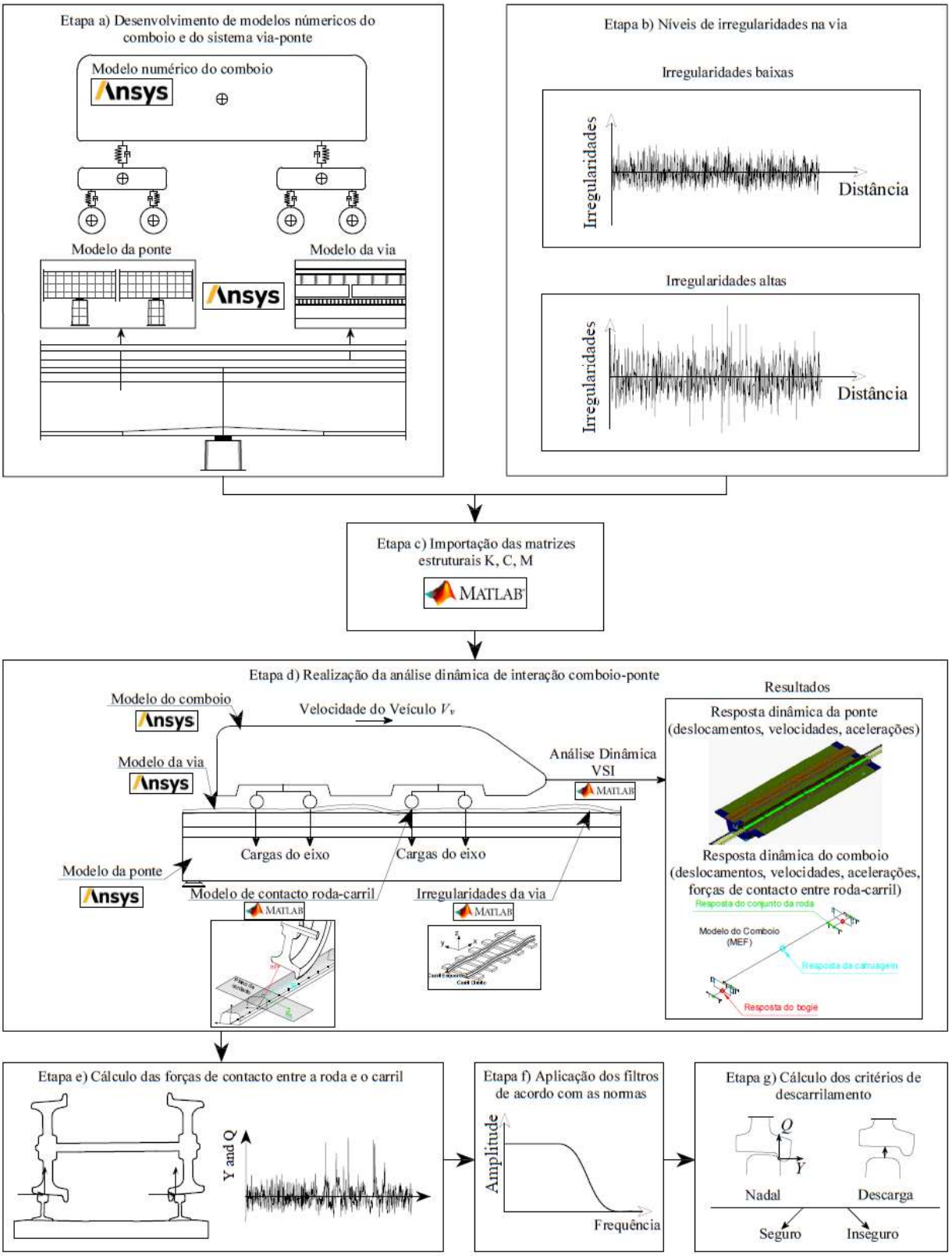


Figura 3.8 – Metodologia de avaliação de segurança de circulação de comboios sobre pontes com irregularidades na via utilizando a análise dinâmica de interação ponte-comboio

4
CASOS DE ESTUDO

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As duas pontes usadas para avaliação de segurança de circulação neste trabalho foram alvo de estudos realizados no âmbito do projeto europeu In2Track3. No presente trabalho foram modeladas duas pontes com via não balastrada e quatro variantes do comboio Siemens Velaro AVE-S103, de forma a simular-se a passagem do comboio sobre a ponte através de uma metodologia de interação ponte-comboio de modo a avaliar o risco de descarrilamento.
As acelerações verticais a meio vão da ponte são calculadas para avaliar a segurança de circulação do comboio através da resposta da estrutura, conforme indicado na norma Europeia EN1991-2 (2017). Este critério é depois comparado com os resultados obtidos numa avaliação explicita da segurança de circulação através de critérios de descarrilamento relacionados com as forças de interação roda-carril.
Para uma sensibilidade em relação aos dados obtidos do presente estudo é observado em estudos passados que os critérios de segurança normalmente usados são muito conservativos, levando à deteção da possibilidade de descarrilamento em situações em que o veículo está muito longe de descarrilar (Arvidsson et al., 2019).

No que diz respeito à estruturação do presente capítulo, na secção 4.2 são descritas as pontes em estudo, bem como os seus respetivos modelos, enquanto a secção 4.3 apresenta as características mecânicas e geométricas do comboio e respetivo modelo numérico. Em seguida, na secção 4.4 expõem-se os resultados das acelerações a meio vão da ponte e as forças de contacto geradas da interface roda-carril, onde são calculados os critérios de descarrilamento, relativos as diferentes pontes e variantes do comboio, através das análises dinâmicas de interação ponte-comboio em MATLAB®, dos modelos numéricos desenvolvidos em ANSYS®.

4.2 PONTES EM VIAS FERROVIÁRIAS DE ALTA-VELOCIDADE

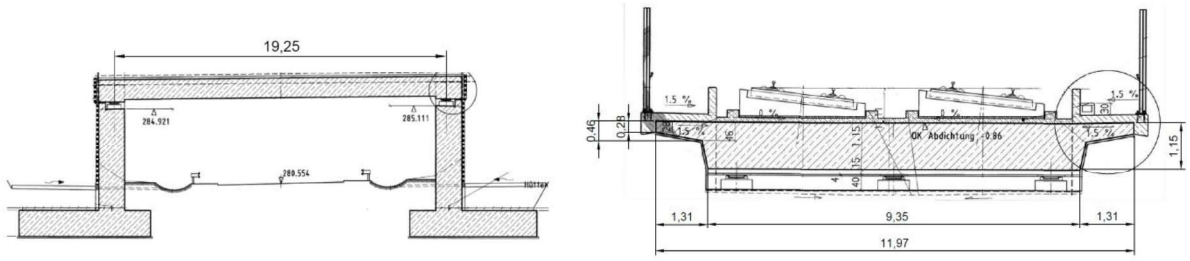
As pontes estudadas neste trabalho caracterizam-se por ser de pequeno vão, o que proporciona uma maior suscetibilidade de ocorrência dos efeitos da ressonância. A ressonância ocorre quando a frequência natural da ponte iguala à frequência natural da passagem do comboio. A seleção destas pontes, deve-se ao facto de possuírem frequências de vibração distintas o que permite a avaliação do comportamento ressonante das pontes em diferentes velocidades de circulação.

Os modelos numéricos das pontes com via não balastrada foram desenvolvidos pelo grupo de investigação do projeto Europeu In2Track3.

4.2.1 PONTE TBW 12753

4.2.1.1 Descrição

A Ponte TBW 12753 é uma ponte com duas vias, localizada na Alemanha na linha de alta velocidade Köln–Rhein/Main, formada por um vão de 19,25m. O tabuleiro é em laje de betão armado maciça, cuja largura e altura da secção transversal é de 11,97m e 1,15m, respetivamente, conforme ilustrado na Figura 4.1



(a) (b)

Figura 4.1 – Ponte TBW 12753: (a) Alçado e (b) Secção Transversal.

4.2.1.2 Modelo Numérico

A modelação da ponte foi feita através do programa de cálculo de elementos finitos ANSYS®, com recurso à linguagem APDL (Ansys Parametric Design Language). Esta linguagem permite a modelação dos elementos da ponte através do Método dos Elementos Finitos (FEM) a partir de instruções armazenadas em um código, não se fazendo necessária a utilização da interface gráfica do programa.

A ligação entre os apoios e o tabuleiro, bem como a ligação entre o tabuleiro e a via, é realizado por elementos de estrutura rígida para simular as distâncias entre os centros de gravidade dos elementos de apoio, do tabuleiro e dos elementos da via, conforme a Figura 4.2. O tabuleiro é modelado como elemento de viga e os elementos de apoio são modelados como elementos de mola. Mais adiante será explicado em detalhe o modelo numérico da via.

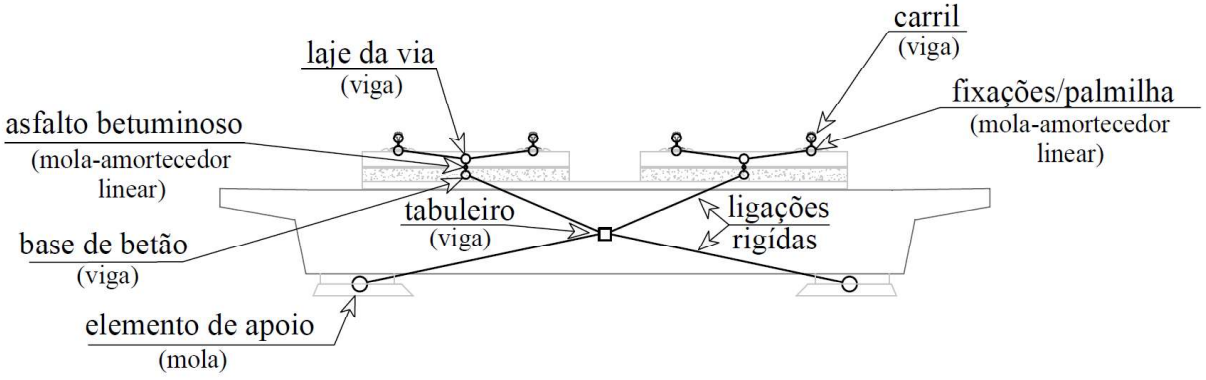
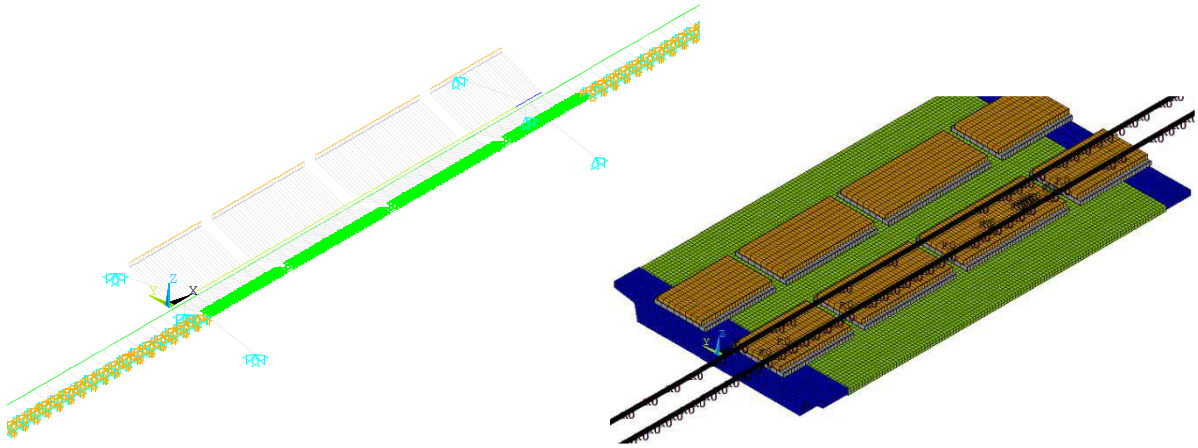


Figura 4.2 – Representação do modelo numérico da ponte TBW 12753.

É dada bastante importância à modelação da via, uma vez que pode influenciar fortemente o comportamento do veículo. Esta é uma das vantagens de usar o método dos elementos finitos para modelar a estrutura, visto que na maioria dos estudos dinâmicos realizados com ferramentas de corpo rígido consideram a via como sendo rígida, o que pode estar longe da realidade.

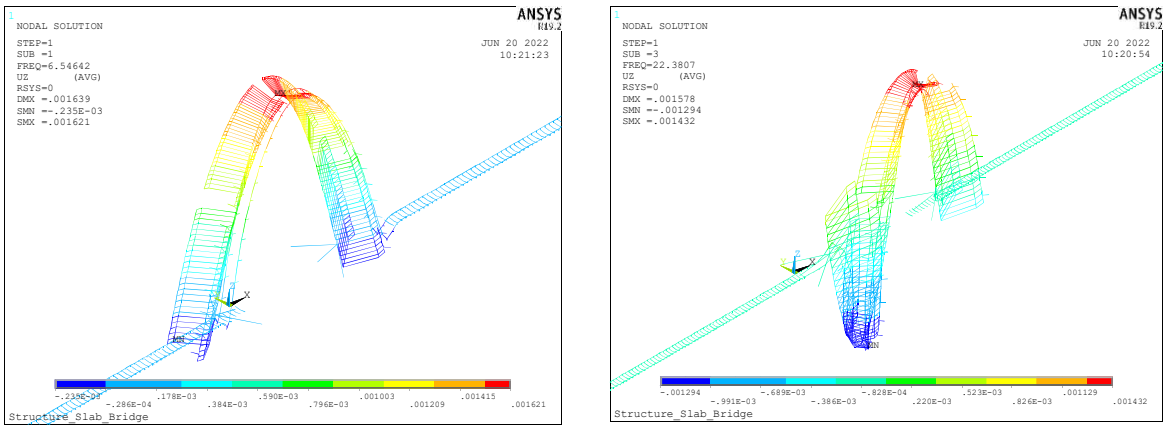
O modelo numérico desenvolvido em ANSYS pela equipa de investigação do In2Track3 é ilustrado na Figura 4.3.



(a) (b)

Figura 4.3 – Modelo numérico em ANSYS da ponte TBW 12753 com elementos de barra: (a) secções transversais ocultadas e (b) secções transversais visíveis.

Como as análises dinâmicas são resolvidas por integração direta, o amortecimento é tido em conta através da matriz proporcional de Rayleigh. Assim, foi definida uma razão de amortecimento alvo de 1% (valor definido pela EN 1991–2 (2003) para pontes de betão pré-esforçado com vão maior ou igual que 20 m) para o primeiro modo vertical (f_{1V} = 6,55 Hz) e segundo modo vertical (f_{2V} = 22,38 Hz) para garantir que os principais modos globais da ponte e do veículo (abaixo de 1 Hz) não estão sobre amortecidos. Na Figura 4.4 ilustram-se o primeiro e segundo modo de vibração verticais e respetivas frequências obtidas no programa de elementos finitos.



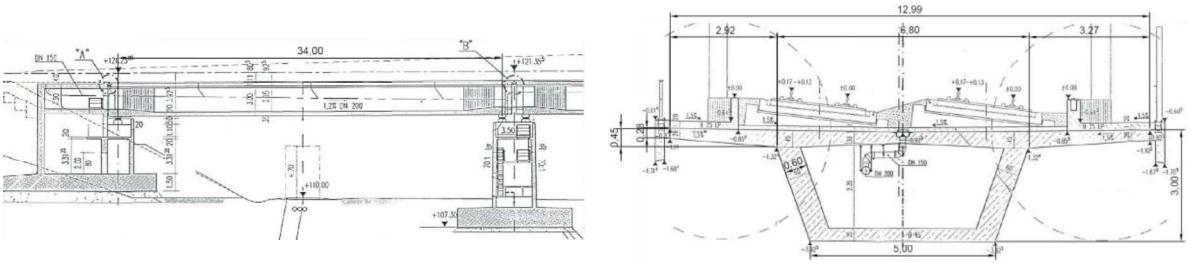
(a) (b)

Figura 4.4 – Modos de vibração verticais da ponte TBW 12753: (a) 1ºmodo (b) 2ºmodo.

4.2.2 PONTE TBW 12720

4.2.2.1 Descrição

A Ponte TBW 12720 localizada também na Alemanha na mesma linha de alta velocidade Köln–Rhein/Main, é constituída por uma série de tramos simplesmente apoiados de 34m, conforme representado na Figura 4.5a. A ponte apresenta duas secções transversais em caixão de 12.99 m de largura e 3.00 m de altura, em que a representada na Figura 4.5b representa a zona ao longo do vão da ponte e a outra, com uma espessura de alma superior de 0,75m, está situada sobre os apoios de forma a transmitir de forma eficaz o esforço de corte nestas zonas.



(a) (b)

Figura 4.5 - Ponte TBW 12720: (a) Alçado e (b) Secção Transversal.

4.2.2.2 Modelo Numérico

No presente modelo numérico a ligação entre os apoios e o tabuleiro, bem como a ligação entre o tabuleiro e a via, é realizado por elementos de estrutura rígida para simular as distâncias entre os centros de gravidade dos elementos de apoio, do tabuleiro e dos elementos da via, conforme a Figura 4.6. O tabuleiro é modelado como elemento de viga e os elementos de apoio são modelados como elementos de mola. O modelo numérico desenvolvido em ANSYS® pela equipa de investigação do In2Track3 é ilustrado na Figura 4.7.

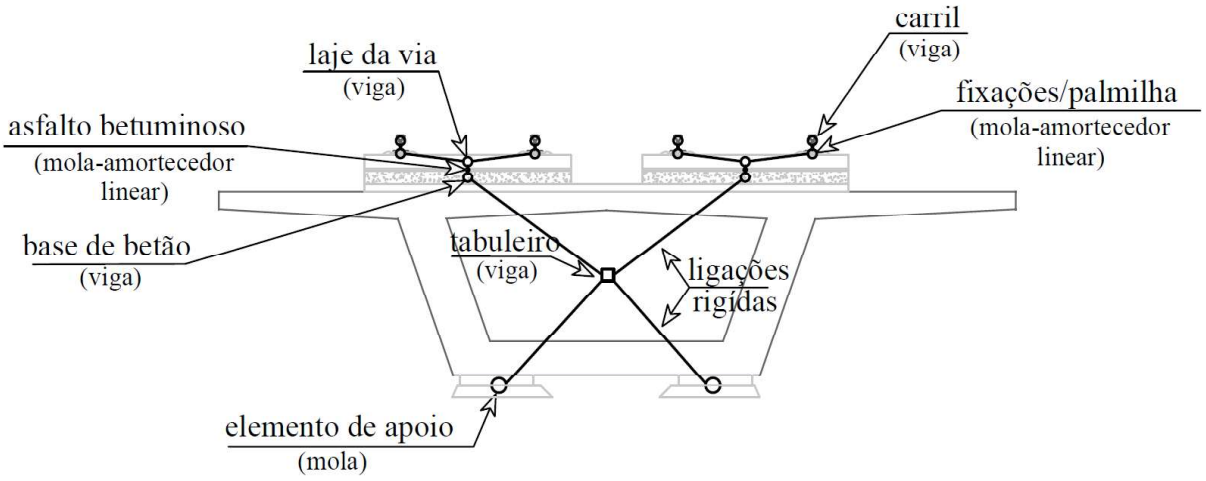
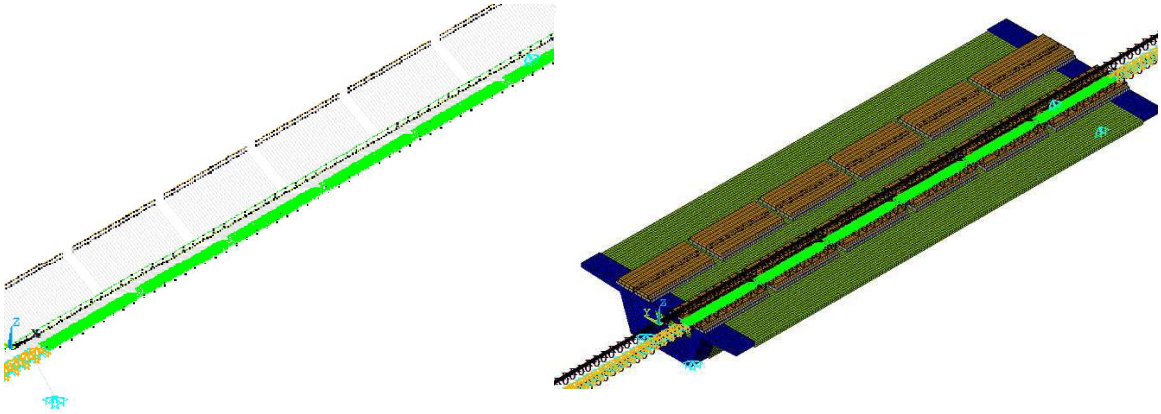


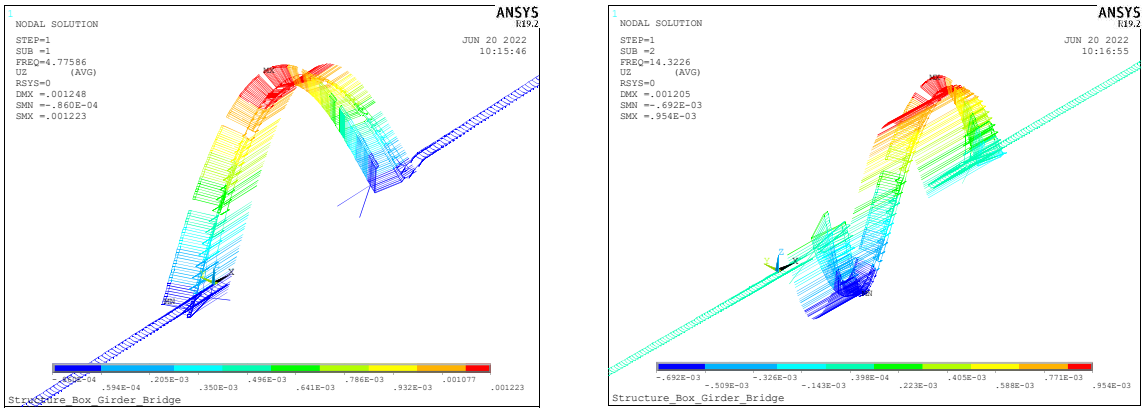
Figura 4.6 – Representação do modelo numérico da ponte TBW 12720.



(a) (b)

Figura 4.7 - Modelo numérico em ANSYS da ponte TBW 12720 com elementos de barra: (a) secções transversais ocultadas e (b) secções transversais visíveis.

Tal como modelado na ponte anterior, o mesmo se realiza com a presente ponte, como as análises dinâmicas são resolvidas por integração direta, o amortecimento é considerado através da matriz proporcional de Rayleigh, a razão de amortecimento alvo de 1% para o primeiro modo vertical (f_{1V} = 4,78 Hz) e segundo modo vertical (f_{2V} = 14,32 Hz) para garantir que os principais modos globais da ponte e do veículo (abaixo de 1 Hz) não estão sobre amortecidos. Na Figura 4.8 são expostos o primeiro e segundo modo de vibração verticais e respetivas frequências obtidas no programa de elementos finitos.



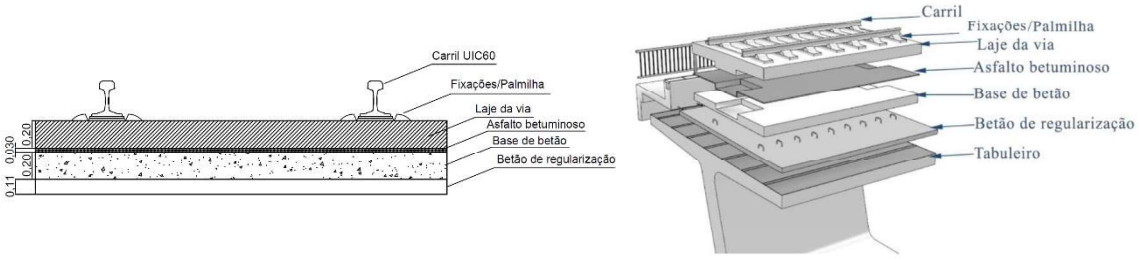
(a) (b)

Figura 4.8 - Modos de vibração verticais da ponte TBW 12720 (a) 1ºmodo (b) 2ºmodo.

4.2.3 VIA EM LAJE

4.2.3.1 Descrição

Uma via não balastrada, em comparação com uma via balastrada, apresenta um melhor desempenho em termos de estabilidade, durabilidade e baixa manutenção. A via não balastrada presente em ambas as pontes em estudo, é constituída pelas seguintes camadas, betão de regularização, base de betão, asfalto betuminoso, laje da via, fixações, palmilha e carril, como demonstrado na Figura 4.9.



(a) (b)

Figura 4.9 – Via em laje: (a) Secção Transversal e (b) Via em laje localizada sobre uma ponte (adaptado de ficha técnica DB Netz AG, 2018).

4.2.3.2 Modelo Numérico

O modelo numérico da via é incorporado no modelo da ponte para simular uma transferência de cargas mais realista entre o comboio e a ponte. A via é ligada aos elementos do tabuleiro através de elementos rígidos para simular as distâncias entre os centros de gravidade do tabuleiro e da localização dos elementos da via. Os carris, a laje da via e a base de betão são modeladas com elementos de viga, enquanto as fixações, a palmilha e o asfalto betuminoso são modeladas com elementos lineares mola-amortecedor. No que diz respeito ao betão de regularização, este é inserido no modelo como peso adicional na longarina da ponte. A Figura 4.10 representa um esquema do modelo numérico da via, enquanto a Figura 4.11 apresenta o modelo numérico desenvolvido em ANSYS®.

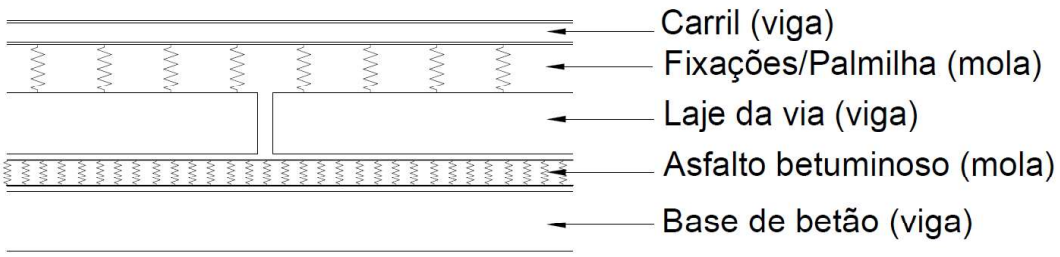


Figura 4.10 – Representação do modelo da via em elementos finitos.

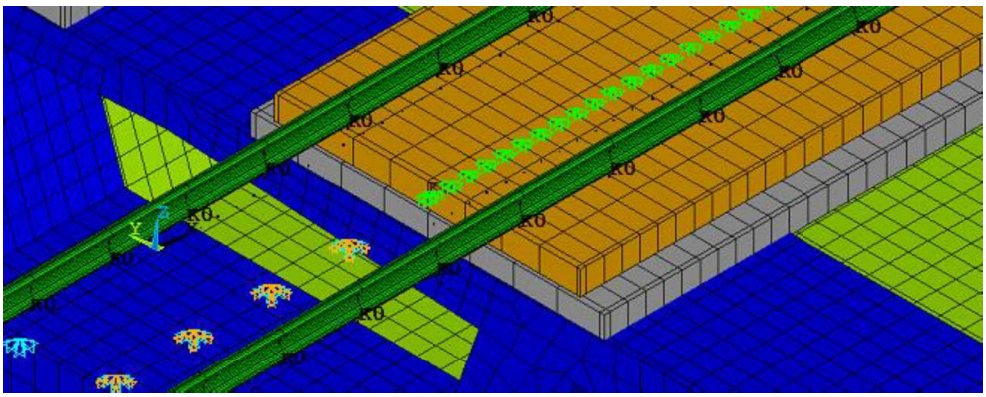


Figura 4.11. – Modelo da via desenvolvido em ANSYS.

As características de cada camada modelada com elementos finitos no software ANSYS (2019) são adotadas da literatura de acordo com o Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Propriedades mecânicas e geométricas do modelo numérico da via

Componente	Parâmetros	Valor	Unidade	Referência
Carril	Densidade	7830	kg/m^3	Sun et al. (2013)
	Modulo de elasticidade	205,9	GPa	Sun et al. (2013)
	Área da secção	77,45	cm^2	Sun et al. (2013)
	Momento de inércia	3217	cm^4	Sun et al. (2013)
	Massa	60,64	kg/m	Zhai et al. (2009)
Fixadores/Palmilha	Rigidez longitudinal	40	MN/m	Ling et al. (2019)
	Rigidez transversal	40	MN/m	Ling et al. (2019)
	Rigidez vertical	60	MN/m	Sun et al. (2013)
	Rigidez rotacional longitudinal	45	kN.m/rad	ERRI D 202/RP 11 (1999)
	Rigidez rotacional transversal	45	kN.m/rad	ERRI D 202/RP 11 (1999)
	Rigidez rotacional vertical	45	kN.m/rad	ERRI D 202/RP 11 (1999)
	Amortecimento longitudinal	40	kN.s/rad	Ling et al. (2019)
	Amortecimento transversal	40	kN.s/rad	Ling et al. (2019)
	Amortecimento vertical	30	kN.s/rad	Chen (2021)
	Espaçadores	0,65	m	Chen (2021)
Laje da via	Densidade	2500	kg/m^3	Lei et al. (2016)
	Modulo de elasticidade	36	GPa	Sun et al. (2013)
	Comprimento longitudinal	6,45	m	Sun et al. (2013)
	Comprimento transversal	2,55	m	Sun et al. (2013)
	Espessura	0,2	m	Sun et al. (2013)
Asfalto betuminoso	Modulo de elasticidade	7,5	GPa	Sun et al. (2013)
	Espessura	0,030	m	Sun et al. (2013)
Base de betão	Densidade	2500	kg/m^3	Lei et al. (2016)
	Modulo de elasticidade	33	GPa	Sun et al. (2013)
	Comprimento longitudinal	6,45	m	Sun et al. (2013)
	Comprimento transversal	2,95	m	Sun et al. (2013)
	Espessura	0,2	m	Sun et al. (2013)

A via é estendida em ambas as extremidades do viaduto para simular as zonas de transição e evitar problemas numéricos causados por uma brusca mudança de rigidez da via. As irregularidades na via são incorporadas no sistema de equações dinâmico por geração aleatória de irregularidades segundo o procedimento descrito por Claus e Schiehlen (1998) e brevemente apresentado no capítulo 3. Os desvios geométricos a serem impostos nas análises dinâmicas de interação de ponte-comboio em cada carril são calculados a partir das seguintes equações:

$$r_y^{esq}(x) = r_A(x) + \frac{1}{2} r_G(x) \tag{4.1}$$

$$r_y^{dir}(x) = r_A(x) + \frac{1}{2} r_G(x) \tag{4.2}$$

$$r_z^{esq}(x) = r_V(x) + \frac{1}{2} r_C(x) \tag{4.3}$$

$$r_z^{dir}(x) = r_V(x) + \frac{1}{2} r_C(x) \tag{4.4}$$

Em que *y* e *z* correspondem aos desvios lateral e vertical, respetivamente, e os índices superiores *esq* e *dir* correspondem ao carril esquerdo e direito, respetivamente. Os tipos de irregularidade são os de elevação (V), alinhamento (A), empeno (C) e bitola (G) (Montenegro et al., 2022a).

Segundo Claus e Schiehlen (1998), o nível de irregularidades baixo e alto aceitável para condições operacionais de circulação de veículos ferroviários de alta velocidade são caracterizados pelos fatores de escala 0.592×10^{-6} rad/m e 1.586×10^{-6} rad/m, respetivamente. A Figura 4.12 apresenta os troços de irregularidades geradas em cada carril para cada um dos dois níveis de condição da via referidos. De notar que o troço gerado tem um comprimento significativamente superior ao vão das pontes estudadas de forma que o comboio sinta as irregularidades não só quando circula sobre elas, mas também quando está posicionado nas extensões da via modeladas antes e depois das pontes.

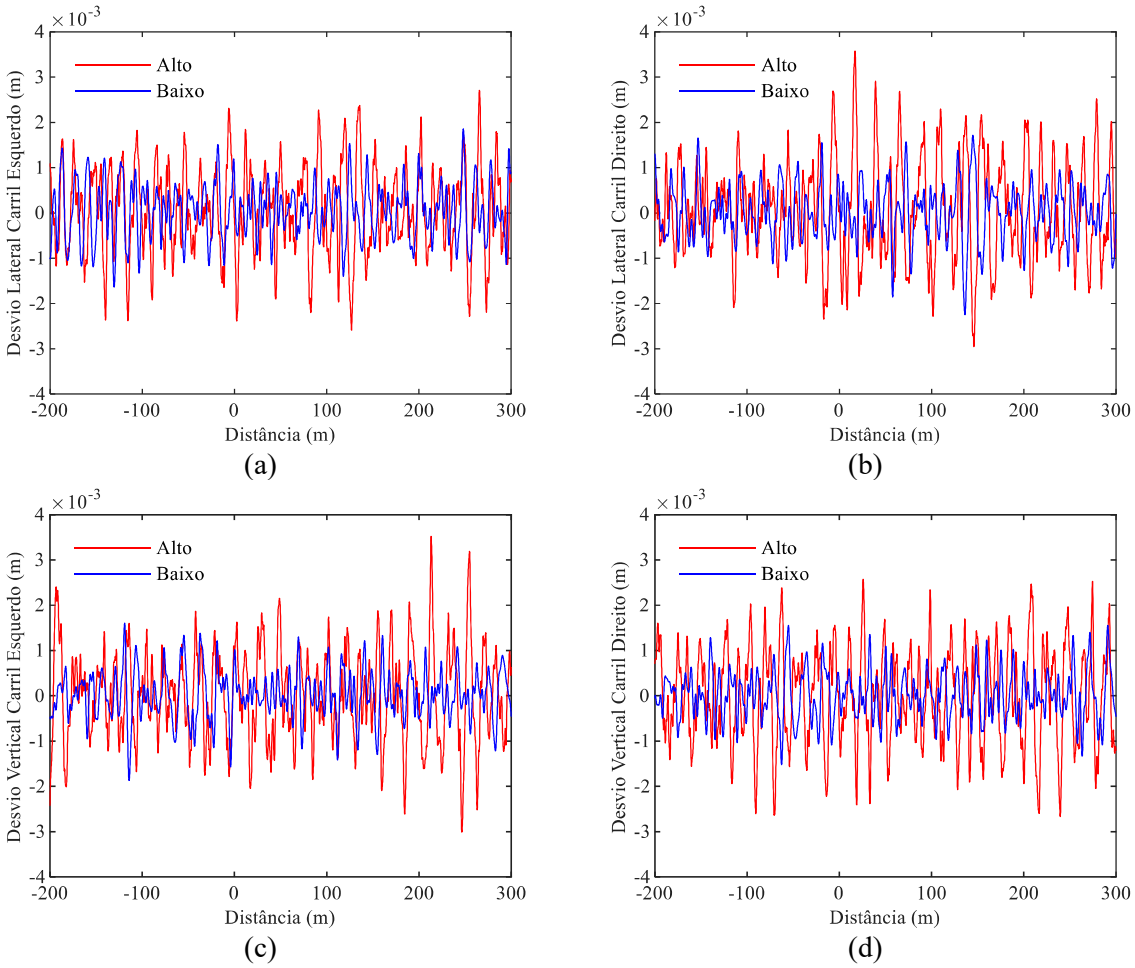


Figura 4.12 – Gráficos dos desvios lateral carril (a) esquerdo, (b) direito e vertical carril (c) esquerdo, (d) direito

4.3 COMBOIO DE ALTA-VELOCIDADE

4.3.1 DESCRIÇÃO

O comboio de alta-velocidade presente no estudo é o Siemens Velaro AVE-S103 (comboio a circular na rede de alta-velocidade espanhola, similar ao comboio alemão ICE3). O AVE-S103 é um comboio com múltiplas unidades de tração distribuída, composto por 8 carruagens com um comprimento total de 199,2 m. Também é possível juntar duas unidades para formar um comboio duplo, com um comprimento total de 398,4 m. Uma carruagem é constituída pelo conjunto de rodados, suspensão primária, bogie, suspensão secundária e caixa. A carga aplicada por cada eixo é de 15,5 toneladas, a velocidade máxima é de 350 km/h e a velocidade operacional é de 310 km/h.



Figura 4.13 – Comboio Siemens Velaro AVE-S103 (Goicolea, 2014).

4.3.2 MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico foi desenvolvido em ANSYS (2018) pela equipa de investigação do projeto Europeu In2Track3. A modelação da caixa, do bogie e dos rodados são modelados como corpos rígidos através dos elementos de vigas rígidas ligados entre si através das suspensões primária e secundária que são modeladas com elementos lineares mola-amortecedor nas três direções. A massa e a inércia são representadas no centro de gravidade de cada corpo rígido através de um elemento de massa concentrada.

Na presente dissertação, houve uma alteração na característica geométrica referente à distância longitudinal entre os bogies d_b, de forma a simular situações distintas que possibilitassem alterar a velocidade ressonante. Foram adotados distintos comprimentos para a carruagem *D*, para o comboio original, o comprimento de 24,9 metros e para as variantes, os comprimentos de 22, 20 e 18 metros. A Figura 4.14 ilustra um esquema do modelo dinâmico de corpos rígidos de uma das carruagens, a Figura 4.15 apresenta o modelo numérico do comboio desenvolvido em ANSYS e as propriedades mecânicas e geométricas do comboio original encontram-se apresentadas na Tabela 4.2.

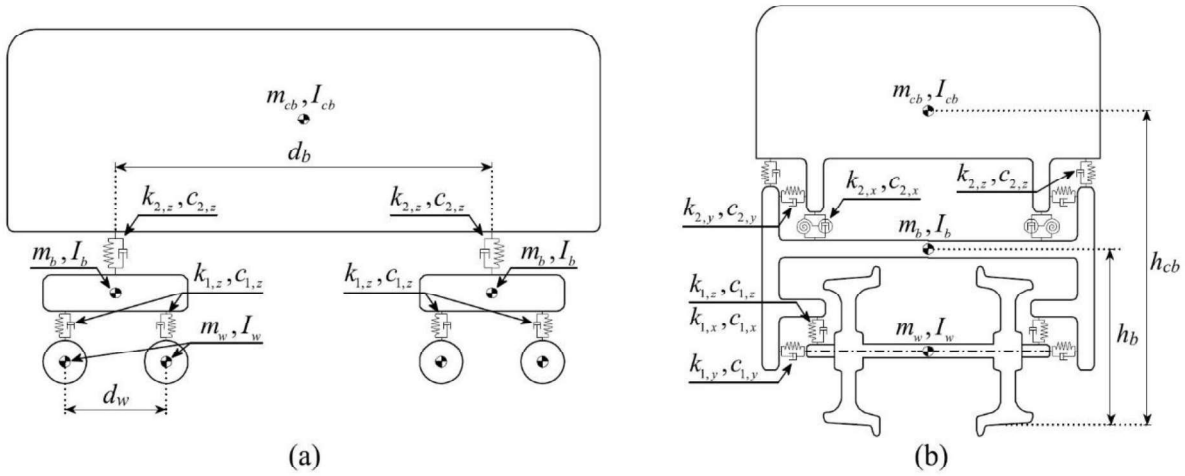


Figura 4.14 – Representação do modelo do comboio: (a) Visão Lateral (b) Visão Frontal.

Quadro 4.2 – Características mecânicas do comboio

Componente	Parâmetros	Valor	Unidade	Referência
Carruagem	Massa m_{cb}	47800	kg	Goicolea (2014)
	Momento de inércia segundo o eixo longitudinal $I_{cb,x}$	119328	kg.m^2	
	Momento de inércia segundo eixo transversal $I_{cb,y}$	1957888	kg.m^2	
	Momento de inércia segundo eixo vertical $I_{cb,z}$	1957888	kg.m^2	
Bogie	Massa m_b	3500	kg	Goicolea (2014)
	Momento de inércia segundo o eixo longitudinal $I_{b,x}$	2835	kg.m^2	
	Momento de inércia segundo eixo transversal $I_{b,y}$	1715	kg.m^2	
	Momento de inércia segundo eixo vertical $I_{b,z}$	4235	kg.m^2	
Conjunto da roda	Massa m_w	1800	kg	Goicolea (2014)
	Momento de inércia segundo o eixo longitudinal $I_{w,x}$	1000	kg.m^2	
	Momento de inércia segundo eixo transversal $I_{w,y}$	1000	kg.m^2	
	Momento de inércia segundo eixo vertical $I_{w,z}$	1000	kg.m^2	
Suspensão Primária	Rigidez longitudinal $k_{1,x}$	12500	kN/m	Goicolea (2014)
	Rigidez transversal $k_{1,y}$	120000	kN/m	
	Rigidez vertical $k_{1,z}$	1200	kN/m	
	Amortecimento longitudinal $c_{1,x}$	9	kN.s/m	
	Amortecimento transversal $c_{1,y}$	27,9	kN.s/m	
	Amortecimento vertical $c_{1,z}$	10	kN.s/m	
Suspensão Secundária	Rigidez longitudinal $k_{2,x}$	240	kN/m	Goicolea (2014)
	Rigidez transversal $k_{2,y}$	240	kN/m	
	Rigidez vertical $k_{2,z}$	350	kN/m	
	Amortecimento longitudinal $c_{2,x}$	30	kN.s/m	
	Amortecimento transversal $c_{2,y}$	30	kN.s/m	
	Amortecimento vertical $c_{2,z}$	20	kN.s/m	
Geometria	Carga estática transmitida por cada eixo de rodas	15,5	t	Goicolea (2014)
	Distância longitudinal entre bogies d_b	17,375	m	
	Distância longitudinal entre eixo de rodas d_w	2,5	m	
	Altura do centro de gravidade da carruagem h_{cb}	1,5	m	
	Altura do centro de gravidade do bogie h_b	0,53	m	
	Comprimento da carruagem D	24,9	m	

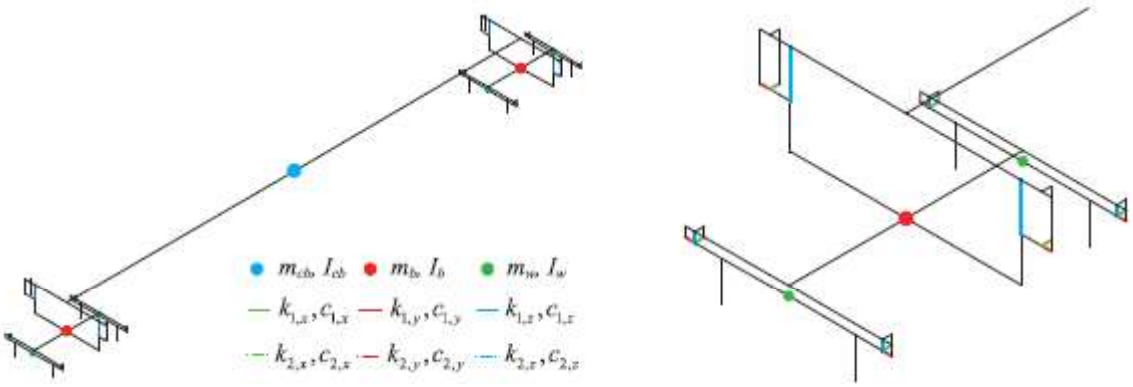


Figura 4.15 – Modelo numérico em ANSYS do comboio (Montenegro et al., 2020b).

4.4 – AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DE CIRCULAÇÃO

4.4.1 – INTRODUÇÃO

Após exportados os modelos numéricos da estrutura e do comboio através das correspondentes matrizes estruturais, procede-se à simulação do sistema dinâmico ponte-comboio através de uma metodologia desenvolvida pelo grupo de investigação de ferrovia do Departamento de Engenharia Civil da FEUP, descrita no capítulo 3. Para início da circulação do veículo ferroviário sobre a ponte são tidas em conta algumas distâncias, tais como a altura até ao centro de massa da carruagem H_v, distância entre carruagens iguais L_v, distância entre o centro de massa da carruagem e a roda da frente L_{front} e a distância da roda da frente ao início da ponte *fStartCoord*, como representado na Figura 4.16.

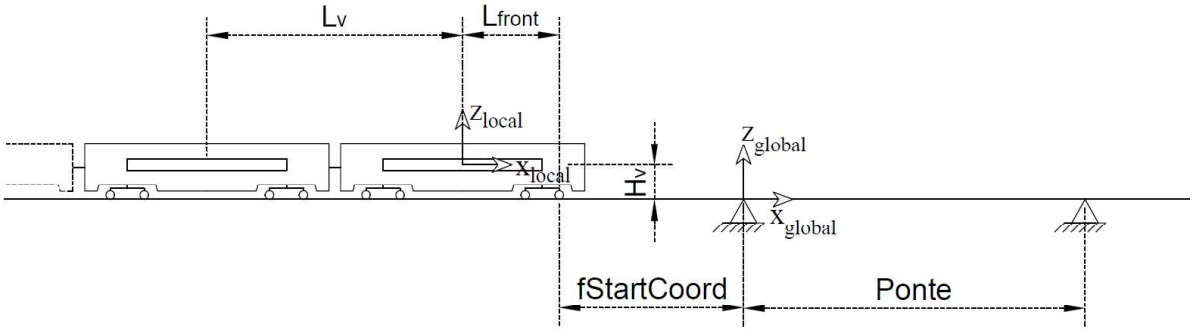


Figura 4.16 – Representação dos parâmetros do veículo em relação à ponte.

As análises dinâmicas são realizadas para o intervalo de velocidades de 140km/h até os 420km/h, com incrementos de 10km/h, pois a velocidade máxima de circulação do comboio é de 350km/h. De acordo com a EN1991-2 (2017), a velocidade mínima a considerar corresponde a 40m/s (144km/h) e a velocidade máxima corresponde à multiplicação da velocidade máxima de circulação pelo fator 1,2. A história temporal da análise dinâmica, depende da velocidade do comboio e do incremento de tempo da análise (Δt =0,002s), logo quanto maior a velocidade, menor é a história temporal para a mesma distância percorrida (ponte).

O veículo ferroviário em estudo, independentemente do modelo adotado possui 8 carruagens iguais, em que cada carruagem apresenta 8 rodas, o que totaliza num total de 64 rodas. Estas interagem com a via, que apresenta irregularidades que correspondem as de nível baixo e alto para condições aceitáveis de alta-velocidade de acordo com Claus e Schiehlen (1998), conforme indicado anteriormente na secção 4.2.3.2. Além destes cenários de irregularidades fez-se uma abordagem teórica sem irregularidades.

Para verificar a segurança da estrutura são obtidas as acelerações verticais do tabuleiro com o objetivo de as relacionar com os critérios de descarrilamento, calculados a partir da obtenção das forças de contacto, como descrito na secção 2.4. Assim, para cada velocidade analisada é extraída a maior aceleração ocorrida a meio vão da ponte ao longo do tempo.

O cálculo da análise dinâmica foi realizado numa extensão superior ao comprimento da ponte, tendo em conta a variação da rigidez da passagem da ponte para a laje de transição. De seguida as forças de contacto obtidas nos resultados da análise dinâmica são filtradas de acordo com as normas em vigência referidas na secção 3.3 e sucede-se o cálculo dos critérios de Nadal e de Descarga. Posteriormente são selecionadas apenas os resultados para os quais as rodas se situam sobre a ponte, não se tendo em conta os valores da resposta dinâmica nas extensões de via adjacentes. A título exemplificativo a Figura 4.17 ilustra o instante inicial e final da seleção de resultados correspondentes aos primeiro, segundo e terceiro eixos.

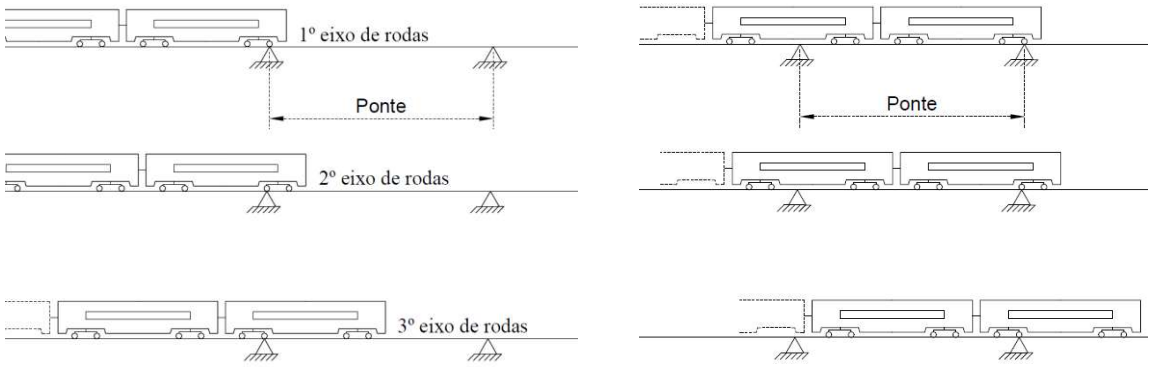


Figura 4.17 – Contabilização dos resultados para cada eixo de rodas: (a) instante inicial e (b) final.

4.4.2 – ESTUDO DINÂMICO DA PONTE TBW 12753

A presente dissertação incidiu na análise dinâmica para diferentes velocidades, onde foram obtidos os resultados das forças de contacto e a aceleração a meio vão da ponte. No que diz respeito à ponte TBW 12753, foram realizadas análises para três situações da condição da via e para as quatro variantes do modelo do comboio descritas anteriormente, conforme ilustrado na Figura 4.19, totalizando 348 análises dinâmicas de interação ponte-comboio.

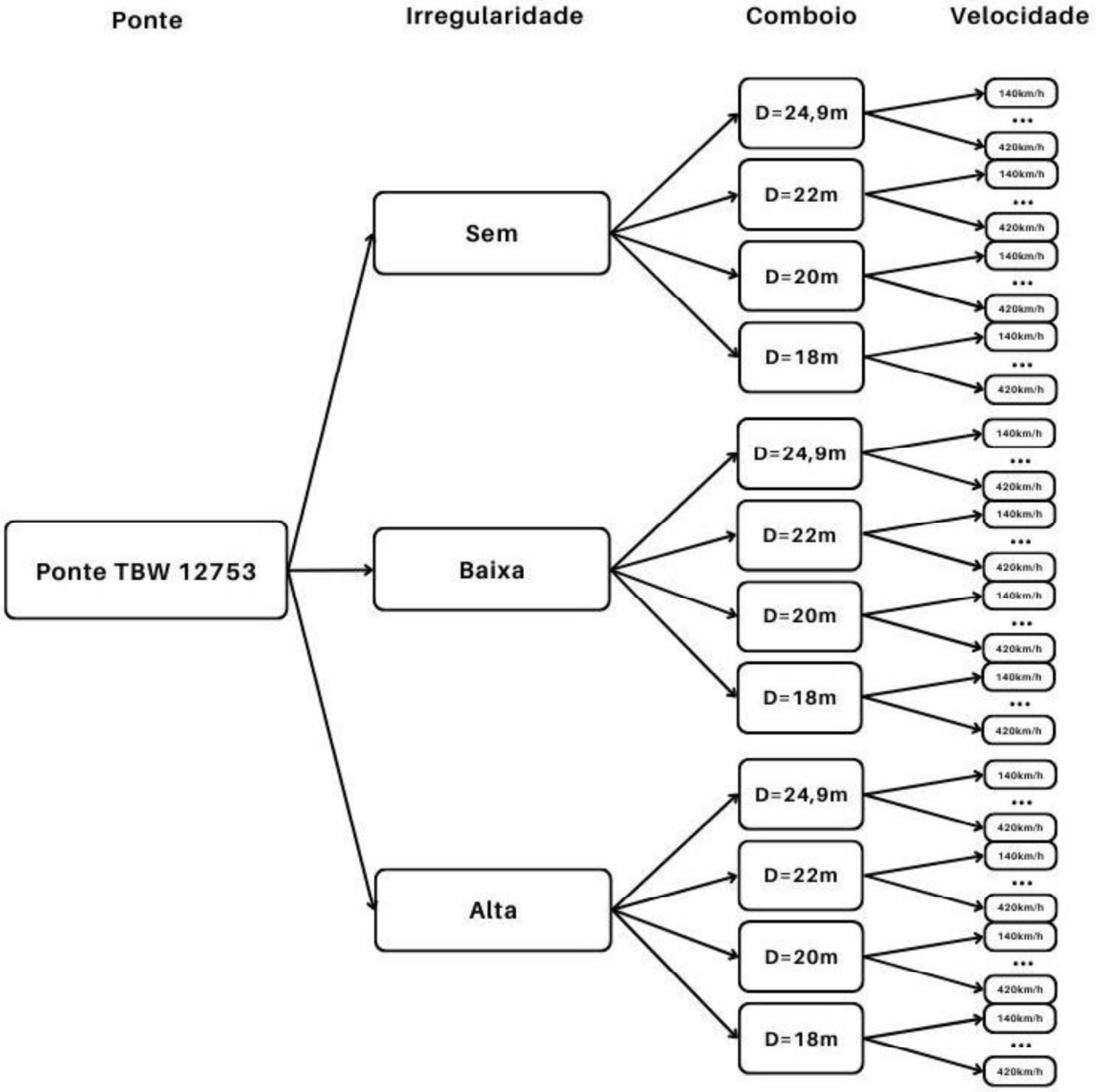


Figura 4.18 – Fluxograma da quantidade de análises dinâmicas para a ponte TBW 12753

Os indicadores analisados, conforme descrito anteriormente, consistem na aceleração vertical a meio vão da ponte (critério normativo) e nos fatores de descarrilamento utilizados numa abordagem explícita. Para garantir a segurança da estrutura com via não-balastrada, o limite da aceleração na ponte corresponde a 5m/s^2, enquanto os limites para o critério de Nadal e Descarga correspondem a 0,8 e 0,9, respetivamente.

Numa análise provisória calcularam-se as velocidades teóricas para as quais podem ocorrer efeitos ressoantes (ver Quadro 4.3), tendo por base a relação entre a frequência natural da ponte f e a distância regular entre eixos do comboio D dada por:

$$v = f \times D \tag{4.1}$$

Quadro 4.3 – Velocidades teóricas para ocorrência de ressonância na Ponte TBW 12752.

Ponte TBW 12752 (f=6,55Hz)		
D	Velocidade teórica (m/s)	Velocidade teórica (km/h)
24,9	163,095	587,142
22	144,1	518,76
20	131	471,6
18	117,9	424,44

Para cada velocidade estudada foram obtidas as acelerações a meio vão da ponte ao longo da passagem do comboio. Como exemplo, são demonstrados na Figura 4.19 os resultados em termos de aceleração a meio vão e forças de contacto roda-carril para duas velocidades distintas, a de 220km/h e 420km/h, no caso da via com irregularidades altas. Pode-se observar que a aceleração para a velocidade de 220km/h é sempre baixa enquanto para a velocidade de 420km/h constata-se que há uma tendência para a ocorrência de ressonância à medida que se leva em conta os comboios de menor dimensão. Estes resultados encontram-se consistentes com as velocidades teóricas descritas no Quadro 4.3, uma vez que para a variante do comboio D=18m pode-se observar claramente um aumento significativo das acelerações a meio vão da ponte quanto este atinge os 420 km/h, velocidade muito próxima do valor teórico de 424.44 km/h. Já no que diz respeito às outras variantes do comboio, os resultados mostram que as acelerações têm uma tendência a aumentar, não sendo ainda, no entanto, atingido o valor de aceleração ressonante.

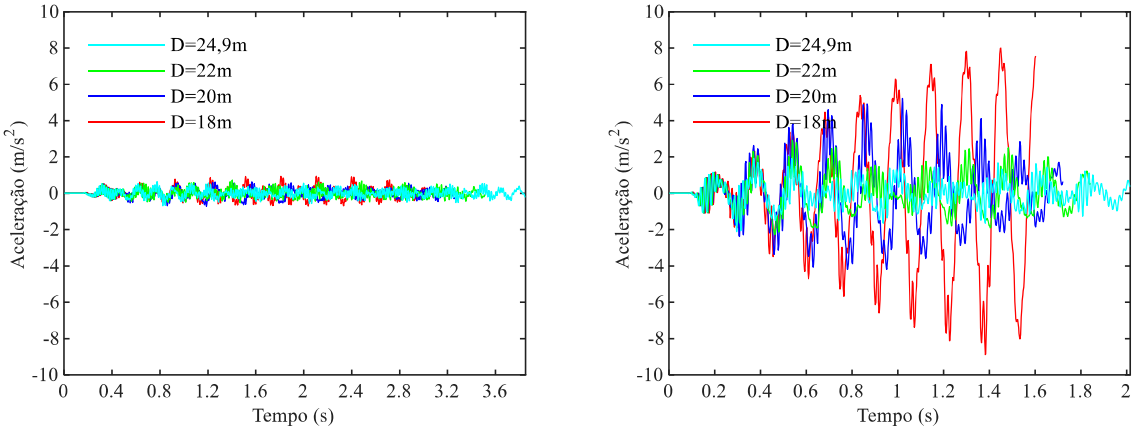


Figura 4.19 – Histórias temporais das acelerações a meio vão da ponte TBW 12753 no decorrer da passagem do comboio à mesma velocidade: (a) V= 220km/h e (b) V= 420km/h.

Os valores máximos das acelerações a meio vão para as quatro variantes dos comboios e para os três cenários de condição da via encontram-se apresentadas na Figura 4.20. Os resultados das acelerações máximas para cada velocidade permitem concluir que, para irregularidades mais altas, ocorre uma maior aceleração vertical do tabuleiro da ponte. Note-se ainda, como seria de esperar tendo em conta a informação apresentada no Quadro 4.3, que a redução do comprimento das carruagens leva a que o pico ressonante se desloque para velocidades cada vez mais baixas. No entanto, e tal como já referido anteriormente, os picos de aceleração resultantes dos efeitos de ressonância não são representados nitidamente nos gráficos porque ocorrem para velocidades superiores à máxima velocidade analisada neste trabalho de 420km/h. Por fim, de notar que a aceleração excede o valor estipulado pelo critério normativo da aceleração vertical do tabuleiro nas versões *D*=20m e *D*=18m, o que permitirá retirar conclusões mais adiante no que diz respeito à comparação deste critério com os critérios explícitos de avaliação de descarrilamento.

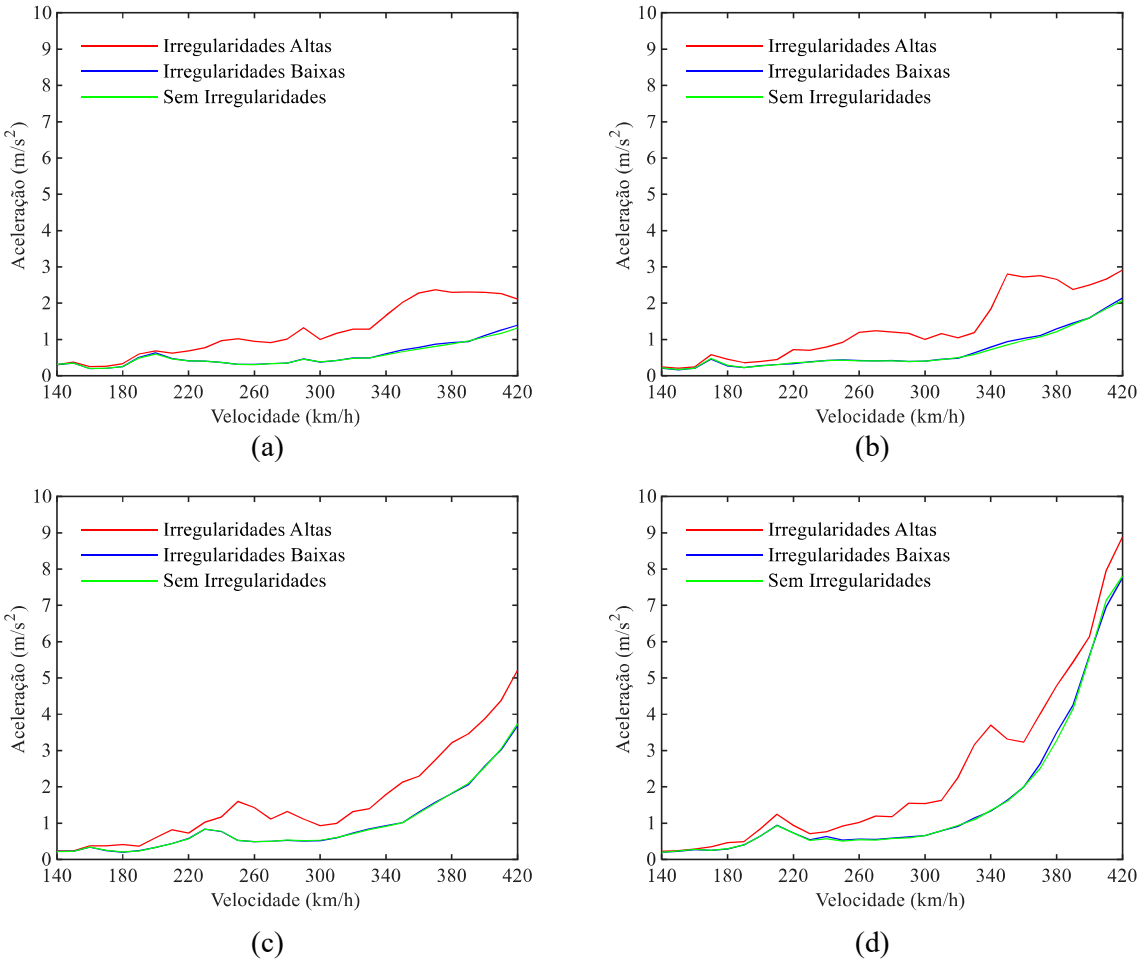


Figura 4.20 – Valores máximos das acelerações verticais a meio vão da ponte TBW 12753 com diferentes irregularidades para os modelos do comboio: (a) D=24,9m, (b) D=22m, (c) D=20m e (d) D=18m.

Os critérios de descarrilamento usados neste estudo para a avaliação do risco de descarrilamento em pontes com via não-balastrada são o critério de Nadal e o critério de Descarga. As forças de contacto obtidas da análise dinâmica são as forças laterais e verticais, para posteriormente se realizarem os cálculos dos critérios de descarrilamento. Estas forças são filtradas de acordo com os filtros estipulados pelas normas e apresentados na secção 3.3. Assim, são apresentadas a título de exemplo na Figura 4.21 as forças de contacto obtidas para a primeira roda do lado esquerdo do comboio como exemplificação para as restantes, nas velocidades 220km/h e 420 km/h. Os gráficos permitem retirar a conclusão que as forças de contacto não filtradas aumentam significativamente com o aumento de velocidade. No entanto, após aplicação dos filtros necessários para a avaliação dos fatores de descarrilamento esta diferença esbate-se significativamente. É possível ainda observar-se que as forças de contacto para as diferentes variantes do comboio são semelhantes, o que indica que estas não são significativamente influenciadas pela ressonância da ponte, pois para o modelo *D*=18m e considerando a respetiva velocidade ressonante de aproximadamente 420km/h, os valores das forças de contacto não diferem significativamente daquelas obtidas nas restantes variantes onde a velocidade não é ressonante.

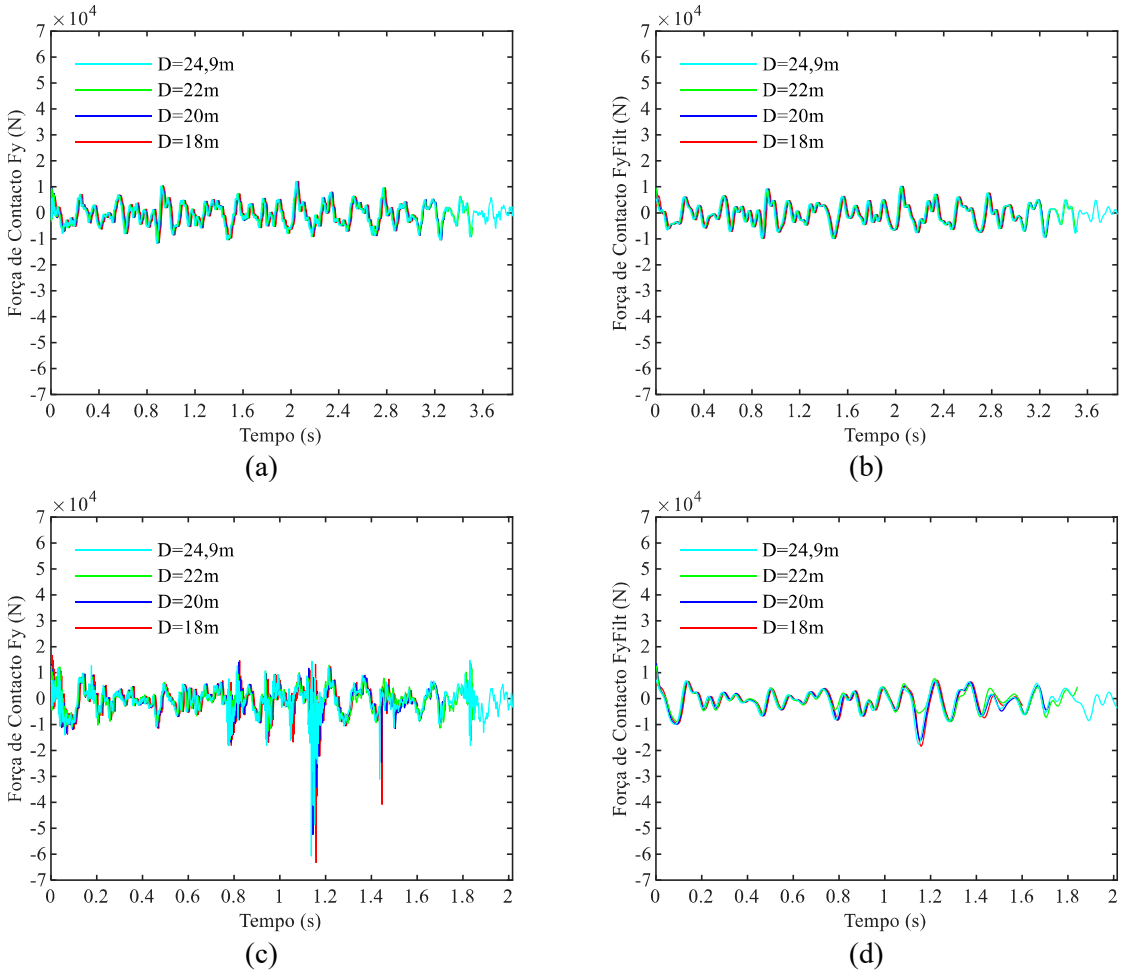


Figura 4.21 – Histórias temporais das forças de contacto: (a) Força lateral V= 220km/h (b) Força lateral filtrada V= 220km/h (c) Força lateral V= 420km/h (d) Força lateral filtrada V= 420km/h

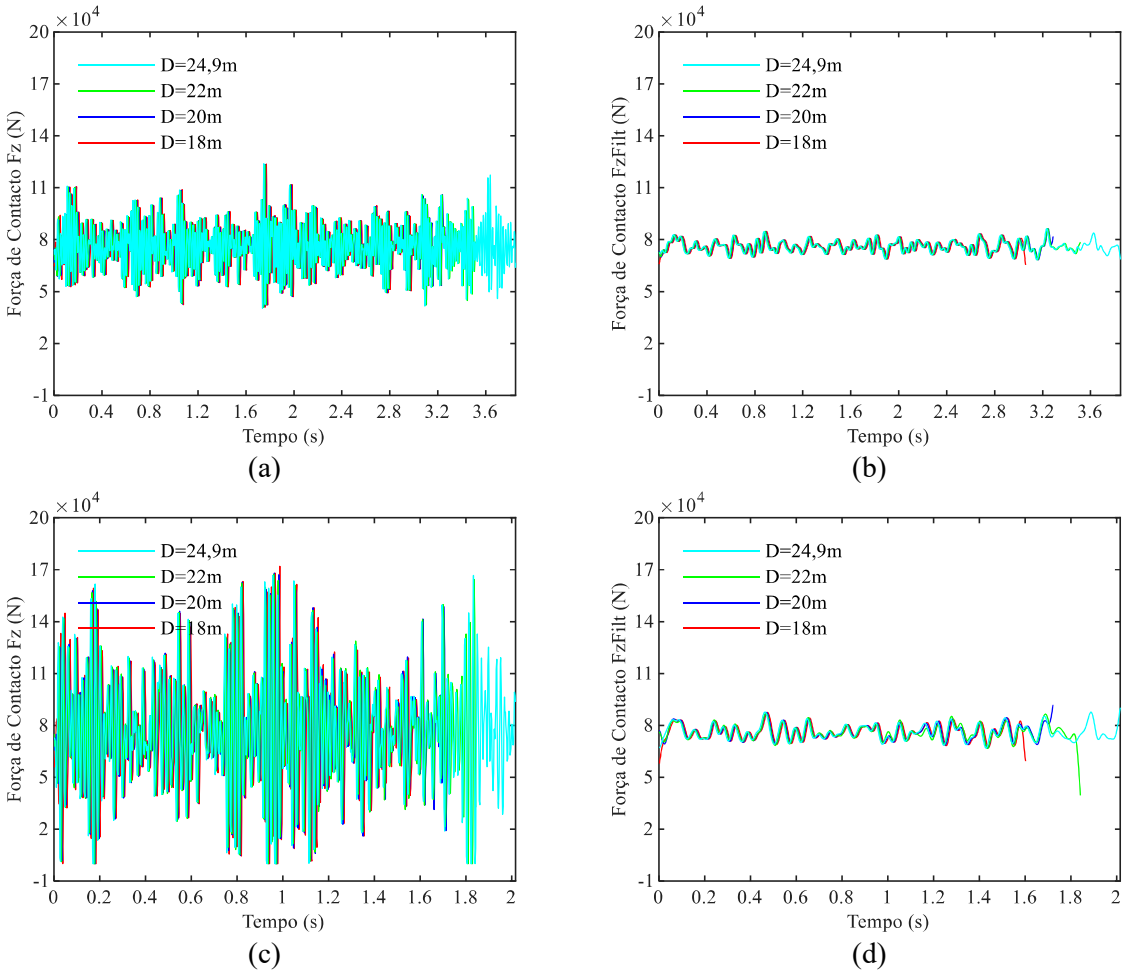


Figura 4.22 – Histórias temporais das forças de contacto: (a) Força vertical V= 220km/h (b) Força vertical filtrada V= 220km/h (c) Força vertical V= 420km/h (d) Força vertical filtrada V= 420km/h

Para o cálculo do critério de Nadal são utilizadas as forças de contacto filtradas, sendo a razão entre a força lateral e a força vertical. Além das forças filtradas, no critério de Nadal é aplicado um filtro da média deslizante com janela de 2m e 0,5 de passo de critério. Os resultados apresentados na Figura 4.23 são referentes à primeira roda do comboio do lado esquerdo para ambas as velocidades. Os gráficos demonstram que o critério de Nadal não é influenciado pela ressonância da ponte, pois independentemente da variante do modelo do comboio utilizada, os valores do critério de Nadal permanecem semelhantes.

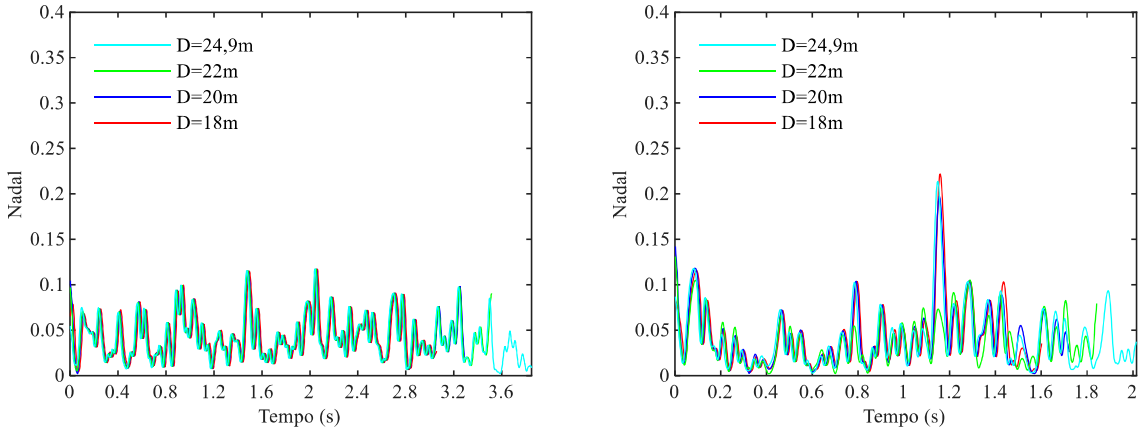


Figura 4.23 – Histórias temporais do critério de Nadal na ponte TBW 12753: (a) V=220km/h e (b) V=420km/h

A Figura 4.24 apresenta os valores máximos do critério de Nadal para cada velocidade e para nível de condição da via e cada comboio. Estes valores máximos têm em conta apenas os instantes em que cada roda se encontra sobre a ponte, não se tendo assim em conta os valores referentes às rodas que se encontram fora da ponte. Pode-se observar que, independentemente da variante de comboio analisada, o critério sofre um aumento significativo para níveis piores de condição da via para velocidades de circulação semelhantes, a partir dos 350 km/h. Tal se deve ao facto de que, para as irregularidades mais altas, as velocidades maiores geram o aumento das forças laterais que por consequência aumentam o critério de Nadal. Assim, não se consegue retirar uma relação direta entre este critério e a ressonância da ponte, uma vez que quando não existem irregularidades ou quando estas são baixas, não se nota qualquer aumento do valor do critério para a variante com D=18m para velocidades na ordem dos 420 km/h (velocidade ressonante para esta variante). Por fim, note-se ainda que, para o modelo D=20m e D=18m, onde a aceleração ultrapassava o limite normativo de 5m/s^2 nas velocidades próximas de 420km/h, os valores do critério de Nadal encontram-se ainda muito abaixo do limite de 0,8 que representa uma possível situação de descarrilamento. Conclui-se assim que, para este caso, o critério normativo baseado nas acelerações do vão da ponte é bastante conservativo para a avaliação da segurança de circulação.

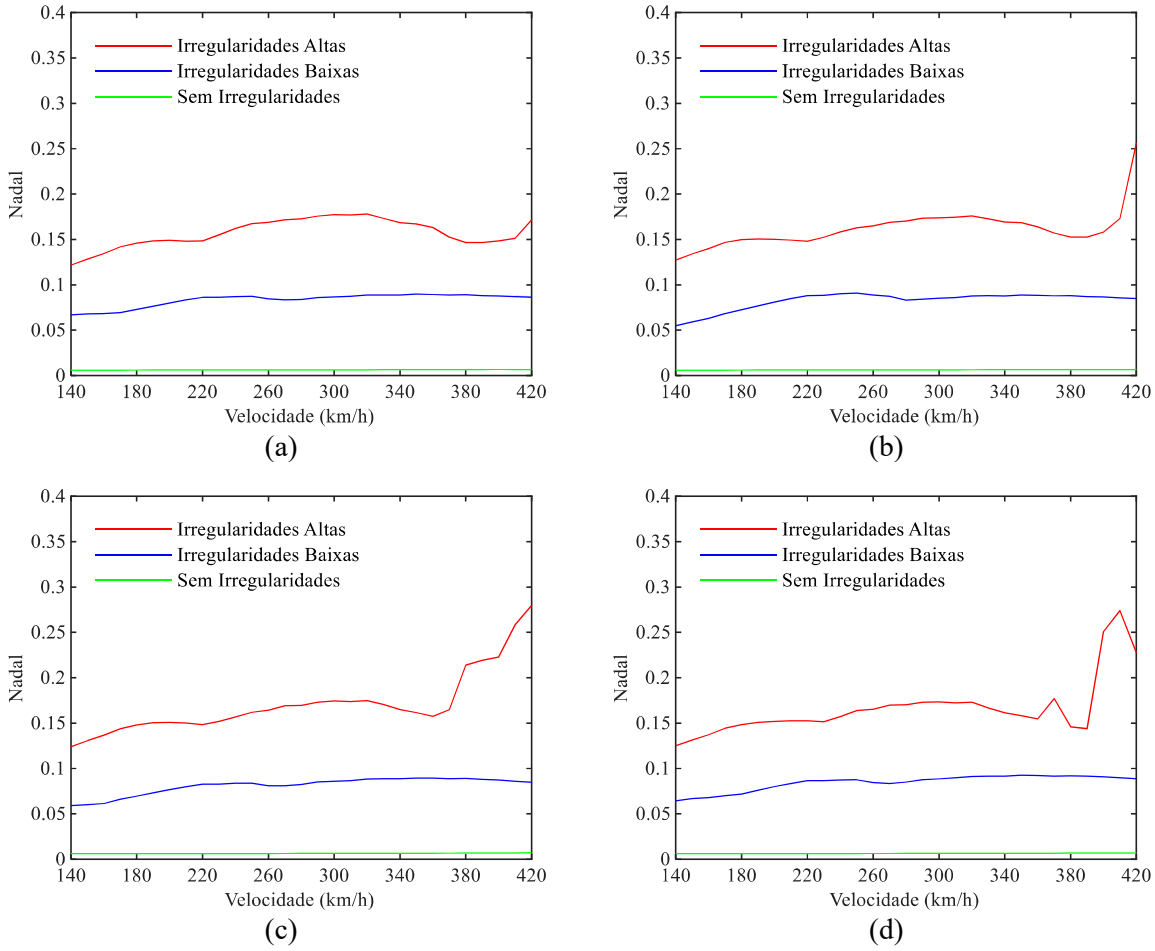


Figura 4.24 – Valores máximos do critério de Nadal na ponte TBW 12753 com diferentes irregularidades para os modelos do comboio: (a) D=24,9m, (b) D=22m, (c) D=20m e (d) D=18m.

Da mesma forma, apresentam-se agora a título de exemplo na Figura 4.25 as histórias temporais referentes ao critério de Descarga na primeira roda do lado esquerdo para duas velocidades distintas, 220 km/h e 420 km/h, tendo em consideração as quatro variantes do comboio e o nível de irregularidades altas. A observação dos gráficos permite concluir que o critério se encontra com valores bastante abaixo do limite de 0,9 estipulado na literatura, independentemente da velocidade de circulação.

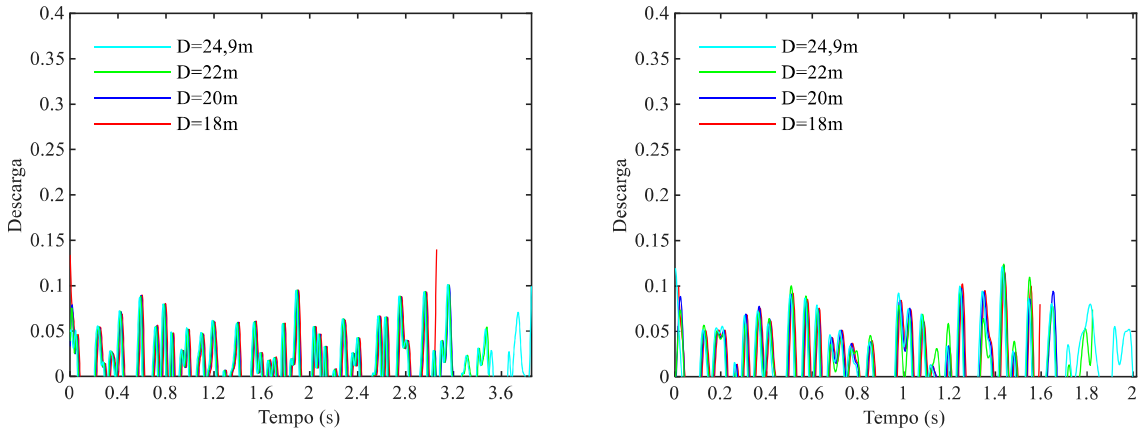


Figura 4.25 – Histórias temporais do critério de Descarga na ponte TBW 12753: (a) V=220km/h e (b) V=420km/h

A Figura 4.26 apresenta os valores máximos do critério de Descarga para cada velocidade de circulação e considerando os três tipos de condição da via e cada comboio. Estes valores máximos têm em conta apenas os instantes em que cada roda se encontra sobre a ponte, não se tendo assim em conta os valores referentes às rodas que se encontram fora da ponte. Ao contrário do observado no critério de Nadal, o critério de Descarga mostra-se bastante influenciado pela ressonância, uma vez que para a variante de carruagem mais curta (D=18m) se nota claramente um pico a ocorrer para gamas de velocidade na ordem dos 420 km/h. Tal conclusão é reforçada quando analisada a situação sem irregularidades, uma vez que mesmo para esta condição o pico é perfeitamente visível. No entanto o critério apresenta ainda valores muito inferiores ao limite de 0,9, mesmo para os cenários onde a aceleração do tabuleiro ultrapassa o limite de 5m/s^2 nas velocidades próximas de 420km/h (modelo D=20m e D=18m). Pode-se concluir, assim, que o critério normativo apresenta valores significativamente conservativos no que diz respeito à segurança de circulação ferroviária, mesmo em situações de ressonância. Observou-se ainda que a perda de estabilidade sobre pontes devido a fenómenos de ressonância não é observável através do critério de Nadal, razão pela qual, em situações normais em que a qualidade da via cumpre os limites da norma, análises através de dinâmica puramente vertical podem ser suficientes para este tipo de análise.

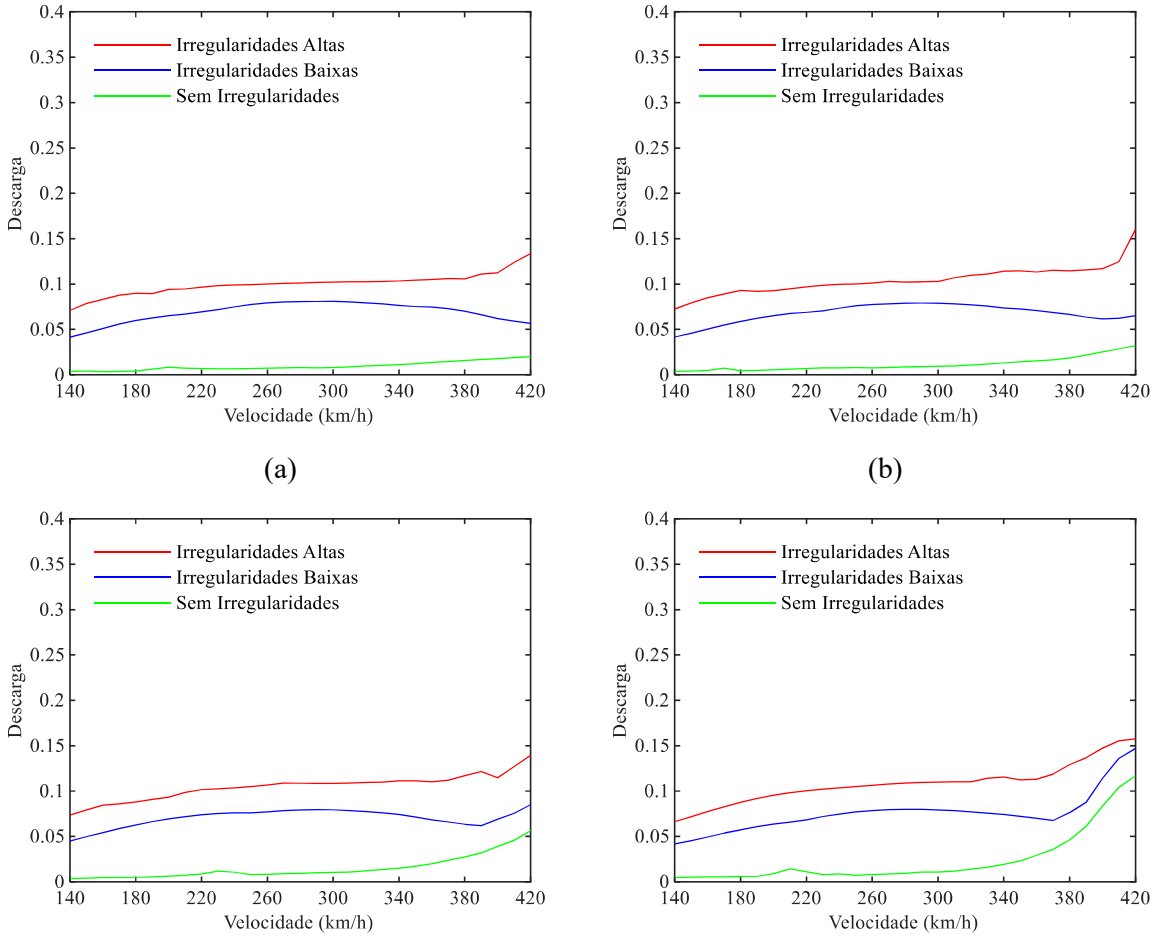


Figura 4.26 – Valores máximos do critério de Descarga aplicado na ponte TBW 12753 com diferentes irregularidades para os modelos do comboio: (a) D=24,9m, (b) D=22m, (c) D=20m e (d) D=18m.

4.4.3 – ESTUDO DINÂMICO DA PONTE TBW 12720

A quantidade de análises dinâmicas efetuadas para a ponte TBW 12720 corresponde a um total de 348, devido ao tipo de irregularidade, comboio e velocidade. A Figura 4.27 apresenta um fluxograma da quantidade de análises dinâmicas.

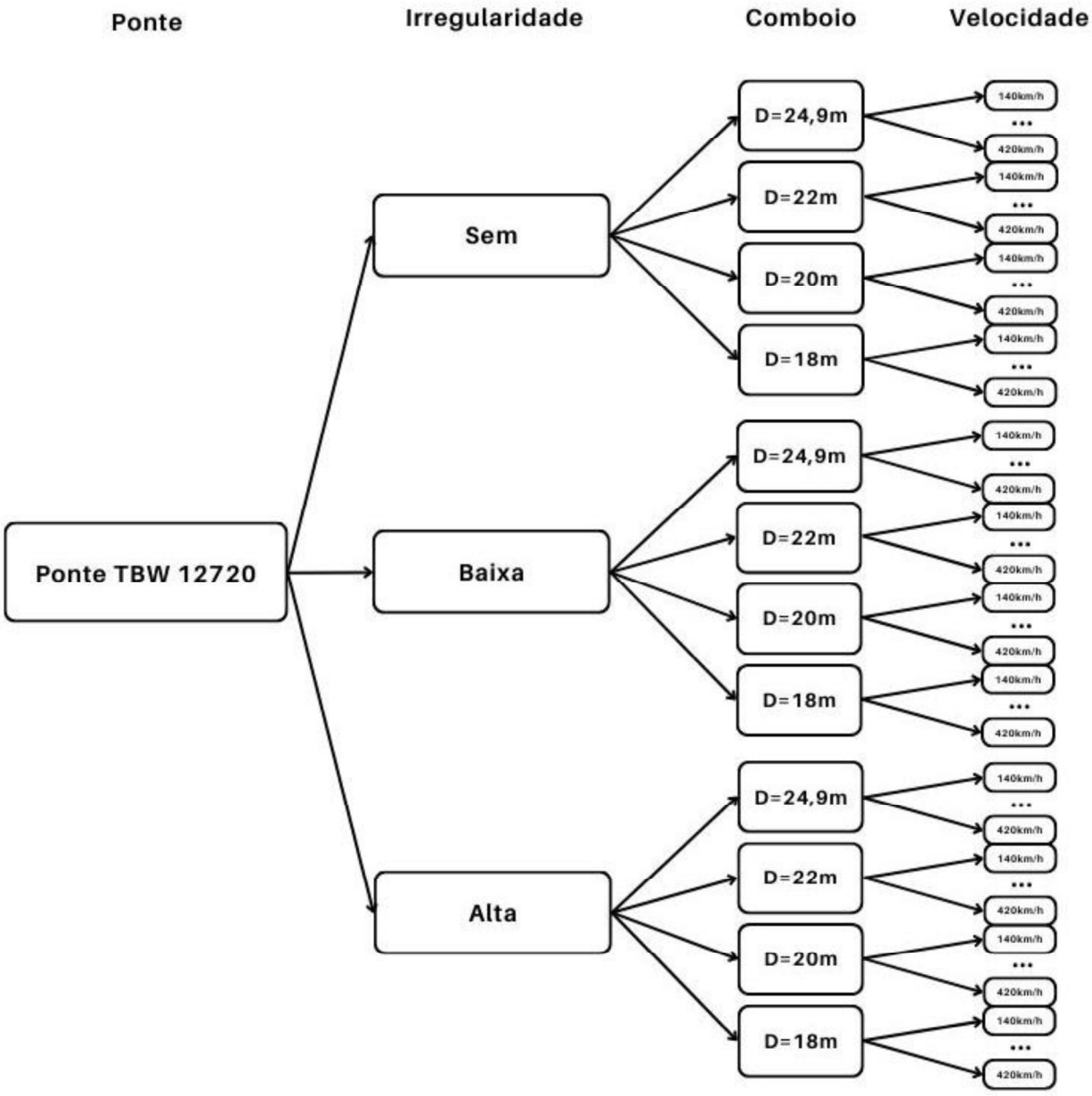


Figura 4.27 – Fluxograma da quantidade de análises dinâmicas para a ponte TBW 12720.

Para a ponte TBW 12720 com o vão de 34m, verifica-se que, dada a menor frequência de vibração associada ao primeiro modo vertical, os efeitos de ressonância ocorrem para velocidades de circulação mais baixas em relação à ponte anterior, como demonstrado no Quadro 4.5.

Quadro 4.4 – Velocidades teóricas para ocorrência de ressonância na Ponte TBW 12720.

Ponte TBW 12720 (f=4,78Hz)		
D	Velocidade teórica (m/s)	Velocidade teórica (km/h)
24,9	119,022	428,4792
22	105,16	378,576
20	95,6	344,16
18	86,04	309,744

Para cada velocidade foram obtidas as acelerações a meio vão ao longo da passagem do comboio. A título de exemplo, apresentam-se na Figura 4.28 histórias temporais referentes a duas velocidades, nomeadamente 220 km/h, que não leva à ocorrência de ressonância na ponte, e 300km/h, que se encontra bastante perto da velocidade ressonante para o comboio mais curto. Todos os resultados se referem ao cenário caracterizado por irregularidades altas na via. Tal como anteriormente, as acelerações no tabuleiro quando os comboios circulam a 220km/h apresentam valores baixos, enquanto que para a velocidade de 300km/h os efeitos de ressonância começam a ser mais notórios, especialmente na variante de comboio D=18m cuja velocidade ressonante para esta ponte se situa perto dos 310 km/h (ver Quadro 4.5).

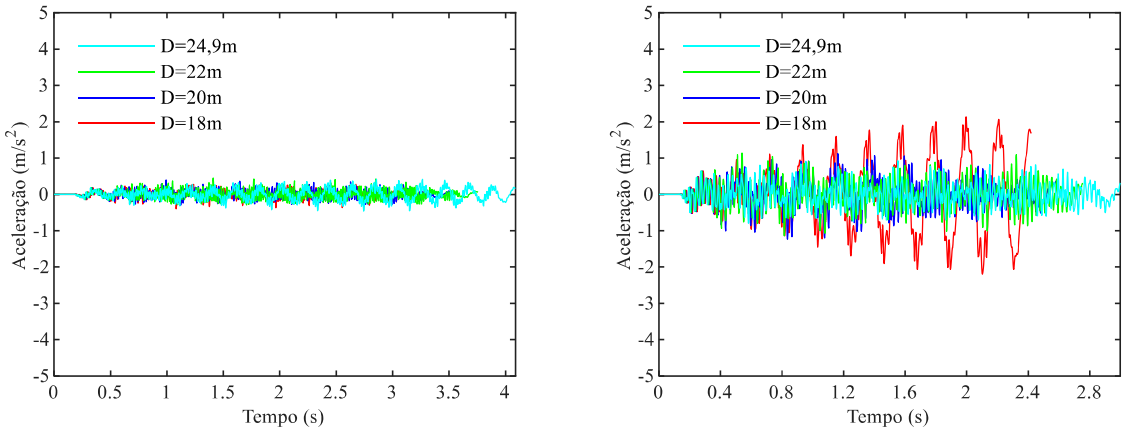


Figura 4.28 – Histórias temporais das acelerações a meio vão da ponte da ponte TBW 12720 no decorrer da passagem do comboio à mesma velocidade: (a) V= 220km/h e (b) V= 300km/h.

A Figura 4.29 apresenta os resultados das acelerações máximas para cada velocidade, considerando os três cenários de irregularidades e cada uma das variantes do comboio. Os gráficos confirmam a conclusão realizada na ponte anterior, isto é, para irregularidades mais altas ocorre uma maior aceleração vertical do tabuleiro da ponte, e com a redução do comprimento das carruagens os picos ressonantes ocorrem em velocidades mais baixas. No entanto, é possível observar-se que em nenhum cenário é atingido o limite de 5 m/s^2 estabelecido pela norma.

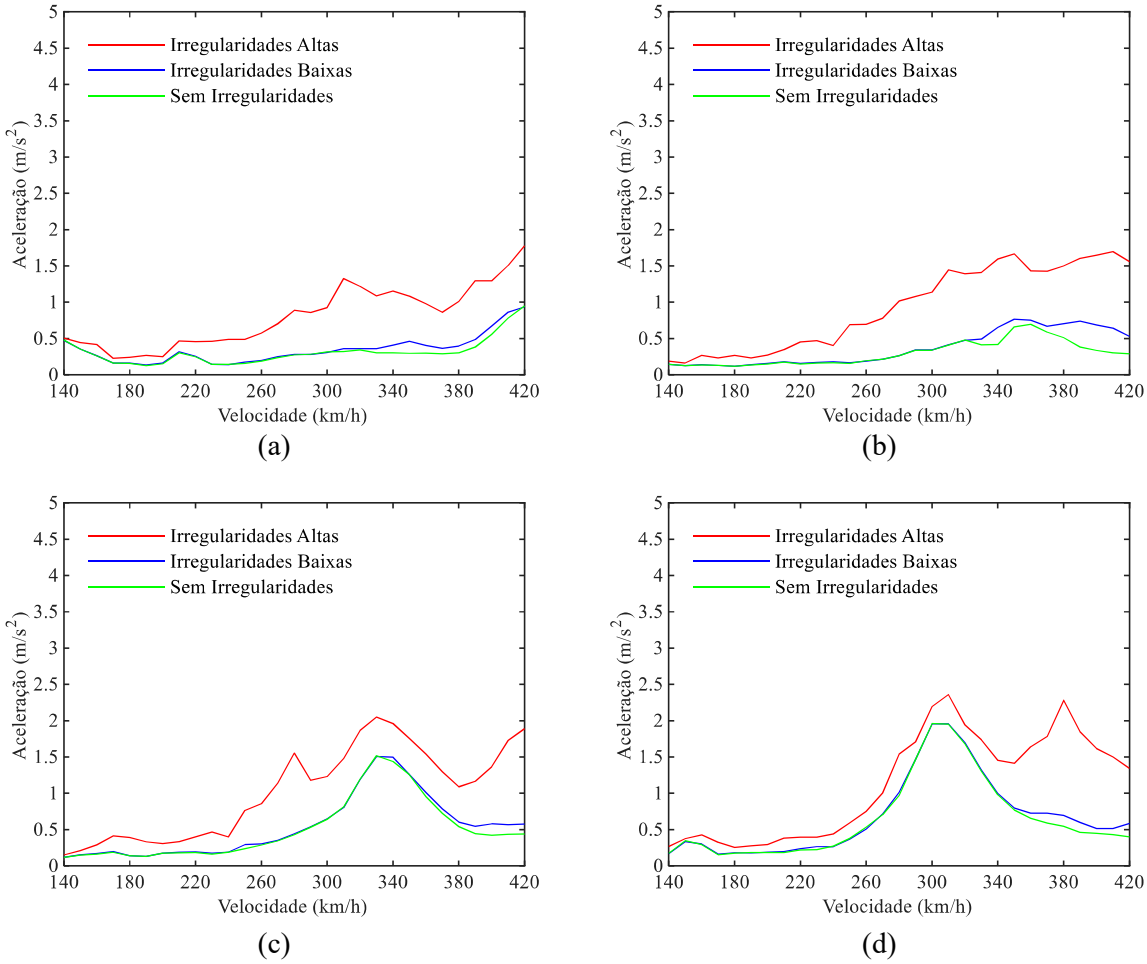


Figura 4.29 – Valores máximos das acelerações verticais a meio vão da ponte TBW 12720 com diferentes irregularidades para os modelos do comboio: (a) D=24,9m, (b) D=22m, (c) D=20m e (d) D=18m.

De seguida são demonstradas as forças de contacto obtidas da análise dinâmica e as forças de contacto filtradas da primeira roda do lado esquerdo do comboio como exemplificação para as restantes, para as velocidades 220km/h e 300 km/h. A Figura 4.30 apresenta os valores obtidos da análise dinâmica referentes as forças de contacto laterais e Figura 4.31 apresenta os valores obtidos da análise dinâmica referentes as forças de contacto verticais. Estes gráficos demonstram que a velocidade de circulação afeta significativamente as forças de contacto verticais, mas que tal diferença se esbate quando se aplicam os filtros necessários para a determinação dos fatores de descarrilamento.

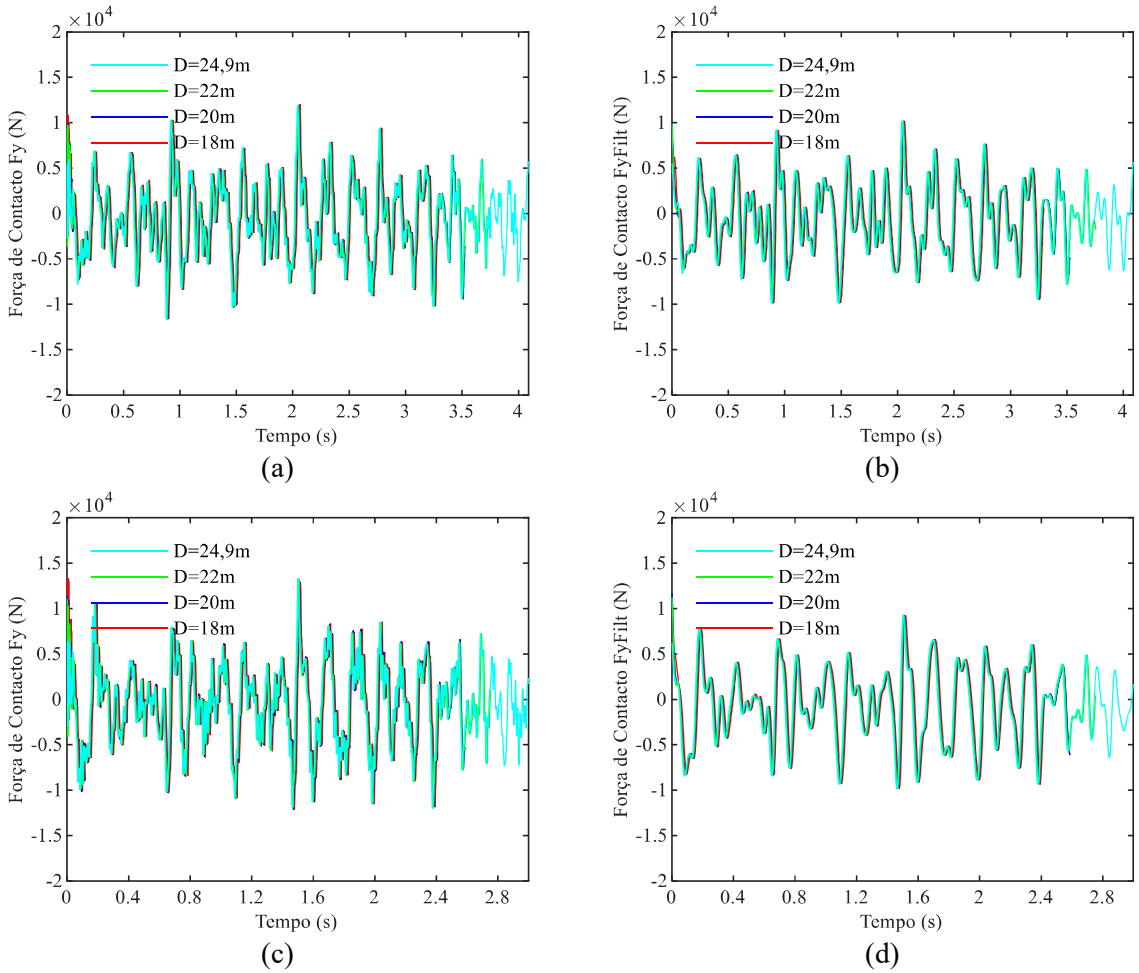


Figura 4.30 – Histórias temporais das forças de contacto: (a) Força lateral V= 220km/h (b) Força lateral filtrada V= 220km/h (c) Força lateral V= 300km/h (d) Força lateral filtrada V= 300km/h.

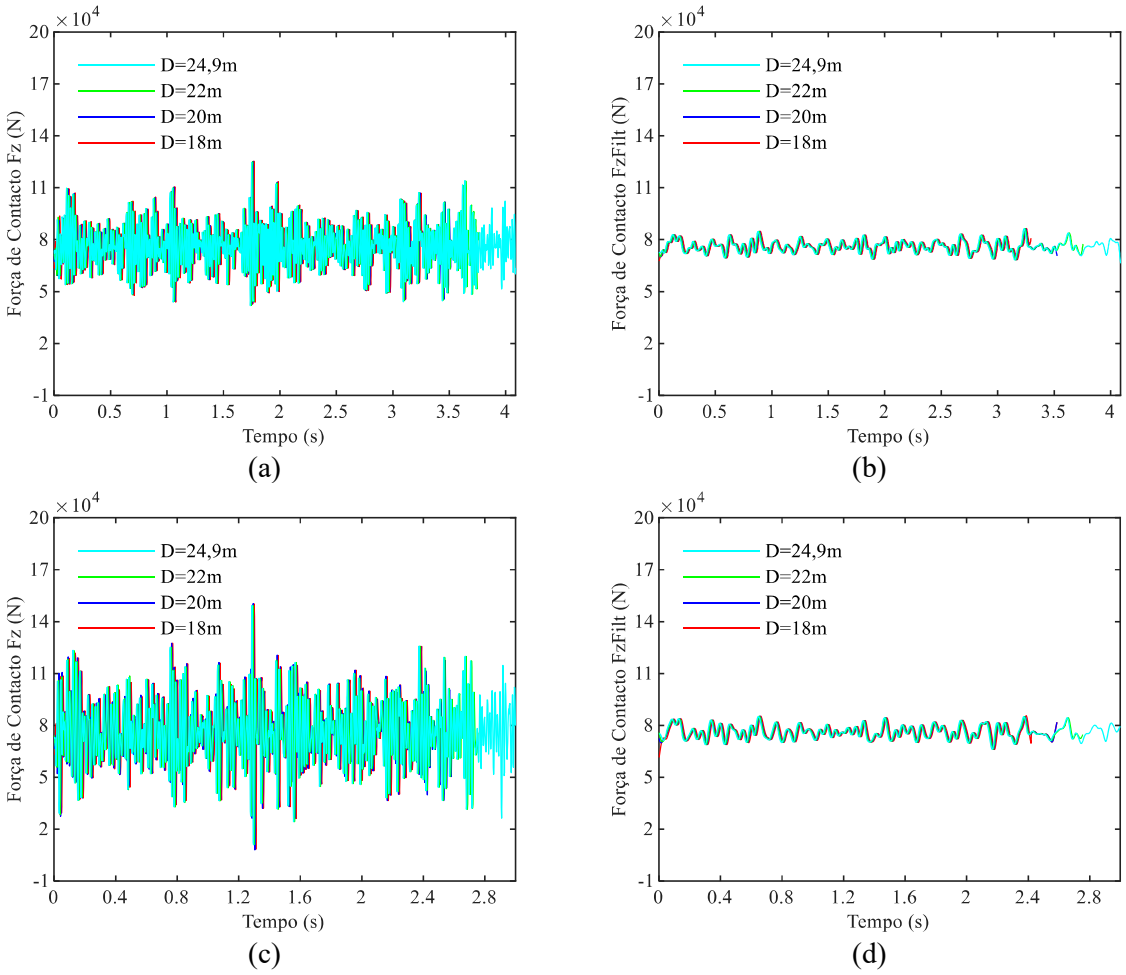


Figura 4.31 – Histórias temporais das forças de contacto: (a) Força vertical V= 220km/h (b) Força vertical filtrada V= 220km/h (c) Força vertical V= 300km/h (d) Força vertical filtrada V= 300km/h

A título de exemplo, são apresentados na Figura 4.32 os valores do critério de Nadal referentes à primeira roda do comboio do lado esquerdo para a velocidade de 220km/h e 300km/h. Mais uma vez torna-se claro que o critério de Nadal não é influenciado pela ressonância da ponte, porque independentemente da variante de comboio analisada, o critério não sofre alterações significativas, mesmo para situações onde o comboio circula a uma velocidade perto da ressonante.

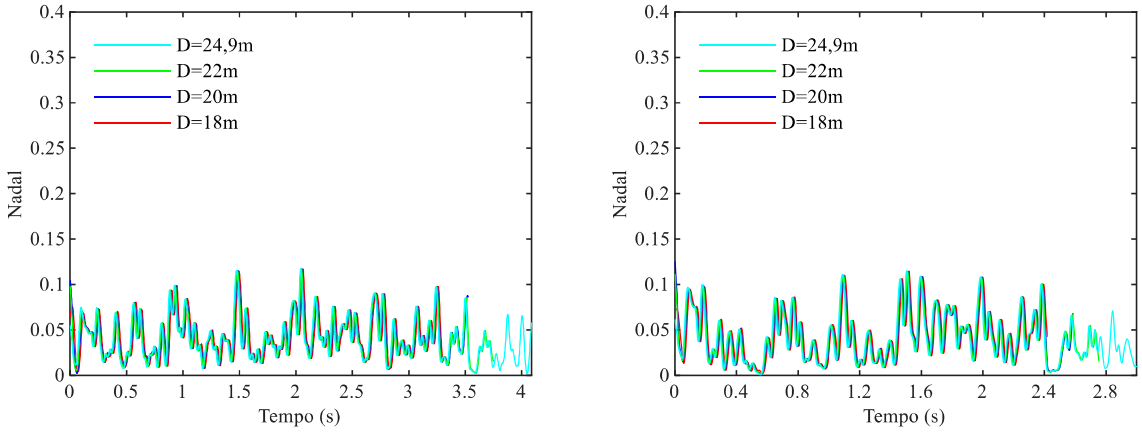


Figura 4.32 – Histórias temporais do critério de Nadal na ponte TBW 12720: (a) V=220km/h e (b) V=300km/h

A Figura 4.33 apresenta os valores máximos do critério de Nadal para cada velocidade tendo em conta a condição da via e cada comboio. Estes valores máximos têm em conta apenas os instantes em que cada roda se encontra sobre a ponte, não se tendo assim em conta os valores referentes às rodas que se encontram fora da ponte. Os resultados concluem que as irregularidades mais altas para velocidades maiores provocam forças laterais maiores que por consequência aumentam o critério de Nadal. Para esta ponte a conclusão retirada anteriormente é ainda mais nítida, uma vez que o aumento dos valores do critério de Nadal ocorrem para a mesma gama de velocidades, reforçando a ideia que tal aumento se deve exclusivamente à pior condição da via e não devido ao facto de ocorrer ressonância da ponte em algumas velocidades. Repare-se que neste caso as velocidades ressoantes encontram-se dentro do intervalo analisado, mas continua sem haver uma relação direta desta com os valores do critério de Nadal. Por fim, de frisar mais uma vez que o critério de Nadal está muito abaixo do seu limite de 0,8.

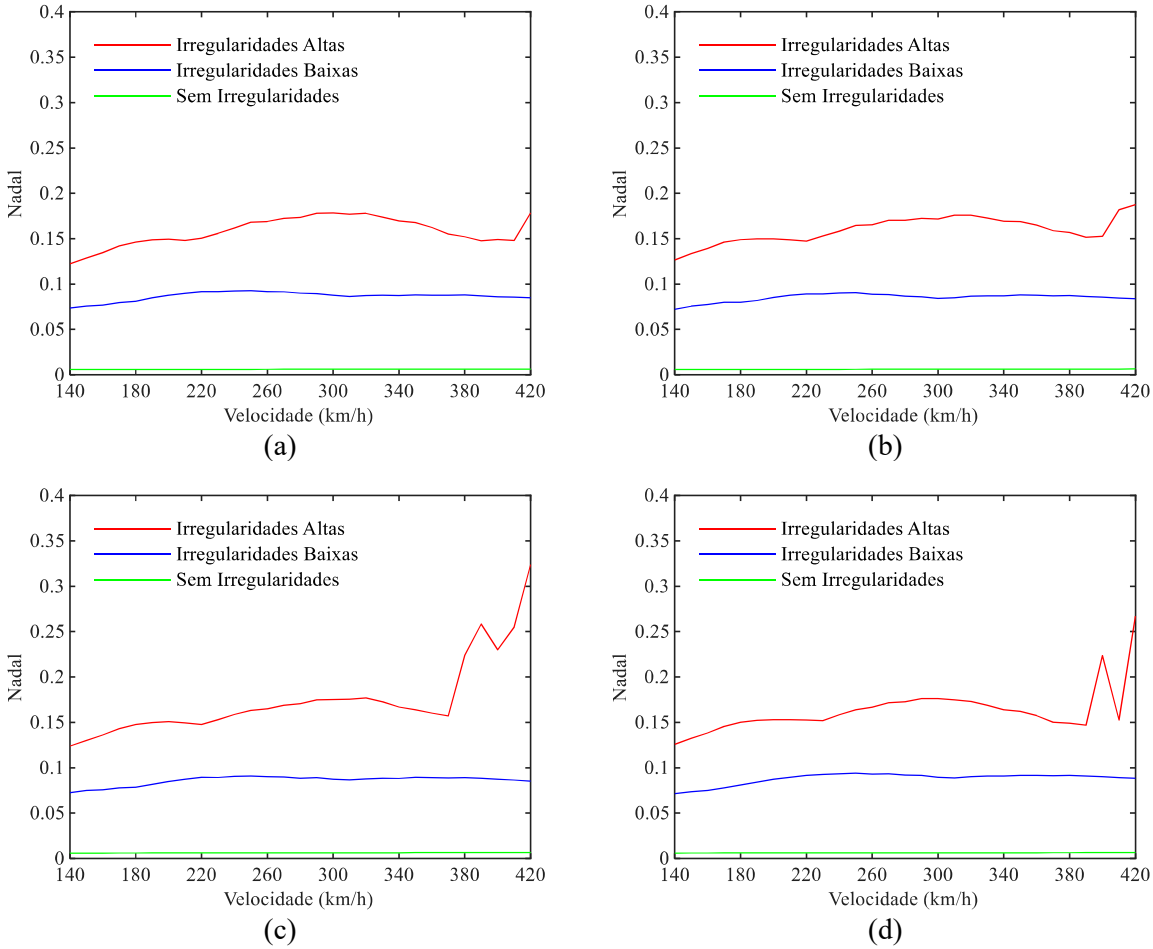


Figura 4.33 – Valores máximos do critério de Nadal aplicado na ponte TBW 12720 com diferentes irregularidades para os modelos do comboio: (a) D=24,9m, (b) D=22m, (c) D=20m e (d) D=18m.

A Figura 4.34 apresenta histórias temporais referentes ao critério de Descarga na primeira roda do lado esquerdo para duas velocidades diferentes, 220 km/h e 300 km/h, tendo em conta as quatro variantes do comboio e o nível de irregularidades altas. Os gráficos permitem concluir que o critério se encontra com valores bastante abaixo do limite de 0,9.

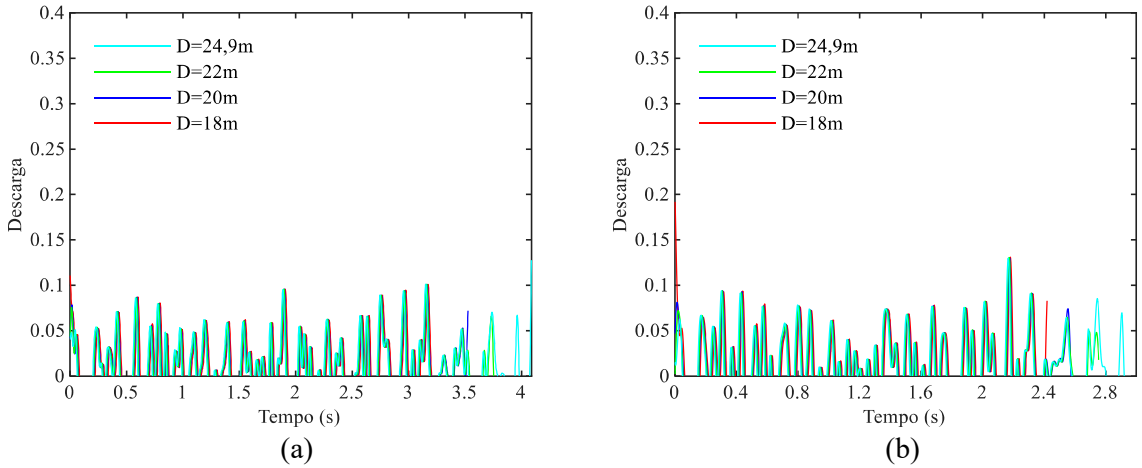


Figura 4.34 – Histórias temporais do critério de Descarga na ponte TBW 12720: (a) V=220km/h e (b) V=300km/h

A Figura 4.35 apresenta os valores máximos do critério de Descarga para cada velocidade tendo em conta os diferentes níveis de condição da via e as diferentes variantes de comboio estudadas. Estes valores máximos têm em conta apenas os instantes em que cada roda se encontra sobre a ponte, não se tendo assim em conta os valores referentes às rodas que se encontram fora da ponte. Tal como na ponte anterior, os resultados constatam que este critério é influenciado pela ressonância, uma vez que os picos nos cenários sem irregularidades são claramente coincidentes com aqueles observados na Figura 4.29 referente às acelerações no tabuleiro. Para níveis de irregularidade mais altos os picos não são tão visíveis uma vez que as irregularidades ganham preponderância em relação ao comportamento do comboio. Mais uma vez, o critério de Descarga está muito abaixo do seu limite de 0,9.

A análise das duas pontes permite concluir que pode ser de enorme importância a análise da segurança de circulação com base em critérios explícitos, uma vez que o atual critério normativo pode ser bastante conservativo. No entanto, será necessário no futuro expandir tais conclusões para outros tipos de pontes de forma a verificar-se a generalização dos resultados.

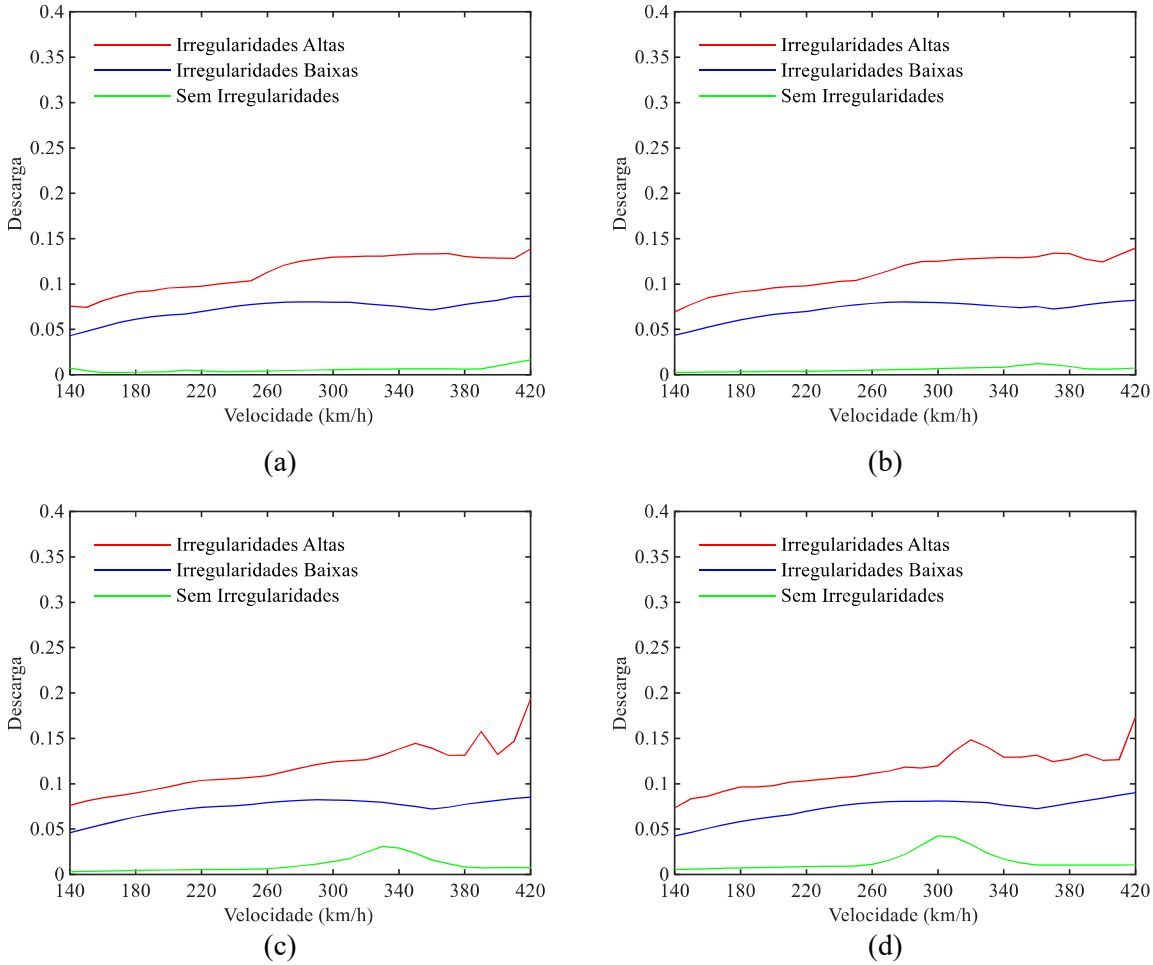


Figura 4.35 – Valores máximos do critério de Descarga aplicado na ponte TBW 12720 com diferentes irregularidades para os modelos do comboio: (a) D=24,9m, (b) D=22m, (c) D=20m e (d) D=18m.

5
CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÕES

O objetivo da dissertação centra na avaliação da segurança de circulação do comboio de alta velocidade sobre pontes com via não-balastrada, com a análise dinâmica de interação ponte-comboio, onde são obtidas as forças de contacto para calcular os critérios de descarrilamento e a aceleração a meio vão da ponte como critério normativo de forma a relacionar com os critérios de descarrilamento.

O estudo desenvolvido sobre a segurança de circulação de comboios de alta velocidade sobre pontes, consistiu na simulação da passagem dos modelos dos comboios, para velocidades entre os 140km/h e os 420km/h, com intervalos de 10km/h. Os resultados obtidos através da análise dinâmica foram as forças de contacto geradas a partir da interação roda-carril e as acelerações a meio vão da estrutura. Através de um código em MATLAB (2018) e a modelação em ANSYS (2018), em que em cada caso de estudo foram definidos parâmetros de entrada com base nas suas propriedades mecânicas e geométricas. Foram extraídas as matrizes de massa, rigidez e amortecimento da ponte, necessárias para se efetuar as análises dinâmicas através do método da interação ponte-comboio.

Cada simulação corresponde a um modelo de comboio a passar por uma determinada ponte, a uma das velocidades dentro do intervalo definido para cada irregularidade. Obteve-se a história temporal das acelerações verticais causadas a meio vão do tabuleiro, da qual foi guardada a informação da aceleração vertical máxima absoluta, uma vez que esta é a mais condicionante para a verificação da segurança. E em cada simulação obtiveram-se as forças de contacto laterais e verticais para o cálculo dos critérios de Nadal e de Descarga.

Esta dissertação comprovou que o critério de Nadal é apenas significativamente influenciado pelo nível das irregularidades, pois quando o comboio circula a alta velocidade gera forças laterais maiores, o que aumenta o seu valor. O critério de Descarga mostrou-se dependente dos efeitos de ressonância em ambas as pontes estudadas, contudo os seus valores encontram-se muito abaixo do limite de segurança, mesmo em situações onde o critério normativo relativo às acelerações do tabuleiro já se encontrava acima do limite de $5m/s^2$.

Concluindo, o critério normativo relativo à aceleração vertical no tabuleiro apresenta valores significativamente conservativos em relação à verificação da segurança de circulação do comboio, mesmo em situações de ressonância. Em relação, a perda de estabilidade sobre pontes devido a fenómenos de ressonância não é visível através do critério de Nadal, razão pela qual, em situações normais em que a qualidade da via cumpre os limites da norma, análises dinâmicas onde se considere apenas a dinâmica vertical do sistema ponte-comboio podem ser suficientes para avaliação do risco de

descarrilamento. A análise das duas pontes permite aferir que pode ser de enorme importância a análise da segurança de circulação com base em critérios explícitos, uma vez que o atual critério normativo pode ser bastante conservativo.

5.2 TRABALHOS FUTUROS

Os trabalhos futuros que podem ser desenvolvidos, tendo como base este trabalho são:

a) Calibração das principais propriedades dinâmicas da estrutura (frequências e forma dos modos de vibração), com base em dados experimentais. O coeficiente de amortecimento, os modos de vibração e as suas frequências podem ser obtidos através da monitorização da estrutura, permitindo uma simulação do comportamento da estrutura mais realista;

b) Consideração de tipologias adicionais de comboio para a análise dinâmica de interação roda-carril;

c) Analisar mais pontes e mais comboios distintos de forma a generalizarem-se as conclusões;

d) Desenvolver análises probabilísticas de forma a conseguir chegar-se a um novo critério robusto de segurança de circulação que tenha em conta os critérios de descarrilamento;

e) Análise dinâmica numa ponte continua, com pilares intermédios (diferentes soluções estruturais);

f) Estudo da amplificação do efeito dinâmico para um comboio duplo (16 carruagens);

g) Consideração de ações externas adicionais, tais como vento ou sismos, de forma a analisar-se a sua influência na segurança de circulação;

h) Adaptação dos critérios normativos de forma a ter-se em conta estes outros tipos de ação externa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

AAR (2011) - M1001: *Manual of standards and recommended practices: Section C, Part II - Design, Fabrication, and Construction of Freight Cars*. Washington, DC, USA: Association of American Railroads.

Andersson, E., Berg, M., Stichel, S. *Rail vehicle dynamics: Fundamentals and guidelines*, Royal Institute of Tecnology, Stockholm, Sweden, (1999).

Antolín, P., J. M. Goicolea, J. Oliva e M. A. Astiz. 2012. "*Nonlinear train-bridge lateral interaction using a simplified wheel-rail contact method within a finite element framework*". Journal of Computational and Nonlinear Dynamics 7, no. 4

ANSYS®. Academic Research, Release 19.2, ANSYS Inc., Canonsburg, PA, USA, 2018.

Alexandre, M. (2019). *Avaliação da Influência de Barreiras Protetoras de Vento na Segurança de Circulação de Comboios de Alta Velocidade em Pontes*. Dissertação de Mestrado, FEUP

B

Barbosa, D. (2019). *Análise de Estabilidade de Comboios na Ponte Ferroviária de Alta Velocidade sobre o Rio Volga sob a Ação de Ventos Laterais Extremos*. Dissertação de Mestrado, FEUP

Bjerager, P. (1991). *Methods for structural reliability computations*. In Courses and Lectures - International Centre for Mechanical Sciences (Issue 317). Springer, Vienna.

Bozzone, E., P. Pennestrì e P. Salvini. 2011. "*Dynamic analysis of a bogie for hunting detection through a simplified wheel–rail contact model*". Multibody System Dynamics 25, no. 4.

Broding, W.C.; Diederich, F.W.; Parker, P.S. (1964) – *Structural optimization and design based on a reliability design criterion*, J. Spacecraft, Vol. 1, no 1, pp. 56-61.

C

Carter (1926). *On the action of a locomotive driving wheel*, Proceedings of the Royal Society of London, 112, pp. 151-157.

Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. In Earthquake Spectra (Vol. 17, Issue 3).

Clough, R. W., & Penzien, J. (2002). *Dynamics of structures. In Earthquake Engineering Handbook*.

Claus, H., Schiehlen, W. (1998). *Modeling and simulation of railway bogie structural vibrations*, Vehicle System Dynamics, 29 (1), pp. 538-552.

D

Delgado, R. M., & Dos Santos, R. C. S. M. (1997). *Modelling of railway bridge-vehicle interaction on high speed tracks*. In Computers and Structures, 63(3), 511–523.

Du, X.T., Y.L. Xu e H. Xia. 2012. *Dynamic interaction of bridge–train system under non-uniform seismic ground motion*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 41, no. 1: 139–57. 10.1002/eqe.1122.

E

ELKINS, J.A.; CARTER, A. (1993) - *Testing and analysis techniques for safety assessment of rail vehicles: the state-of-the-art*. Vehicle System Dynamics. 22:3-4. 185-208.

EN1990 - Anexo A2. (2001). EN1990 - EUROCODE: BASIS OF STRUCTURAL DESIGN Annex2: Application for bridges design.

EN1991-2. (2017). Eurocódigo 1: Ações em estruturas parte 2: Ações de tráfego em pontes.

EN 14363 (2016). Railway applications - Testing and Simulation for the acceptance of running characteristics of railway vehicles - Running Behaviour and stationary tests

ERRI (1999) - Rail Bridges for Speeds > 200km/h RP9 - Final Report, European Rail Research Institute.

ERRI D 214/RP 9. (2001). Final Report Part A: Synthesis of the results of D 214 research Part B: Proposed UIC Leaflet - D 214 - Rail bridges for speeds > 200 km/h - D (D190-D91) - Permanent Way and Structures - Technical Reports (Collection) - Technical Documents. https://www.shopetf. com/en/final-report-part-a-synthesis-of-the-results-of-d-214-research-part-b-proposed-uic- leaflet

ETI (2002), Directiva 96/48/CE - Especificação Técnica de Interoperabilidade para o Subsistema "Infraestrutura" do sistema Ferroviário Transeuropeu de Alta Velocidade. Jornal Oficial das Comunidades Europeias L 245 de 12 de Setembro de 2002.

European Comission (2011). White Paper on transport.

F

Falomi, S, M. Malvezzi e E. Meli. (2010). "*Multibody modeling of railway vehicles: Innovative algorithms for the detection of wheel-rail contact points*". Wear 271, no. 1-2.

Figueiredo, H., Calçada, R., De, R. D. Texto de suporte à disciplina Dinâmica. (2009). *Aspectos Regulamentares no Cálculo de Pontes Ferroviárias em Linhas de Alta Velocidade.*

Francisco, F. (2022). *O Novo Plano Ferroviário Nacional.* 19/05/2022. FEUP

G

Gonçalves, J. (2020). *Análise Probabilística da Segurança de Circulação de Comboios de Alta Velocidade em Pontes Ferroviárias de Pequeno Vão*. Tese de Mestrado, FEUP.

Goicolea J. (2014). *Simplified Mechanical Description of AVE S-103 - ICE3 Velaro E High Speed Train*

H

Hertz, H. 1882. "*Ueber die Berührung fester elastischer Körper [On the contact of elastic solids]*". Journal für die reine und angewandte Mathematik 92: 156-71.

Hughes, T.J.R. *The finite element method: Linear static and dynamic finite element analysis*, Dover Publications, New York City, NY, USA, 2000.

I

INNOTRACK (2008), *Sustainable development, global change and ecosystems*. D2.1.3 First phase report on the modelling of poor-quality sites. Czech Technical University, Prague.

K

Kalker, J.J. 1967. "*On the rolling contact of two elastic bodies in the presence of dry friction*". PhD thesis, Department of Mechanical Engineering, Delft University of Technology.

Kalker, J.J. (1979). "*The computation of three-dimensional rolling contact with dry friction*". International Journal for Numerical Methods in Engineering 14, no. 9: 1293-307. 10.1002/nme.1620140904.

Kalker. 1991. "*Wheel-rail rolling contact thery*". Wear 144, no. 1-2:243-61. 10.1016/0043-1648(91)90018-P.

Kalker, J.J. *Three-Dimensional Elastic Bodiess in Rolling Contact*. Kluwer Academic Publichers, Dordrecht, The Netherlands, 1990.

Kalker, J.J. - *Book of Tables fot the Hertzian Creep-Forces Law*. Delft, Netherlands, (1996).

L

Lei, X. e N. A. Noda. 2002. "*Analyses of dynamic response of vehicle and track coupling system with random irregularity of track vertical profile*". Journal of Sound and Vibration 258, no. 1.

M

MATLAB®. Release R2018a, The MathWorks Inc., Natick, MA, USA, 2018.

Montenegro, P. (2015). *A methodology for the assessment of the train running safety on bridges*. Tese de Doutoramento, FEUP.

Montenegro P., Neves S., Calçada R., Tanabe M., Sogabe M. (2015). *Wheel-rail contact formulation for analyzing the lateral train-structure dynamic interaction*. Computers & Structures, 152, 200-214.

Montenegro P., Barbosa D., Carvalho H., Calçada R. (2020b). *Dynamic effects on a train-bridge system caused by stochastically generated turbulent wind fields.*

Montenegro P., Carvalho H., Ribeiro D., Calçada R., Tokunaga M., Tanabe M., Zhai W. (2021b). *Assessment of train running safety on bridges: A literature review*.

Montenegro P. Carvalho H., Ortega M., Millanes F., Goicolea J., Zhai W., Calçada R. (2022a). *Impact of the train-track-bridge system characteristics in the runnability of high-speed trains against crosswinds - Part I: Running safety*.

Moreira, M. (2021). *Análise Probabilística de Segurança de Circulação de Comboios de Alta Velocidade sobre Pontes Integrais*. Dissertação de Mestrado, FEUP

Museros, P., Romero, M.L., Poy, A. and Alarcon, E. (2002) - "*Advances in the analysis of short span railway bridges for high-speed lines*", Computers and Structures, Vol. 80, pp. 2121:2132.

N

Neves, S. G. M., Azevedo, A. F. M., & Calçada, R. (2012). *A direct method for analyzing the vertical vehicle-structure interaction*. Engineering Structures, 34, 414–420.

Neves, S. G. M., Montenegro, P. A., Azevedo, A. F. M., & Calçada, R. (2014). *A direct method for analyzing the nonlinear vehicle-structure interaction*. Engineering Structures, 69, 83–89.

Neves, S. G. M., Montenegro, P. A., Jorge, P. F. M, Calçada, R. & Azevedo, A.F.M. (2021). *Modelling and analysis of the dynamic response of a railway viaduct using an accurate and efficient algorithm*. Engineering Structures, 226, 111308

Nguyen, D.V., K.D. Kim e P. Warnitchai. 2009a. "*Dynamic analysis of three-dimensional bridge-high-speed train interactions using a wheel-rail contact model*". Engineering Structures 31, no. 12

Nguyen, D.V., K.D. Kim e P. Warnitchai. 2009b. "*Simulation procedure for vehicle–substructure dynamic interactions and wheel movements using linearized wheel–rail interfaces*". Finite Elements in Analysis and Design 45, no. 5

Nishimura, K., Y. Terumichi, T. Morimura e K. Sogabe. 2008. "*Development of vehicle dynamics simulation for safety analyses of rail vehicles on excited tracks*". Journal of Computational and Nonlinear Dynamics 4, no. 1

P

Peixer, M.A., Montenegro, P.A., Carvalho, H., Ribeiro, D., Bittencourt, T.N., Calçada, R. (2021) *Running safety evaluation of a train moving over a high-speed railway viaduct under different track conditions*. Engineering Failure Analysis, Volume 121, 105133, ISSN 1350-6307.

Piotrowski, J. e H. Chollet. (2005). "*Wheel–rail contact models for vehicle system dynamics including multi-point contact*". Vehicle System Dynamics 43, no. 6-7.

Polach, Oldrich J Vehicle System Dynamics. (1999). "*A fast wheel-rail forces calculation computer code*". 33, no. sup1: 728-39.

Q

Quost, X., M. Sebes, A. Eddhahak, J.B. Ayasse, H. Chollet, P.E. Gautier e F. Thouverez. (2006). "*Assessment of a semi-Hertzian method for determination of wheel–rail contact patch*". Vehicle System Dynamics 44, no. 10: 789–814.

Quost, Xavier. (2005). "*Modélisation de l'effet du vent sur les trains à grande vitesse - Étude dynamique et stochastique appliquée aux risques de renversement*". Masters, L'École Centrale de Lyon.

R

Ribeiro, D. (2004). *Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade*. Tese de Mestrado, FEUP.

S

Saramago G., Montenegro P., Ribeiro D., Silva A., Santos S., Calçada R. (2022). *Experimental Validation of a Double-Deck Track-Bridge System under Railway Traffic*

Shabana, A., M. Berzeri e J.R. Sany. (2001). "*Numerical procedure for the simulation of wheel/rail contact dynamics*". Journal of Dynamic Systems, Measurement and Control, Transactions of the ASME 123, no. 2.

Shabana, A., K.E. Zaazaa, J.L. Escalona e J.R. Sany. (2004). "*Development of elastic force model for wheel/rail contact problems*". *Journal of Sound and Vibration* 269, no. 1-2: 295-325.

Shabana, A., M. Tobaa, H. Sugiyama e K.E. Zaazaa. (2005). "*On the computer formulations of the wheel/rail contact problem*". Nonlinear Dynamics 40, no. 2: 169-93.

Shabana, A., K.E. Zaazaa e H. Sugiyama. (2008). *Railroad vehicle dynamics: A computational approach*. Boca Raton, FL, USA: CRC Press - Taylor & Francis Group.

Shen, Z.Y., J.K. Hedrick e J.A. Elkins. (1983). "*A comparison of alternative creep force models for rail vehicle dynamic analysis*". Vehicle System Dynamics 12, no. 1-3: 79-83.

Sugiyama, H., K. Araki e Y. Suda. (2009). "*On-line and off-line wheel/rail contact algorithm in the analysis of multibody railroad vehicle systems*". Journal of Mechanical Science and Technology 23, no. 4: 991-96.

Sugiyama, H. e Y. Suda. (2009). "*On the contact search algorithms for wheel/rail contact problems* ". Journal of Computational and Nonlinear Dynamics 4, no. 4.

Sun L., Chen L., Zelelew H. (2013). *Stress and Deflection Parametric Study of High-Speed Railway CRTS-II Ballastless Track Slab on Elevated Bridge Foundations.*

SUPERTRACK (2005), *Sustained performance of railway tracks - Final report*. Instrumentation, monitoring and physical modelling of high-speed line. Norwegian Geotechnical Institute (NGI).

T

TSI. 2002. *Technical specification for interoperability relating to the infrastructure subsystem of the trans-European high-speed rail system*. TSI. Brussels: Official Journal of the European Union.

U

UIC (2008). *Best practice guide for optimum track geometry durability*. UIC Infrastructure Commission - Civil Engineering Support Group. UIC 774-3-R (2001). Track/bridge interaction – Recommendations for calculation. 2nd Edition, Union International des Chemins de fer: Paris, France.

UIC (2018). *High speed rail – Fast track to sustainable mobility*

W

Wu, Yean-Seng e Yeong-Bin J Engineering Structures Yang. 2003. "*Steady-state response and riding comfort of trains moving over a series of simply supported bridges*". 25, no. 2: 251-65.

Y

Yang, F. e G. Fonder. 1996. "*An iterative solution method for dynamic response of bridge-vehicles systems*". Earthquake Engineering and Structural Dynamics 25, no. 2: 195-215.

Z

Zacher, M. and Baeβler, M. (2009) - "*Dynamic behaviour of ballast on railway bridges*", in Dynamics of High-Speed Railway Bridges, Taylor & Francis.

Zacher, M., & Baeßler, M. (2008). *Dynamic behaviour of ballast on railway bridges*. Dynamics of High-Speed Railway Bridges, 99–112.

Zhai, W., Wang, K. and Lin, J. (2004) - "*Modelling and experiment of railway ballast vibrations*", Journal of Sound and Vibration, Vol. 270, pp. 673-683.

Zhai, W., K. Wang e C. Cai. 2009a. "*Fundamentals of vehicle-track coupled dynamics*". Vehicle System Dynamics 47, no. 11: 1349-76.