

ANÁLISE DE FADIGA DE UMA PONTE COM TABULEIRO METÁLICO ORTOTRÓPICO EM VIA DE ALTA VELOCIDADE

JOÃO FRANCISCO AMARO ROCHA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

Co-Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@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

Fax +351-22-508 1440

✉ 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 Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meu Pai e ao David

"Sempre faço o que não consigo fazer, para aprender o que não sei!"

Pablo Picasso

AGRADECIMENTOS

Durante a realização da presente dissertação, houve um conjunto de pessoas cujo apoio foi fundamental para o desenvolvimento e conclusão dos objectivos a que me propus desde o seu início. Como tal, gostaria de agradecer a todos aqueles que de forma directa ou indirecta contribuíram para a realização deste objectivo, nomeadamente:

- Ao Professor Raimundo Moreno Delgado, orientador da dissertação, pela simpatia, conselhos sábios, por toda a disponibilidade durante o desenvolvimento deste projecto e pelos ensinamentos durante todo o percurso académico;
- Ao Professor Rui Artur Bártolo Calçada, co-orientador da dissertação, pela disponibilidade, ânimo e entusiasmo que sempre o caracterizaram durante todo o desenvolvimento desta dissertação, bem como durante o percurso académico;
- Ao Carlos Albuquerque, colega e amigo, pelas importantes sugestões e conhecimentos transmitidos ao longo do todo o desenvolvimento deste projecto, bem como toda a disponibilidade durante os últimos meses;
- À minha família que por vezes se viu privada da minha companhia em detrimento do desenvolvimento da presente dissertação, bem como pela paciência em momentos de maior pressão;
- Aos meus amigos que me acompanharam durante o percurso académico, pela ajuda, incentivo e companheirismo durante as longas horas de trabalho.

RESUMO

O principal objectivo da presente dissertação consistiu na análise da fadiga de pontes metálicas com tabuleiro ortotrópico em via de alta velocidade. Este estudo incidiu na Ponte de Prester, ponte do tipo Bowstring, com 138 metros de vão, situada na linha de alta velocidade que liga as cidades de Bruxelas e Colónia.

Numa primeira fase procedeu-se ao estudo dos conceitos e princípios gerais de análise da fadiga, descrevendo-se os métodos geralmente utilizados no cálculo do dano através das metodologias indicadas nos Eurocódigos. Foram ainda referidas algumas verificações e classificações à fadiga dos detalhes construtivos da ponte tendo como base este regulamento.

Seguidamente realizou-se uma descrição da Ponte de Prester, bem como dos procedimentos utilizados na sua modelação no programa ANSYS. Desenvolveu-se um programa baseado na linguagem em MATLAB com o intuito de obter os esforços na estrutura de forma mais rápida, seguindo-se a sua validação.

Realizou-se uma análise dinâmica da Ponte de Prester, no sentido de obter uma ideia global do funcionamento da estrutura, e que seguidamente foi utilizada para um estudo da influência da variação dos incrementos de tempo e da gama de frequências adoptada na resposta dinâmica da estrutura.

Posteriormente desenvolveu-se uma análise à fadiga da ponte em estudo, classificando-se numa primeira fase todos os detalhes construtivos da estrutura, seguindo-se um estudo das tensões existentes para uma gama de velocidades entre os 250 e os 500 km/h. Posteriormente, e aplicando o método da gota de água, realizou-se uma análise pormenorizada da resistência à fadiga dos diversos detalhes de cada elemento ou ligação da Ponte de Prester. Foi feita uma análise final aos esforços mínimos necessários a aplicar aos parafusos de pré-esforço para garantir a resistência das peças de ligação.

Finalmente, efectuou-se uma análise paramétrica da influência da classificação de resistência à fadiga atribuída aos detalhes construtivos, do tempo de vibração livre e da gama de frequências na determinação do dano na estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Análise de fadiga, Ponte Bowstring, Tabuleiro metálico ortotrópico, Alta velocidade, Eurocódigos

Abstract

The main objective of this thesis was to analyze the fatigue damage in orthotropic deck in steel bridges in high-speed railways. This study was focused in the Prester Bridge, a Bowstring bridge, with 138 meters of span and situated in the railway line from Brussels to Koln.

In the first phase, it was studied the general concepts and principles of fatigue analysis, describing the methods generally used in the damage calculation by the methodology indicated by the Eurocodes. It was also referred some verifications and classifications to the fatigue of the bridge's constructive details, using as a base this regulation.

After, a description of the Prester Bridge was made, well as some proceedings used in its modeling in the ANSYS program. A program was developed, using the MATLAB language, in order to get the structure forces in a quicker way, making its validation after.

It was made one dynamic analysis of the Prester Bridge, to get the global idea of the structure functioning and it was used after to study the influence of the variation in the time and frequency range increments adopted in the structure final dynamic response.

Following this, it was developed a fatigue analysis of the bridge here in study, classifying, in the first phase, the entire constructive details in the structure, making after the study of the existing tensions to velocities ranging between 250 and 500 km/h. Applying the *rainflow* method, the fatigue resistance of the various details of each element or connection was deeply analyzed. One final analysis of the minimum stresses needed to the pre-stressed bolts to ensure the resistance of the connection parts was also made.

Finally, a parametric analysis was effectuated, analyzing the influence of the classification of the fatigue resistance attributed to the constructive details, free vibration times and frequency ranges in the determination of the structure damage.

KEYWORDS: Fatigue analysis, Bowstring bridge, orthotropic steel deck, High speed, eurocodes

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2. ENQUADRAMENTO BIBLIOGRÁFICO	2
1.3. OBJECTIVOS E CONTEÚDO DA TESE	7

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE UMA ANÁLISE DE FADIGA	9
2.1. INTRODUÇÃO	9
2.2. CONCEITOS BÁSICOS DE FADIGA	10
2.3. PRINCÍPIOS GERAIS DE ANÁLISE DA FADIGA	11
2.3.1. MÉTODO DA ACUMULAÇÃO DO DANO	11
2.3.1.1. Ciclos, amplitudes e espectros de tensão	11
2.3.1.2. Curvas de resistência à fadiga	12
2.3.1.3. Conceito de dano	14
2.4. METODOLOGIAS DE CONTAGEM DE CICLOS DE TENSÃO	14
2.4.1. MÉTODO DA GOTA DE ÁGUA (“RAINFLOW”)	15
2.5. A ANÁLISE DA FADIGA SEGUNDO O EUROCÓDIGO	16
2.5.1. CURVAS DE RESISTÊNCIA À FADIGA	18
2.5.2. ALTERAÇÕES DA RESISTÊNCIA À FADIGA	21
2.5.3. CATEGORIAS DE DETALHE REGULAMENTARES	21
2.5.4. MODELOS DE TRÁFEGO DE FADIGA	23
2.5.5. VERIFICAÇÃO À FADIGA	28

3. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE PRESTER	29
3.1. INTRODUÇÃO	29
3.2. A PONTE DE PRESTER	29
3.3. MODELAÇÃO DA PONTE DE PRESTER	31

3.4. VALIDAÇÃO DO PROGRAMA DESENVOLVIDO EM MATLAB	34
3.5. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE PRESTER	37
3.5.1. RESPOSTA DINÂMICA DA ESTRUTURA	37
3.5.2. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE AOS INCREMENTOS TEMPORAIS	39
3.5.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE À GAMA DE FREQUÊNCIAS	40
 4. ANÁLISE DE FADIGA NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	 43
4.1. INTRODUÇÃO	43
4.2. CLASSIFICAÇÃO À FADIGA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	43
4.2.1. CLASSIFICAÇÃO DOS DETALHES DAS VIGAS PRINCIPAIS	44
4.2.2. CLASSIFICAÇÃO DOS DETALHES DAS VIGAS TRANSVERSAIS	45
4.2.3. CLASSIFICAÇÃO DOS DETALHES DAS LONGARINAS	46
4.2.4. CLASSIFICAÇÃO DOS DETALHES DOS PENDURAIIS	47
4.3. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	48
4.3.1. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NAS VIGAS PRINCIPAIS	49
4.3.2. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NAS VIGAS TRANSVERSAIS.....	52
4.3.3. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NAS LONGARINAS.....	55
4.3.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS PENDURAIIS	60
4.4. ANÁLISE À FADIGA	63
4.4.1. ANÁLISE À FADIGA DAS VIGAS PRINCIPAIS	63
4.4.2. ANÁLISE À FADIGA DAS VIGAS TRANSVERSAIS	72
4.4.3. ANÁLISE À FADIGA DAS LONGARINAS	80
4.4.4. ANÁLISE À FADIGA DOS PENDURAIIS	85
4.5. ANÁLISE COM PARAFUSOS PRÉ-ESFORÇADOS.....	97
 5. ANÁLISE PARAMÉTRICA DA FADIGA	 99
5.1. INTRODUÇÃO	99
5.2. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA CLASSE DE RESISTÊNCIA	99
5.2.1. INFLUÊNCIA NAS VIGAS PRINCIPAIS	99
5.2.2. INFLUÊNCIA NAS VIGAS TRANSVERSAIS	101
5.2.3. INFLUÊNCIA NAS LONGARINAS	102
5.2.4. INFLUÊNCIA NOS PENDURAIIS	104

5.3. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO TEMPO DE VIBRAÇÃO LIVRE	105
5.3.1. INFLUÊNCIA NAS VIGAS PRINCIPAIS	105
5.3.2. INFLUÊNCIA NAS VIGAS TRANSVERSAIS	106
5.3.3. INFLUÊNCIA NAS LONGARINAS	107
5.3.4. INFLUÊNCIA NOS PENDURAS	108
5.4. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA GAMA DE FREQUÊNCIAS	110
5.4.1. INFLUÊNCIA NAS VIGAS PRINCIPAIS	110
5.4.2. INFLUÊNCIA NAS VIGAS TRANSVERSAIS	111
5.4.3. INFLUÊNCIA NAS LONGARINAS	112
5.4.4. INFLUÊNCIA NOS PENDURAS	114
 6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	 117
6.1. CONCLUSÕES	117
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	121

ÍNDICE DE FIGURAS

1. INTRODUÇÃO

Fig.1.1 – Evolução no tempo do a) deslocamento e b) aceleração a meio vão do tabuleiro, no eixo da via carregada, obtida com a passagem do comboio VIRGN a uma velocidade de 270 km/h e 340 km/h respectivamente [adaptado de 3]	3
Fig. 1.2 - Registos da evolução temporal do deslocamento e da aceleração para a passagem dos comboios ICE2 e TALGO [adaptado de 4].....	4
Fig. 1.3 - Espectros de tensão considerando diversos ciclos de resposta em vibração livre para a passagem do comboio TGV à velocidade de 375 km/h [adaptado de 4]	4
Fig. 1.4 - Espectros de tensão em função da amplitude considerada para as classes do mesmo [adaptado de 4].....	5
Fig. 1.5 - Registos e espectros de tensão referentes à passagem do comboio TGV às velocidades de projecto e ressonância [adaptado de 5]	6
Fig. 1.6 - Dano provocado nas barras 10 e 14 devido à passagem dos comboios EUROSTAR, THALYS, TALGO e TGV em função da velocidade [adaptado de 5]	6
Fig. 1.7 - Danos unitários determinados: i) a meio vão do 4º tramo e; ii) a um terço do vão do 9º tramo, referentes a passagens isoladas dos comboios europeus de alta velocidade às velocidades de projecto e de ressonância [adaptado de 5]	7

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE UMA ANÁLISE DE FADIGA

Fig. 2.1 - Curva típica do crescimento da fissura [adaptado de 6].....	10
Fig. 2.2 - Espectro de tensão com amplitude variável [adaptado de 6]	12
Fig. 2.3 - Espectro de tensões	12
Fig. 2.4 - Curva típica de resistência à fadiga	13
Fig. 2.5 - Método do reservatório [adaptado de 7]	15
Fig. 2.6 - Método da gota de água [adaptado de 8]	15
Fig. 2.7 - Diagrama $\sigma - t$ equivalente [adaptado de 8].....	16
Fig. 2.8 - Esquema de decisão à realização de análise dinâmica [adaptado de 5].....	17
Fig. 2.9 - Curvas de resistência à fadiga para tensões normais [adaptado de 9].....	19
Fig. 2.10 - Curvas de resistência à fadiga para tensões tangenciais [adaptado de 9]	20

Fig. 2.11 - Modificação da amplitude de tensão para elementos não soldados ou termicamente tratados [adaptado de 9].....	21
Fig. 2.12 - Diversos detalhes para classificação da resistência à fadiga [adaptado de 9].....	22
Fig. 2.13 - Diversos detalhes para classificação da resistência à fadiga [adaptado de 9].....	22
Fig. 2.14 - Diversos detalhes de categorias de perfis reconstituídos soldados [adaptado de 9]	23
Fig. 2.15 - Diversos detalhes de ligações soldadas, topo a topo [adaptado de 9].....	23
Fig. 2.16 - Esquemas de cargas dos comboios de fadiga [adaptado de 12]	24
Fig. 2.17 - Comboios europeus de alta velocidade [adaptado de 5]	26
Fig. 2.18 - Modelo de cargas HSLM-B: a) Configuração; b) Gráfico para a determinação de N e d em função de L [adaptado de 12].....	27

3. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE PRESTER

Fig. 3.1 - Vista lateral da Ponte de Prester	29
Fig. 3.2 - Vista lateral e superior do tabuleiro da Ponte de Prester.....	30
Fig. 3.3 - Vista inferior do tabuleiro da Ponte de Prester	30
Fig. 3.4 - Corte Transversal do tabuleiro da ponte	31
Fig. 3.5 - Modelo da ponte de Prester	31
Fig. 3.6 - Concordância da malha do modelo com os alinhamentos longitudinais relevantes [adaptado de 2]	34
Fig. 3.7 - Coeficientes de amortecimento modais [adaptado de 2]	34
Fig. 3.8 - Gráficos comparativos dos resultados na viga entre ANSYS e MATLAB	36
Fig. 3.9 - Gráficos comparativos dos resultados na longarina entre ANSYS e MATLAB	37
Fig. 3.10 - Exemplos de modos globais de vibração da estrutura	38
Fig. 3.11 - Exemplos de modos intermédios de vibração da estrutura	38
Fig. 3.12 - Exemplos de modos locais de vibração da estrutura	39

4. ANÁLISE DA FADIGA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Fig. 4.1 - Detalhes construtivos da ligação das vigas principais	44
Fig. 4.2 - Detalhe construtivo da ligação das carlingas	45
Fig. 4.3 - Detalhes construtivos da ligação das longarinas	46

Fig. 4.4 - Detalhes construtivos das ligações dos pendurais ao tabuleiro	47
Fig. 4.5 - Envolventes de esforços axiais e momentos flectores na viga a 350 km/h	49
Fig. 4.6 - Envolvente de tensões na viga para as velocidades de 350 km/h, 450 e 490 km/h	51
Fig. 4.7 - Envolvente de esforço axial e momento flector na carlinga 7 para 350 km/h	53
Fig. 4.8 - Envolvente de tensões na carlinga 7 para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	54
Fig. 4.9 - Numeração das carlingas	56
Fig. 4.10 - Envolvente de esforço axial nas longarinas 3 e 6 para a velocidade de 350 km/h	56
Fig. 4.11 - Envolvente de momentos flectores nas longarinas 3 e 6 para a velocidade de 350 km/h	58
Fig. 4.12 - Envolvente de tensões na longarina 3 para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	59
Fig. 4.13 - Numeração dos pendurais adoptada	60
Fig. 4.14 - Esforços axiais nos pendurais para a velocidade de 350 km/h	61
Fig. 4.15 - Tensões nos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	61
Fig. 4.16 - Registos de tensão na viga para as velocidades de 350 km/h e 490 km/h	63
Fig. 4.17 - Espectro de tensões na viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	64
Fig. 4.18 - Registo de tensões nas vigas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	66
Fig. 4.19 - Espectro de tensões nos gousset da viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	68
Fig. 4.20 Espectro de tensões nos parafusos da viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	69
Fig. 4.21- Gráficos de dano ao longo da viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	71
Fig. 4.22- Registos de tensão num ponto de uma carlinga para as velocidades de 350 km/h e 490 km/h	73
Fig. 4.23 - Espectros de tensão nas carlingas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	74
Fig. 4.24 - Espectros de tensão nas carlingas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	75
Fig. 4.25 - Espectros de tensão nos gousset das carlingas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	77
Fig. 4.26- Espectros de tensão nos parafusos das carlingas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	78
Fig. 4.27 - Gráfico de dano ao longo da carlinga 8 para a velocidade de 490 km/h	80

Fig. 4.28 - Registos de tensão na longarina 3 para as velocidades de 350 km/h e 450 km/h.....	81
Fig. 4.29 - Espectro de tensões na longarina 3 para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	82
Fig. 4.30 - Gráficos de dano na longarina 3 para as velocidades de 350 km/h e 450 km/h	83
Fig. 4.31 - Gráficos de dano nas longarinas 2 e 4 para a velocidade de 300 km/h	84
Fig. 4.32 - Registos de tensão no pendural 12 para as velocidades de 350 km/h e 490 km/h	85
Fig. 4.33 - Espectros de tensão nos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	86
Fig. 4.34 - Espectro de tensão nos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	87
Fig. 4.35 - Espectro de tensões no perfil em I dos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	88
Fig. 4.36 - Espectros de tensão nos parafusos da zona 1 dos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	90
Fig. 4.37 - Espectros de tensão nos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	91
Fig. 4.38 - Espectros de tensão nos <i>gousset</i> dos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	92
Fig. 4.39 - Espectros de tensão nos parafusos da zona 2 dos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h	93
Fig. 4.40 - Gráficos de dano nos pendurais para as velocidades de 250 km/h, 350 km/h e 450 km/h	95
Fig. 4.41 - Gráfico de dano nos pendurais para a velocidade de 490 km/h.....	96

5. ANÁLISE PARAMÉTRICA DA FADIGA

Fig. 5.1 - Gráfico da comparação do dano ao longo da viga	100
Fig. 5.2 - Gráfico da comparação do dano ao longo da carlinga 8	101
Fig. 5.3 - Gráfico da comparação do dano nas ligações da carlinga 8	102
Fig. 5.4 - Gráficos da comparação do dano ao longo da longarina 3 para as velocidades de 350 km/h, 400 km/h e 450 km/h	102
Fig. 5.5 - Gráfico da comparação do dano na zona 1 dos pendurais	104
Fig. 5.6 - Espectros de tensão nos parafusos das ligações da viga principal para as velocidades de 350 km/h e 450 km/h	105

Fig. 5.7 - Espectros de tensão nos <i>gousset</i> das ligações da carlinga 8 para a velocidade de 490 km/h	107
Fig. 5.8 - Espectros de tensão na longarina 3 para as velocidades de 350 km/h e 450 km/h	108
Fig. 5.9 - Espectros de tensão nos parafusos do pendural 5 para as velocidades de 250 km/h, 350 km/h e 450 km/h.....	109
Fig. 5.10 - Comparação do dano na viga principal para diferentes gamas de frequência	110
Fig. 5.11 - Comparação do dano na carlinga 8 para diferentes gamas de frequência.....	112
Fig. 5.12 - Comparação do dano na longarina 3 para diferentes gamas de frequências.....	113
Fig. 5.13 - Comparação do dano nos pendurais para diferentes gamas de frequência.....	114

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

ÍNDICE DE QUADROS

1. INTRODUÇÃO

Quadro 1.1 – Dano provocado pela passagem do comboio TGV à velocidade de 375 km/h, em função do número de ciclos em vibração livre [adaptado de 4].....	5
Quadro 1.2 - Dano provocado pela passagem do comboio TGV à velocidade de 375 m/h, em função da amplitude das classes dos espectros de tensão [adaptado de 4]	6

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE UMA ANÁLISE DE FADIGA

Quadro 2.1 - Coeficientes parciais de segurança à resistência à fadiga [adaptado de 9].....	20
Quadro 2.2 - Características dos comboios de fadiga [adaptado de 12].....	25
Quadro 2.3 - Características dos comboios do modelo de cargas HSLM-A [adaptado de 12]	26
Quadro 2.4 - Condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B [adaptado de 12].	27

3. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE PRESTER

Quadro 3.1 - Alinhamentos longitudinais considerados.....	32
Quadro 3.2 - Alinhamentos transversais considerados	33
Quadro 3.3 - Características de diversos elementos da Ponte de Prester	33
Quadro 3.4 - Erro relativo do esforço axial na viga para diversos incrementos de tempo e velocidades.....	39
Quadro 3.5 - Erro relativo do esforço axial nas carlingas para diversos incrementos de tempo e velocidades	39
Quadro 3.6 - Erro relativo do esforço axial nas longarinas para diversos incrementos de tempo e velocidades.....	40
Quadro 3.7 - Erro relativo do esforço axial nos pendurais para diversos incrementos de tempo e velocidades	40
Quadro 3.8 - Erro relativo do esforço axial nas vigas para diversas velocidades em função das frequências	41
Quadro 3.9 - Erro relativo do esforço axial nas carlingas para diversas velocidades em função das frequências.....	41
Quadro 3.10 - Erro relativo do esforço axial nas longarinas para diversas velocidades em função das frequências	41

Quadro 3.11 - Erro relativo do esforço axial nos pendurais para diversas velocidades em função das frequências	41
--	----

4. ANÁLISE DA FADIGA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Quadro 4.1 - Classificação dos diversos detalhes existentes nas vigas principais	44
Quadro 4.2 - Classificação dos diversos detalhes existentes nas vigas transversais	46
Quadro 4.3 - Classificação dos diversos detalhes existentes nas longarinas	47
Quadro 4.4 - Classificação dos diversos detalhes existentes nos pendurais	48
Quadro 4.5 - Esforços axiais máximos nos pendurais	97

5. ANÁLISE PARAMÉTRICA DA FADIGA

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

A velocidade está inerente às linhas de transporte ferroviárias, bem como a todo o tipo de transportes. “Mas será a velocidade reclamada pelos passageiros ou engenheiros?” [1]. Poder-se-á afirmar, sem qualquer dúvida, que ambos são parte interessada, revestindo-se a sociedade de particular enfoque na exigência de velocidades cada vez mais elevadas. Com efeito, encontramos-nos numa sociedade que cada vez mais nos exige, individualmente, competências acrescidas para gerir actividades diárias que são mais complexas, mais diversas e em maior número. Entre outras, estas são razões que fundamentam a necessidade actual de construção de um sistema de transportes de alta velocidade que nos facilite as deslocações entre os mais variados destinos. Em suma, vivemos à luz do que o grande pensador Romano Guardini um dia afirmou: *“In general, man does not know where he is going, but he wants to go there as fast as possible”*.

Obviamente que sem o engenho e a paixão dos engenheiros a evolução verificada ao longo dos tempos nas linhas ferroviárias não teria sido possível.

Actualmente, a política económica e social da grande maioria dos países desenvolvidos é no sentido de desenvolver esforços para a criação de um mercado universal. Num mercado deste tipo, no qual a circulação de bens e pessoas se realiza com maior destreza, os sistemas de transporte mundiais têm vindo a corresponder às mais diversas expectativas. De todos os sistemas de transporte existentes, é inegável que o transporte aéreo desempenha um importantíssimo papel no que toca a trajectos de longo e muito longo curso, sendo que, nos últimos anos, com o crescendo das companhias de aviação denominadas “low-cost”, a sua preponderância é ainda mais notória, em detrimento de outros sistemas de transporte, como seja, o transporte ferroviário. Face a este decréscimo acentuado da utilização do sistema ferroviário, os diversos países da União Europeia têm vindo a desenvolver esforços e a criar fundos para o desenvolvimento deste sistema, não só para que este se torne economicamente sustentável, mas também para que, através da construção, em poucos anos, de várias linhas de alta velocidade a estabeleçam a ligação entre as principais cidades europeias em poucas horas, se reforcem as indispensáveis e variadas infra-estruturas de transportes que favoreçam a construção de uma Europa cada vez mais forte e coesa. Embora o mercado aéreo continue a ser muito mais apetecível pela comodidade e rapidez, pode dizer-se que, nos percursos médio/longos, a opção pela via ferroviária é francamente viável se esta oferecer qualidade e rapidez nos seus serviços, o que tornará este recurso muito mais prático. Para além do exposto, o transporte ferroviário apresenta vantagens “inegáveis” a vários níveis, como sejam [2]:

- Segurança: nível reduzidíssimo de acidentes verificados;
- Conforto: nível de conforto muito acima da média para os passageiros;

- Ecológicos: baixas emissões de gases nocivos para a atmosfera, que sustentam a opinião da esmagadora maioria dos estudos científicos e de impacte ambiental que defendem ser este o meio de transporte que gera menos impactos ambientais;
- Económicos: baixos custos de transporte e baixos gastos energéticos;

Neste momento, Portugal encontra-se em fase inicial de desenvolvimento das linhas ferroviárias de alta velocidade que ligarão directamente as principais cidades portuguesas a diversas cidades espanholas e, de forma indirecta, às restantes Europeias. Assim, e tendo como exemplo a vasta experiência de alguns países europeus, é essencial que as linhas de alta velocidade portuguesas sejam projectadas e construídas tendo em vista o desenvolvimento sustentável deste modo de deslocação. Um dos aspectos mais importantes neste desenvolvimento são, sem desprezar, como é óbvio, todas as outras vertentes da construção e tudo o que a rodeia, os efeitos dinâmicos associados à passagem dos comboios de alta velocidade. Estes efeitos, quando não devidamente estudados, podem levar à degradação acelerada da estrutura ou, mesmo, em casos extremos, à inoperacionalidade da estrutura ferroviária. Neste sentido, têm sido criados regulamentos com vista à sua aplicação a nível europeu, dada a sua ampla aplicação em todos os países envolvidos, que definem as regras a seguir para que sejam respeitadas as diversas exigências que uma sociedade desenvolvida necessita em termos de segurança e conforto.

1.2. ENQUADRAMENTO BIBLIOGRÁFICO

As linhas ferroviárias de alta velocidade apresentam características intrínsecas muito diferentes das linhas ferroviárias convencionais. Em primeira instância, a velocidade de circulação dos comboios é consideravelmente superior, pelo que a implementação em planta da linha é condicionada por raios de curvatura muito elevados e pequenas inclinações. Ao abordar a alta velocidade na passagem por obras de arte – pontes, em particular -, fala-se obrigatoriamente nos efeitos dinâmicos associados à passagem dos comboios que, dependendo da velocidade de circulação, podem criar efeitos de ressonância. Estes efeitos são provocados pela passagem sincronizada dos eixos de um dado comboio que passam sobre a estrutura com uma frequência coincidente com alguma frequência natural da ponte ou outra submúltipla desta criando deslocamentos consideravelmente maiores quando comparados com a resposta estática ou mesmo com velocidades não ressonantes. Estes deslocamentos, por sua vez, geram esforços na estrutura que podem levar à inoperacionalidade da ponte, por excesso de carga ou fadiga dos elementos estruturais devido ao elevado número de ciclos a que ficam sujeitos. Em diversos estudos já realizados pode comprovar-se a existência destes efeitos de amplificação dinâmica em pontes principalmente para velocidades superiores a 200 km/h, o que torna essencial para as linhas de alta velocidade mundiais a realização de estudos dinâmicos, de modo a prever os efeitos da passagem do tráfego de alta velocidade.

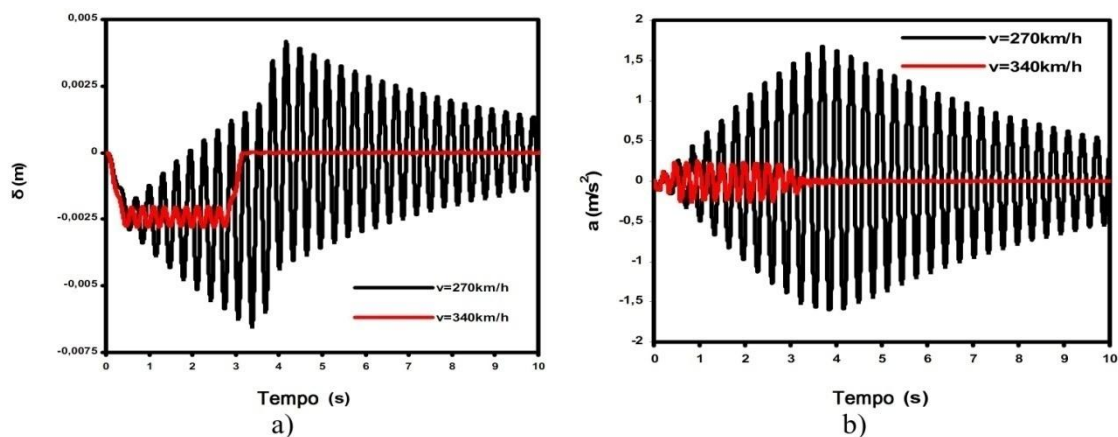


Figura 1.1: Evolução no tempo do a) deslocamento e b) aceleração a meio vão do tabuleiro, no eixo da via carregada, obtida com a passagem do comboio VIRGN a uma velocidade de 270 km/h e 340 km/h respectivamente [adaptado de 3]

Num estudo realizado na referencia [3], sobre o comportamento dinâmico de uma ponte em caixão constituinte da linha de alta velocidade espanhola que liga Córdoba a Málaga, obteve-se os registos de deslocamentos e acelerações apresentados na figura 1.1. Através de uma análise destes gráficos constata-se que, a nível de deslocamentos e acelerações, as velocidades de ressonância provocam amplificações consideráveis, mesmo quando comparadas com velocidades superiores mas que não correspondam a velocidades de ressonância. No caso da figura 1.1 pode observar-se que o valor do deslocamento máximo a meio vão para a velocidade de 340 km/h é de cerca de 2,5 milímetros, enquanto que para a velocidade de ressonância, no caso 270 km/h, é bastante superior à anterior, sendo que este valor quase triplica, atingindo valores da ordem dos 7 milímetros.

Um outro estudo desta natureza é o caso da Ponte de Alcácer do Sal [5] (ver figura 1.2) em que os deslocamentos variam significativamente, de acordo com o tipo de comboio de alta velocidade analisado. Pode afirmar-se, através da análise destes gráficos, que, para o comboio ICE2, os valores de deslocamentos não são muito díspares, comparando as duas velocidades, sendo a velocidade inferior a ressonante; no entanto, nas respostas dinâmicas de outro comboio, o TALGO, a diferença entre os deslocamentos para as duas velocidades apresentadas é considerável. O mesmo acontece com as acelerações verticais causadas pela passagem destes comboios. Esta diferença de resultados deve-se principalmente à diferença das cargas associadas a cada eixo das locomotivas, cargas essas que são cerca de 40% inferiores no comboio ICE2 quando comparadas com o TALGO.

Contudo, um outro efeito existente nos dois casos é a diferença entre a resposta da estrutura da ponte para as diferentes velocidades analisadas após a passagem do comboio. No primeiro caso este efeito, que acontece entre os 4 e 6 segundos, causa variações de deslocamento realmente consideráveis atingindo mesmo o valor máximo de deslocamento neste ponto. Este efeito deve-se essencialmente à passagem da segunda locomotiva que cria uma amplificação na resposta da estrutura, resultando numa resposta da estrutura em vibração livre que apresenta maiores amplitudes de tensão. Este acontecimento, quando em casos de velocidades ressonantes, deve ser analisado cuidadosamente pois pode levar a uma fadiga antecipada da estrutura devido ao grande aumento do número de ciclos de tensão associados.

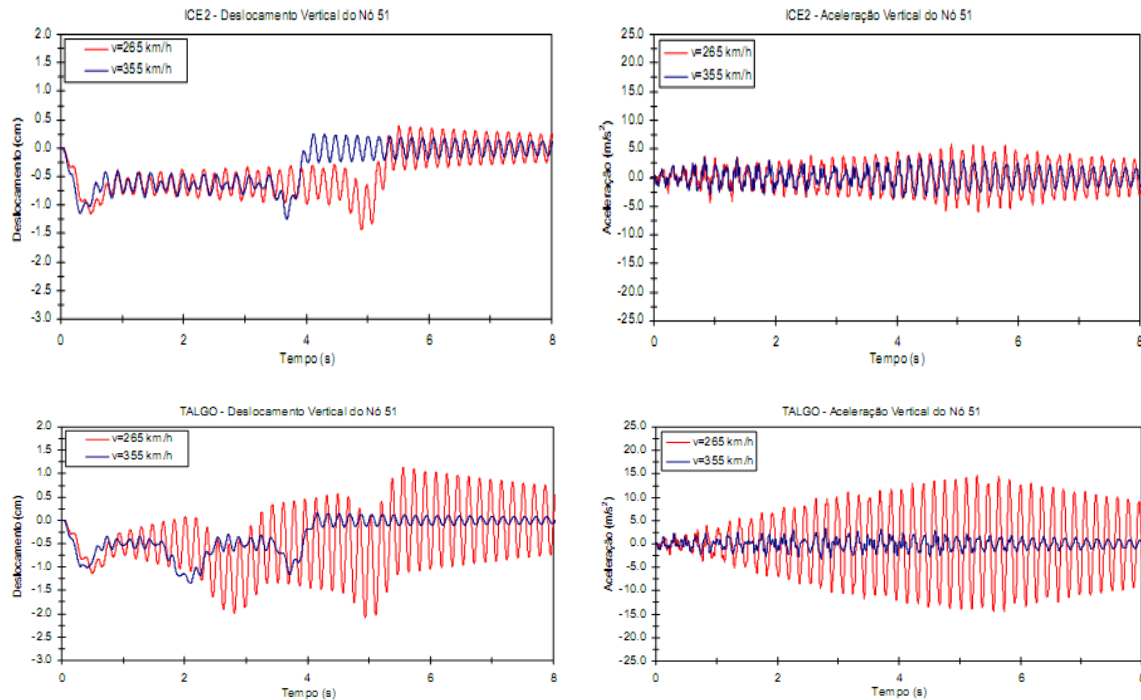


Figura 1.2: Registos da evolução temporal do deslocamento e da aceleração para a passagem dos comboios ICE2 e TALGO [adaptado de 4]

Neste sentido realizaram-se diversas análises de sensibilidade [4] quanto ao número de ciclos de tensão e à amplitude de classes de tensão a utilizar para uma correcta avaliação do dano provocado. A análise foi realizada para a passagem do TGV à velocidade de 375 km/h na Ponte de Alcácer do Sal, que provoca ressonância do tabuleiro, e para a qual se obteve os seguintes espectros de tensões (para 10, 20, 30 e 40 ciclos de vibração livre) (ver figura 1.3).

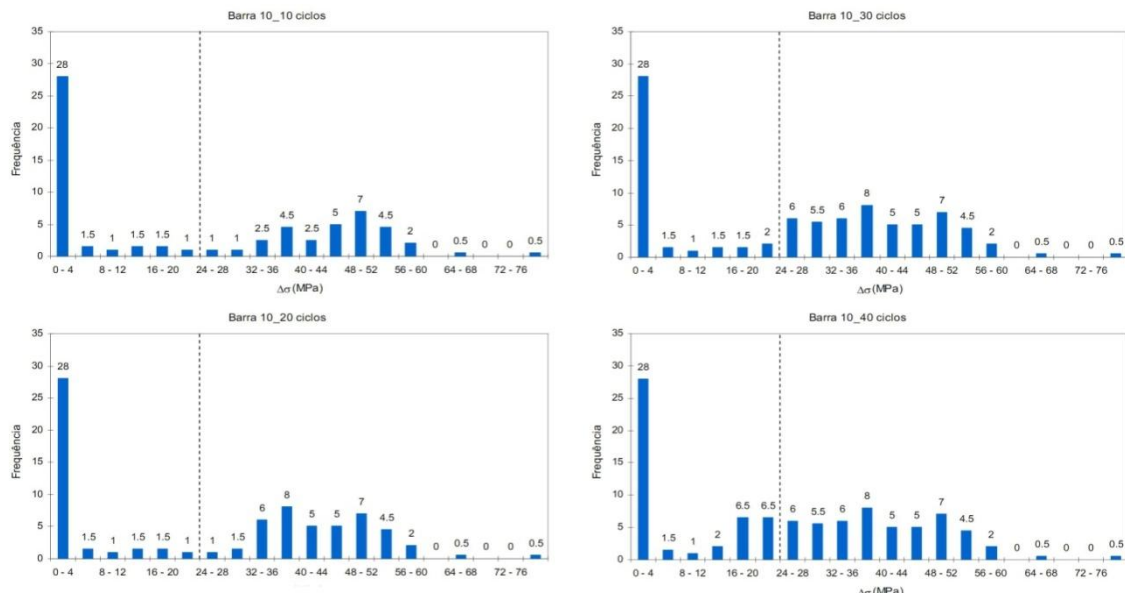


Figura 1.3: Espectros de tensão considerando diversos ciclos de resposta em vibração livre para a passagem do comboio TGV à velocidade de 375 km/h [adaptado de 4]

Pela análise destes espectros de tensão pode concluir-se que, a partir dos 30 ciclos de vibração livre, se verificam diferenças mínimas nas classes de tensão, sendo estas, para valores abaixo do limite mínimo de tensão para desenvolvimento do dano por fadiga, logo desprezáveis para o cálculo do mesmo. Por sua vez, até 30 ciclos de tensão, existem variações relativamente consideráveis acima do limite mínimo de truncatura (Cut-off limit), pelo que são consideravelmente importantes para o cálculo do dano e para estimar o tempo de vida à fadiga. Os erros de resultados do dano associados à variação do número de ciclos de vibração livre são apresentados seguidamente (ver quadro 1.1).

Quadro 1. 1: Dano provocado pela passagem do comboio TGV à velocidade de 375 km/h, em função do número de ciclos em vibração livre [adaptado de 4]

Número de Ciclos	Barra 10		Barra 14	
	D ($\times 10^{-6}$)	ϵ (%)	D ($\times 10^{-6}$)	ϵ (%)
10	10,279	-10,3	5,867	-10,8
20	11,256	-1,7	6,419	-1,3
30	11,453	0,0	6,502	0,0
40	11,453	-	6,502	-

No que respeita à sensibilidade da amplitude de classes de tensão para a avaliação do dano [4], a metodologia aplicada foi semelhante: realizam-se 4 análises com classes de amplitudes diferentes e calculou-se o dano para cada uma delas. Nesse estudo utilizou-se classes de amplitude de 2, 4, 6 e 8 MPa, todas elas submúltiplos de 24 MPa. Como era expectável, o cálculo do dano com a classe de amplitude de 2 MPa é mais exacto dentro dos casos em estudo; no entanto, em comparação com esta última, o estudo da classe de amplitude de 4 MPa mostrou-se relativamente fiável, apresentando erros máximos de 2,5%. Seguidamente são apresentados os espectros de tensão relativos às diversas análises realizadas (ver figura 1.4), bem como um resumo dos diversos erros associados à variação das amplitudes das classes de tensão (ver quadro 1.2).

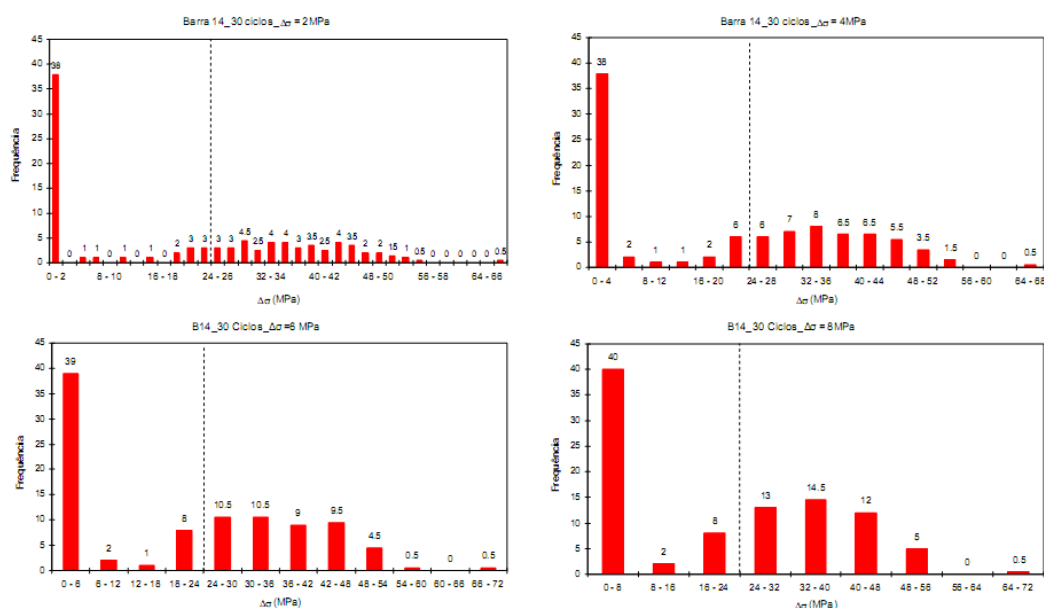


Figura 1.4: Espectros de tensão em função da amplitude considerada para as classes do mesmo [adaptado de 4]

Quadro 1. 2: Dano provocado pela passagem do comboio TGV à velocidade de 375 m/h, em função da amplitude das classes dos espectros de tensão [adaptado de 4]

Amplitude de classes de tensão	Barra 10		Barra 14	
	D	ε (%)	D	ε (%)
2	11,170	-	6,488	-
4	11,453	2,5	6,502	0,2
6	11,785	5,5	6,671	2,8
8	11,848	6,1	6,655	2,6

O exame dos registos e espectros de tensões referente à passagem do comboio TGV pelo viaduto de La Scarpe [5] (ver figura 1.5) permite ainda constatar que se registam amplitudes de tensão relativamente mais significativas para velocidades próximas das velocidades de ressonância, sendo por isso sob estas velocidades que os estudos de fadiga mais devem incidir.

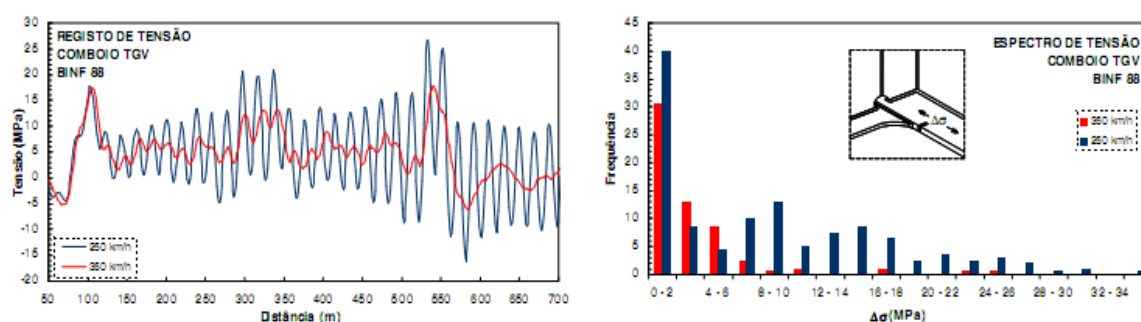


Figura 1. 5: Registos e espectros de tensão referentes à passagem do comboio TGV às velocidades de projecto e ressonância [adaptado de 5]

As análises de fadiga realizadas no mesmo estudo serviram também para comparar o dano causado pelos diversos tipos de comboios de alta velocidade em duas barras da estrutura (ver figura 1.6). Pela observação dos resultados obtidos neste estudo, pode concluir-se que o dano máximo está associado ao comboio de alta velocidade francês (TGV) e para a velocidade de ressonância de cerca de 375 km/h. Para esta velocidade o comboio Thalys apresenta também um dano considerável embora bastante inferior ao do TGV. Pode igualmente inferir-se que aos 265 km/h, velocidade de ressonância, o comboio Talgo causa um dano bastante superior em comparação aos demais comboios analisados.

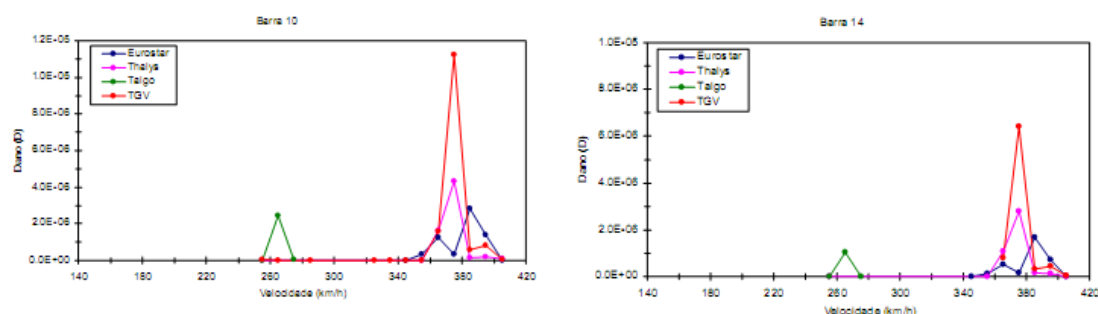


Figura 1.6: Dano provocado nas barras 10 e 14 devido à passagem dos comboios EUROSTAR, THALYS, TALGO e TGV em função da velocidade [adaptado de 5]

Um outro estudo realizado [5] confirma que, geralmente, o que condiciona o dano em pontes constituintes de vias de alta velocidade são as velocidades ressonantes e não as velocidades máximas de projecto (ver figura 1.7).

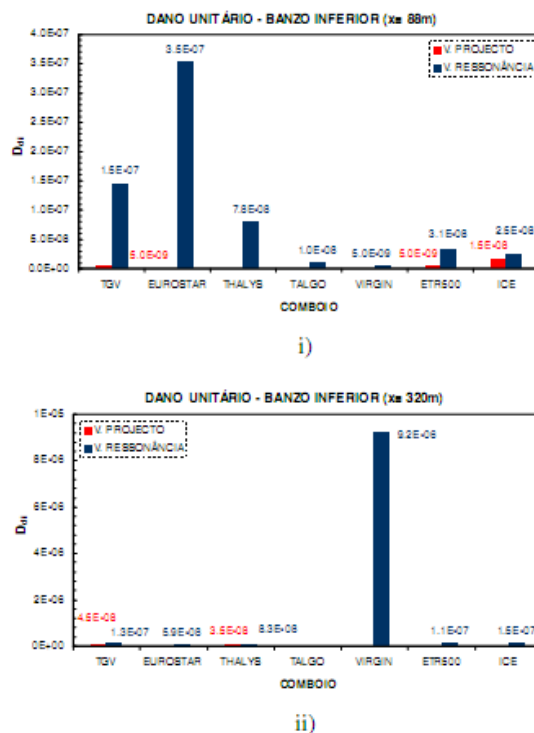


Figura 1.7: Danos unitários determinados: i) a meio vão do 4º tramo e; ii) a um terço do vão do 9º tramo, referentes a passagens isoladas dos comboios europeus de alta velocidade às velocidades de projecto e de ressonância [adaptado de 5]

Numa comparação entre os diversos comboios de alta velocidade pode concluir-se que numa estrutura metálica o dano unitário à velocidade de projecto (350 km/h) é reduzido ou mesmo nulo; Por outro lado, o dano unitário máximo obtido para a velocidade de projecto acontece para o 9º tramo para a passagem do comboio TGV ($D=4,5E-8$). Contudo, o dano máximo obtido ocorre no 9º tramo à passagem do comboio VIRGIN à velocidade ressonante de 450 km/h.

1.3. OBJECTIVOS E CONTEÚDO DA TESE

O principal objectivo da presente dissertação é a análise de fadiga dos elementos estruturais e ligações do tabuleiro ortotrópico da ponte de Prester. Esta é uma ponte metálica de duas vias, tipo “*bowstring*”, com 138 m de vão, situada na linha de alta velocidade Bruxelas-Colónia.

Neste contexto, procedeu-se, numa primeira fase, à recolha de fundamentos teóricos de fadiga e de critérios regulamentares a ter em conta para o dimensionamento e avaliação da segurança de pontes metálicas em relação à resistência à fadiga. Neste âmbito, a análise de fadiga dos elementos estruturais, tendo em conta os efeitos ressonantes, encontra-se ainda numa fase de aperfeiçoamento, com escassos trabalhos realizados nesta área, pelo que este trabalho pretende ser uma contribuição que possa ser útil para todos os que se debruçam nos temas aqui abordados.

Esta dissertação encontra-se dividida em 6 capítulos, os quais se encontram seguidamente sintetizados.

No primeiro capítulo é realizada uma primeira contextualização do tema numa sociedade que impõe cada vez mais exigências aos meios de transporte, e que a alta velocidade pode vir a responder. Numa segunda parte deste capítulo, são apresentados diversos estudos realizados em anos transactos sobre o comportamento dinâmico e a resistência à fadiga de diversas pontes, bem como a sua resposta a velocidades ressonantes. Apresenta-se também alguns estudos paramétricos realizados sobre a influência da definição da amplitude de classes de tensão e número de ciclos em vibração livre nos resultados finais, nomeadamente em termos de dano. São ainda expostos alguns resultados obtidos num estudo de fadiga numa ponte para diversos comboios de alta velocidade que se encontram em circulação na linha ferroviária de alta velocidade europeia.

No capítulo 2, intitulado “Fundamentos teóricos de análise de fadiga”, é feita uma introdução aos princípios e conceitos gerais de fadiga, sendo descritos diversos métodos de análise de fadiga, bem como dois métodos de contagem de ciclos geralmente utilizados. São ainda descritos os métodos utilizados nas normas europeias em análises de fadiga, como seja a utilização das curvas de resistência à fadiga e do método da acumulação do dano. São ainda apresentados diversos procedimentos de dimensionamento através da utilização de comboios de fadiga tipo e da classificação de diversos detalhes construtivos.

No capítulo 3 é feita uma descrição da Ponte de Prester, bem como da sua modelação desenvolvida através do *software* computacional ANSYS. São apresentados os diversos detalhes de ligações existentes nesta ponte, e é realizada uma primeira análise dinâmica da mesma com o objectivo de avaliar o seu comportamento dinâmico geral. É apresentada a metodologia de uma programação realizada com suporte MATLAB de forma a reduzir o tempo de duração da obtenção de esforços nos diversos elementos estruturais da ponte. São ainda realizadas análises de sensibilidade de três incrementos de tempo diferentes, bem como de gamas de frequência, no sentido de avaliar a sua influência nos resultados finais dos esforços aplicados à estrutura.

No capítulo 4 é apresentado, numa primeira fase, a classificação e caracterização dos diversos detalhes construtivos existentes na Ponte de Prester, entre elementos estruturais e ligações destes últimos. Depois é realizada a análise das tensões presentes nos diversos elementos estruturais à passagem do comboio THALYS e para velocidades entre os 250 km/h e os 490 km/h. Posteriormente realiza-se a análise à fadiga de todos estes elementos estruturais bem como dos detalhes das suas ligações.

No capítulo 5 são realizadas três análises paramétricas do dano nos elementos da ponte, sendo a primeira através da variação da classificação da resistência à fadiga atribuída a cada elemento estrutural ou de ligação, a segunda uma análise da influência do tempo de vibração livre considerado e a última a influência dos modos de vibração nos resultados do dano para os pontos de dano máximo obtidos no capítulo precedente.

No capítulo 6 são tecidas algumas conclusões e observações aos resultados obtidos no desenvolvimento da presente dissertação, sendo posteriormente apresentadas perspectivas para possíveis investigações futuras.

2

FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE UMA ANÁLISE DE FADIGA

2.1. INTRODUÇÃO

Em consequência da evolução presenciada nas últimas décadas no sistema de transportes ferroviário, fruto do aumento considerável do volume de tráfego, dos meios de transporte mais pesados para satisfazer todas as condições de comodidade dos seus utilizadores e do aumento da velocidade de circulação, as pontes ferroviárias ficam sujeitas a diversos fenómenos de degradação da estrutura que, ao longo do tempo se vão manifestando através do aparecimento de indícios físicos, como a fendilhação. A fadiga é um destes fenómenos de degradação progressiva, fenómeno este induzido por inúmeras e consideráveis variações de tensão a que a estrutura fica sujeita aquando da passagem de tráfego ferroviário.

Este fenómeno apresenta especial importância em linhas ferroviárias dado que a passagem do tráfego ferroviário induz uma tensão máxima próxima da tensão máxima de cálculo dos materiais, tensão essa que, se de valor superior a uma dada tensão de referência da categoria do elemento da estrutura, pode causar a médio/longo prazo o aparecimento de fissuras que diminuem a capacidade resistente da estrutura. Este dano é cumulativo, isto é, a cada passagem de um veículo este dano aumenta, pelo que, se a estrutura não estiver devidamente dimensionada para este efeito, pode conduzir à inoperacionalidade da mesma ou mesmo à ruptura de alguns dos seus elementos.

Um outro fenómeno intrínseco às pontes ferroviárias de alta velocidade prende-se com a possibilidade de ressonância da estrutura com a passagem do tráfego ferroviário, especialmente para velocidades superiores a 200 km/h. A ressonância na estrutura é caracterizada pelo aumento considerável da amplitude de tensões verificadas nos elementos da ponte a certas velocidades de circulação do tráfego ferroviário.

Assim, neste capítulo serão abordados os conceitos básicos de fadiga, como a sua definição e as fases constituintes do seu processo. Posteriormente apresentam-se as diversas etapas essenciais para a realização de análises de fadiga, sendo o método principalmente abordado o da acumulação do dano o qual necessita de informações gerais do registo de tensões ao longo do tempo na estrutura. Estes registos têm de ser tratados convenientemente para que se possa aplicar o método da acumulação do dano e para tal apresenta-se também um dos métodos de contagem de ciclos mais utilizados: o método da gota de água. Finalmente, são apresentados os critérios de avaliação e verificação à fadiga presentes nos Eurocódigos.

2.2. CONCEITOS BÁSICOS DE FADIGA

A fadiga é normalmente descrita como o processo evolutivo no qual o dano se acumula num material através das variações de tensão registadas, resultando no aparecimento de fissuras e eventualmente na ruptura estrutural da peça mesmo que a carga máxima aplicada esteja distante do limite elástico desta [6]. O crescimento da fissura apenas ocorre sob variações de esforços e a ruptura final ocorre, geralmente, em regiões onde existem tensões de tracção e quando a secção transversal do elemento se torna insuficiente para resistir a essa tensão.

O processo de fadiga é constituído por três fases distintas, iniciando-se através de um crescimento muito lento da fissura nos primeiros momentos, seguindo-se de uma aceleração gradual e exponencial deste crescimento e, finalmente, quando a peça começa a apresentar uma redução significativa da área de secção transversal resistente da peça, ocorre a fase final de inoperacionalidade ou ruptura da peça.

Assim, numa primeira fase dá-se o aparecimento da fissura que, na maior parte dos casos, se localiza em zonas confinadas a pequenas áreas de tensões localizadas, nas quais o dano se acumula durante o carregamento. Esta primeira etapa do processo da fadiga pode chegar a desenvolver-se durante 90 % da vida útil total da peça. Pelo contrário, nas zonas adjacentes, onde apenas existem tensões mais reduzidas, não existe dano associado à fadiga, ou seja, diz-se que têm vida infinita à fadiga. Um estudo da mecânica da fractura mostra que a taxa de crescimento da fissura é proporcional ao quadrado da sua extensão, dada a mesma variação de tensões e grau de concentração. Por esta razão as fissuras de fadiga passam a maior parte da sua “vida” como fissuras mínimas muito difíceis de detectar mesmo através da realização de inspecções minuciosas [6]. Este desenvolvimento gradual da fissura constitui a segunda fase do processo de fissuração. Posteriormente e somente numa fase muito avançada é que a fissura começa a causar uma perda significativa de secção transversal da peça e, conseqüentemente, diminuindo gradual e muito rapidamente a resistência à fadiga da peça (ver figura 2.1).

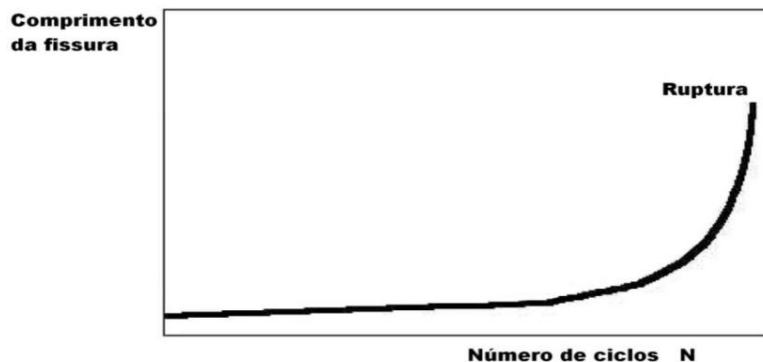


Figura 2. 1: Curva típica do crescimento de uma fissura [adaptado de 6]

Em suma, a fadiga é um fenómeno que depende de inúmeros factores intrínsecos e extrínsecos à estrutura, pelo que a sua contabilização para efeitos de cálculo estrutural se tornaria incomportável a nível prático. Assim sendo, e por razões de carácter prático e de influência nestes estudos de fadiga, foram definidos dois factores principais que afectam a vida útil à fadiga de um elemento ou ligação: as amplitudes de tensão e a resistência à fadiga do elemento.

2.3. PRINCÍPIOS GERAIS DE ANÁLISE DA FADIGA

A análise da resistência à fadiga de elementos estruturais de pontes ferroviárias, bem como das suas ligações, pode ser realizada essencialmente através de duas metodologias distintas.

A primeira prende-se com a observação e análise da propagação das fendas de fadiga desde a sua génese até ao momento em que atinge uma dimensão crítica, perdendo as suas características resistentes. Este método baseia-se na Mecânica da Fractura que, sendo demasiado moroso, é apenas utilizado para estudos de fadiga muito específicos.

O segundo método baseia-se nas curvas de resistência à fadiga, ou curvas S-N, que se subdivide em dois: Método da Tensão Equivalente de Dano e Método da Acumulação de Dano. O primeiro consiste em comparar uma tensão equivalente de dano ($\Delta\sigma_{E,2}$ ou $\Delta\tau_{E,2}$) com uma tensão de referência, que corresponde à tensão gerada na estrutura pela passagem do tráfego real ao longo do período de vida útil da estrutura. Por sua vez, o Método da Acumulação do Dano baseia-se na comparação e análise do historial de tensões a que o elemento ou ligação está sujeito ao longo do tempo com as curvas regulamentares de resistência à fadiga. Este último método, em virtude de ser mais adequado para análise de estruturas complexas será o aplicado no presente estudo.

2.3.1 MÉTODO DA ACUMULAÇÃO DO DANO

O método da acumulação do dano consiste, como o próprio nome indica, na avaliação do dano (D) num elemento ou ligação de uma estrutura induzido pela variação de tensão normal ($\Delta\sigma$) ou tangencial ($\Delta\tau$) à qual este é submetido. Esse dano é definido através do número de ciclos de tensão (n_i) a que o elemento se encontra sujeito durante e após uma passagem do comboio, multiplicado pelo número de passagens previstas para o tempo de vida útil da estrutura, e do número de ciclos que conduz à ruína da mesma (N_i), este último retirado das curvas de resistência à fadiga, ou seja, curvas de Wöhler ou curvas S-N. Estas curvas são definidas para o caso de um elemento, em função do tipo de detalhe e da sua qualidade de execução, aspectos que são retratados através do conceito de categoria de detalhe.

2.3.1.1 Ciclos, amplitudes e espectros de tensão

A passagem de um comboio de alta velocidade numa ponte pode ser analisada como a passagem de um conjunto de cargas móveis na estrutura que provocam variações de tensão nos diversos elementos estruturais ao longo do tempo. Estas variações de tensão podem ser representadas através de diagramas de tensão como o representado na figura 2.2. Estes diagramas apresentam formas muito diversificadas já que os seus resultados são função das características de veículo, do funcionamento estrutural da ponte, da velocidade de passagem do comboio, etc. [5].

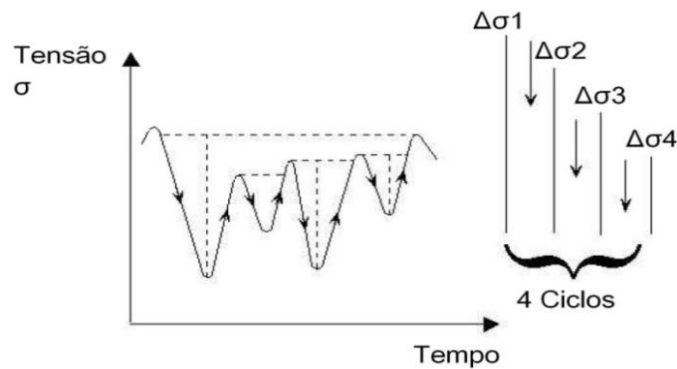


Figura 2.2: Registro de tensões com amplitude variável [adaptado de 6]

No entanto, este historial de tensões não nos permite de forma directa a aplicação do método da acumulação do dano, pelo que é necessário retirar deste informações essenciais, como o número de ciclos de tensão (n_i) e as amplitudes de tensão a eles associadas ($\Delta\sigma_i$), para a sua aplicação. Para que se possa obter esta informação é necessário recorrer a métodos de contagem de ciclos, de entre os quais o método da gota de água (“Rainflow method”) e do reservatório (“Reservoir method”) que são os mais utilizados por serem de aplicação prática mais simples. Estes métodos de contagem de ciclos consistem, basicamente, na determinação dos extremos locais e contagem dos ciclos correspondentes a cada amplitude de tensão para posteriormente serem organizados em espectros de tensão (ver figura 2.3).

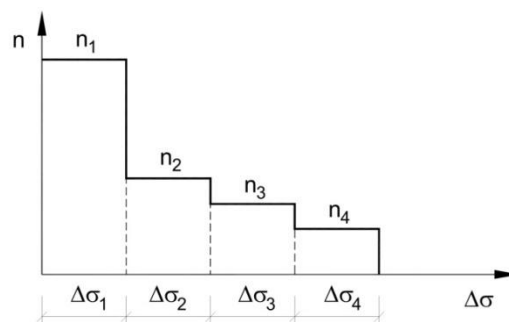


Figura 2. 3: Espectro de tensões

2.3.1.2 Curvas de resistência à fadiga

As curvas de resistência à fadiga, curvas que relacionam a amplitude da tensão ($\Delta\sigma$) com o número de ciclos necessário para a ruptura do elemento ou ligação (N), são essenciais para a caracterização de cada detalhe de uma estrutura. Estas curvas, igualmente designadas por curvas S-N ou de Wöhler, foram definidas através de um vasto número de ensaios experimentais de fadiga através de carregamentos cíclicos para os mais diversos tipos de secção ou ligação. Estas curvas são normalmente representadas em escala bi-logarítmica e são base para o estudo da fadiga dos mais diversos regulamentos mundiais.

Estas curvas apresentam três valores característicos de cada categoria de detalhe (ver figura 2.4). O primeiro valor ($\Delta\sigma_c$) corresponde à definição da categoria de detalhe da curva e foi definido como a resistência à fadiga aos 2 milhões de ciclos de tensão. Uma outra amplitude de tensão chave corresponde ao valor de limite de fadiga para amplitudes de tensão constantes ($\Delta\sigma_D$), definida aos 5 milhões de ciclos, e que se apresenta como o limite até ao qual não é induzido qualquer dano por fadiga no elemento ou detalhe da classe referida. Se a amplitude das tensões for inferior a este valor, nenhum dano é registado; contudo, basta um valor acima deste para que todas as amplitudes de tensões superiores ao limite de fadiga ($\Delta\sigma_L$) entrem em consideração para o cálculo do dano.

Assim, para elementos ou ligações que apresentem variações de tensão de valor constante, apenas se utiliza o primeiro troço de recta com 1/3 de declive até ao valor do limite de fadiga a amplitudes de tensão constantes ($\Delta\sigma_D$), no qual se regista o limite de fadiga. Se a amplitude máxima registada não atingir este último, pode afirmar-se que o elemento apresenta uma vida útil à fadiga infinita. Por outro lado, se o elemento se encontrar sujeito a amplitudes de tensão variáveis com valor superior ao limite de fadiga a amplitudes de tensão constantes ($\Delta\sigma_D$) devem ser considerados dois troços de recta, sendo o primeiro atrás definido com 1/3 de declive e posteriormente um novo troço de recta, desta vez com declive de 1/5, até ao valor de limite de fadiga ($\Delta\sigma_L$).

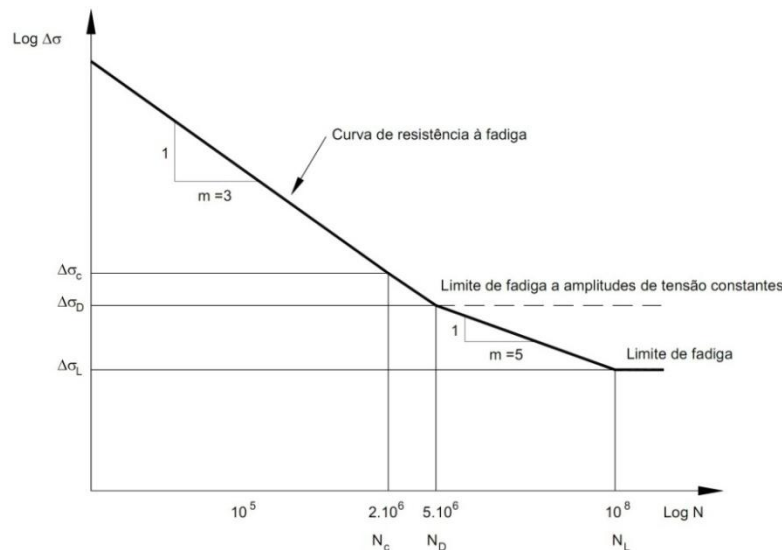


Figura 2. 4: Curva típica de resistência à fadiga

Quanto a elementos que apresentem variações de tensão tangencial ($\Delta\tau_i$), como parafusos ou rebites, as curvas regulamentares apenas se apresentam com um troço de recta de inclinação 1/5 que antecede o limite de fadiga ($\Delta\tau_L$). Assim, tal como para as curvas de resistência à fadiga para tensões normais, a designação de cada uma destas representa a tensão correspondente aos 2 milhões de ciclos e a tensão limite de fadiga aos 100 milhões de ciclos ($\Delta\tau_L$).

2.3.1.3 Conceito de dano

Cada passagem de veículos ferroviários sobre a ponte causa um certo dano nos elementos constituintes, resultado das variações de tensão associadas. O Dano (D) representa essa fracção de vida do elemento dispendida após a aplicação de um carregamento dinâmico sobre estrutura. A noção de vida útil de fadiga de um elemento está associada ao número de ciclos de variação de tensão que o conduzem à ruína (N_i). Assim sendo, a fracção de vida útil dispendida ou, por outras palavras, o dano causado por cada carregamento à estrutura pode ser calculado através da equação 2.1.

$$D_{(\Delta\sigma_i)} = \frac{n_i}{N_i} \quad (2.1)$$

No entanto, esta fórmula apenas pode ser aplicada a séries de ciclos de variações de tensão que apresentem valores de amplitudes constantes; caso contrário, se as séries de ciclos de tensão apresentarem amplitudes variáveis, é necessário empregar um espectro de tensões com as diversas classes de amplitudes de tensão (m classes) para calcular o dano total, através do método da acumulação do dano correspondente a cada amplitude de tensão verificado (ver equação 2.2).

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \quad (2.2)$$

O valor da soma de todo o dano causado numa estrutura representa todas as variações de tensão previstas para o seu período de vida, sendo que, se o valor total do dano (D) for superior à unidade significa que ocorre ruptura do elemento por fadiga; caso contrário, se o valor do dano for inferior à unidade, significa que o elemento estrutural poderá ter mais algum tempo de vida útil, designada por vida útil residual.

Desta forma, apresenta-se de seguida, e mais resumidamente, o critério de ruptura por fadiga através do método da acumulação do dano:

- i) Se $D \geq 1$ ocorre a rotura por fadiga do elemento estrutural;
- ii) Se $D < 1$ não ocorre a rotura por fadiga do elemento estrutural;

2.4. METODOLOGIAS DE CONTAGEM DE CICLOS DE TENSÃO

Na bibliografia são propostas diversas metodologias de contagem de ciclos de tensão que se baseiam em diversos pressupostos. Os métodos usualmente utilizados são o método do reservatório (“Reservoir method”) e o método da gota de água (“Rainflow method”), baseados na contagem do número de amplitudes de tensão. Existem outros métodos de contagem, agrupados em várias categorias, que são propostos pela bibliografia [7], no entanto, os referidos apresentam-se com maior aplicabilidade prática e rapidez de resultados.

O método do reservatório consiste basicamente numa duplicação do registo de tensões colocando-a no final do registo de tensões original, procedendo-se posteriormente à criação de uma linha que une os picos mais elevados destes registos (ver figura 2.5). Assim, pode reproduzir-se um reservatório imaginário de água que poderá ser esvaziado de forma gradual. A contagem dos ciclos é realizada através deste esvaziamento do reservatório, sendo que cada ciclo corresponde à diferença de tensões do esvaziamento de cada secção, isto é, começa-se por esvaziar o reservatório a partir do ponto de tensão mínima, sendo que posteriormente restam 2 bolsas de água. A parte que foi esvaziada com sucesso nesta primeira fase encontra-se representada a ponteados. Posteriormente realiza-se este processo para as bolsas de água restantes. Uma descrição mais detalhada pode ser encontrada em [4].

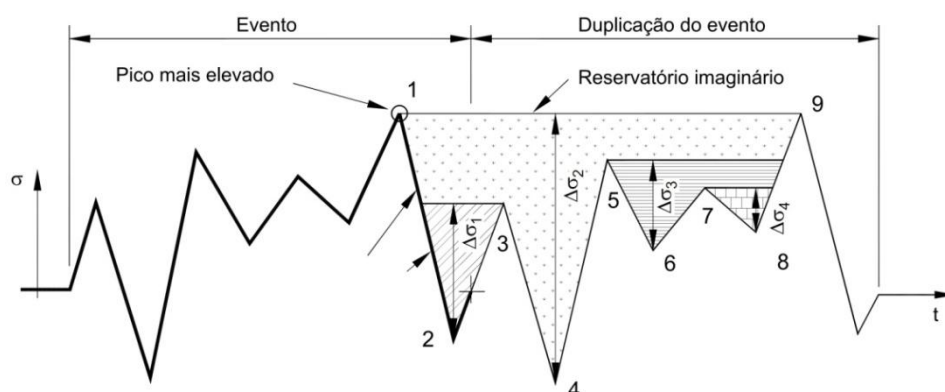


Figura 2. 5: Método do reservatório [adaptado de 7]

No entanto, o método do reservatório não se revela muito apropriado para registos de tensão muito extensos, pelo que o método aplicado nas análises a realizar no presente estudo será o método da gota de água, seguidamente descrito.

2.4.1. MÉTODO DA GOTA DE ÁGUA ("RAINFLOW")

Como dito anteriormente, para que se possa aplicar o método da acumulação de dano directamente é necessário possuir um espectro de tensões com diversas classes de amplitude de tensão e o respectivo número de ciclos a que o detalhe se encontra sujeito. Neste sentido, aplica-se o método da gota de água para modificar o histograma ao longo do tempo num outro gráfico mais prático para a aplicação deste método, ou seja, em espectros de tensão.

O método apresenta esta designação devido à analogia com a queda de uma gota de água ao longo de um telhado de pagode. Para que esta percepção seja mais fácil roda-se o registo de tensões 90 graus, obtendo-se o gráfico representado na figura seguinte (ver figura 2.6).

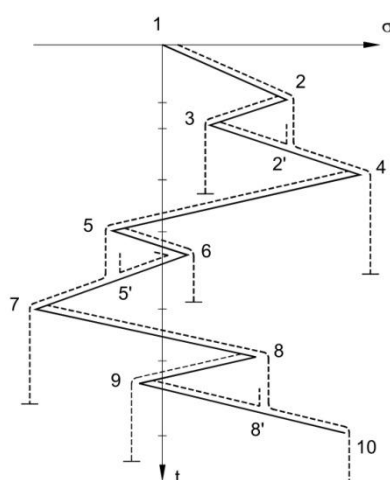


Figura 2. 6: Método da gota de água [adaptado de 8]

Neste espectro de tensões foram numerados os extremos locais para que a elucidação sobre o método da gota de água seja mais esclarecedora. Neste espectro pode imaginar-se o movimento de uma gota de água que começa o seu trajecto no ponto designado por (1), percorrendo seguidamente o telhado até ao primeiro pico encontrado, representado por (2). Seguidamente a gota cai até atingir outro telhado um pouco mais abaixo, que neste caso acontece no ponto aqui representado como (2'). O seu percurso apenas se interrompe quando um dos seguintes casos se sucede [4]:

1º caso – a gota no seu percurso se cruza com uma gota que esteja a cair de um pico anterior (ou superior). Caso do percurso que seria entre os pontos (3) e (4), que subitamente é interrompido pois existe a queda na vertical de uma gota de água do pico representado por (2);

2º caso – a gota de água encontra-se em queda de um dos picos existentes durante o seu trajecto e intercepta um alinhamento com um ponto cuja tensão é, em módulo, maior ou igual à tensão da qual se precipitou. Caso das quedas nos pontos (3) e (6), sendo que no primeiro encontra um ponto com igual tensão da qual partiu e no segundo passa pelo alinhamento de (7) que corresponde a uma tensão superior à tensão de início de queda;

Neste método temos então que, como se pode observar no espectro, os trajectos 2-3-2, 5-6-5' e 8-9-8' constituem ciclos completos ou ciclos fechados, enquanto os trajectos 1-2-2'-4, 4-5-5'-7 e 7-8-8'-10 correspondem apenas a meios ciclos. Após este processo de obtenção do espectro de tensões, pode-se representá-lo no seguinte diagrama de tensões (ver figura 2.7) equivalente ao anterior.

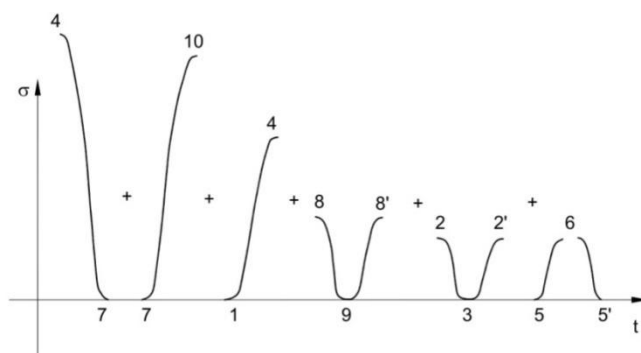


Figura 2. 7: Diagrama $\sigma - t$ equivalente [adaptado de 8]

A descrição detalhada do algoritmo deste método, assim como da sua implementação computacional pode ser encontrada em [4].

2.5. A ANÁLISE DA FADIGA SEGUNDO O EUROCÓDIGO

A regulamentação europeia actual tem como principal objectivo precaver todos e quaisquer efeitos que possam ser comprometedores para as várias fases da vida de uma obra, como sejam a fase de construção, exploração ou desmontagem. Neste sentido, foram criados critérios para satisfazer a segurança estrutural em todas estas fases da vida útil da estrutura e ainda outros critérios de segurança da via e conforto dos utilizadores das mesmas. No caso das pontes ferroviárias metálicas, estes critérios encontram-se dispersos nos diversos Eurocódigos, entre os quais EN 1990, EN 1991 e EN 1993.

Dentro do critério de segurança estrutural e no contexto do tema em estudo, é necessário, para além do dimensionamento de uma forma estática, ter em conta os possíveis efeitos dinâmicos na estrutura devido à passagem de comboios de alta velocidade. Neste sentido é apresentado seguidamente um esquema de auxílio à decisão da realização de análises dinâmicas em pontes (ver figura 2.8).

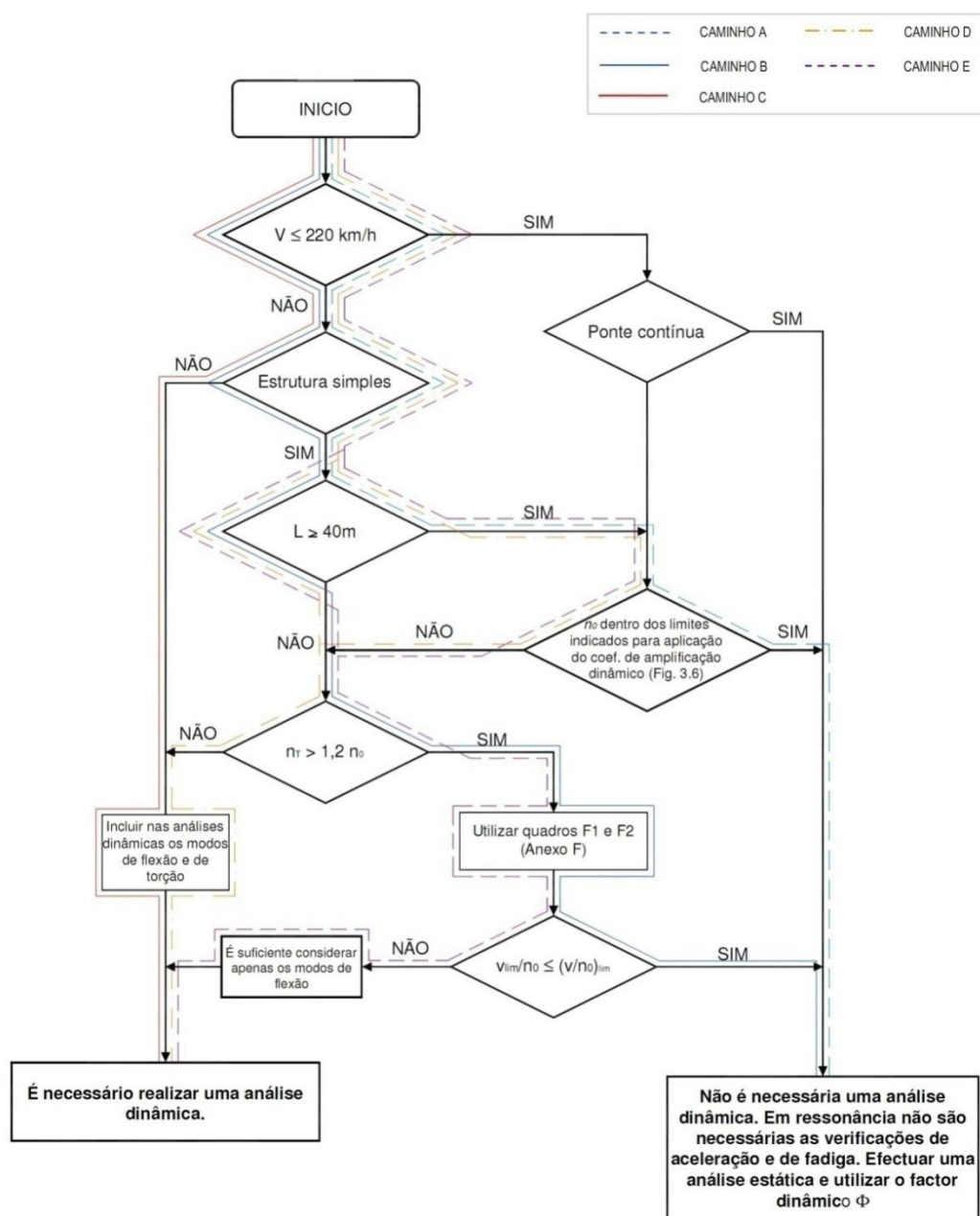


Figura 2. 8: Esquema de decisão à realização de análise dinâmica [adaptado de 5]

Através da análise deste esquema pode concluir-se que existem 2 métodos fundamentais para a análise dinâmica de uma ponte, análise do problema através do método estático, com posterior majoração através do coeficiente de amplificação dinâmico (ϕ) ou, então, uma análise dinâmica da estrutura.

Para o caso das vias ferroviárias de alta velocidade, ou seja, velocidades superiores a 200 km/h, o método correspondente ao método estático não deve ser aplicado pois pode haver velocidades de circulação cujas envolventes de esforços resultantes através desta análise não cubram as reais envolventes de esforços existentes na estrutura. Um outro ponto refere-se à limitação da aplicabilidade do factor de amplificação dinâmico a pontes que apresentem vãos superiores a 100 metros.

O Eurocódigo apresenta métodos explícitos de análise da fadiga, como o método da tensão equivalente de dano e o método da acumulação do dano, métodos estes descritos anteriormente. A verificação da segurança é cumprida, como referido, nos casos em que o valor de cálculo do dano através das equações 2.1 e 2.2 for inferior à unidade para variações de tensão constantes ou variáveis, respectivamente.

Para a determinação do dano acumulado na estrutura através do método da acumulação do dano e utilizando um espectro de cálculo deve multiplicar-se os resultados das tensões aplicadas ($\Delta\sigma_i$) pelo coeficiente parcial (γ_{Ff}) e dividir as resistências à fadiga ($\Delta\sigma_C$) pelo coeficiente parcial para amplitudes de tensões constantes (γ_{Mf}), para que se possa obter o número limite de ciclos de resistência à fadiga (N_{Ri}), correspondente a cada classe de amplitudes do espectro de tensões. O cálculo do dano de acordo com o Eurocódigo deve ser calculado através da seguinte equação:

$$D_d = \sum_{i=1}^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \quad (2.3)$$

sendo que n_{Ei} corresponde ao número de ciclos de amplitudes de tensão ($\gamma_{Ff}\Delta\sigma_i$) para a classe i do espectro de tensões, e N_{Ri} é a resistência última obtida através da curva ponderada $\left(\frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} - N_R\right)$, para a amplitude de tensões ($\gamma_{Ff}\Delta\sigma_i$).

De referir que o método da tensão equivalente de dano não se encontra calibrado para velocidades superiores a 200 km/h ou, mais especificamente, para os possíveis efeitos ressonantes da estrutura.

Assim, nas situações em que seja provável a ocorrência de efeito dinâmicos importantes, a análise de fadiga deverá ser baseada no cálculo dinâmico para o tráfego real de alta velocidade e, apenas posteriormente, se pode aplicar o método da acumulação do dano visto que o método da tensão equivalente do dano não pode ser aplicado.

2.5.1. CURVAS DE RESISTÊNCIA À FADIGA

Como foi já referido, as curvas de resistência à fadiga foram determinadas através de estudos experimentais, sendo calibradas posteriormente, dando origem as curvas que se encontram presentes na regulamentação europeia. A resistência à fadiga para variações de tensão nominais é apresentada em [9], Eurocódigo dirigido para o estudo da fadiga em estruturas metálicas. Esta resistência é representada por uma série de curvas $(\log \Delta\sigma_R) - (\log N)$ e $(\log \Delta\tau_R) - (\log N)$ (curvas S-N), correspondentes às categorias de detalhes construtivos típicos.

São definidos dois tipos de análise à fadiga de acordo com o tipo de variação de tensão que ocorre no detalhe ou ligação. Para variações de tensão de amplitude constante, a resistência à fadiga é determinada como se segue.

$$\Delta\sigma_R^m \cdot N_R = 2 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_C^m, \quad \text{com } m = 3 \text{ para } N \leq 5 \times 10^6 \quad (2.4)$$

$$\Delta\tau_R^m \cdot N_R = 2 \times 10^6 \cdot \Delta\tau_C^m, \quad \text{com } m = 5 \text{ para } N \leq 10^8 \quad (2.5)$$

sendo o limite de fadiga para variação de tensão de amplitude constante,

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{1/3} \cdot \Delta\sigma_C = 0,737 \cdot \Delta\sigma_C \quad (2.6)$$

e o limite de fadiga ou truncatura é:

$$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{1/5} \cdot \Delta\tau_C = 0,457 \cdot \Delta\tau_C \quad (2.7)$$

No entanto, para o caso em que as variações de tensão apresentem amplitudes acima e abaixo do limite de fadiga sob amplitudes constantes ($\Delta\sigma_D$), a resistência à fadiga deve ser calculada baseando-se nas seguintes equações.

$$\Delta\sigma_R^m \cdot N_R = 2 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_C^m, \quad \text{com } m = 3 \text{ para } N \leq 5 \times 10^6 \quad (2.8)$$

$$\Delta\sigma_R^m \cdot N_R = 5 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_D^m, \quad \text{com } m = 5 \text{ para } 5 \times 10^6 \leq N \leq 10^8 \quad (2.9)$$

e o limite de fadiga ou de truncatura é:

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{1/5} \cdot \Delta\sigma_D = 0,549 \cdot \Delta\sigma_D \quad (2.10)$$

Partindo destas fórmulas foram definidas 14 curvas para situações de variação de tensões normais, cada uma correspondente a uma classe de resistência à fadiga, sendo a menos resistente denominada de classe 36 MPa e a mais resistente de 160 MPa. Já no caso de variação de tensões tangenciais, na regulamentação apenas existem duas curvas correspondentes às classes 80 e 100 MPa. De referir que estes valores característicos correspondem ao valor da resistência à fadiga da respectiva categoria aos 2 milhões de ciclos. Seguidamente apresentam-se as curvas de resistência à fadiga existentes nos Eurocódigos para variações de tensão normais e tangenciais, respectivamente (ver figuras 2.9 e 2.10).

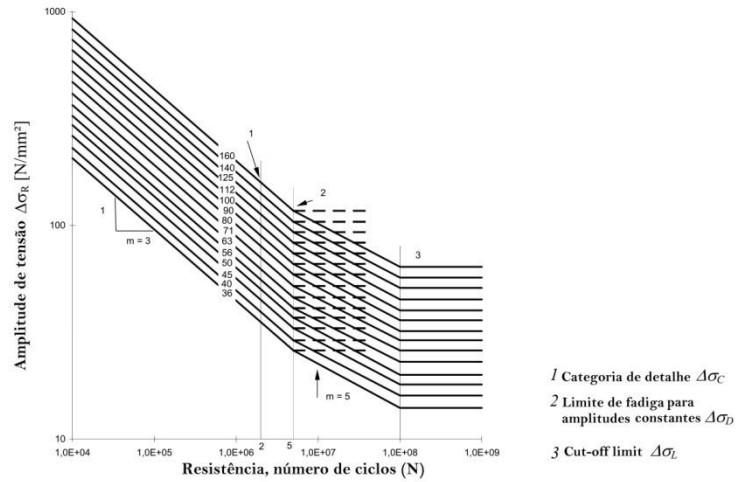


Figura 2. 9: Curvas de resistência à fadiga para tensões normais [adaptado de 9]

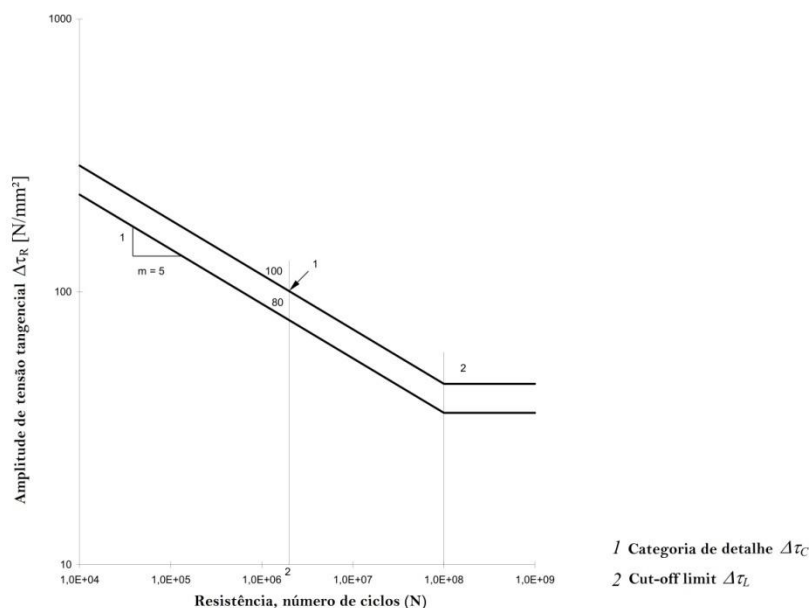


Figura 2. 10: Curvas de resistência à fadiga para tensões tangenciais [adaptado de 9]

Para obter os valores de cálculo das curvas é necessário dividir a amplitude de tensão ($\Delta\sigma$) por um dos coeficientes parciais de segurança (γ_{Mf}) aconselhados no Eurocódigo para resistência à fadiga. A escolha de cada coeficiente prende-se essencialmente com a facilidade de acesso ao local para que possa ser realizada inspeção ou possível reparação, e das consequências para a estabilidade da estrutura ou eventual ruptura do elemento ou ligação [5]. Para cada obra existem requisitos relativamente diferentes, pelo que nos eurocódigos se definiram dois conceitos de avaliação para a atribuição dos coeficientes de segurança, sendo o primeiro conceito designado por “Damage Tolerant” e o segundo “Safe Life”. De acordo com a referência [5]:

- “*Damage Tolerant*”, assenta sobre a existência de redundância estrutural, a qual deve assegurar que em caso de falha do elemento, os restantes elementos são capazes de assegurar a integridade estrutural da ponte, e na provisão de boas condições de acessibilidade aos elementos;

- “*Safe Life*”, assenta no princípio de que a estrutura deve possuir um nível de segurança face ao estado limite de fadiga idêntico aos utilizados nos restantes Estados Limites Últimos.

Os coeficientes associados a cada um destes conceitos são apresentados no quadro seguinte (ver quadro 2.1), sendo estes os valores prescritos pelos Eurocódigos, contudo os valores adoptados por cada país devem ser especificados nos documentos nacionais de aplicação.

Quadro 2.1: Coeficientes parciais de segurança à resistência à fadiga [adaptado de 9]

CONCEITO DE SEGURANÇA	CONSEQUÊNCIA DE RUPTURA DO ELEMENTO	
	BAIXA	ELEVADA
“DAMAGE TOLERANT”	1,00	1,15
“SAFE LIFE”	1,15	1,35

2.5.2. ALTERAÇÕES DA RESISTÊNCIA À FADIGA

Na regulamentação é apresentado um capítulo no qual se define outro conceito de amplitude de tensão para a resistência à fadiga. Este conceito consiste na redução das amplitudes de tensão para que se possa aumentar ligeiramente a resistência à fadiga, desde que parte ou a totalidade do ciclo de tensões se encontre à compressão. No entanto, este conceito apenas pode ser aplicado a peças não soldadas ou que tenham sido tratadas termicamente no sentido de libertar tensões residuais existentes.

Assim, para peças nas condições referidas anteriormente, a variação eficaz de tensões pode ser calculada reduzindo até 40 % do valor da tensão de compressão, como se indica a figura 2.11.

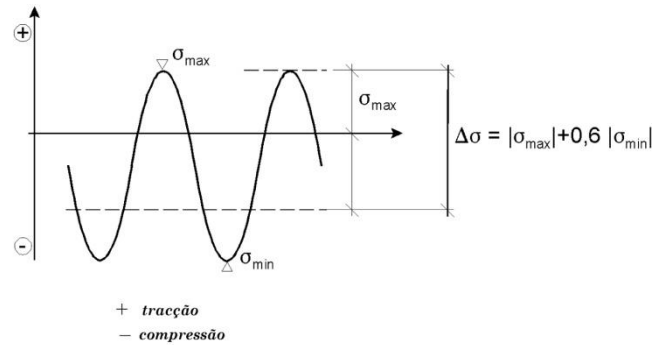


Figura 2. 11: Modificação da amplitude de tensão para elementos não soldados ou termicamente tratados [adaptado de 9]

Esta redução pode ser calculada através da seguinte equação:

$$\Delta\sigma = |\sigma_{m\acute{a}x}| + 0,6 \cdot |\sigma_{m\acute{i}n}| \quad (2.11)$$

Nestas modificações é necessário dar especial atenção às dimensões das peças, pelo que se deve analisar de acordo com os quadros de classificação presentes em EN 1993 parte 1-9 (2005). A resistência à fadiga fica assim reduzida, para o caso de dimensões superiores às definidas regulamentarmente, de acordo com a seguinte equação:

$$\Delta\sigma_{c,red} = k_s \cdot \Delta\sigma_c \quad (2.13)$$

sendo que k_s é definido da seguinte maneira:

$$k_s = \left(\frac{25}{t} \right)^{0,2} \quad (2.14)$$

em que t corresponde à espessura da peça.

2.5.3. CATEGORIAS DE DETALHE REGULAMENTARES

Para que se possa fazer uma análise à fadiga de uma estrutura é necessário classificar todos os seus componentes quer sejam elementos estruturais, detalhes ou ligações, de acordo com as normas, para que posteriormente possam ser comparadas com as curvas regulamentares de resistência à fadiga. A descrição detalhada das classificações e detalhes respectivos podem ser encontrados em EN1993 parte 1-9 (2005). Seguidamente são apresentados alguns detalhes existentes nas normas (ver figuras 2.12 a 2.15).

Os detalhes construtivos que apresentam classe de resistência à fadiga mais elevada, ou seja, classe 160, que corresponde a uma resistência de 160 MPa aos 2 milhões de ciclos, são: 1) Placas; 2) Perfis laminados; 3) Perfis tubulares sem soldadura, sejam rectangulares ou circulares.

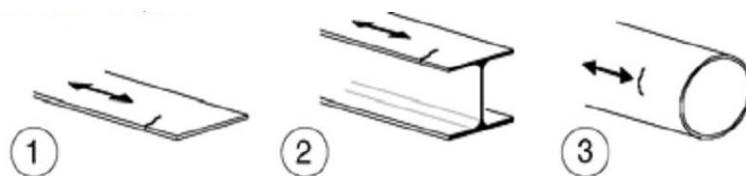


Figura 2. 12: Diversos detalhes para classificação da resistência à fadiga [adaptado de 9]

Um outro detalhe construtivo muito utilizado em pontes metálicas é a simples ou dupla assemblagem com parafusos de alta resistência, classe 90 MPa (detalhe 9, 10 e 11) (ver figura 2.13). Os detalhes 12 e 13 correspondem a ligações simples com parafusos calibrados ou não injectados e a uma ligação sem inversão de esforços, respectivamente. Como não podia deixar de ser, é necessário classificar também os parafusos utilizados nas ligações entre os diversos elementos, sendo os parafusos que se encontram sujeitos a esforços de tracção na direcção do seu eixo classificados com classe 50 MPa (detalhe 14), enquanto se solicitados por corte perpendicular ao eixo a classe aumenta para 100 MPa (detalhe 15).

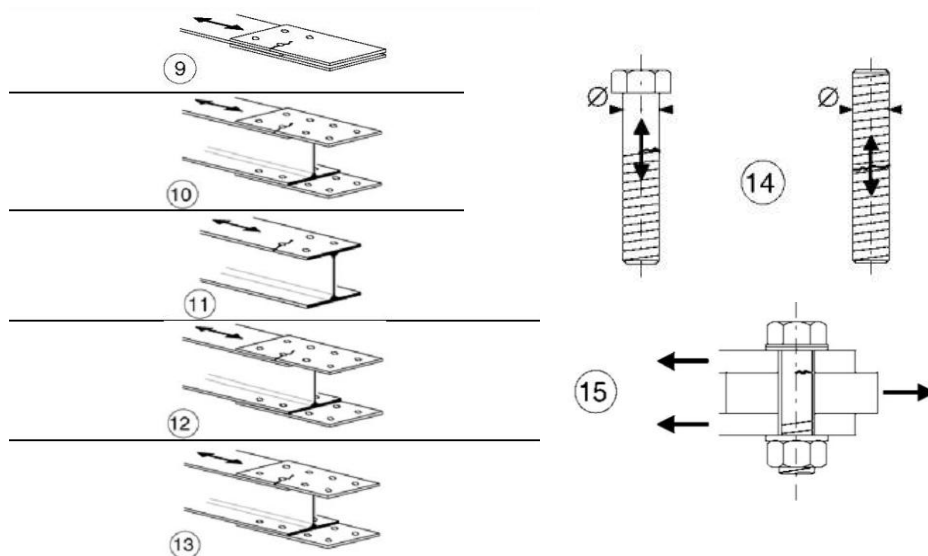


Figura 2. 13: Diversos detalhes para classificação da resistência à fadiga [adaptado de 9]

Nos perfis reconstituídos por soldadura existem diversas classificações, entre as classes de 100 e 125 MPa (ver figura 2.14). A diferença entre a classe mais baixa e a superior consiste basicamente na qualidade de execução da soldadura, sendo a soldadura manual (detalhe 5) a que apresenta classe mais baixa e a soldadura completamente automática e com penetração completa, executada dos dois lados, de classe 125 MPa (detalhe 1). Já as soldaduras ditas intermitentes (detalhe 8), ou seja, soldaduras não contínuas em todo o comprimento do perfil, apresentam classe de resistência à fadiga de 80 MPa.

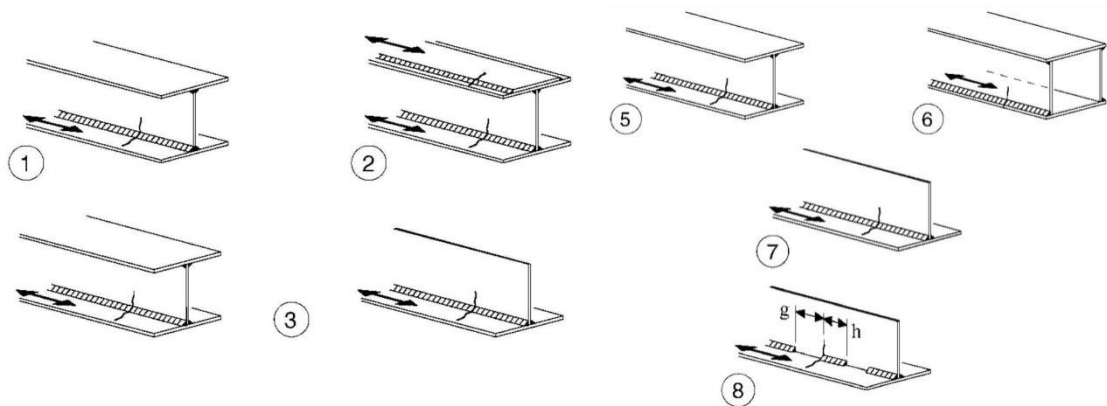


Figura 2. 14: Diversos detalhes de categorias de perfis reconstituídos soldados [adaptado de 9]

Outro tipo de soldaduras muito utilizado em pontes metálicas é a soldadura topo a topo, isto é, a soldadura de dois perfis ou duas placas através dos seus topos (ver figura 2.15). Este tipo de soldadura apresenta uma classificação máxima de 112 MPa. Neste tipo de soldadura é necessário ter em conta um factor relativo à espessura das peças a ligar, pelo que, se uma destas apresentar uma espessura superior a 25 milímetros, é necessário multiplicar a resistência à fadiga por um factor correctivo k_s , inferior à unidade, já referido (ver equação 2.14).

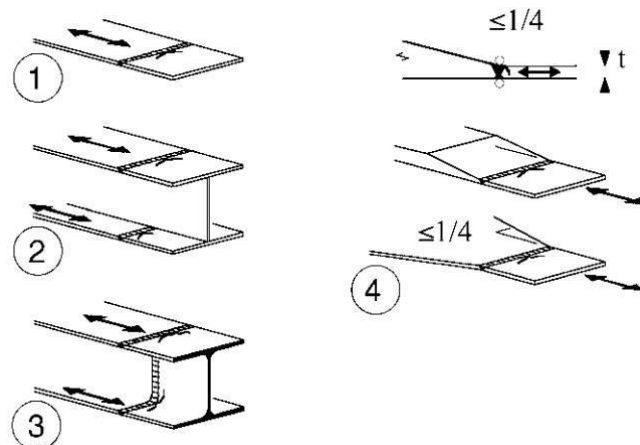
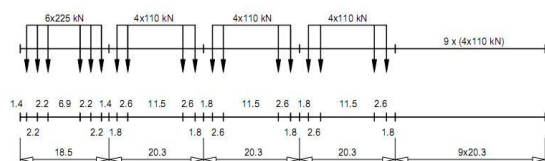


Figura 2. 15: Diversos detalhes de ligações soldadas, topo a topo [adaptado de 9]

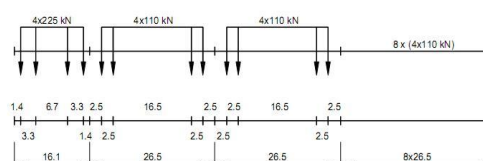
2.5.4. MODELOS DE TRÁFEGO DE FADIGA

Como referido anteriormente, existem nas normas europeias, mais precisamente em EN1991 - 2 (2003) [12], modelos de tráfego ferroviário a utilizar especificamente nas análises de fadiga. Estes modelos tendem a criar a envolvente dos efeitos das cargas de todos os comboios reais a operar nas linhas ferroviárias existentes através de cargas distribuídas. As suas características encontram-se detalhadas na figura 2.16 e no quadro 2.2.

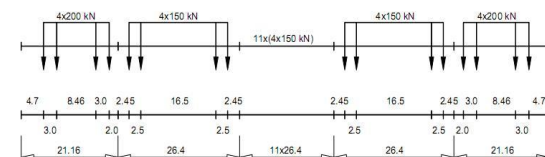
Tipo 1 $v=200\text{km/h}$



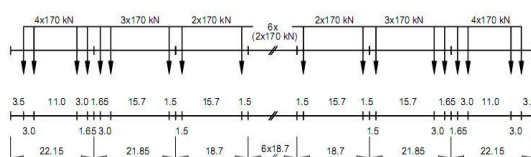
Tipo 2 $v=160\text{km/h}$



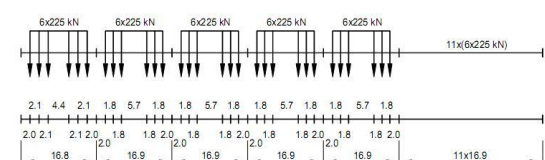
Tipo 3 $v=250\text{km/h}$



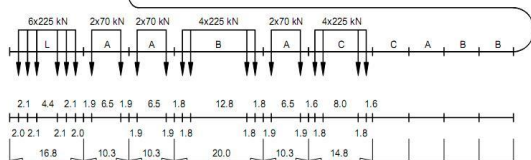
Tipo 4 $v=250\text{km/h}$



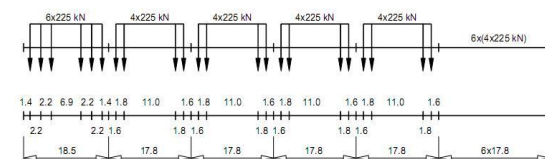
Tipo 5 $v=80\text{km/h}$



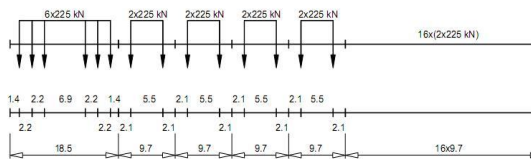
Tipo 6 $v=100\text{km/h}$



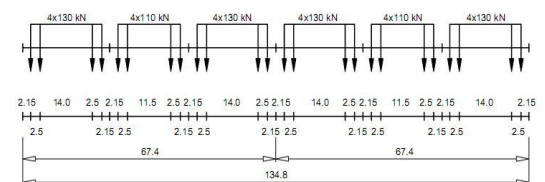
Tipo 7 $v=120\text{km/h}$



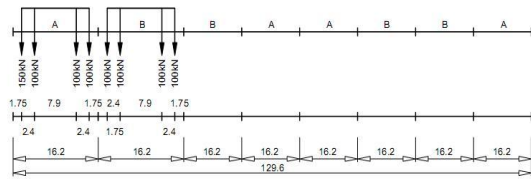
Tipo 8 $v=100\text{km/h}$



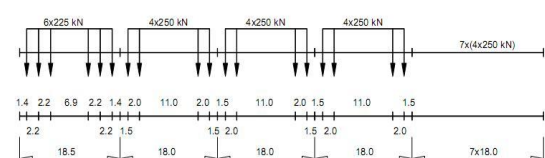
Tipo 9 $v=120\text{km/h}$



Tipo 10 $v=120\text{km/h}$



Tipo 11 $v=120\text{km/h}$



Tipo 12 $v=100\text{km/h}$

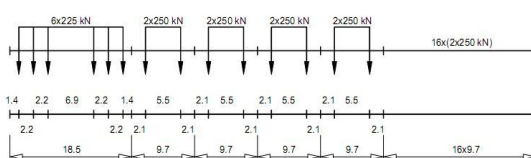


Figura 2. 16: Esquemas de cargas dos comboios de fadiga [adaptado de 12]

Quadro 2.2: Características dos comboios de fadiga [adaptado de 12]

Designação	Tipo de Comboio	Comprimento total (metros)	Carga linear equivalente (kN/m)	Velocidade de circulação (km/h)
CF1	Passageiros	262,10	25,3	200
CF2	Passageiros	281,10	18,9	160
CF3	Passageiros (Alta Velocidade)	385,52	24,4	250
CF4	Passageiros (Alta Velocidade)	237,60	21,5	250
CF5	Mercadorias	270,30	80,0	80
CF6	Mercadorias	333,10	43,0	100
CF7	Mercadorias	196,50	52,7	120
CF8	Mercadorias	212,50	48,7	100
CF9	Suburbano	134,80	22,0	120
CF10	Metro	129,60	27,8	120
CF11	Mercadorias	198,50	57,2	120
CF12	Mercadorias	212,50	53,4	100

No entanto, nos casos em que é necessário recorrer a análises dinâmicas no estudo da ponte, deve utilizar-se os modelos dos comboios reais que passarão na estrutura. Os comboios de alta velocidade que circulam nas vias ferroviárias europeias apresentam características muito diferentes das dos comboios de fadiga regulamentares. Estes comboios reais encontram-se divididos em três principais categorias: os convencionais, os articulados e os regulares. As suas características próprias são enumeradas seguidamente:

- Convencionais, em que cada carruagem tem dois bogies de dois eixos cada. São exemplo desta categoria o ICE2, o ETR-Y e o VIRGIN;
- Articulados, onde cada carruagem tem um bogie de dois eixos em cada extremidade partilhado pela carruagem seguinte e centrado na ligação entre ambas, grupo ao qual pertence o THALYS, EUROSTAR e TGV;
- Regulares, em que as carruagens são articulados, mas em que o apoio da mesma é efectuado através do eixo que é partilhado pela carruagem adjacente. O TALGO é o único exemplar deste tipo de comboio de alta velocidade.

Na figura 2.17, pode observar-se os esquemas elucidativos de cada tipo de comboio de alta velocidade acima descritos.

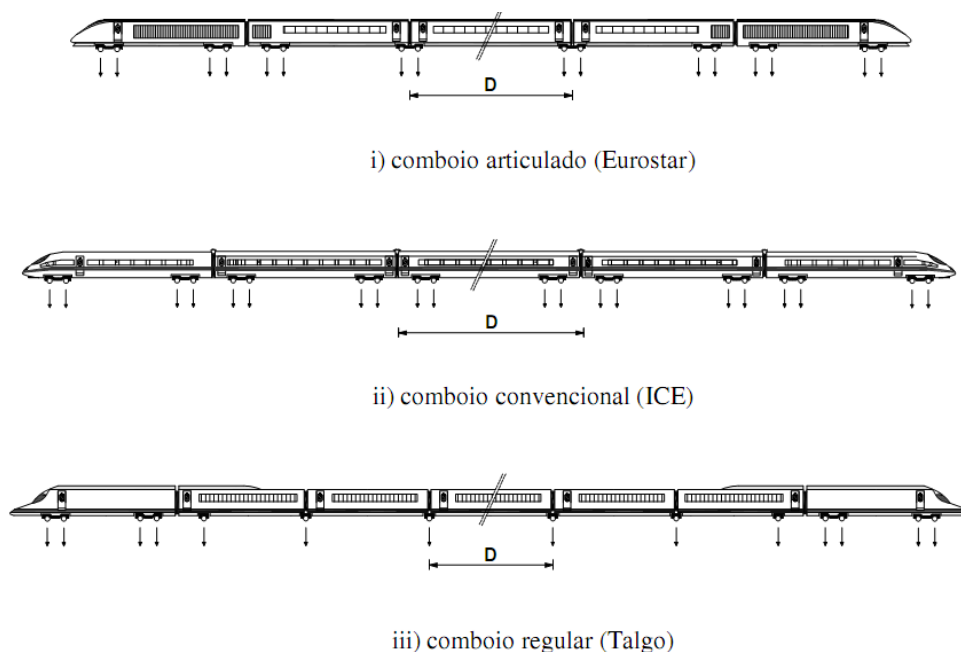


Figura 2. 17: Comboios europeus de alta velocidade [adaptado de 5]

No caso em que as pontes sejam parte constituinte de linhas de alta velocidade internacionais e cujo dimensionamento deva atender às especificações de interoperabilidade, as análises dinâmicas deverão ser efectuadas atendendo ao modelo de cargas HSLM (“High Speed Load Model”). Este modelo de comboios de alta velocidade tem como objectivo criar uma envolvente que cubra todo o tipo de comboios de alta velocidade em circulação nas linhas europeias existentes, ou seja, para que o dimensionamento atenda às especificações de interoperabilidade. Contudo, estes modelos não foram desenvolvidos para o estudo da fadiga.

No anexo E da EN1991-2 (2003) são apresentados os 10 comboios que fazem parte do modelo de cargas HSLM-A, sendo as suas características resumidas no seguinte quadro (ver quadro 2.3).

Quadro 2.3: Características dos comboios do modelo de cargas HSLM-A [adaptado de 12]

Comboio Universal	N	D (m)	d (m)	P (kN)
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,9	180
A7	13	14	2,9	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

No quadro que precede, N corresponde ao número de carruagens intermédias, D ao comprimento das carruagens, d ao espaçamento entre *bogies* e P o valor da carga por eixo.

No entanto, este modelo não conseguia cobrir todos os efeitos dos comboios reais para a gama de comprimentos de onda de excitação ($\lambda = v/n_0$), nomeadamente para $\lambda < 4,5 \text{ m}$ e $L < 7 \text{ m}$ no caso de pontes simplesmente apoiadas. Depois de diversos estudos realizados, descobriu-se que, para estas pontes, o parâmetro mais condicionante era a distância entre os eixos do mesmo *bogie* e não o comprimento das carruagens pelo que se desenvolveu um segundo modelo, designado por HSLM-B.

Este modelo é formado por N cargas concentradas uniformemente espaçadas de d, sendo os seus valores definidos através da seguinte função (ver figura 2.18).

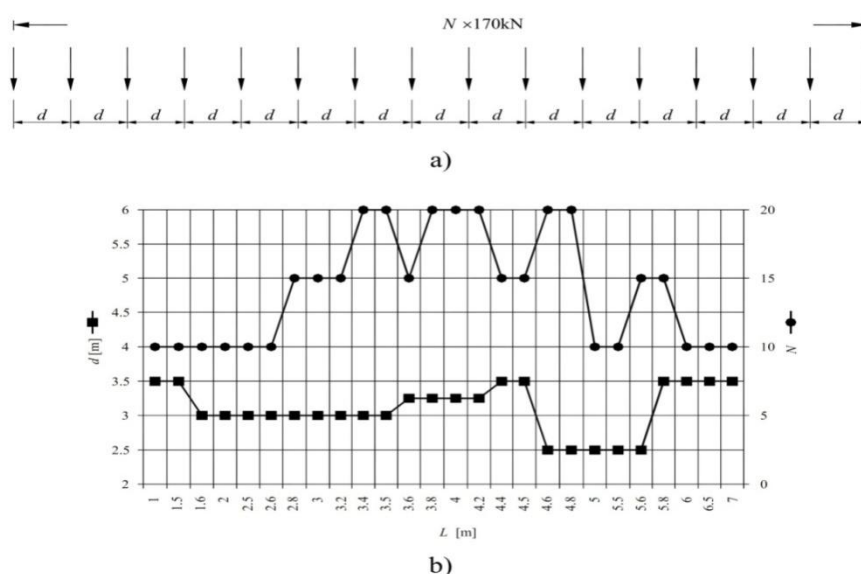


Figura 2. 18: Modelo de cargas HSLM-B: a) Configuração; b) Gráfico para a determinação de N e d em função de L [adaptado de 12]

Quadro 2.4: Condições de aplicação dos modelos de cargas HSLM-A e HSLM-B [adaptado de 12]

Esquema Estrutural	L < 7m	L > 7m
Tramo Simplesmente Apoiado (a)	HSLM-B (b)	HSLM-A (c)
Estrutura Continua (a) ou Estrutura Complexa (e)	HSLM-A Comboios A1 a A10 Inclusive (d)	HSLM-A Comboios A1 a A10 Inclusive (d)

(a) Válido para pontes simplesmente apoiadas com comportamento assemelhável ao de viga ou laje sem viés;

(b) Para tramos simplesmente apoiados com vão até 7 metros apenas um único comboio crítico do modelo de cargas HSLM-B deverá ser usado para as análises dinâmicas, de acordo com 6.4.6.1.1(5);

(c) Para tramos simplesmente apoiados com vão até 7 metros apenas um único comboio crítico do modelo de cargas HSLM-B deverá ser usado para as análises dinâmicas, de acordo com o Anexo E (em alternativa todos os comboios A1 a A10 podem ser usados);

(d) Todos os comboios de A1 a A10 inclusive devem ser usados no dimensionamento;

(e) Qualquer estrutura que não cumpra a nota (a), como por exemplo, estruturas com viés, pontes em que o comportamento à torção seja significativo, estruturas em arco onde os modos das vigas principais e da laje tenham contributos significativos. Para estas estruturas complexas deve igualmente ser aplicado o HSLM-B;

Na realização de análises dinâmicas numa ponte, é importante uma análise pormenorizada de diversas velocidades até à velocidade máxima prevista. De acordo com o Eurocódigo, a velocidade máxima de cálculo deverá ser 1,2 vezes a velocidade de projecto no local, para que se analise a possibilidade de haver alguma velocidade de ressonância da estrutura num intervalo próximo desta última.

2.5.5. VERIFICAÇÃO À FADIGA

Verificando que os limites de resistência à fadiga não são excedidos, é necessário ainda verificar que os limites de tensão resultantes de carregamentos frequentes $\psi_1 \cdot Q_k$ [10] não excedam:

$$\Delta\sigma \leq 1,5 \cdot f_y \quad (2.15)$$

para variações de tensão normal e,

$$\Delta\tau \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3} \quad (2.16)$$

para variações de tensão tangencial. Sendo que Q_k corresponde ao valor característico de uma carga variável individual, f_y o valor do limite de elasticidade do aço.

No caso da aplicação do método da tensão equivalente de dano é ainda necessário respeitar alguns limites regulamentares ao carregamento de fadiga. Estes critérios são expostos seguidamente (ver equações 2.17 a 2.19).

$$\frac{\gamma_{Fy} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (2.17)$$

e

$$\frac{\gamma_{Fy} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (2.18)$$

Bem como, nos casos em que não haja referência em contrário,

$$\left(\frac{\gamma_{Fy} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Fy} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1,0 \quad (2.19)$$

Se estes valores de $\Delta\sigma_{E,2}$ e $\Delta\tau_{E,2}$ não forem conhecidos, a verificação deverá ser realizada segundo o anexo A da mesma norma [11].

3

ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE PRESTER

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se primeiramente a Ponte de Prester, a sua localização geográfica e é realizada uma descrição pormenorizada dos detalhes construtivos do seu projecto. Seguidamente é descrita a modelação da mesma, bem como as características dos elementos principais introduzidos neste modelo. Posteriormente descreve-se o método utilizado para a obtenção dos resultados e a validação da sua programação em MATLAB. Finalmente é realizada uma análise dinâmica da Ponte de Prester e são realizadas análises de sensibilidade de parâmetros que podem influenciar a exactidão dos resultados finais, como sejam os incrementos de tempo e a gama de frequências a adoptar.

3.2. A PONTE DE PRESTER

A Ponte de Prester é uma ponte metálica com tabuleiro ortotrópico constituinte da linha de alta velocidade que realiza a ligação entre as cidades de Bruxelas e Colónia (ver Figura 3.1).



Figura 3. 1: Vista lateral da Ponte de Prester

Esta ponte é do tipo “Bowstring”, isto é, uma estrutura isostática constituída por arcos superiores ao tabuleiro, ligados ao tabuleiro através de diversos pendurais. Este sistema construtivo resulta numa compressão do arco e tracção do tabuleiro. No caso da ponte de Prester, os pendurais encontram-se dispostos em forma de V. Estes pendurais encontram-se ligados às duas vigas laterais do tabuleiro com secção em T invertido. Os arcos apresentam uma secção em tubo rectangular, sendo o seu contraven-

tamento realizado através de quatro tubos circulares ao longo do seu comprimento (ver Figura 3.2). Os pendurais são constituídos por secções em tubo rectangulares, sendo a sua ligação aos arcos e tabuleiro realizada através de soldadura e de placas de gousset. O tabuleiro apresenta variados elementos de rigidez como: 2 vigas em forma de T invertido, como já referido, 12 longarinas e diversas carlingas ao longo do seu comprimento (ver Figura 3.3).



Figura 3. 2: Vista lateral e superior do tabuleiro da Ponte de Prester

As vigas laterais têm um comprimento de 138,044 metros, embora o vão do tabuleiro seja um pouco inferior, 135,5 metros. Estes dois elementos de grande rigidez estão espaçados de 11 metros e encontram-se ligados através de diversas carlingas que se apresentam espaçadas no máximo de 3,867 metros. As vigas e as carlingas apresentam secções em T invertido, sendo a largura do banzo igual para os dois elementos, 60 centímetros, e alturas de 1,145 metros nas primeiras, e 1,013 (na ligação às vigas laterais) ou 1,123 metros (a meio vão transversal) nas carlingas.



Figura 3. 3: Vista inferior do tabuleiro da Ponte de Prester

As longarinas, por sua vez, têm uma secção do tipo viga-caixão (ver figura 3.3 e 3.4) com uma altura de 35 centímetros e largura de 30 centímetros na parte superior de ligação ao tabuleiro e 20 centímetros na zona inferior. Estes elementos têm como finalidade aumentar significativamente a rigidez do tabuleiro. As características mais detalhadas desta ponte, assim como os desenhos dos diversos deta-

lhes construtivos da ponte podem ser consultados nos anexos (ver anexo I). Seguidamente apresenta-se o corte transversal do tabuleiro da ponte de Prester (ver figura 3.4).

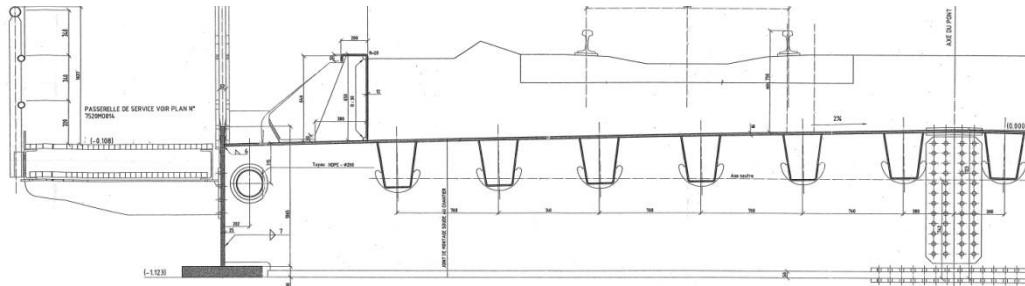


Figura 3. 4: Corte Transversal do tabuleiro da ponte

3.3. MODELAÇÃO DA PONTE DE PRESTER

A modelação da Ponte de Prester foi desenvolvida no âmbito do estudo de “Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico em vias de alta velocidade” realizado em [2], sendo que seguidamente se descreve resumidamente os passos seguidos nesta modelação (ver figura 3.5).

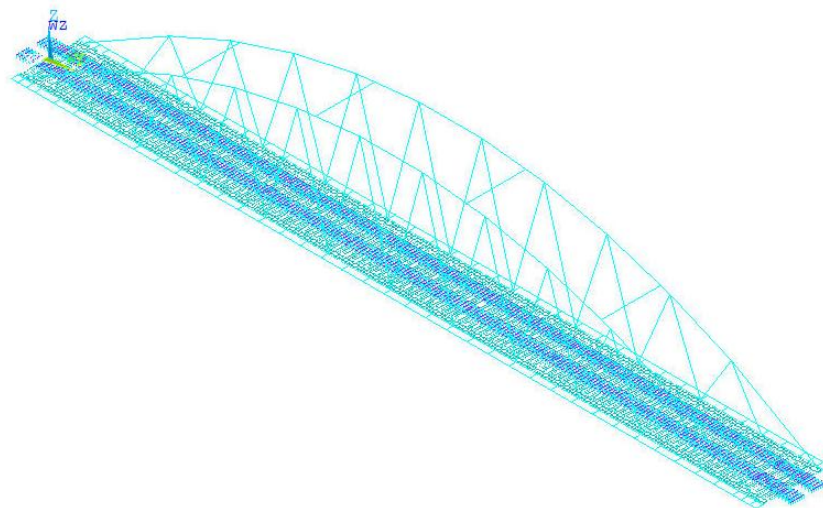


Figura 3. 5: Modelo da ponte de Prester

A modelação da Ponte de Prester foi realizada no programa ANSYS 10.0 através de elementos de viga e de casca. Os elementos de viga utilizados foram os elementos já existentes no software utilizado designados por BEAM44, através do qual se pode definir a rigidez axial, de flexão e torção, assim como adicionar massa por metro de comprimento (kg/m) adicional ao peso próprio do elemento, possibilidade de considerar excentricidade do eixo do elemento e ainda de utilizar elementos com secções uniformemente variáveis ao longo do eixo. Os elementos de casca por sua vez são os elementos pré-definidos de SHELL63, escolha esta dado que estes elementos apresentam rigidez à flexão e no próprio plano, ou seja, comportamento de membrana, e também pela possibilidade de introduzir valores de unidades de massa de área para, por exemplo, incluir as características da implementação da via.

A ponte é metálica, pelo que o material presente na modelação da ponte sem via é apenas o aço, com módulo de elasticidade $E = 210 \text{ GPa}$, massa volúmica $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ e coeficiente de Poisson $\nu = 0,30$. Com a inclusão da via, introduziu-se o material betão, para as travessas, apresentando este um módulo de elasticidade $E = 35 \text{ GPa}$, massa volúmica $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ e coeficiente de Poisson $\nu = 0,30$. Foi necessário ainda incluir a massa do balastro a ter em conta no elemento de casca do tabuleiro, com 1100 kg/m^2 .

A consideração da via deveu-se essencialmente à sua importância nos resultados finais registada em estudos anteriores [2]. Nestes estudos obteve-se reduções dos fenómenos locais de entrada e saída do tabuleiro, bem como das acelerações nas carlingas.

Nesta modelação foi utilizado um sistema de eixos com o eixo dos yy no sentido do desenvolvimento da ponte e da passagem dos comboios, o eixo dos xx na direcção transversal da ponte, em planta, e, consequentemente, o eixo dos zz corresponde à direcção vertical. De referir ainda que o plano vertical de simetria do tabuleiro, paralelo à via, é o plano $X = 0.000 \text{ m}$.

Seguidamente apresenta-se os quadros com as características de cada elemento constituinte da ponte de Prester, assim como a concordância da malha do modelo com os alinhamentos longitudinais considerados (ver quadro 3.3 e figura 3.6), e os alinhamentos principais considerados ao longo do tabuleiro (ver quadros 3.1 e 3.2)

Quadro 3. 1: Alinhamentos longitudinais considerados

Núm. do alinhamento	X (m)	Descrição	Dist. para o alinhamento seguinte (m)
1	-5,500	Viga longitudinal	1,100
2	-4,400	Guarda balastro	0,220
3	-4,180	Nervura longitudinal	0,760
4	-3,420	Nervura longitudinal	0,706
5	-2,714	Carril	0,054
6	-2,660	Nervura longitudinal	0,381
7	-2,279	Ligação aparafusada da carlinga	0,379
8	-1,900	Nervura longitudinal	0,695
9	-1,205	Carril	0,065
10	-1,140	Nervura longitudinal	0,760
11	-0,380	Nervura longitudinal	0,380
12	0,000	Eixo	0,380
13	0,380	Nervura longitudinal	0,760
14	1,140	Nervura longitudinal	0,065
15	1,205	Carril	0,695
16	1,900	Nervura longitudinal	0,379
17	2,279	Ligação aparafusada da carlinga	0,381
18	2,660	Nervura longitudinal	0,054
19	2,714	Carril	0,706
20	3,420	Nervura longitudinal	0,760
21	4,180	Nervura longitudinal	0,220
22	4,400	Guarda balastro	1,100
23	5,500	Viga longitudinal	-

Quadro 3. 2: Alinhamentos transversais considerados

Núm. do alinhamento	Y (m)	Descrição	Núm. do alinhamento	Y (m)	Descrição
1	0,000	Carlinga	26	69,022	Tirante/carlinga
2	1,237	Apoio/carlinga	27	72,889	Carlinga
3	2,773	Carlinga	28	76,755	Carlinga
4	4,073	Ligação aparafusada da viga	29	79,742	Ligação aparafusada da viga
5	4,389	Carlinga	30	80,622	Tirante/carlinga
6	7,856	Carlinga	31	84,489	Carlinga
7	11,322	Tirante/carlinga	32	88,355	Carlinga
8	15,089	Carlinga	33	92,222	Tirante/carlinga
9	17,695	Ligação aparafusada da viga	34	94,797	Ligação aparafusada da viga
10	18,855	Carlinga	35	96,089	Carlinga
11	22,622	Tirante/carlinga	36	99,955	Carlinga
12	26,489	Carlinga	37	101,115	Ligação aparafusada da viga
13	30,355	Carlinga	38	103,822	Tirante/carlinga
14	34,222	Tirante/carlinga	39	107,689	Carlinga
15	36,929	Ligação aparafusada da viga	40	111,555	Carlinga
16	38,089	Carlinga	41	114,262	Ligação aparafusada da viga
17	41,955	Carlinga	42	115,422	Tirante/carlinga
18	43,247	Ligação aparafusada da viga	43	119,189	Carlinga
19	45,822	Tirante/carlinga	44	122,955	Carlinga
20	49,689	Carlinga	45	126,722	Tirante/carlinga
21	53,555	Carlinga	46	130,188	Carlinga
22	57,422	Tirante/carlinga	47	133,655	Carlinga
23	58,302	Ligação aparafusada da viga	48	133,971	Ligação aparafusada da viga
24	61,289	Carlinga	49	135,271	Carlinga
25	65,155	Carlinga	50	136,807	Apoio/carlinga
(continua)	(continua)	(continua)	51	138,044	Carlinga

Quadro 3.3: Características de diversos elementos da Ponte de Prester

Núm. Real Constant	Descrição	Área (m ²)	I _{zz} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	Excentricidade do eixo (m)
3	Vigas laterais principais	8,00E-02	1,44E-03	9,33E-03	-0,744
4	Longarinas	7,19E-03	9,09E-05	9,30E-05	-0,221
5	Vigas transversais	5,64E-02	9,01E-04	6,74E-03	-0,837
7	Arco	2,27E-01	4,16E-02	7,54E-02	-
8	Travamento do arco	3,27E-02	2,81E-03	2,81E-03	-
9	Pendurais	2,14E-02	3,98E-04	3,98E-04	-
14	Carril UIC60	7,69E-03	-	3,06E-05	-
16	Guarda balastro	1,05E-02	3,61E-05	4,74E-04	0,415

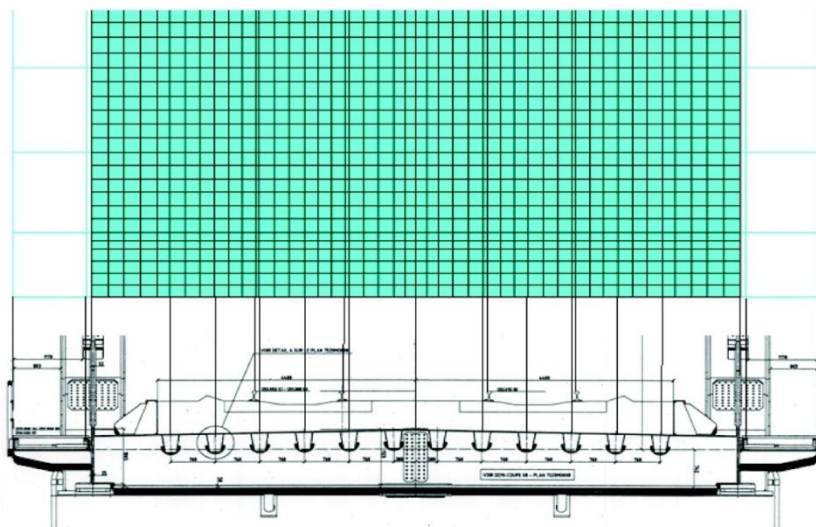


Figura 3. 6: Concordeância da malha do modelo com os alinhamentos longitudinais relevantes [adaptado de 2]

3.4. VALIDAÇÃO DO PROGRAMA DESENVOLVIDO EM MATLAB

Na realização das análises de resposta dinâmica da Ponte de Prester utilizou-se o método da sobreposição modal. Este método consiste na resolução de sistemas com n equações a n incógnitas através da transformação das coordenadas iniciais em coordenadas modais, obtendo-se as respostas correspondentes a cada modo de vibração da estrutura independentemente, sendo posteriormente combinados para obter a resposta final da estrutura. Uma outra vantagem deste método é a possibilidade de se poder especificar para cada modo de vibração um coeficiente de amortecimento diferente.

A consideração de um coeficiente de amortecimento modal constante ($\zeta=0,5\%$) mostrou-se demasiado conservativo em comparação com a consideração de coeficientes de amortecimentos modais variáveis [2]. Neste sentido, e objectivando uma análise de resultados mais precisa, considerou-se, nas análises realizadas no presente estudo, coeficientes de amortecimento modais variáveis, que se apresentam detalhados seguidamente (ver figura 3.7).

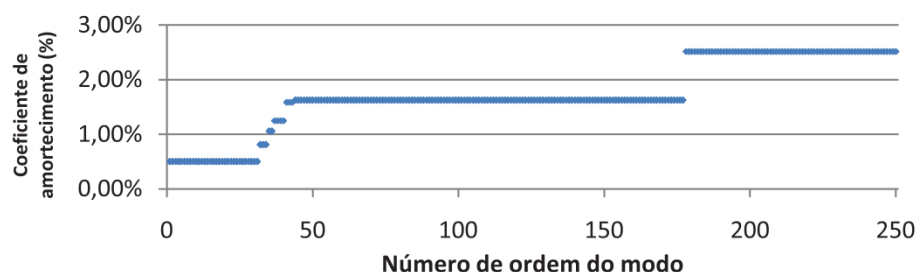


Figura 3. 7: Coeficientes de amortecimento modais [adaptado de 2]

Inicialmente utilizou-se um modelo de cargas móveis desenvolvido no programa ANSYS 11.0 através da sua linguagem de programação “Ansys Parametric Design Language” (APDL). Este método consiste na aplicação de um conjunto de cargas móveis de valor constante e igual às cargas estáticas por eixo. Posteriormente completou-se esta programação para que esta gerasse, para além dos deslocamentos de cada nó, também os esforços nodais de cada elemento. A realização de análises dinâmicas de estruturas complexas como a da Ponte de Prester no programa ANSYS, aliada ao facto da necessidade de avaliação rigorosa da resposta dinâmica, torna o processo muito moroso. Este facto deve-se essencialmente, numa primeira fase, à criação de um ficheiro para cada instante de tempo de análise com informação como: lista de nós com cargas aplicadas, restrições de deslocamentos, amortecimentos modais, etc. Posteriormente o ANSYS lê todos estes ficheiros para que possa resolver o sistema dinâmico, sendo que, finalizado este passo, é necessário obter os esforços nos elementos, passo este que se mostrou muito moroso, podendo mesmo levar dezenas de horas.

Este facto motivou a que se procedesse ao desenvolvimento em MATLAB de uma outra programação no sentido de tornar mais rápido o processamento de toda a informação necessária ao estudo da fadiga.

Assim sendo, o processo de obtenção de resultados resulta da combinação entre o ANSYS 11.0 e o MATLAB 7.8.0. No primeiro realiza-se inicialmente uma análise modal da estrutura com a finalidade de obter as informações sobre os modos de vibração da ponte, mais especificamente as matrizes de massas modais e de frequências modais. A primeira é unitária pois a análise realizada baseou-se numa normalização dos valores de m_j unitários, pelo que os modos de vibração são apresentados com este pressuposto. Neste processo são geradas ainda matrizes relativas às barras do modelo da via existente na ponte, matrizes estas que contêm para cada nó da estrutura e para cada modo de vibração o valor respectivo de cada combinação dos deslocamentos verticais modais. Seguidamente, e utilizando o modelo de cargas móveis já abordado, pode obter-se as informações sobre as forças modais do modelo ao longo do tempo. Seguidamente são apresentadas as equações referentes à resposta dinâmica da ponte (ver equação 3.1) e geração das forças modais (ver equação 3.2).

$$m_j \ddot{Y}_j + 2 \cdot \xi_j \cdot m_j \cdot \omega_j \cdot \dot{Y}_j + m_j \cdot \omega_j^2 \cdot Y_j = F_j \quad (3.1)$$

sendo que $\ddot{Y}$ é a aceleração modal, $\dot{Y}$ a velocidade modal, Y o deslocamento modal e F_j a força modal para o modo de vibração j ,

$$F_j(t) = \sum_{i=1}^n \delta_{ij} \cdot f_i(t) \quad (3.2)$$

sendo que δ_{ij} é o deslocamento associado ao nó i e ao modo de vibração j , e $f_i(t)$ a força exterior aplicada ao nó em cada instante, ou seja, as cargas móveis que actuam na direcção vertical ao longo da via.

Para obter as grandezas pretendidas, é realizada uma extracção de informações ao longo do tempo segundo a seguinte equação:

$$G_i(t) = \sum_{j=1}^k G_{ij} \cdot Y_j(t) \quad (3.3)$$

em que k corresponde ao último modo de vibração e Y_j é obtido através da resolução da equação 3.1.

Nesta análise através do programa ANSYS 11.0 pode obter-se todas as informações relativas às forças e momentos necessárias, sendo necessário apenas realizar este processo uma única vez.

Este programa, recorrendo às equações anteriores (equações 3.1 e 3.3), calcula para cada instante as forças aplicadas nos nós da via e posteriormente as forças modais no instante respectivo, para a velocidade, tipo de comboio e incremento temporal definidos. Após a obtenção destes resultados recorre-se ao método de Newmark para a obtenção da evolução das grandezas pretendidas ao longo do tempo. Estas grandezas podem ser deslocamentos, forças, momentos ou tensões.

A validação deste procedimento foi realizada através de diversas análises dinâmicas, entre as quais uma relativa à Ponte de Prester. A análise foi realizada com o comboio Thalys, para um limite máximo de frequência de modos de vibração aos 30 Hz e para a velocidade de 300 km/h. Seguidamente apresenta-se os resultados das comparações efectuadas dos esforços axiais e momentos flectores em vigas e longarinas da ponte (ver figuras 3.8 e 3.9). De referir que, neste caso, a modelação de alguns dos elementos do tabuleiro foi realizada com recurso a off-sets, isto é, alteração do ponto de aplicação das forças, o que gera momentos flectores diferentes aplicados no centro de gravidade. Assim sendo, é necessário multiplicar os resultados obtidos no *software* ANSYS pela distância considerada no off-set, para que se possa obter os resultados pretendidos.

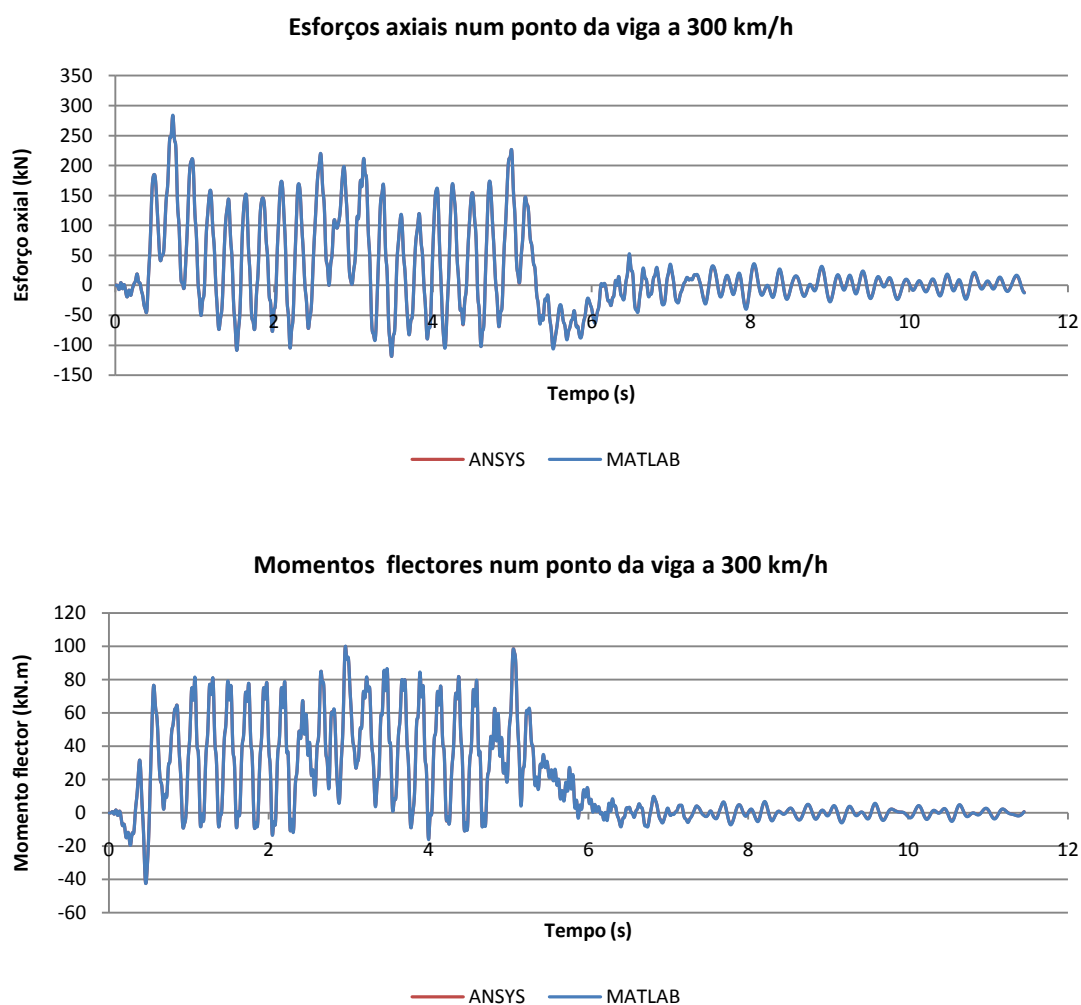


Figura 3. 8: Gráficos comparativos dos resultados na viga entre ANSYS e MATLAB

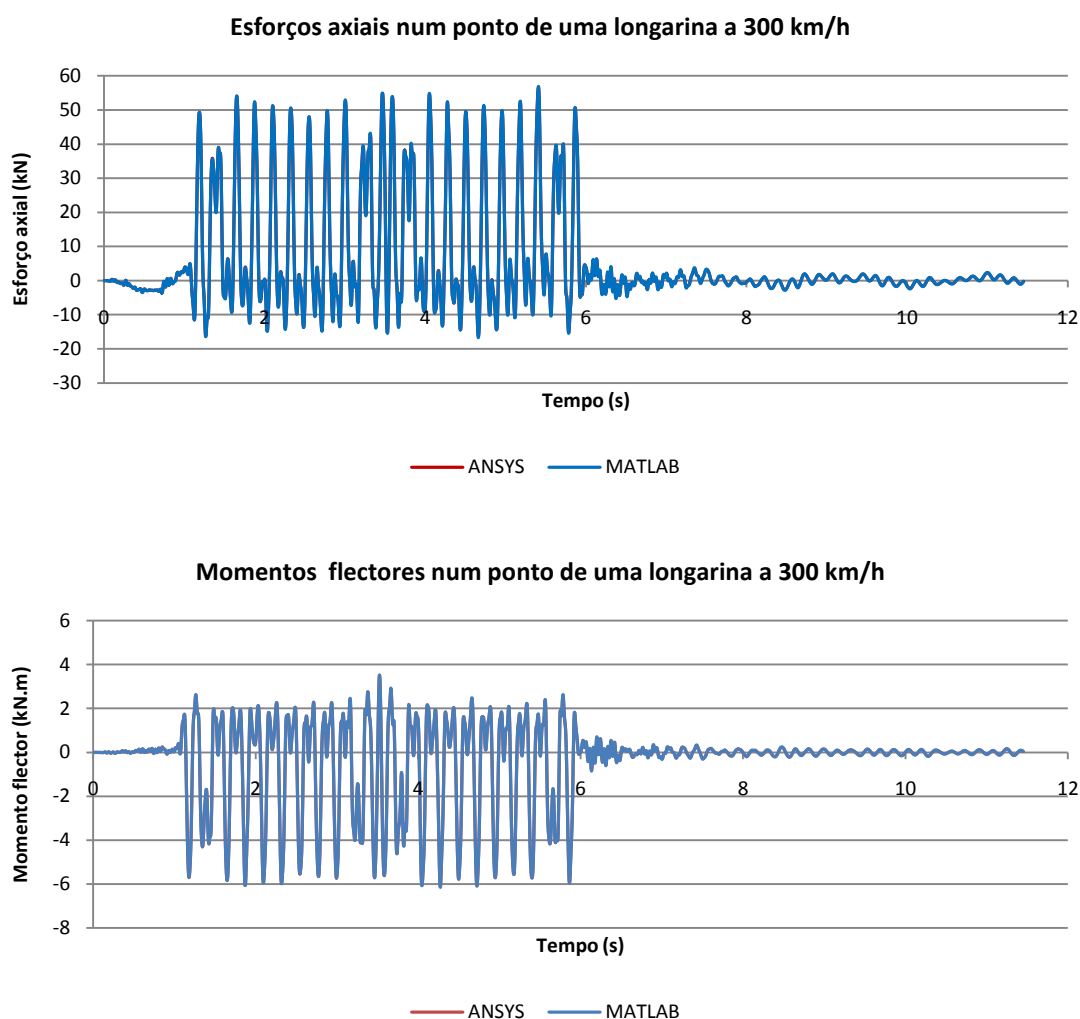


Figura 3. 9: Gráficos comparativos dos resultados na longarina entre ANSYS e MATLAB

Através da observação destes resultados pode verificar-se que a diferença entre os valores registados ao longo do tempo nos dois programas são mínimas; com efeito, a diferença máxima no caso da Ponte de Prester é de apenas 0,45%, sendo no cômputo geral um erro tipicamente inferior a 0,50%.

3.5. ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE PRESTER

3.5.1 RESPOSTA DINÂMICA DA ESTRUTURA

Esta ponte faz parte da infra-estrutura ferroviária de alta velocidade da Bélgica, pelo que o comboio de alta velocidade utilizado nas análises será o THALYS. Este comboio é do tipo articulado, tem um comprimento de 393,340 metros, apenas de passageiros e apresenta uma velocidade de circulação de 300 km/h e carga por eixo de 170 kN. O modelo da ponte usado contém a discretização da via, como já abordado, pelo que apresenta dois carris em cada via, sendo portanto a carga dividida e distribuída pelos dois carris.

Após a modelação da ponte, procedeu-se a uma análise modal deste modelo em ANSYS para a obtenção dos modos de vibração da estrutura, podendo posteriormente retirar-se todas as informações necessárias à análise dinâmica da Ponte de Prester.

Neste contexto, realizou-se a análise modal no programa ANSYS 11.0 até à frequência regulamentar aconselhada (30 Hz), obtendo-se 246 modos de vibração, dos quais se apresentam alguns exemplos nas figuras seguintes (ver figuras de 3.10 a 3.12). Os resultados dos diversos modos de vibração são semelhantes aos obtidos no desenvolvimento do estudo realizado em [2], pelo que apenas se apresentam neste estudo alguns exemplos dos diversos tipos de modos de vibração existentes na Ponte de Prester. De acordo com os resultados obtidos podem dividir-se os modos de vibração da estrutura em três grandes grupos: os que contêm os modos globais de vibração da estrutura, até aos 6 Hz, os que contêm os intermédios, até aos 24 Hz, e finalmente os que contêm os modos de vibração locais.

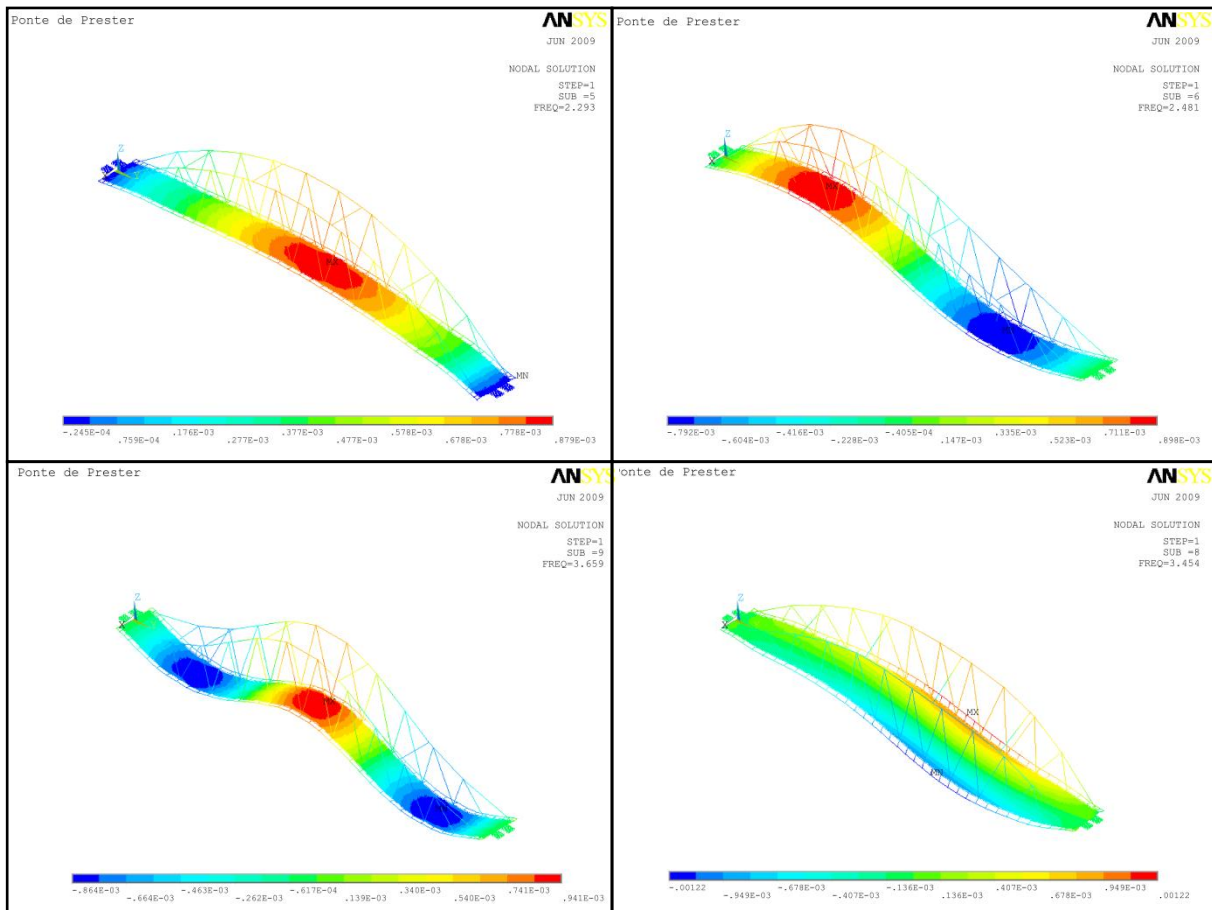


Figura 3. 10: Exemplos de modos globais de vibração da estrutura

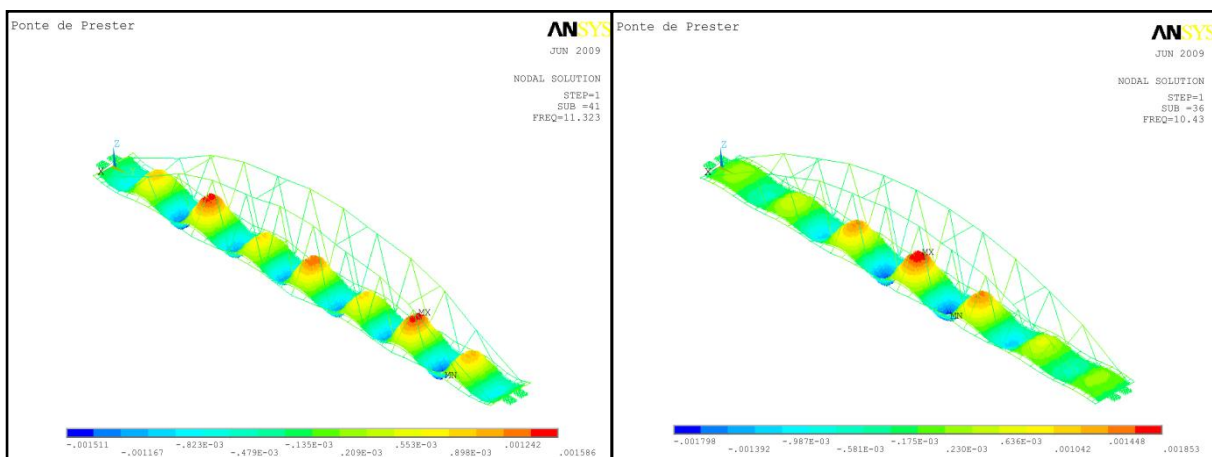


Figura 3. 11: Exemplos de modos intermédios de vibração da estrutura

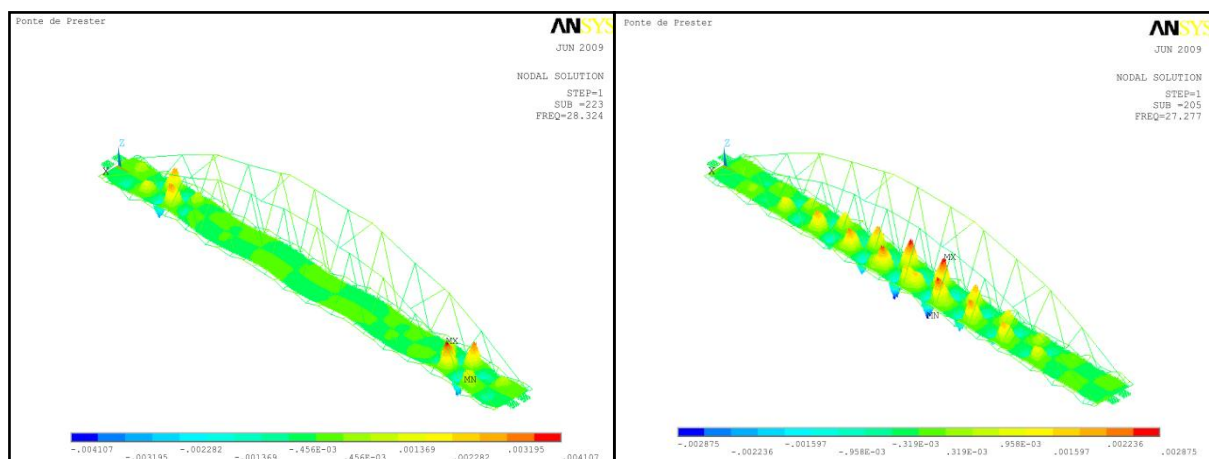


Figura 3. 12: Exemplos de modos locais de vibração da estrutura

3.5.2 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE AOS INCREMENTOS TEMPORAIS

Um outro ponto relevante nas análises dinâmicas de uma estrutura consiste na correcta avaliação dos incrementos de tempo a adoptar. Uma inadequada avaliação destes pode repercutir-se em todos os resultados da análise. Quanto menor o intervalo admitido, melhor a caracterização da resposta da estrutura será realizada; no entanto, em termos práticos a utilização de intervalos demasiado reduzidos não é exequível dada a morosidade do processo. Assim sendo, uma análise deste parâmetro tem como finalidade a escolha de um intervalo relativamente aceitável e de acordo com a finalidade dos resultados pretendidos. Neste sentido, foi realizada uma comparação dos diversos resultados obtidos com os incrementos de tempo de 0,001 segundos, 0,002 segundos e 0,005 segundos. Os resultados relativos à análise do erro relativo entre os esforços tendo como referência o incremento de tempo de 0,001 segundos, são resumidamente apresentados nos seguintes quadros (ver quadros de 3.4 a 3.7).

Quadro 3.4: Erro relativo do esforço axial na viga para diversos incrementos de tempo e velocidades

Velocidade de circulação (km/h)	Incremento de tempo (s)		
	0,001	0,002	0,005
250	-	0,9%	6,7%
350	-	1,4%	11,3%
450	-	1,8%	12,4%

Quadro 3.5: Erro relativo do esforço axial nas carlingas para diversos incrementos de tempo e velocidades

Velocidade de circulação (km/h)	Incremento de tempo (s)		
	0,001	0,002	0,005
250	-	1,1%	7,7%
350	-	1,9%	10,3%
450	-	1,9%	11,4%

Quadro 3.6: Erro relativo do esforço axial nas longarinas para diversos incrementos de tempo e velocidades

Velocidade de circulação (km/h)	Incremento de tempo (s)		
	0,001	0,002	0,005
250	-	2,7%	13,2%
350	-	3,1%	14,5%
450	-	4,1%	25,7%

Quadro 3.7: Erro relativo do esforço axial nos pendurais para diversos incrementos de tempo e velocidades

Velocidade de circulação (km/h)	Incremento de tempo (s)		
	0,001	0,002	0,005
250	-	0,9%	6,5%
350	-	1,1%	17,2%
450	-	1,5%	10,8%

Numa análise global destes resultados, constata-se que a diferença relativa dos resultados para 0,002 segundos e para 0,005 segundos é substancial, sendo que o primeiro atinge um máximo para as longarinas de cerca de 4,1%, enquanto que o segundo apresenta um máximo de 25,7% para os mesmos elementos. Primeiramente, os máximos registam-se exactamente para os mesmos elementos, visto estes serem os mais vulneráveis aos modos de vibração locais que apresentam frequências mais elevadas e que podem não ser devidamente transcritas por incrementos de tempo mais elevados. Os outros elementos apresentam ordens de grandeza de erros relativamente semelhantes, entre 1% e 2%, podendo-se reparar que existe um ligeiro aumento dos erros relativos com o aumento de velocidade.

Os resultados desta análise para o incremento de tempo de 0,002 segundos - embora com diferenças relativamente a 0,001 segundos, ligeiramente superiores aos geralmente aceitáveis - foram os utilizados para as análises que se seguem, no sentido de diminuir para cerca de metade o tempo de cálculo comparativamente a 0,001 segundos, facto este que se revela de relativa importância no presente trabalho.

3.5.3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE À GAMA DE FREQUÊNCIAS

Um outro aspecto muito importante para que os resultados obtidos através das análises dinâmicas sejam fiáveis é a consideração do número de modos ou gama de frequências que deve ser utilizado. Na regulamentação europeia é aconselhado o valor limite máximo de frequências a considerar para o cálculo de deslocamentos e acelerações de cerca de 30 Hz. Neste sentido, realizaram-se comparações entre diversas gamas de frequência a utilizar para conhecer a importância de cada uma na resposta final da estrutura. Assim, as gamas utilizadas foram até 6 Hz, 12 Hz, 18 Hz, 24 Hz, 30 Hz, 36 Hz e 42 Hz, visto que até aos 6 Hz estão considerados os principais modos globais da estrutura, para os 24 Hz já entra em consideração os modos globais e intermédios da estrutura, os 30 Hz por ser a regulamentar; assim sendo, a divisão foi realizada para múltiplos de seis.

Seguidamente apresenta-se, resumida em quadros, a evolução da diferença de resultados dos esforços relativa a cada amplitude de frequência comparativamente aos 42 Hz (ver quadros 3.8 a 3.11).

Quadro 3. 8: Erro relativo do esforço axial nas vigas para diversas velocidades em função das frequências

Velocidade de circulação (km/h)	Diferença relativa do esforço axial nas vigas						
	6 Hz	12 Hz	18 Hz	24 Hz	30 Hz	36 Hz	42 Hz
250	32,2%	13,3%	10,8%	4,7%	3,8%	2,2%	-
350	38,6%	11,7%	6,1%	5,6%	2,8%	1,9%	-
450	50,9%	13,0%	10,3%	8,1%	4,7%	3,5%	-

Quadro 3. 9: Erro relativo do esforço axial nas carlingas para diversas velocidades em função das frequências

Velocidade de circulação (km/h)	Diferença relativa do esforço axial nas carlingas						
	6 Hz	12 Hz	18 Hz	24 Hz	30 Hz	36 Hz	42 Hz
250	60,0%	36,9%	21,6%	12,5%	9,0%	7,7%	-
350	52,9%	28,0%	19,5%	10,7%	7,5%	5,3%	-
450	60,8%	30,0%	18,4%	16,4%	9,9%	8,2%	-

Quadro 3. 10: Erro relativo do esforço axial nas longarinas para diversas velocidades em função das frequências

Velocidade de circulação (km/h)	Diferença relativa do esforço axial nas longarinas						
	6 Hz	12 Hz	18 Hz	24 Hz	30 Hz	36 Hz	42 Hz
250	84,4%	55,5%	52,8%	42,4%	31,2%	22,7%	-
350	67,8%	46,5%	43,2%	36,7%	23,6%	18,5%	-
450	82,3%	65,4%	58,2%	49,3%	34,2%	31,4%	-

Quadro 3. 11: Erro relativo do esforço axial nos pendurais para diversas velocidades em função das frequências

Velocidade de circulação (km/h)	Diferença relativa do esforço axial nos pendurais						
	6 Hz	12 Hz	18 Hz	24 Hz	30 Hz	36 Hz	42 Hz
250	110,0%	39,7%	25,0%	4,9%	3,8%	2,7%	-
350	71,7%	30,2%	22,3%	7,9%	2,7%	2,8%	-
450	140,2%	41,5%	28,1%	20,2%	4,9%	4,1%	-

Através da análise dos quadros precedentes pode concluir-se que quanto maior a gama de frequências maior a precisão dos resultados comparativamente a 42 Hz. No entanto, interessava saber a relação que existe entre cada gama de frequências para que o tempo necessário para os cálculos a uma frequência demasiado elevada não seja justificável. Assim sendo, pode verificar-se que, para as vigas e pendurais a diferença relativa em média é cerca de 4% para os 30 Hz, facto que se revela relativamente aceitável. Contudo, para as carlingas e longarinas o erro é substancialmente superior, apresentando

valores na ordem dos 9 % e 30 % respectivamente, pelo que se pode afirmar que, para que se obtenha resultados com elevado nível de exactidão, é necessária a realização de análises dinâmicas até 42 Hz ou mesmo 48 Hz ou 60 Hz.

O facto de se registarem diferenças relativas notórias nos resultados dos diferentes elementos deve-se essencialmente à sua preponderância para os diferentes modos de vibração. Através da observação dos vários modos, para as várias frequências, verifica-se que as vigas principais e os pendurais encontram-se mais susceptíveis a modos de vibração globais da estrutura, modos estes que se verificam para frequências mais reduzidas, pelo que a diferença para as frequências mais elevadas não é tão notória. As carlingas, por sua vez, encontram-se mais sujeitas a modos de vibração globais e mesmo intermédios, pelo que a diferença aumenta ligeiramente quando comparada com a das vigas principais. Os elementos que apresentam maior diferença relativa são as longarinas, elementos estes que se encontram sujeitos a modos de vibração locais, o que resulta numa diferença substancial, pois estes apresentam em geral frequências mais elevadas.

De referir ainda a grande diferença verificada entre a consideração das frequências até aos 6 e 12 Hz, constatando-se diminuições das diferenças em cerca de 50%, pelo que se pode afirmar que existem modos muito importantes na gama de frequências entre os 6 Hz e os 12 Hz.

Neste contexto, pode concluir-se que a gama de frequências de uma análise dinâmica é muito importante para a exactidão dos resultados, tanto mais importante quanto mais susceptíveis forem os elementos estruturais aos modos de vibração intermédios e locais. Todavia, as análises que se seguem foram realizadas para um limite de 30 Hz, com o intuito de conciliar o tempo de cálculo disponível para a realização do presente estudo, havendo posteriormente uma análise da importância desta consideração no cálculo final do dano na estrutura.

4

ANÁLISE DE FADIGA NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo realizar-se-á uma análise à fadiga dos diversos detalhes existentes na estrutura da Ponte de Prester. Neste sentido, primeiramente é apresentada e detalhada a classificação atribuída a cada tipo de detalhe de acordo com as normas europeias, justificando as escolhas. Seguidamente procura-se analisar os resultados obtidos quer para os esforços axiais e momentos flectores resultantes da análise realizada ao modelo da Ponte de Prester, quer para as tensões delas decorrentes. No terceiro ponto deste capítulo analisa-se o dano existente em cada detalhe existente na ponte através dos resultados obtidos nas tensões normais ou tangenciais. Finalmente, apresentam-se as verificações em relação à utilização de parafusos de alta resistência pré-esforçados na ponte ferroviária de alta velocidade em estudo, comparando com os resultados obtidos para os parafusos não pré-esforçados.

4.2. CLASSIFICAÇÃO À FADIGA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A ponte de Prester apresenta numerosos e diversos tipos de detalhe de ligação entre os diferentes elementos estruturais dela constituintes. As ligações entre perfis reconstituídos soldados, que constituem as vigas laterais principais, são realizados através de ligações com placas de *gousset*, sendo que na parte inferior apenas tem uma placa com aproximadamente 1,310 metros de comprimento e 0,560 metros de largura e na parte superior duas placas com 1,240 metros de comprimento e 0,260 metros de largura. A ligação é feita através de 80 parafusos de 27 milímetros de diâmetro. Nas vigas transversais as ligações são feitas partindo do mesmo princípio, tendo no entanto as seguintes dimensões: as placas superiores têm 1,240 metros de comprimento e 0,260 metros de largura, e as placas inferiores o mesmo comprimento e largura 0,580 metros. Os parafusos para a realização desta ligação apresentam as mesmas características e o mesmo número do tipo de ligação anterior. De referir ainda que as espessuras das placas de *gousset* são 45 e 30 milímetros nas vigas principais e transversais, respectivamente. Estes dois principais elementos estruturais apresentam-se ligados através de soldaduras de canto. As longarinas, por sua vez, apresentam dois tipos de ligação: soldadura topo a topo de plena penetração com placa de suporte e ligação aparafusada. Apresenta ainda soldadura com as carlingas em parte do seu desenvolvimento e soldadura com penetração parcial com o tabuleiro. Os pendurais apresentam vários tipos de ligações no seu comprimento, sendo as ligações ao arco e às vigas principais realizadas através de soldaduras com plena penetração, a ligação entre placas é realizada através de placas de *gousset* com aproximadamente 0,958 metros e 0,420 metros de largura, ligados com 22 parafusos de 27 milímetros de diâmetro. A ligação entre as placas e os perfis em forma de tubos rectangulares, que

formam o pendural propriamente dito, é feita através de uma espécie de perfil em I reconstituído soldado, que é aparafusado ao tubo através de 24 parafusos de 12 milímetros de diâmetro. A classificação da resistência à fadiga de acordo com o Eurocódigo, bem como as figuras representativas de todos estes detalhes das ligações encontram-se pormenorizadas seguidamente.

4.2.1 CLASSIFICAÇÃO DOS DETALHES DAS VIGAS PRINCIPAIS

As vigas laterais apresentam-se como os elementos estruturais com maior rigidez da estrutura, constituindo assim os elementos mais importantes na estabilidade estrutural do tabuleiro da Ponte de Prester. Como já referido, as vigas principais são constituídas por perfis de aço reconstituídos soldados com secção em T invertido com uma altura de apenas 1,145 metros, sendo a ligação entre os diversos perfis realizada através de placas de *gousset*. Os detalhes representativos desta ligação são apresentados na figura 4.1.

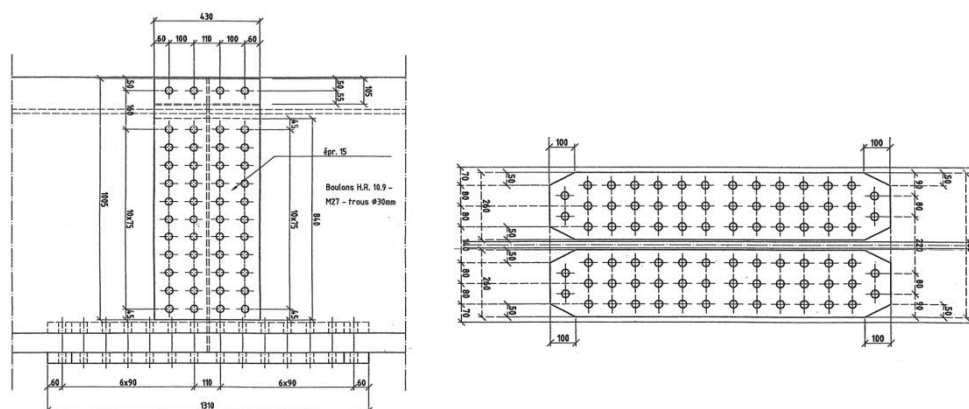


Figura 4.1: Detalhes construtivos da ligação das vigas principais

Este tipo de ligações aparafusadas pode ser encontrado em diversos pontos das vigas laterais, sendo que a sua listagem se encontra detalhada nos quadros dos alinhamentos principais apresentados no capítulo precedente (ver quadros 3.1 e 3.2).

O conjunto de elementos e ligações que constituem a viga apresentam-se classificados segundo a EN 1993 parte 1-9, no quadro 4.1.

Quadro 4.1: Classificação dos diversos detalhes existentes nas vigas principais

Descrição do Detalhe	Categoria
Perfis reconstituídos soldados com soldadura longitudinal automática através de plena penetração, executada de ambos os lados com paragem/recomeço (admitido)	112 MPa
Ligação entre elementos através de chapas de <i>gousset</i> com parafusos de alta resistência	90 MPa
Elemento de estrutura com furos, sujeito à flexão e esforço normal	90 MPa
Parafusos sujeitos a duplo corte	100 MPa

Em pontes que sejam partes integrantes de linhas ferroviárias de alta velocidade, o tipo de parafusos a utilizar são geralmente parafusos pré-esforçados e de alta resistência (H.R. - *High Resistance*). Neste tipo de parafusos, o esforço primeiro a ser mobilizado é a força de atrito existente entre as placas de ligação e o elemento devido ao esforço aplicado pelo parafuso nestas. Só posteriormente (em caso de o primeiro não ser suficiente) é mobilizada a resistência ao corte do parafuso. Contudo, no estudo que se segue, pretendeu-se analisar as consequências no caso de estes não serem pré-esforçados, isto é, mobilizando na totalidade o esforço de corte nestes, pelo que as classificações adoptadas para estes estão de acordo com esta hipótese, bem como a análise da capacidade resistente dos mesmos através das curvas de resistência à fadiga para tensões tangenciais.

4.2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS DETALHES DAS VIGAS TRANSVERSAIS

No que respeita às vigas transversais, estas são constituídas por perfis reconstituídos soldados com secção em T invertidos que se apresentam interligados por duas ligações aparafusadas com placas de *gousset*, duas superiores e uma inferior, localizadas a 2,279 metros do eixo longitudinal da ponte. Este tipo de ligações é apresentado na figura 4.2.



Figura 4.2: Detalhe construtivo da ligação das carlingas

A classificação de todos os elementos constituintes das ligações entre perfis reconstituídos soldados, bem como destes últimos encontra-se pormenorizada no seguinte quadro (ver quadro 4.2).

De referir que se classificou todo o tipo de ligações existente na Ponte de Prester; contudo, o objectivo deste trabalho consistiu principalmente na análise à fadiga nas ligações aparafusadas, pelo que a classificação das soldaduras é meramente demonstrativa.

Quadro 4.2: Classificação dos diversos detalhes existentes nas vigas transversais

Descrição do Detalhe	Categoria
Perfis reconstituídos soldados com soldadura longitudinal automática através de plena penetração, executada de ambos os lados com paragem/recomeço (admitido)	112 MPa
Ligação entre elementos através de chapas de <i>gousset</i> com parafusos de alta resistência	90 MPa
Elemento de estrutura com furos, sujeito à flexão e esforço normal	90 MPa
Soldadura às vigas principais com $l > 50$	80 MPa
Parafusos de alta resistência sujeitos a duplo corte	100 MPa

4.2.3 CLASSIFICAÇÃO DOS DETALHES DAS LONGARINAS

Por sua vez, as longarinas são elementos de forma trapezoidal que conferem uma maior rigidez ao tabuleiro da ponte. Os perfis das longarinas encontram-se ligados através de dois métodos distintos: ligações aparafusadas laterais com parafusos de alta resistência e ligações soldadas topo a topo com plena penetração e apoio de uma placa de suporte. Existe ainda outra ligação na parte inferior do banzo das ligações aparafusadas realizada com recurso a uma placa superior que interliga as duas longarinas através de dois parafusos. Contudo, este elemento de ligação não apresenta qualquer funcionalidade estrutural relevante, pelo que não se abordará na análise que se segue. Os detalhes destes tipos de ligação podem ser consultados na figura 4.3.

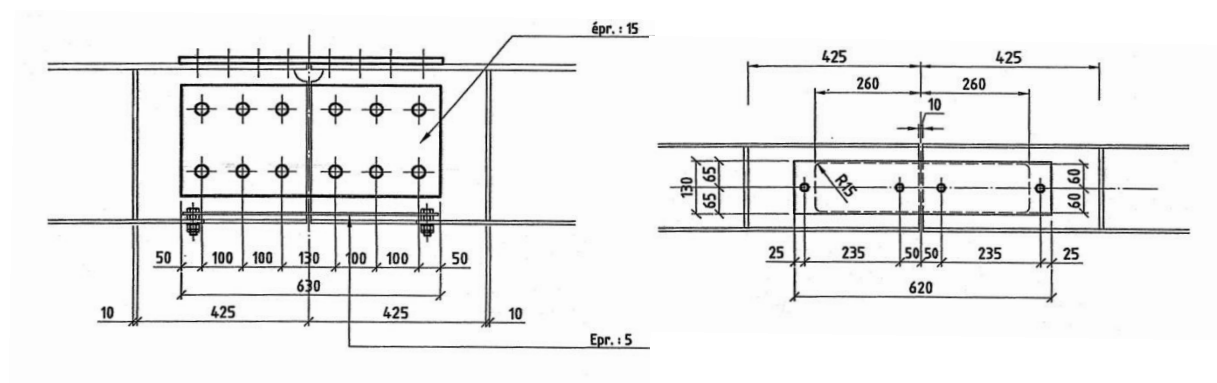


Figura 4.3: Detalhes construtivos da ligação das longarinas

A sua classificação de resistência à fadiga segundo as normas europeias apresenta-se resumida no quadro 4.3.

Quadro 4.3: Classificação dos diversos detalhes existentes nas longarinas

Descrição do Detalhe	Categoria
Longarina contínua com corte na viga transversal - $t > 12$ mm (admitido)	71 MPa
Ligação entre elementos através de chapas de <i>gousset</i> com parafusos de alta resistência	90 MPa
Parafusos de alta resistência sujeitos a duplo corte	100 MPa
Soldadura da longarina topo a topo dos 2 lados através de plena penetração com placa de suporte	71 MPa
Soldadura entre o tabuleiro e a longarina, soldadura com penetração parcial	71 MPa

4.2.4 CLASSIFICAÇÃO DOS DETALHES DOS PENDURAIIS

Os pendurais constituem o elemento de transmissão de esforços do tabuleiro para o arco que o suporta. Sendo estes dos elementos mais importantes para a estabilidade do tabuleiro, bem como para a diminuição dos esforços actuantes nos seus elementos, a sua análise de resistência à fadiga é indispensável. Os pendurais são constituídos por perfis tubulares rectangulares cuja ligação ao tabuleiro, mais precisamente às vigas laterais principais, é realizada através de três pormenores distintos que se passam a descrever:

- Ligação aparafusada entre o perfil tubular e um perfil reconstituído soldado em I (zona 1);
- Ligação aparafusada através de duas placas de *gousset* que une duas placas de aço (zona 2);
- Ligação soldada topo a topo entre uma placa de aço e a viga principal respectiva, com inclinações transversais e longitudinais;

Seguidamente apresenta-se uma imagem dos detalhes construtivos utilizados (ver figura 4.4). Os detalhes das três ligações existentes, quer na parte superior, quer na parte inferior dos pendurais encontram-se em anexo (ver anexo I).

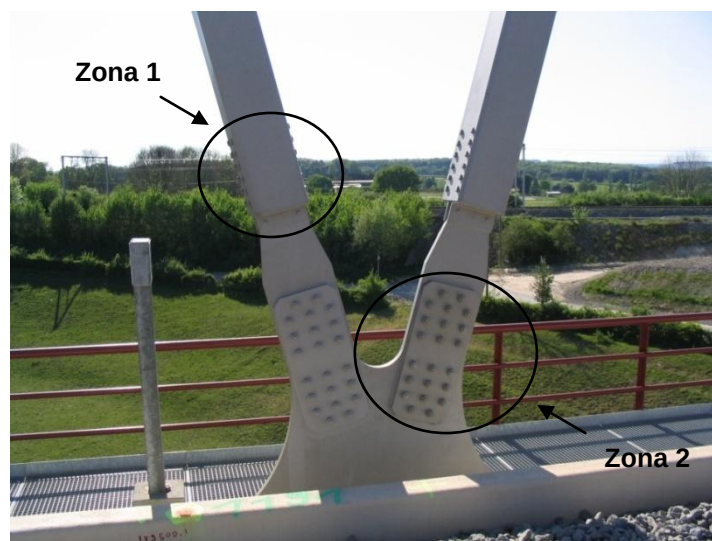


Figura 4.4: Detalhes construtivos das ligações dos pendurais ao tabuleiro

A classificação dos detalhes expostos na figura anterior é apresentada no seguinte quadro 4.4.

Quadro 4.4: Classificação dos diversos detalhes existentes nos pendurais

<i>Descrição do Detalhe</i>	<i>Categoria</i>
Elemento estrutural de perfil tubular rectangular (zona 1)	160 MPa
Elemento estrutural com furos, sujeito a esforço axial (zona 1)	90 MPa
Ligação simples através de placa de <i>gousset</i> com parafusos calibrados (zona 1)	80 MPa
Parafusos de alta resistência sujeitos a duplo corte (zona 2)	100 MPa
Ligação dupla através de placa de <i>gousset</i> com parafusos de alta resistência (zona 2)	90 MPa
Soldadura topo a topo de placas de aço com uma inclinação inferior a $\frac{1}{4}$ em largura e espessura	90 MPa
Soldadura de ângulo contínuas transmitindo corte, tal como numa viga reconstituída soldada. (zona 1)	80 MPa

Nesta última classificação considerou-se que o perfil em I, existente na ligação entre a placa de aço e o perfil tubular rectangular, é equiparado a duas placas de *gousset* aparafusadas ao elemento estrutural que constitui a maior parte do pendural. Esta consideração foi feita visto o perfil em I ser limitado apenas a uma secção reduzida, passando de seguida a ser unicamente uma placa de aço.

Através da análise dos quadros anteriores, pode concluir-se que existem diversas categorias associadas a cada detalhe de ligação, pelo que é importante que se realize um estudo pormenorizado para cada um, de modo a que a análise da resistência à fadiga seja conclusiva.

4.3. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A realização de uma análise de fadiga de uma ponte metálica pressupõe o estudo dos diversos detalhes construtivos existentes na mesma. Sabendo que os fenómenos de degradação ocorrem principalmente em zonas de concentração de tensões, quer em ligações dos vários elementos presentes longitudinalmente, quer ligações entre os elementos transversais e longitudinais, a análise incidiu essencialmente sobre estes locais. Visto a modelação da Ponte de Prester ter sido realizada com recurso a elementos de viga, a obtenção automática dos resultados das tensões ao longo do tempo não foi possível, pelo que se obteve os esforços e momentos flectores para que, a partir destes, se obtivessem as tensões existentes nas peças da estrutura.

A análise da Ponte de Prester foi realizada para a circulação numa única via, para diversas velocidades entre os 250 km/h e os 500 km/h, admitindo um incremento temporal de 0,002 segundos e um intervalo de tempo de vibração livre de 10 segundos.

4.3.1 ANÁLISE DOS ESFORÇOS NAS VIGAS PRINCIPAIS

Numa breve análise aos esforços aplicados nas vigas principais durante a passagem do comboio de alta velocidade numa das duas vias existentes no tabuleiro, pode constatar-se que uma das vigas apresenta amplitudes de esforços relativamente mais elevados que a outra. Este facto resulta de, na análise, o local de aplicação das cargas ter sido apenas uma das vias da ponte. Baseado neste facto, apresenta-se seguidamente os resultados obtidos para a viga mais próxima da via carregada, sendo que estes são perfeitamente aplicáveis à segunda viga aquando de um carregamento do lado oposto ao agora efectuado. O caso do cruzamento de comboios deverá apresentar esforços superiores, pelo que, nesse caso, novas análises devem ser realizadas.

Assim sendo, e pretendendo-se obter as tensões na viga, realizou-se primeiramente uma análise aos esforços actuantes na viga que a poderiam afectar de forma importante, pelo que se analisou os esforços axiais e os momentos flectores na mesma. Seguidamente apresenta-se um gráfico exemplo da variação dos esforços axiais, bem como um correspondente aos momentos flectores actuantes na viga (ver figura 4.5). Os restantes gráficos respeitantes a outras velocidades podem ser consultados em anexo (ver anexo II).

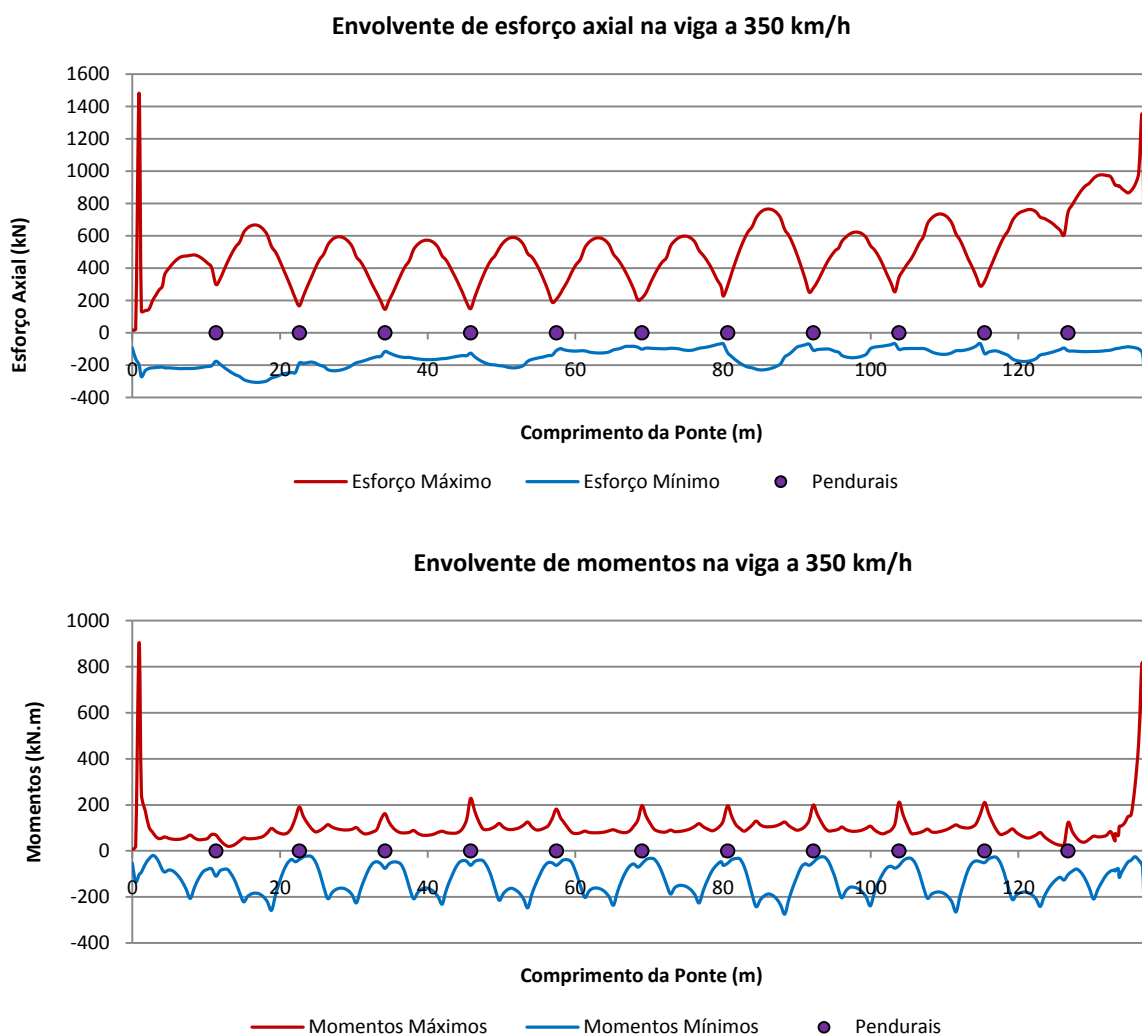


Figura 4.5: Envolventes de esforços axiais e momentos flectores na viga a 350 km/h

Numa primeira análise do gráfico relativo aos esforços axiais na viga para a velocidade de 350 km/h, pode constatar-se que existem dois grandes picos nos extremos da viga, picos esses que atingem, neste caso, cerca de 1450 kN. Estes valores devem-se essencialmente a uma força aplicada pelo arco da ponte nas vigas aquando da entrada ou saída do comboio da mesma, criando uma ligeira rotação na sua base, esforçando as vigas axialmente. Através da análise do gráfico de momentos flectores correspondente à mesma velocidade pode observar-se, para os mesmos locais, valores relativamente elevados quando comparados com os restantes ao longo do tabuleiro. Estes valores poderão não corresponder inteiramente aos esforços existentes na realidade, sendo este facto proveniente da discretização da estrutura, visto que no modelo numérico existe uma pequena excentricidade entre o apoio do tabuleiro e a ligação arco-viga.

Um outro ponto a referir é a presença de diversos picos de valor absoluto mínimo quer na envolvente de esforços axiais máxima, quer na envolvente de esforços axiais mínima, espaçados aproximadamente de uma dezena de metros. Estes picos são justificados pela presença de pendurais nesses mesmos locais, pendurais estes que transmitem os esforços da viga ao arco da ponte, reduzindo consequentemente os esforços registados na última. Contudo, este facto leva a uma diminuição dos esforços axiais máximos actuantes nesses pontos, bem como a um aumento dos esforços axiais mínimos. Assim sendo, pode afirmar-se que os valores máximos de esforços axiais ocorrem principalmente a meia distância entre pendurais, e o mesmo acontece com os valores mínimos dos momentos flectores.

Analisando os restantes gráficos correspondentes aos esforços axiais e aos momentos flectores actuantes para as diversas velocidades analisadas, pode afirmar-se que a sua variação é idêntica ao exemplo acima descrito até à velocidade de 450 km/h. No entanto, para a velocidade de 490 km/h a variação de esforços axiais e momentos flectores é bastante mais importante comparativamente às restantes velocidades, facto este que se deve à ressonância da estrutura para esta velocidade. Ao contrário das pontes convencionais, nas pontes bowstring o factor de amplificação dinâmica para máximos é visível essencialmente a um quarto do vão, decorrentes de uma resposta dinâmica dominada pelo modo de flexão hemi-simétrico. É assim notório, para a velocidade de 490 km/h, a variação de esforços nos troços de viga próximos dos pontos correspondentes a $\frac{1}{4}$ e $\frac{3}{4}$ do desenvolvimento da mesma.

Os valores dos picos máximos nos esforços axiais presentes para as diversas velocidades variam entre 500 kN e 1500 kN, sendo a diferença entre as duas últimas velocidades analisadas, 450 km/h e 490 km/h, de cerca de 500 kN, 50 % de diferença máxima. O mesmo fenómeno ocorre para os valores mínimos, registando-se um aumento gradual dos esforços axiais entre os 250 km/h, que apresenta valores rondando os 200 kN, e os 450 km/h, em que os valores rondam os 400 kN. Quanto à velocidade de 490 km/h apresenta valores elevados, na ordem dos 1250 kN.

Por sua vez, os valores máximos correspondentes aos locais de pendurais apresentam valores entre os 150 kN e os 350 kN, valores estes que não apresentam grande variação mesmo para a velocidade de 490 km/h.

Através da análise dos gráficos do esforço axial aplicado às vigas principais, pode verificar-se que, ao longo das velocidades analisadas, existem valores máximos de esforços no final da ponte nos pontos que se situam entre os 120 e os 138 metros, esforços máximos estes que acontecem unicamente a meio da passagem do comboio pelos pontos respectivos. Facto este que não é verificado para pontos que apresentam máximos relativos locais, ou seja, locais como 15, 85 ou 108 metros, para as velocidades de 250 km/h e 300 km/h. Nestes pontos, os máximos ocorrem em 3 momentos diferentes da passagem do comboio, a passagem do primeiro par de *bogies* no local, dos *bogies* centrais e do último par de *bogies*.

No que se refere aos valores dos momentos flectores ao longo das diversas velocidades analisadas, verifica-se que os valores máximos se mantêm constantes até aos 450 km/h, no entanto regista-se um aumento gradual de um par de picos entre pendurais, picos esses que se localizam nos pontos correspondentes às ligações das vigas transversais às vigas principais. Os picos entre pendurais registam uma evolução dos 70 kN.m aos 200 kN.m, pelo que pode ser um facto importante no estudo da fadiga. No que toca à velocidade de 490 km/h regista-se aumentos relevantes comparativamente à velocidade inferior analisada, sendo que apresenta maior importância nos pontos correspondentes a $\frac{1}{4}$ e $\frac{1}{2}$ e $\frac{3}{4}$ do desenvolvimento da ponte. No que respeita os valores mínimos dos momentos flectores, estes apresentam uma ligeira evolução ao longo das velocidades, mostrando-se no entanto praticamente constantes ao longo de toda a viga, excepção feita à velocidade de 490 km/h, que apresenta picos na ordem dos 550 kN.m.

O fenómeno apurado no caso dos esforços axiais nas vigas volta a ser registado para os momentos flectores, isto é, um aumento repentino do valor destes últimos próximo das extremidades da viga. No entanto, para os resultados dos cálculos de tensões, este fenómeno inverte-se devido ao facto de os diagramas de esforços axiais e momentos flectores nos pontos em questão resultarem em tensões contrárias; quer isto dizer que um valor positivo de esforços axiais corresponde a tracção na peça, e o contrário se passa para os diagramas de momentos. Assim sendo, os valores de tensões nos extremos da ponte serão menos importantes que os respectivos aos esforços axiais e momentos flectores.

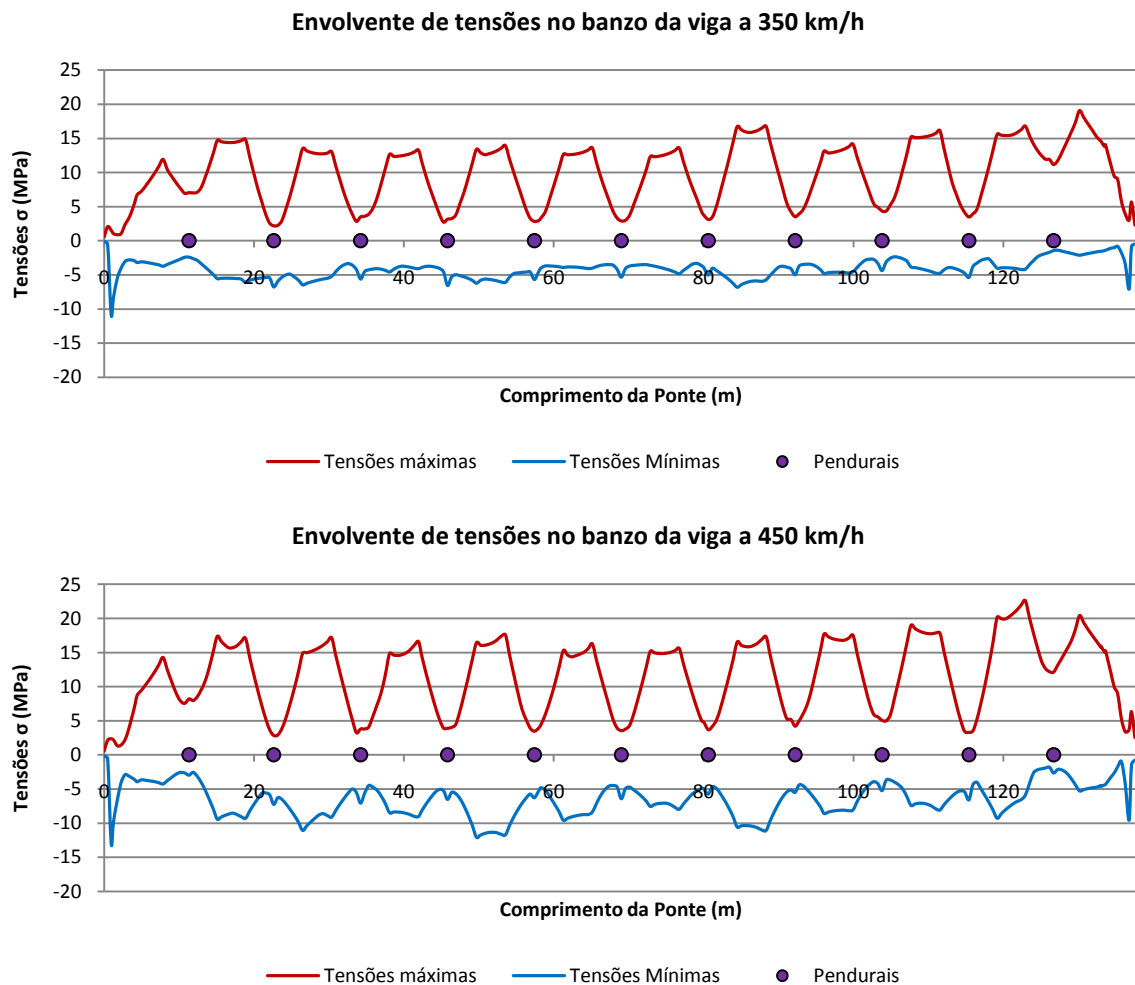


Figura 4.6: Envoltura de tensões na viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

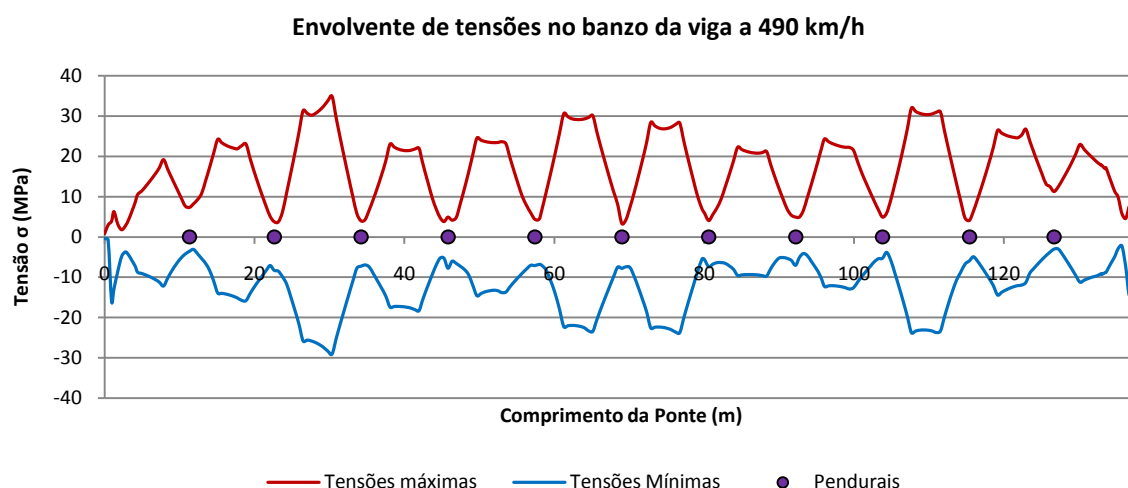


Figura 4.6: Envoltória de tensões na viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

A figura 4.6 representa as envoltórias de tensões na fibra inferior da viga mais carregada para diversas velocidades em estudo, sendo que as restantes (250 km/h, 300 km/h, 400 km/h) se encontram em anexo (ver anexo III). Nas velocidades mais reduzidas pode verificar-se que, apesar do aumento com a velocidade, existe evolução linear da variação de tensão ao longo da viga, exceptuando a envoltória ao último pendural que apresenta valores de tensão ligeiramente superiores. No entanto, a velocidade de 350 km/h apresenta, entre os pendurais 7 e 8, um ligeiro aumento na amplitude de tensões máximas e mínimas, pelo que deverá ser uma zona em ter em atenção para o estudo da fadiga, sem descurar, como é óbvio, o resto da estrutura. Analisando o gráfico correspondente à envoltória de tensões máximas e mínimas a 490 km/h constata-se que existem 4 picos de tensão a salientar, sendo eles entre os pendurais 2 e 3, 5 e 7 e 9 e 10, correspondendo estes locais a $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ e $\frac{3}{4}$ da ponte, respectivamente. Num contexto geral, pode afirmar-se que as amplitudes de tensão não apresentam valores superiores a 35 MPa, para velocidades inferiores a 450 km/h, pelo que não é espectável um dano significativo nas peças constituintes das vigas nem nas suas ligações, visto a classe mínima presente ser de 90 MPa, muito acima da gama de amplitudes registada nestes gráficos. Contudo, para a velocidade de 490 km/h a amplitude de tensões aumenta significativamente, registando aumentos de aproximadamente 65 MPa, pelo que se deverá ter em consideração na análise à fadiga da viga.

4.3.2 ANÁLISE DOS ESFORÇOS NAS VIGAS TRANSVERSAIS

As vigas transversais desempenham um papel muito importante na redistribuição dos esforços gerados por um carregamento na via-férrea, pois são as responsáveis pela transmissão destes às vigas principais. O carregamento gerado em apenas uma das vias do tabuleiro poderá criar esforços superiores desse mesmo lado, pelo que é esperado que os danos resultantes da resposta dinâmica sejam mais importantes. Ao longo do desenvolvimento total do tabuleiro da Ponte de Prester existem 35 carlingas espaçadas entre si não mais que 4 metros, sendo que se encontram numeradas no sentido do desenvolvimento do tabuleiro. Seguidamente são apresentados os gráficos das envoltórias dos esforços axiais e momentos flectores correspondentes à carlinga 7, localizada aos 26,489 metros, para diversas velocidades (ver figura 4.7).

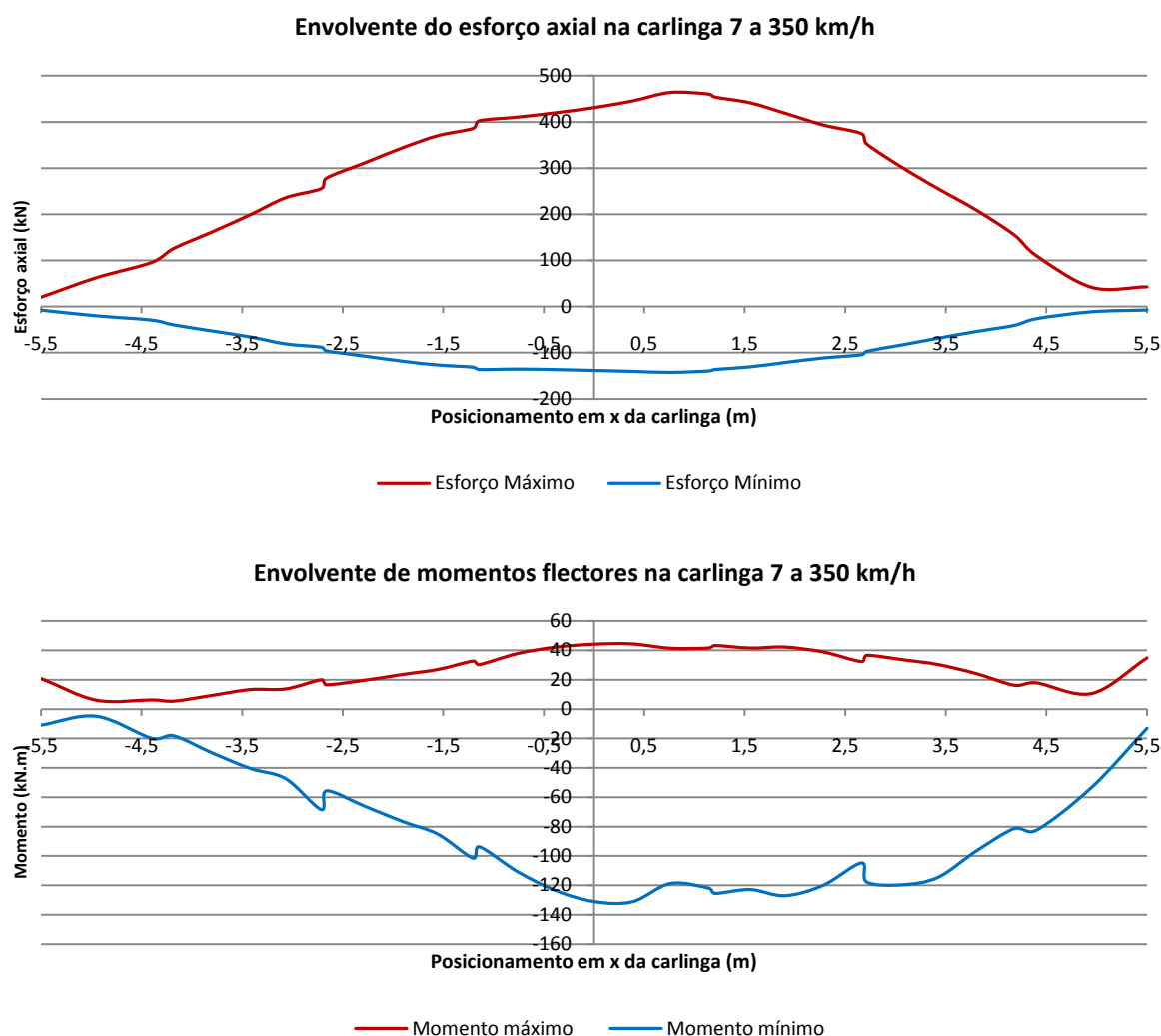


Figura 4.7: Envolvente de esforço axial e momento flector na carlinga 7 para 350 km/h

Analisando a envolvente de esforços axiais na carlinga 7, localizada a 26,489 metros do desenvolvimento da ponte, pode verificar-se que existe uma tendência dos valores máximos para o lado positivo do eixo dos x , tendência essa que é justificada pelo carregamento ser efectuado nos carris com coordenadas $x = 1,205$ e $x = 2,714$ metros. Contudo, no que respeita a esforços axiais mínimos esta tendência não se constata tão acentuada. No desenvolvimento da envolvente de esforços máximos pode observar-se três pequenas amplitudes de variação do esforço, sendo que as duas mais próximas do eixo correspondem a um ligeiro aumento da rigidez do tabuleiro com a presença dos carris, e a terceira está relacionada com a presença do guarda balastro, a 4,400 metros do eixo do tabuleiro. Este facto tem maior relevância quando se observa o gráfico correspondente aos momentos flectores no mesmo elemento estrutural. Pode ainda registar-se um ligeiro aumento do esforço axial perto da extremidade da carlinga, o mesmo é dizer ligação com a viga principal, viga esta que transmite parte do esforço para a carlinga, justificando assim este ligeiro aumento. O mesmo fenómeno ocorre quando se trata de momentos flectores, verificando-se um ligeiro aumento do seu valor nas extremidades das carlingas, aumentos estes que se devem à rotação sofrida pelas vigas laterais resultante do carregamento.

Ao longo de todo o desenvolvimento da ponte pode registar-se diferentes valores para as diversas carlingas; no entanto, esta variação não é muito significativa para velocidade até aos 450 km/h, sendo que

os valores máximos se encontram entre os 500 kN, para a velocidade de 250 km/h, e 650 kN, para a velocidade de 450 km/h. No entanto, para a velocidade de 490 km/h, regista-se em certas carlingas esforços axiais na ordem dos 1000 kN, embora a maior parte não ultrapasse os 800 kN. Quanto a valores de esforços axiais mínimos, estes raramente ultrapassam os 200 kN; no entanto, existem carlingas que, para certas velocidades até aos 450 km/h, apresentam valores ligeiramente superiores a 300 kN. Quanto a momentos flectores máximos, estes encontram-se para as diversas velocidades preferencialmente inferiores a 200 kN.m; contudo, podem surgir valores bastante superiores para velocidades na ordem dos 490 km/h.

Seguidamente apresentar-se-á os gráficos correspondentes às tensões registadas para as diversas velocidades na carlinga 7 (ver figura 4.8), sendo que os restantes estão presentes nos anexos (ver anexo III). De referir que os valores apresentados são relativos à fibra inferior da carlinga na zona onde esta apresenta uma altura de aproximadamente 1,680 metros. Este local foi utilizado como referência para toda a carlinga pois é o local onde se realiza a ligação entre perfis constituintes da carlinga, e onde se realizará a análise de resistência à fadiga.

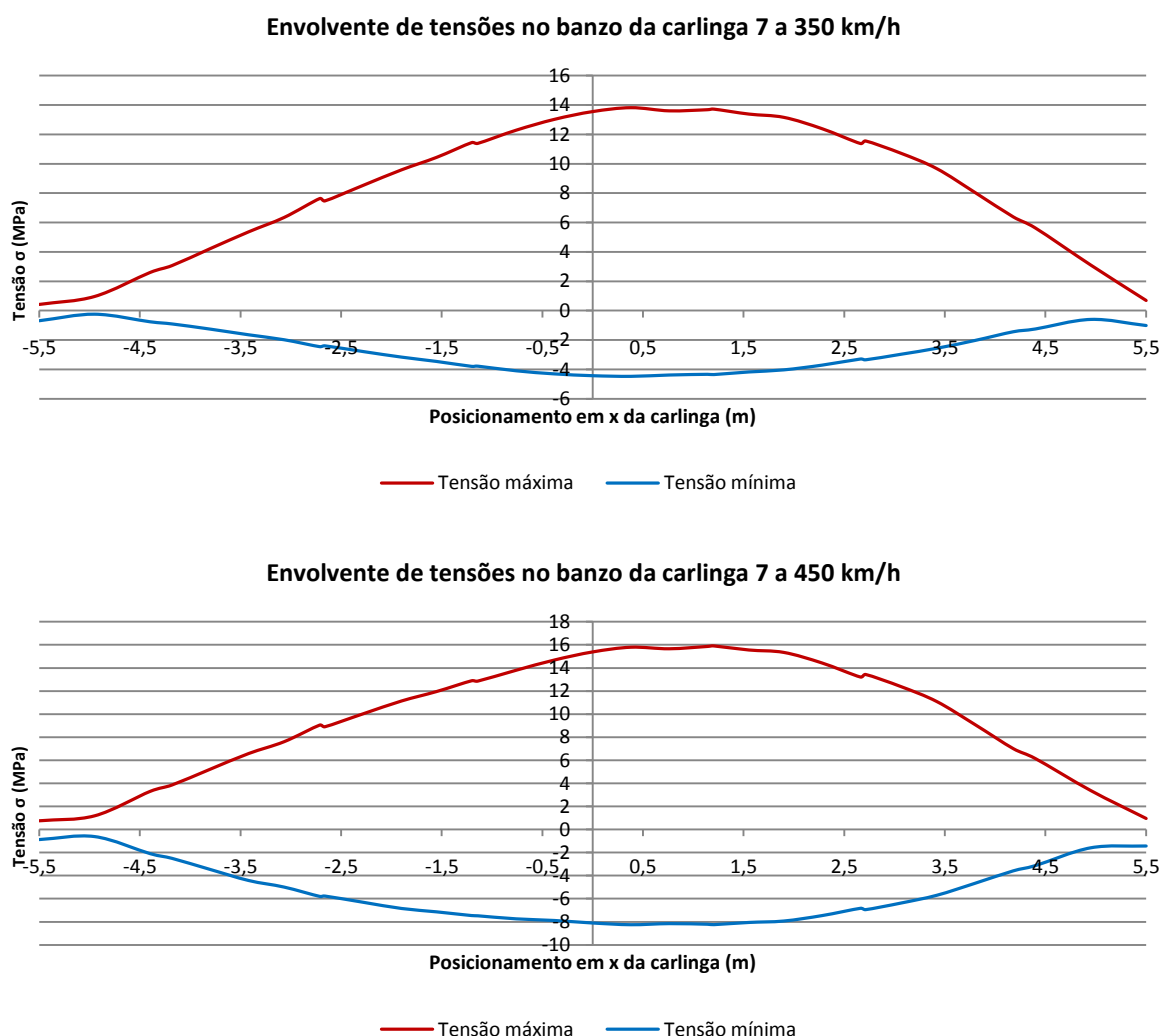


Figura 4.8: Envolve de tensões na carlinga 7 para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

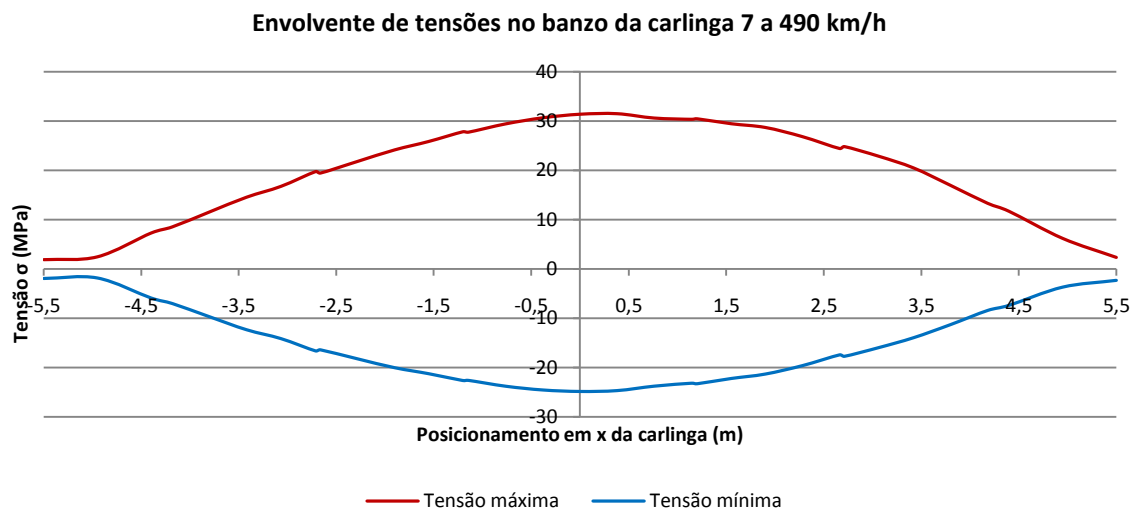


Figura 4.8: Envolvente de tensões na carlinga 7 para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

Tal como acontece para as envolventes de esforço axial e de momentos, os diagramas de tensões apresentam uma tendência de esforços máximos no lado da via carregada; no entanto, com o aumento da velocidade este fenómeno tende a diminuir. Este fenómeno faz com que a diferença entre o momento nas duas extremidades das carlingas tenda para zero, ou seja, a rotação das vigas principais para esta velocidade é praticamente idêntica. De notar ainda que a rigidez relativa aos carris e aos guarda balastros não apresenta grande importância no que toca a variações de tensão na carlinga.

Numa análise à evolução das tensões existentes ao longo das diversas velocidades, pode concluir-se que esta é linear até à velocidade de 450 km/h, velocidade a que se regista um valor máximo na ordem dos 16 MPa. O mesmo sucede para o caso da envolvente das tensões mínimas, tensões essas que evoluem de 2 MPa, para a velocidade de 250 km/h, até 8 MPa, para a velocidade de 450 km/h. Como de resto tem sido notado, para a velocidade 490 km/h os registos de tensões, quer máximo, quer mínimo, apresentam uma grande diferença de resultados em comparação com as restantes velocidades em análise devido ao facto de ser uma velocidade muito elevada e de ser ressonante nesta estrutura. Assim sendo, a esta velocidade registam-se valores máximos de tensões na ordem dos 30 MPa, sendo que os mínimos se aproximam muito deste valor, atingindo mesmo os 25 MPa. Valores estes que resultam numa amplitude máxima possível de 55 MPa contra os 18 MPa para a velocidade de 350 km/h.

4.3.3 ANÁLISE DOS ESFORÇOS NAS LONGARINAS

As longarinas constituem elementos de rigidez adicional da via, elementos esses que se apresentam em todo o desenvolvimento da ponte. A análise da resposta dinâmica consistiu num carregamento de uma das duas vias existentes no tabuleiro, pelo que a análise foi realizada para as longarinas que se encontram sob a via carregada. Seguidamente apresentam-se os diagramas das envolventes máximas e mínimas dos esforços axiais e momentos flectores presentes em duas das longarinas existentes desse mesmo lado.

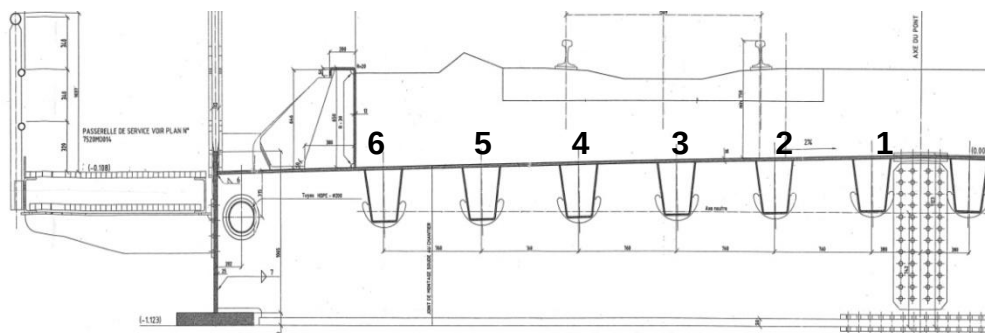


Figura 4.9: Numeração das carlingas

A primeira, longarina 3, localiza-se na parte inferior da via carregada, e a segunda, a longarina mais afastada dessa via, longarina 6. Sendo a longarina 3 o elemento que confere rigidez ao tabuleiro que se encontra mais central abaixo da via, pode dizer-se que é a principal responsável pelo controlo da resposta dinâmica da via [2], pelo que a sua análise é primordial. A análise destas longarinas em termos de esforços axiais e de momentos flectores é realizada seguidamente (ver figura 4.10). Os restantes gráficos, correspondentes a outras longarinas existentes do lado carregado do tabuleiro, podem ser consultados em anexo (ver anexo II).

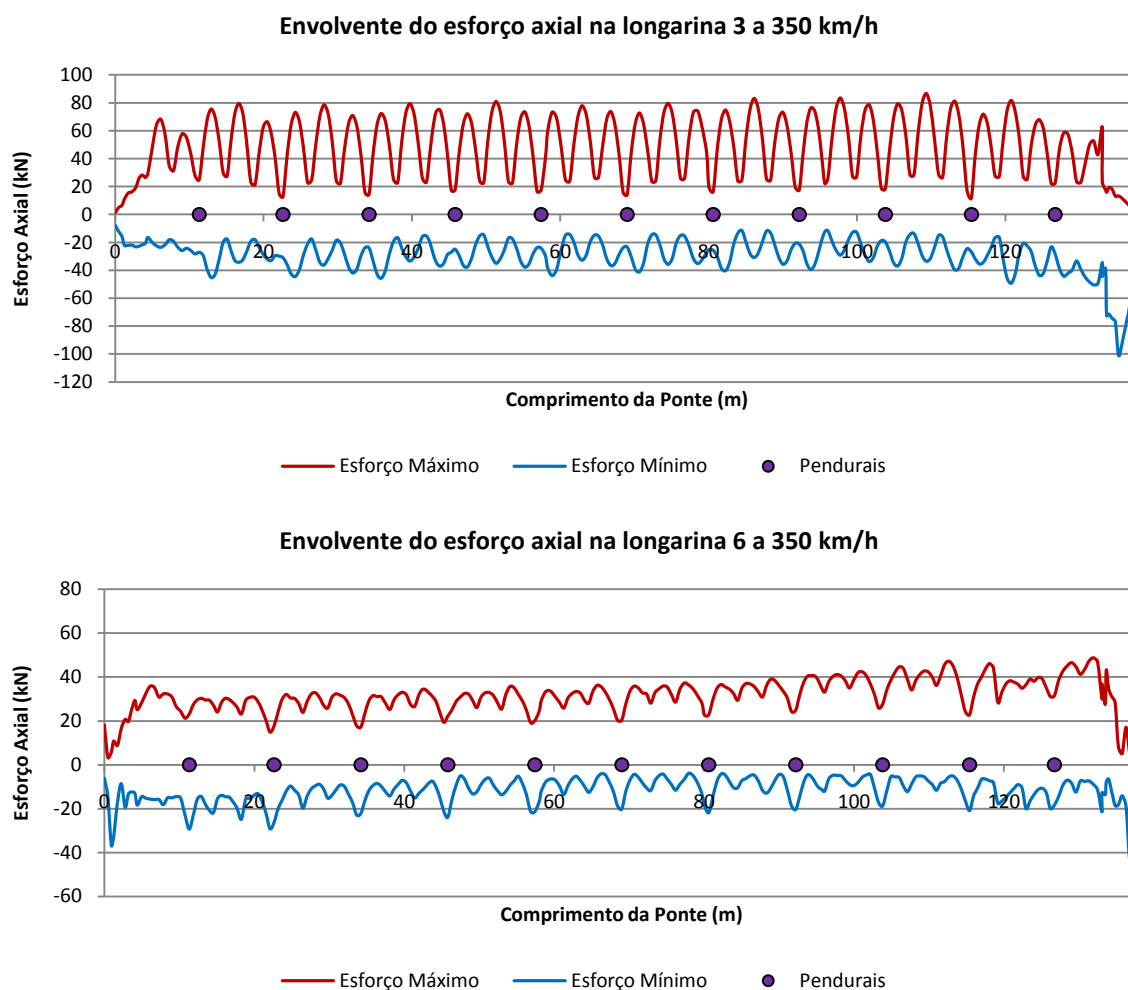


Figura 4.10: Envolve de esforço axial nas longarinas 3 e 6 para a velocidade de 350 km/h

Numa primeira análise aos resultados obtidos pode constatar-se uma constante e numerosa existência de picos de valores máximos e mínimos provenientes da existência de inúmeras vigas transversais existentes ao longo do desenvolvimento do tabuleiro. Estas vigas, sendo elementos de muito maior rigidez quando comparadas com as longarinas, influenciam visivelmente os esforços nestas últimas. Esta variação deve-se à transmissão de parte do esforço axial das longarinas, criando momentos flectores horizontais nas carlingas.

Como já referido diversas vezes, os pontos de esforços críticos de uma estrutura “Bowstring” são os correspondentes aos quartos desta, facto que apenas se pode observar com maior clarividência nas longarinas, para a velocidade de 490 km/h. Nas restantes velocidades não é tão notório este facto, consequência da pouca rigidez destes elementos, facto este que faz com que estes estejam mais sujeitas a modos de vibração locais, resultando em maiores variações bruscas dos esforços.

Analisando os resultados obtidos para as diversas longarinas a cada velocidade pode verificar-se que as longarinas que se encontram na parte inferior da via se apresentam significativamente semelhantes, facto este que se deve à sua proximidade com a via. No entanto, quando comparadas com a longarina mais afastada, a discrepância dos resultados é notória. Verifica-se que nesta longarina os valores máximos do esforço axial, bem como os valores mínimos, são reduzidos significativamente, facto este que se deve à conjugação de dois factores: maior afastamento da via carregada; proximidade com um elemento de rigidez mais elevada – viga principal. Este facto pode ser observado em todas as velocidades analisadas, embora para a velocidade 490 km/h a uniformidade de variação de esforços ser relativamente menor resultante da velocidade elevada e de esta ser de ressonância.

Quando se analisa estes resultados em relação à evolução da resposta dinâmica com a velocidade de circulação, pode verificar-se que existe um leve aumento do esforço axial máximo nas primeiras três velocidades abordadas para a longarina 3, apenas registando aumentos inferiores a 10 kN entre as duas velocidades extremas. Por sua vez, nas restantes velocidades, a evolução dá-se com maior notoriedade, sendo que entre as três primeiras velocidades, 350 km/h a 450 km/h, há variações na ordem dos 20 kN, e na última, um aumento na ordem dos 60 kN.

No que se refere aos momentos flectores existentes neste tipo de elementos, pode prever-se que estes sejam maioritariamente de compressão, resultado da excentricidade em relação às vigas principais que, com a passagem do comboio, tendem a traccionar na fibra inferior e comprimir na fibra superior, fibra esta que corresponde ao plano horizontal onde se encontram as longarinas. Seguidamente estão dispostos os gráficos dos momentos flectores actuantes nestes dois elementos de rigidez do tabuleiro (ver figura 4.11).

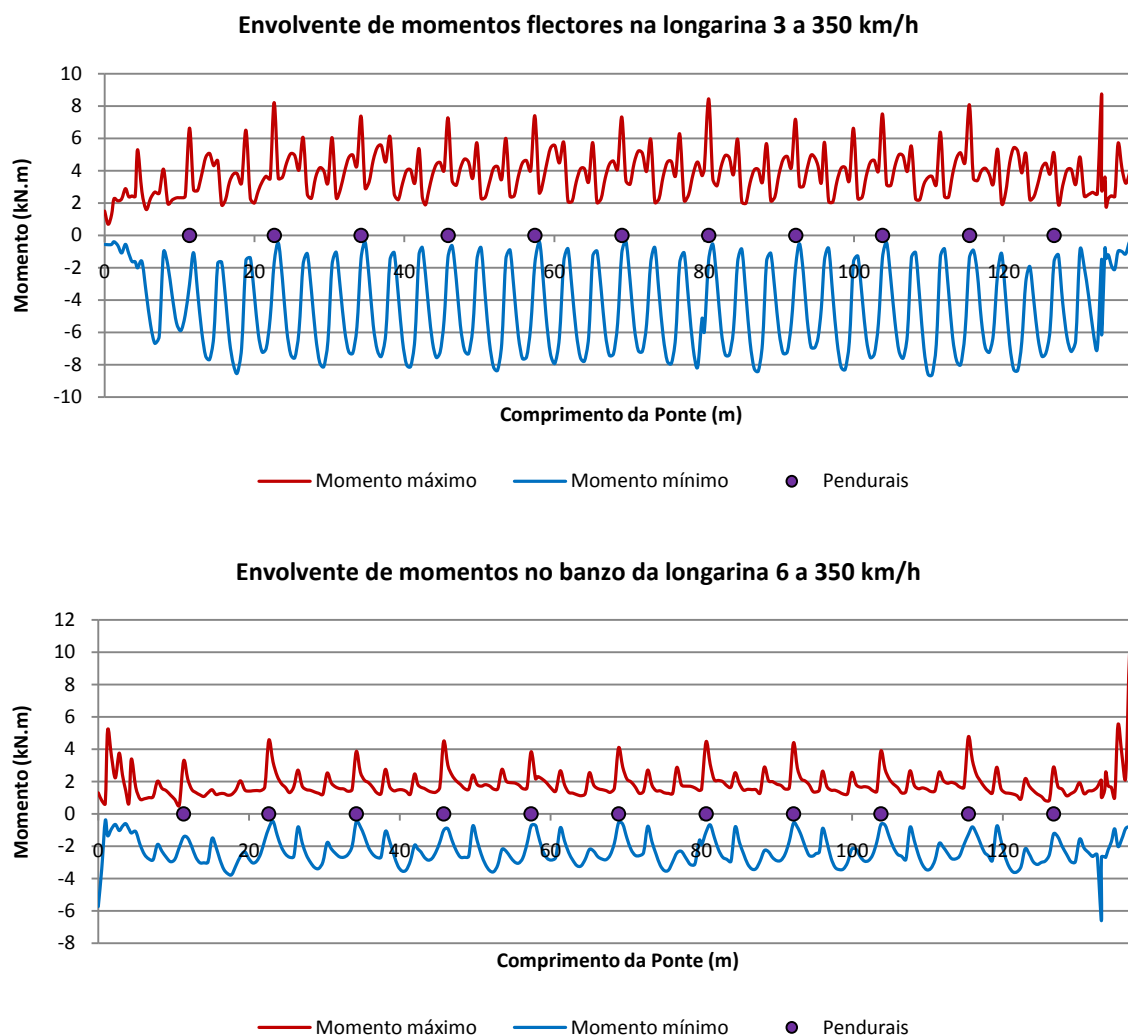


Figura 4.11: Envoltiva de momentos flectores nas longarinas 3 e 6 para a velocidade de 350 km/h

Numa primeira visualização dos gráficos anteriores verifica-se que, como acontece para os esforços axiais, existem vários picos de momentos flectores. Estes momentos são resultantes da deformação que as longarinas sofrem à passagem de uma carga, sendo que estes flectem a meio vão onde não existem apoios, assim como flectem na intersecção com as carlingas mas, desta vez, em sentido contrário, criando os picos registados nos gráficos. No entanto, é notório que existem picos relativamente mais elevados, que se localizam em zonas onde existem pendurais, facto que leva a uma maior deformação das longarinas nestes pontos. Este fenómeno tem maior notoriedade na longarina 6 visto que se encontra mais próxima dos pendurais, no entanto, embora com menor visibilidade, a influência destes elementos verticais existe e pode ser observada também para a longarina 3.

Tal como para os esforços axiais, os momentos flectores apresentam-se idênticos para as duas longarinas localizadas na parte inferior da via-férrea carregada, revelando-se a longarina exterior relativamente diferente. No entanto, esta diferença não é tão marcante. As explicações para este facto são idênticas às referidas para os esforços axiais.

Após a obtenção dos esforços axiais e momentos flectores das longarinas, foram calculadas as envoltivas para as tensões existentes na fibra inferior das mesmas (ver figura 4.12).

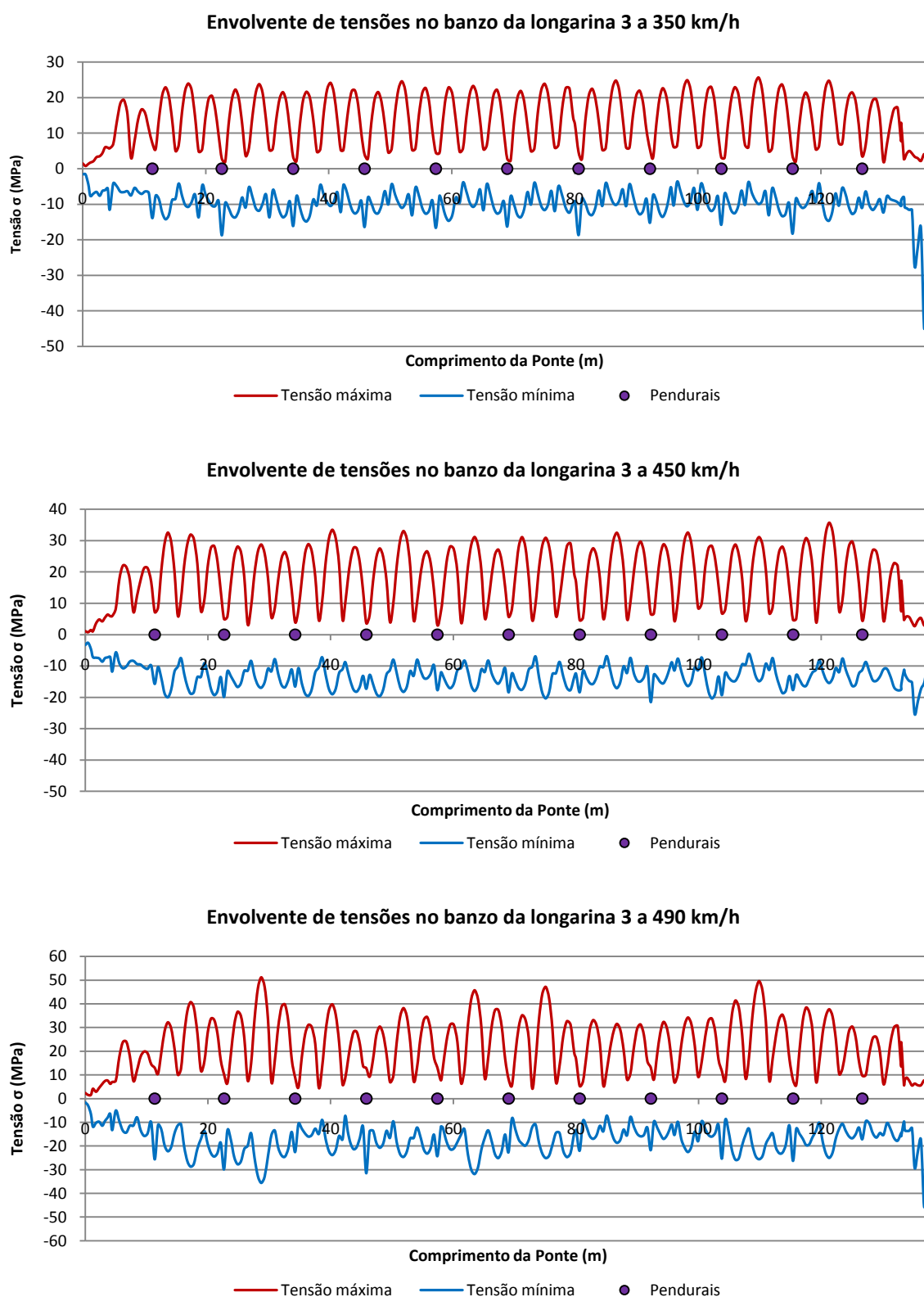


Figura 4.12: Envolvente de tensões na longarina 3 para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

Os diagramas apresentados (ver figuras 4.9 e 4.10) correspondem às envolventes de tensão existentes na fibra inferior das longarinas ao longo de todo o seu desenvolvimento, outros exemplos podem ser consultados em anexo (ver anexo III). Nas velocidades entre os 250 km/h e os 450 km/h as variações de tensão registadas são muito semelhantes, tendo-se a registar apenas um pequeno aumento de amplitudes para as velocidades de 400 km/h e 450 km/h. No que respeita à velocidade de 490 km/h este aumento é relativamente elevado nos pontos correspondentes $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ e $\frac{3}{4}$ do desenvolvimento total da ponte.

Os pontos que apresentam valores inferiores aos vizinhos correspondem, quer para a envolvente de tensões máxima quer para a mínima, aos locais onde existem pendurais, facto que apenas se pode constatar nas longarinas exteriores. Nas restantes longarinas o efeito não é tão notado, como já referido, devido ao afastamento do exterior do tabuleiro, bem como aos modos de vibração intermédios e locais que afectam as zonas mais interiores do tabuleiro.

As amplitudes de tensões registadas nas longarinas, localizadas na zona inferior do tabuleiro, apresentaram valores entre 35 e 60 MPa para velocidades entre os 250 km/h e os 450 km/h, amplitudes de tensão estas que podem criar dano nestes elementos.

4.3.4 ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS PENDURAIS

Os pendurais são os elementos estruturais que transmitem as cargas aos arcos, de forma a diminuir as cargas no tabuleiro, podendo este ser mais esbelto. Estes elementos encontram-se posicionados em forma de V, o que proporciona uma boa transmissão de cargas quer estas sejam de tracção ou compressão. Seguidamente apresenta-se um resumo das envolventes dos esforços axiais nos pendurais para uma das velocidades em análise (ver figura 4.14), como exemplo, sendo que a numeração dos pendurais está de acordo com o desenvolvimento da ponte (ver figura 4.13).

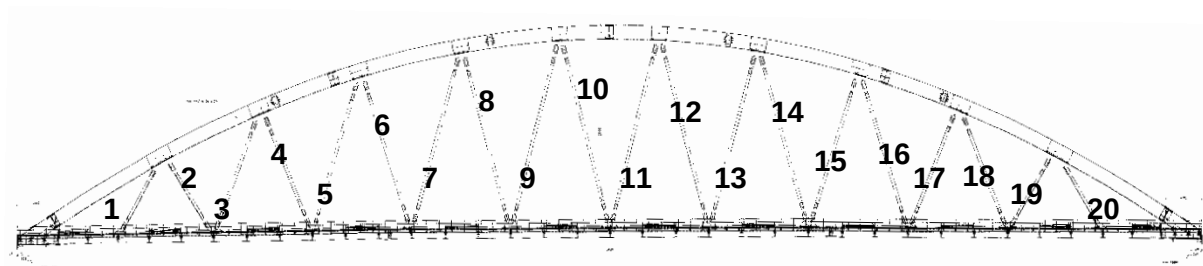


Figura 4.13: Numeração dos pendurais adoptada

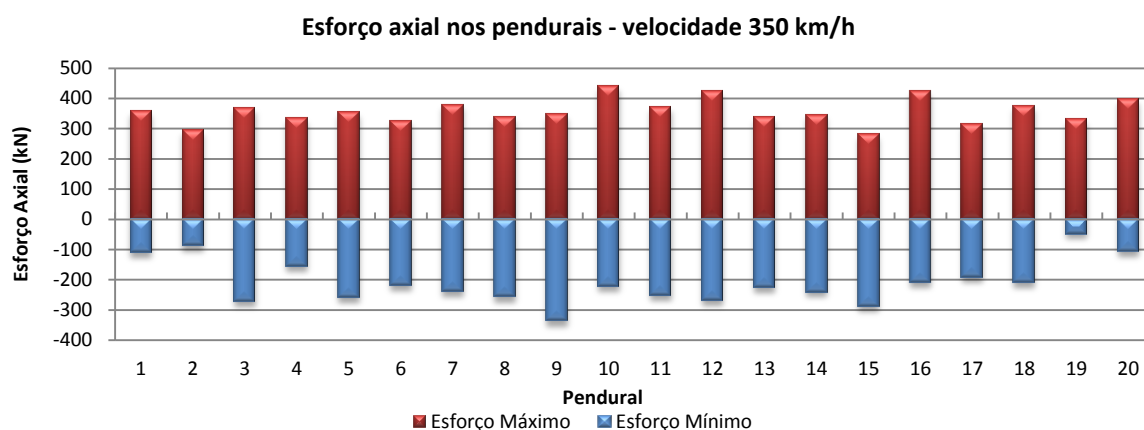


Figura 4.14: Esforços axiais nos pendurais para a velocidade de 350 km/h

O gráfico anterior representa a envolvente dos esforços axiais existentes nos pendurais no decurso da passagem do comboio THALYS pela Ponte de Prester à velocidade de 350 km/h. Numa análise rápida a este gráfico pode concluir-se que, para esta velocidade, não existe nenhuma zona específica do tabuleiro que apresente esforços relativamente superiores às restantes; no entanto, pode notar-se uma média de amplitudes de tensão mais elevada para os pendurais que se encontram no centro do tabuleiro. Pode ainda referir-se que os pendurais apresentam valores máximos de esforço axial que variam entre os 281 kN e os 438 kN, e que os valores mínimos variam entre 49 kN e 337 kN, correspondendo a envolvente máxima às tracções e a envolvente mínima às compressões.

De notar que os pendurais que apresentam menores amplitudes de tensão correspondem ao 2º e penúltimo (19) pendurais, sendo que os que apresentam maiores amplitudes são os dois centrais.

Através dos resultados das variações do esforço axial aquando da passagem de um comboio, pode obter-se também as envolventes de tensões máximas e mínimas para as velocidades em análise (ver figura 4.15). De referir que estas envolventes foram calculadas tendo como base a área das secções tubulares dos pendurais, pelo que nas secções das ligações existem valores máximos e mínimos relativamente diferentes.

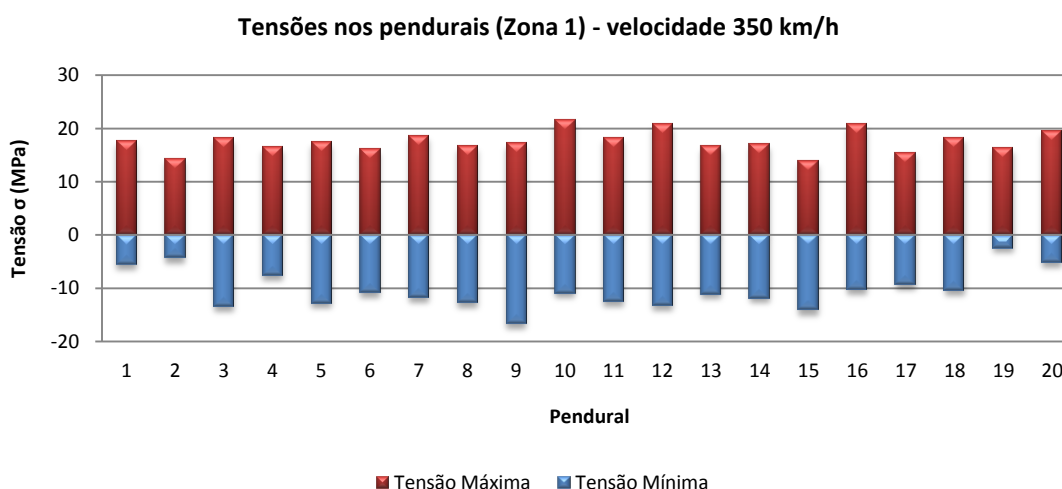


Figura 4.15: Tensões nos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

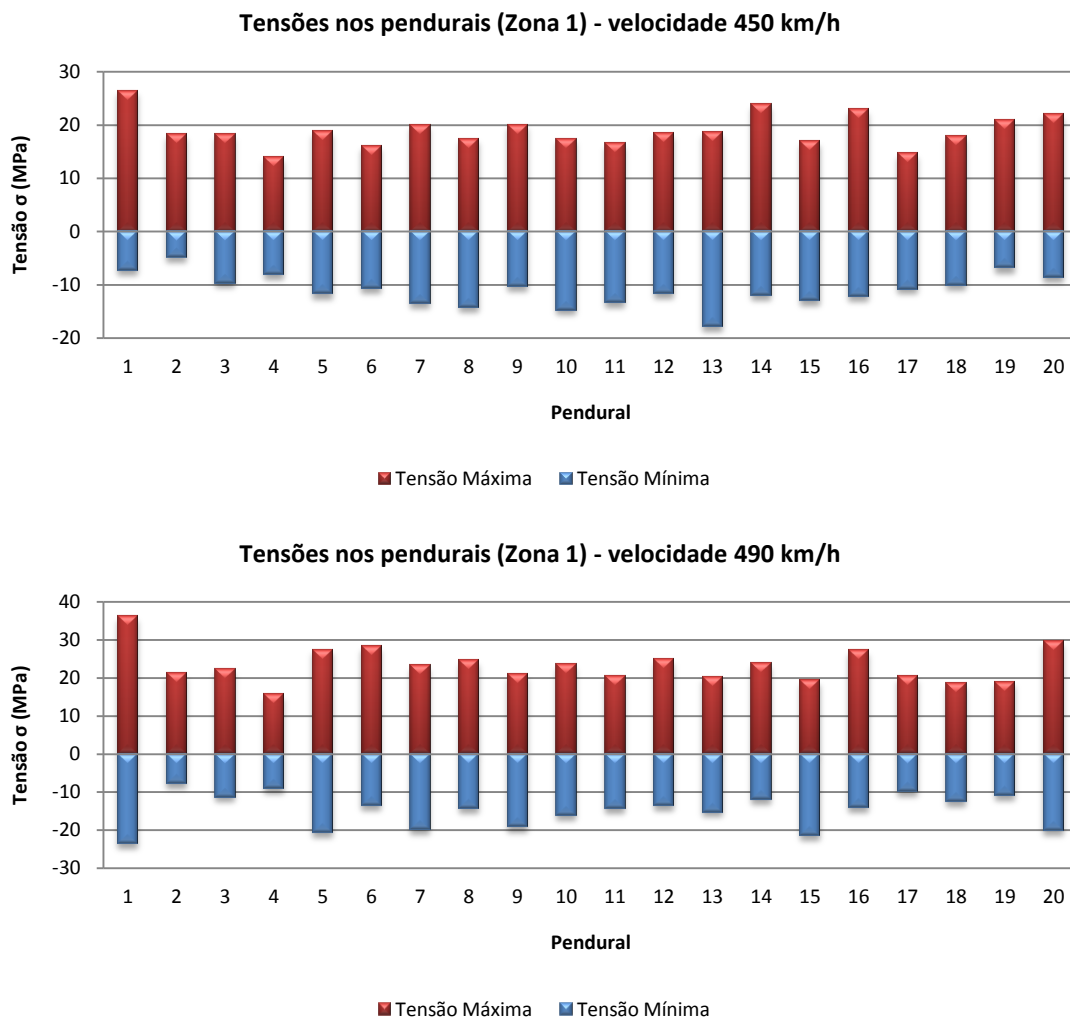


Figura 4.15: Tensões nos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

De referir que estas envolventes apresentam a configuração semelhante à sua correspondente em esforços axiais, tendo em conta que, por simplificação, se considerou que os pendurais apresentam valores de momentos flectores significativamente reduzidos e que não influenciam os resultados das tensões.

De registar que, analisando todos estes gráficos, pode concluir-se que até à velocidade de 400 km/h, inclusive, os valores de tensões máximas não se elevam mais do que 21 MPa, sendo que os mínimos não baixam muito mais do que 13 MPa, pelo que se pode antever amplitudes máximas de tensão na ordem dos 30 MPa, valor este que é relativamente baixo para que estes elementos em tubo possam sofrer qualquer tipo de dano por fadiga. Contudo, para a velocidade de 490 km/h, os valores máximos e mínimos apresentam um grande aumento, facto este que leva a amplitudes máximas na ordem dos 50 MPa, valor este que se considera já relevante no estudo da fadiga.

De notar uma grande evolução em termos de tensões para os pendurais extremos, que apresentam uma amplitude de tensões na ordem dos 22 MPa, para a velocidade de 250 km/h, enquanto que para a velocidade extrema, apresentam a amplitude máxima de 50 MPa. Os restantes pendurais não apresentam variações relativamente relevantes, sendo de notar mesmo que os tirantes centrais apresentam uma variação relativamente pequena, na ordem dos 10 MPa entre velocidades extremas.

4.4. ANÁLISE À FADIGA

4.4.1 ANÁLISE À FADIGA DAS VIGAS PRINCIPAIS

As vigas principais são o elemento estrutural do tabuleiro da Ponte de Prester que apresenta maior rigidez, pelo que as amplitudes máximas de tensão possíveis, através da análise dos gráficos correspondentes às envolventes das tensões máximas e mínimas para as diversas velocidades analisadas, são de aproximadamente 30 MPa, até aos 450 km/h e de 65 MPa à velocidade de 490 km/h. Valor esse que é bastante inferior ao valor da classificação atribuída através das normas, isto é, 112 MPa. Contudo, as amplitudes de tensão não apresentam sempre a mesma configuração, sendo que a resposta dinâmica varia ao longo do tempo de passagem do comboio pela estrutura. Como se pode concluir pela análise da figura relativa a variação de tensão ao longo do tempo à velocidade de 350 km/h, existem picos de tensões em certos momentos que correspondem a amplificações dinâmicas criadas pela passagem dos *bogies* pelo ponto em análise conjugadas com os modos de vibração nesse momento. Assim neste gráfico podem verificar-se três picos máximos em três momentos diferentes, sendo que dois deles apresentam-se seguidos ou antecipados por picos mínimos. No entanto, para velocidades até aos 450 km/h, na Ponte de Prester, a repetição deste tipo de acontecimentos não se verifica. Para a velocidade de 490 km/h, pode já verificar-se que os máximos e mínimos locais ocorrem consecutivamente, gerando amplitudes de tensões muito elevadas, o que pode levar à ruptura por fadiga de um elemento ou ligação muito rapidamente.

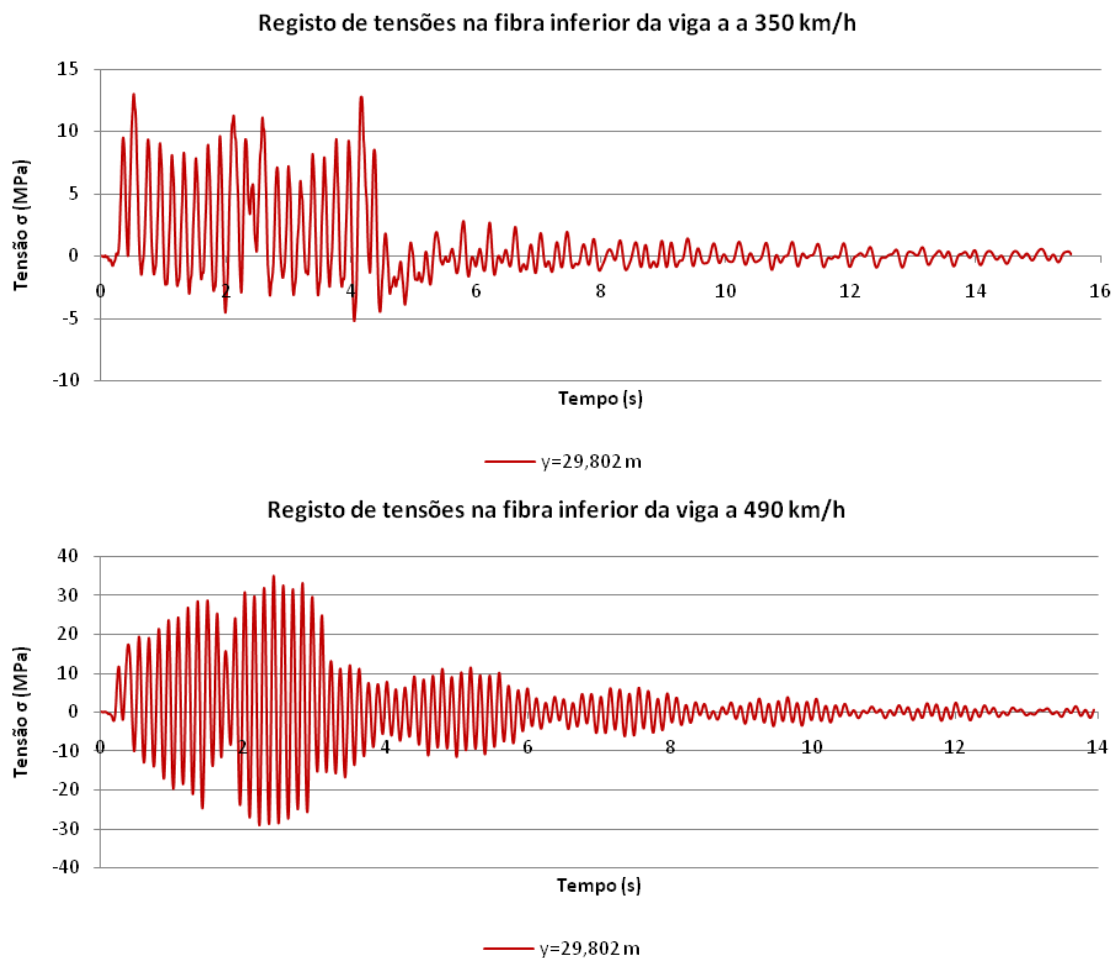


Figura 4.16: Registos de tensão na viga para as velocidades de 350 km/h e 490 km/h

Como se pode verificar no registo de tensões (ver figura 4.16) relativo a um ponto da viga localizado a 29,802 metros, a 350 km/h, aos picos de tensões máximas nem sempre se seguem os picos de tensões mínimas. No entanto, este fenómeno pode ocorrer com maior frequência para velocidades ressonantes, como se pode verificar no registo para o mesmo local, mas à velocidade de 490 km/h.

Sabendo que para a aplicação do método da acumulação do dano os registos de tensões apresentados não podem ser directamente utilizados, é necessário modificá-los para espectros de tensão com a informação da frequência que uma determinada classe de amplitudes de tensão é atingida, obtendo-se os seguintes resultados para os pontos correspondentes às maiores amplitudes de tensão registadas para as diversas velocidades em análise (ver figura 4.17).

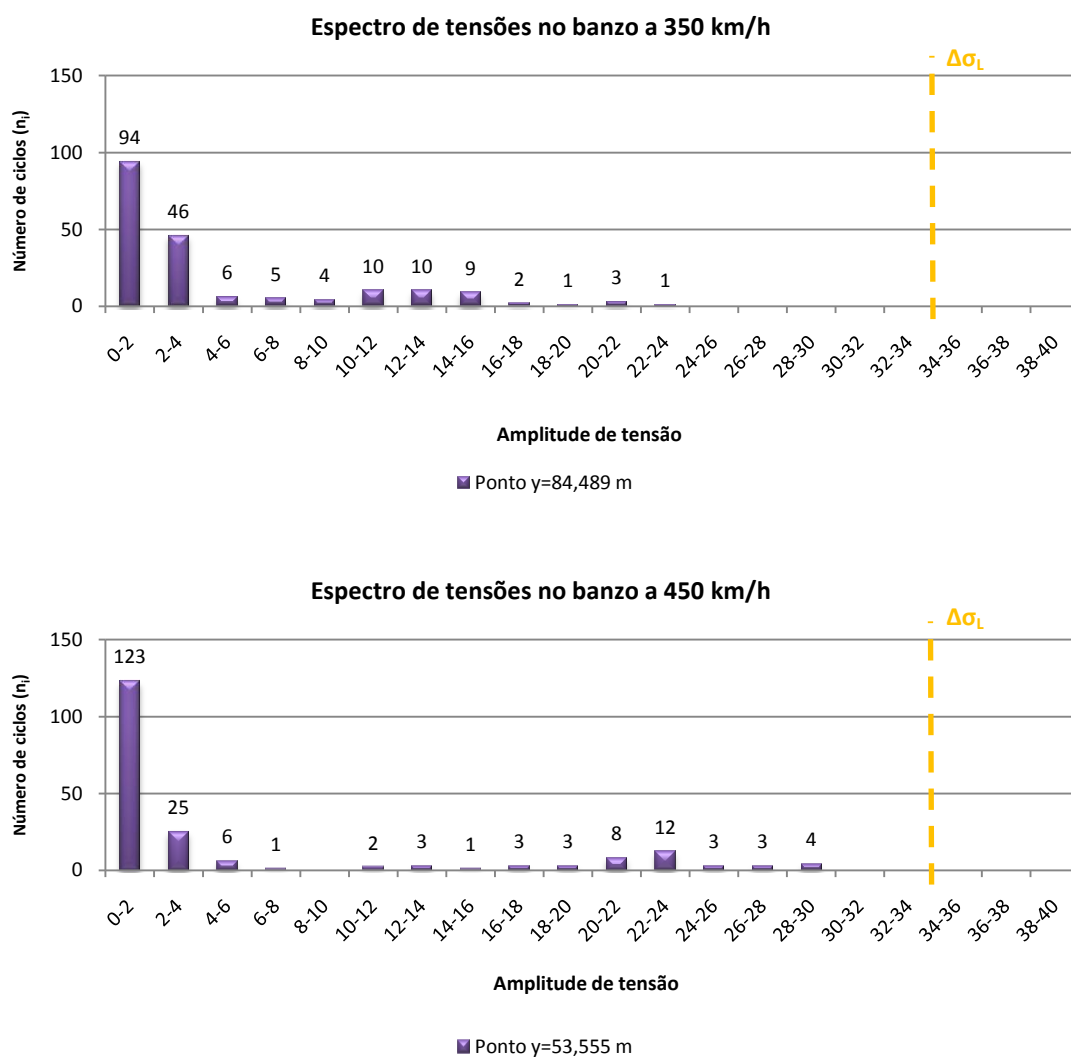


Figura 4.17: Espectro de tensões na viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

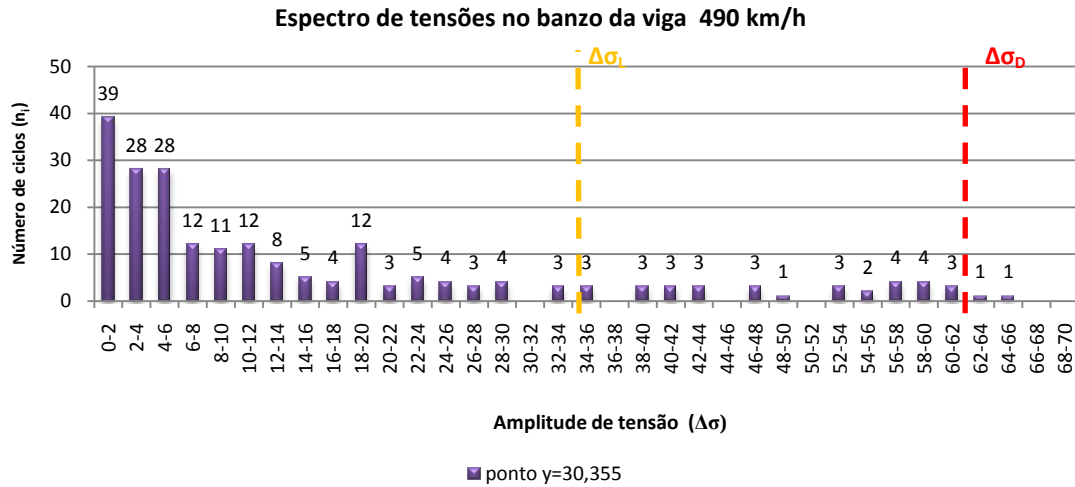


Figura 4.17: Espectro de tensões na viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

Como se pode verificar através da análise dos gráficos presentes na figura precedente, a classe de amplitudes de tensão máxima atingida, até à velocidade de 450 km/h, corresponde ao intervalo de amplitudes de 28 a 30 MPa, facto que permite garantir que não existe dano ao longo de todo este elemento, visto o limite mínimo de amplitude de tensão, para que se inicie o processo de fadiga, ser de 62 MPa. Este último valor corresponde ao valor limite de fadiga para variações constantes de tensão ($\Delta\sigma_D$). Valor este bastante superior ao valor máximo registado para qualquer uma das velocidades até aos 450 km/h. Sabe-se que é necessário, no mínimo, uma amplitude de tensão superior a ($\Delta\sigma_D$) para que as tensões superiores ao limite de truncatura ($\Delta\sigma_L$) (cut-off limit – representado pela linha a amarelo no gráfico) influenciem o dano final. Assim, pode afirmar-se que, nos casos apresentados, as tensões registadas se encontram relativamente distantes deste valor, apresentando mesmo valores inferiores ao limite de truncatura ($\Delta\sigma_L$).

Contudo, para a velocidade de 490 km/h, o valor das amplitudes máximas registadas aumenta bruscamente, atingindo valores na ordem dos 65 MPa, valor este que é superior ao limite de truncatura ($\Delta\sigma_L$) e, mesmo, ao valor limite de fadiga para amplitudes constantes ($\Delta\sigma_D$), representado nos gráficos pela linha vermelha, pelo que se conclui que existirá dano para esta velocidade.

Através destes resultados pode desde já afirmar-se que, para velocidades inferiores a 450 km/h, não ocorre dano nos elementos de viga constituídos por perfis reconstituídos soldados. No entanto, para a velocidade de 490 km/h o mesmo não acontece, verificando-se que, para esta velocidade, existe um dano unitário (referente a uma passagem do comboio) de cerca de $1,65 \times 10^{-6}$ unicamente para o ponto localizado a 30,355 metros de desenvolvimento da viga. Se se extrapolar este valor para uma vida útil de 100 anos, e considerando a passagem diária de 50 comboios, o dano seria de aproximadamente 3 vezes o limite de resistência à fadiga ($D=1,0$). Assim sendo, pode concluir-se que este elemento não resiste à fadiga durante os 100 anos de vida útil prevista, no entanto pode estimar-se o tempo de vida útil da estrutura, considerando o dano unitário obtido para o ponto referido, em cerca de 33 anos. Contudo, os valores do dano anteriormente expostos para a velocidade de 490 km/h servem apenas de referência para possíveis aumentos de velocidade de circulação, visto que esta ponte não foi concebida, no que toca à resistência à fadiga, para tal velocidade.

Como já referido, estas vigas principais não são constituídas unicamente por perfis reconstituídos soldados, sendo necessário ligar os diversos perfis através de ligações aparafusadas por intermédio de

placas de *gousset*. Nestas ligações pode verificar-se a existência de três elementos ligantes diferentes: os parafusos de alta resistência, as placas de *gousset* e os perfis reconstituídos soldados que nas ligações apresentam diminuição de secção relativa aos furos efectuados para a ligação às placas de *gousset* através dos parafusos já referidos. Assim sendo, numa análise detalhada às ligações, pode dizer-se que a ruptura é passível de ocorrer em qualquer um destes três elementos de ligação.

Com o intuito de analisar a resistência à fadiga das ligações existentes na viga, apresenta-se nas figuras seguintes os resultados referentes a três velocidades para os diversos componentes destas. Os resultados seguidamente apresentados são relativos aos locais de ligação da viga onde se regista as maiores amplitudes de tensão.

De referir ainda que as tensões registadas em cada um dos diversos elementos de ligação são geralmente superiores às registadas no banzo considerando este com a secção bruta, pelo que os resultados apresentados nos gráficos seguintes apresentam valores de amplitudes de tensão ligeiramente superiores aos referentes ao banzo da viga no mesmo local.

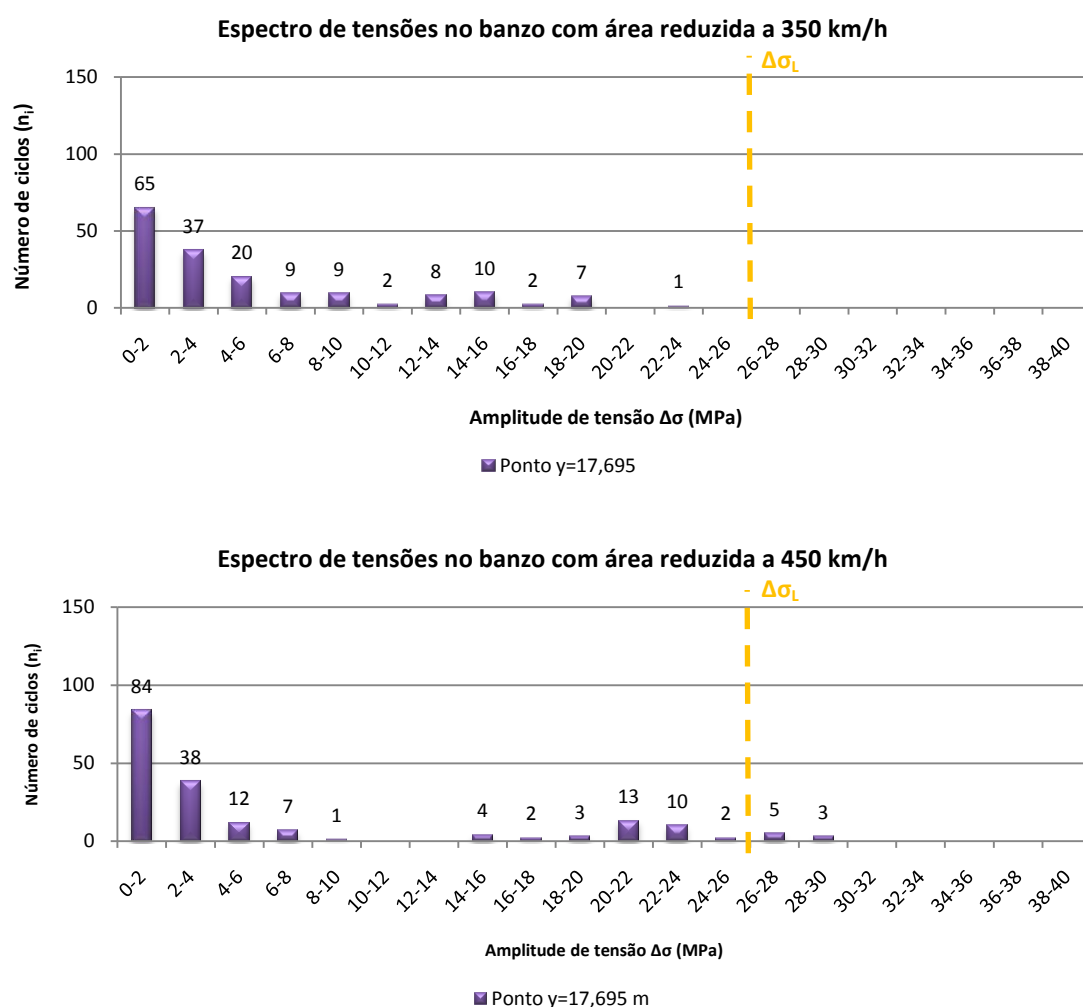


Figura 4.18: Registo de tensões nas vigas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

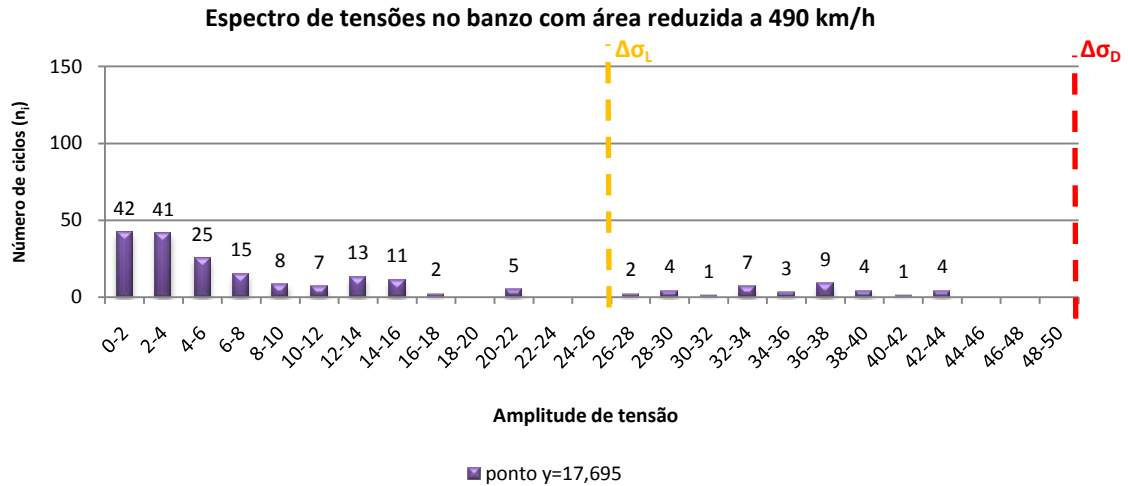


Figura 4.18: Registo de tensões nas vigas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

Em primeiro lugar, de notar que para todas as velocidades acima apresentadas, o ponto em que se verifica maior amplitude de tensões não se altera, facto este que se deve à junta de ligação se encontrar praticamente a meia distância entre dois pendurais, o que não se verifica para as restantes ligações. Seguidamente, e observando os gráficos relativos às velocidades de 350 km/h e 450 km/h, pode concluir-se que a amplitude máxima registada é de apenas 30 MPa, pelo que se pode afirmar que não existirá qualquer dano nesse ponto de ligação, qualquer que seja o número de passagens do comboio durante a vida útil da ponte. Este facto decorre de o limite de fadiga para amplitude de tensão constante ($\Delta\sigma_D$ – linha a vermelho no gráfico), para a classe 90 ser ligeiramente superior a 49 MPa, valor nunca excedido para estas velocidades. De referir que, como a classe de resistência à fadiga reduziu ligeiramente, se verifica já amplitudes de tensão superiores ao limite de truncatura, representado pela linha amarela nos gráficos.

No entanto, ainda não se pode afirmar que não existe dano nas ligações, pois é necessário analisar todos os componentes destas. Seguidamente são apresentados os diagramas relativos às tensões nos *goussets*, e como realizado para o banzo, apenas se apresenta três velocidades e os pontos apresentados serão os que apresentem maior amplitude de tensão para a respectiva velocidade.

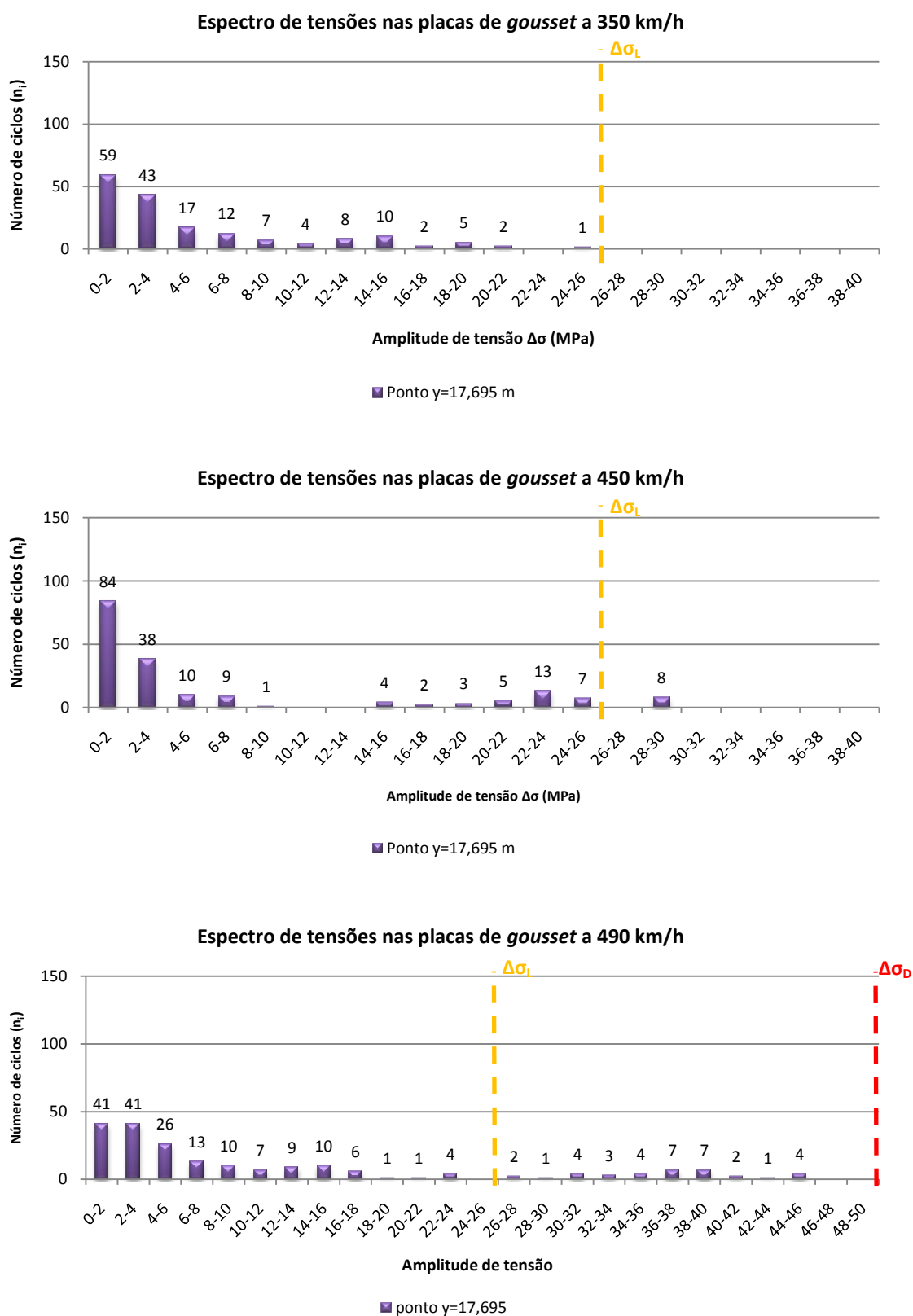


Figura 4.19: Espectro de tensões nos gousset da viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

De acordo com os gráficos acima expostos pode referir-se que a amplitude máxima de tensões verificada é de 30 MPa, correspondente à velocidade de 450 km/h. No entanto, este valor é relativamente reduzido para que se possa gerar dano na ligação que, como no caso anterior, é necessária uma amplitude de tensão superior a 49 MPa. Como era previsível, o mesmo ponto de ligação apresenta-se como o mais crítico para todas as velocidades analisadas, pois a única diferença para o caso anterior é a área resistente à variação de tensões, pelo que as tensões aumentam/diminuem na mesma razão ao longo de todas as ligações da viga (neste caso aumenta). De referir que o número de ciclos de tensão acima do limite de truncatura ($\Delta\sigma_L$) é idêntico ao caso anterior, embora alguns valores tenham aumentado de classe.

Para a velocidade de 490 km/h, regista-se para estes elementos vários ciclos de tensão superiores ao limite de truncatura; no entanto, as amplitudes registadas nunca ultrapassam o limite de fadiga para amplitudes de tensão constantes, pelo que se afere que não existirá dano neste detalhe da ligação para nenhuma das velocidades analisadas.

Finalmente, apresentam-se os diagramas correspondentes aos elementos de ligação que realizam a ligação entre as placas de *gousset* e o banzo do perfil reconstituído soldado – os parafusos. Estes elementos quando não pré-esforçados (como se considera nesta fase da análise) apresentam-se geralmente como condicionantes tanto no dimensionamento como numa análise de fadiga, pelo que a sua análise é imprescindível. Tal como nos casos anteriores, apresentar-se-á os diagramas das velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h, para o ponto crítico.

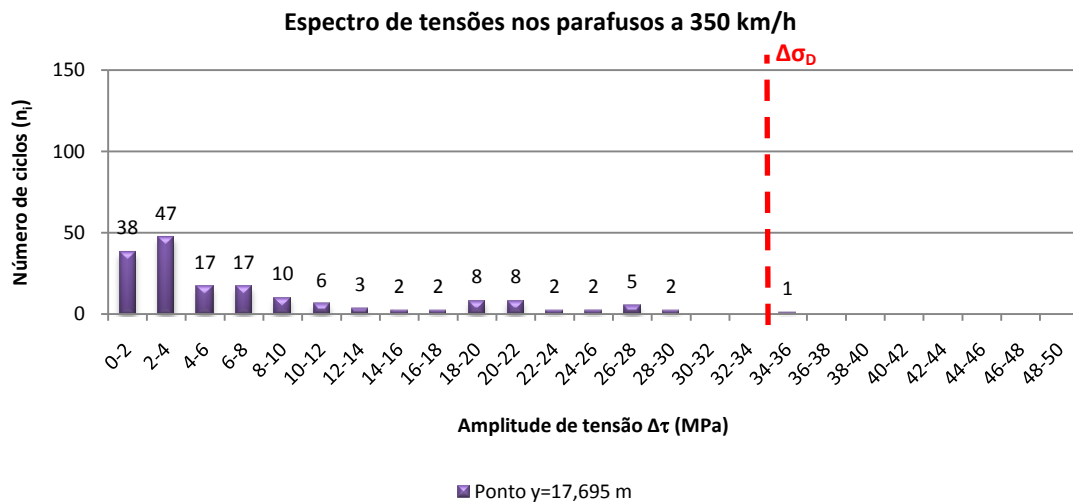


Figura 4.20: Espectro de tensões nos parafusos da viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

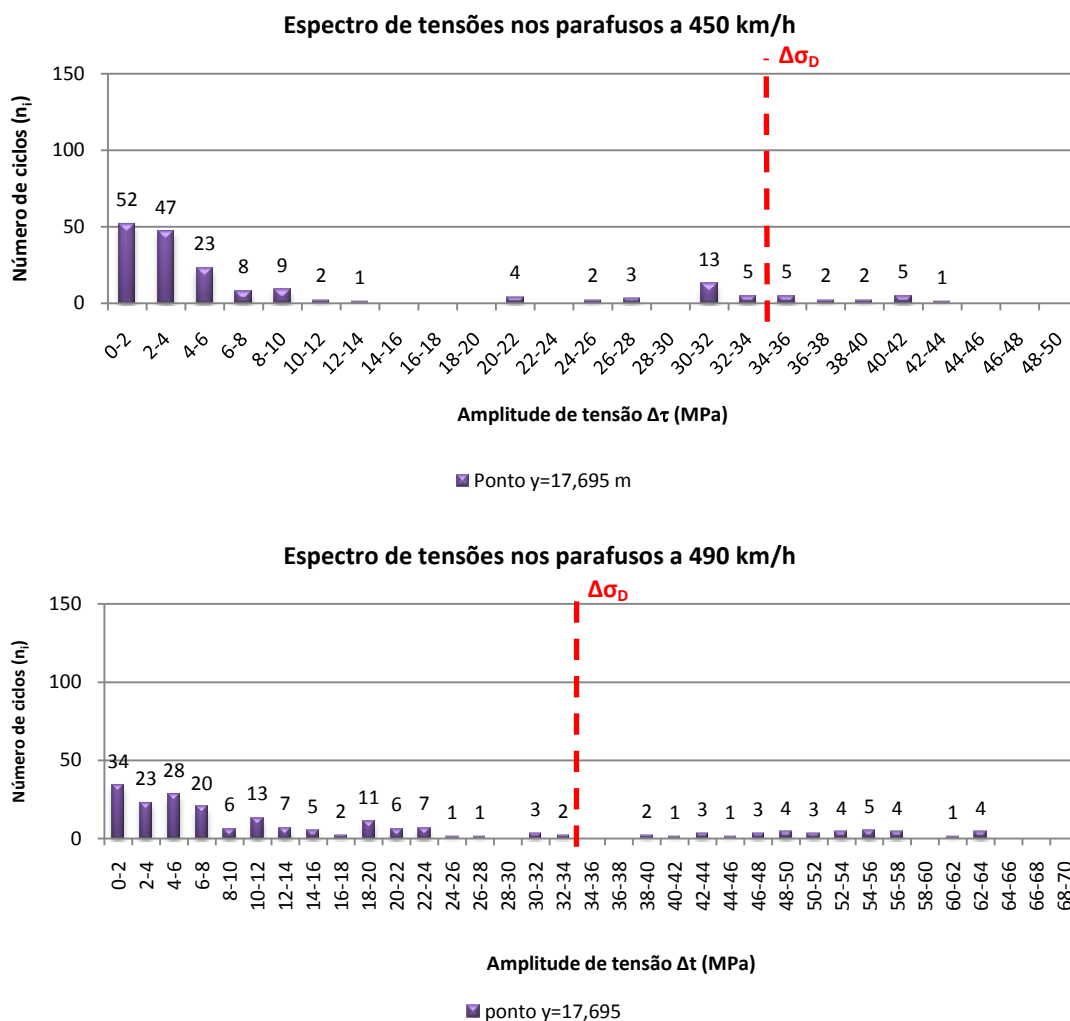


Figura 4.20: Espectro de tensões nos parafusos da viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

Primeiro ponto a salientar quando se trata de parafusos é que as tensões tratadas nos gráficos precedentes são tensões de corte, ou seja, tensões tangenciais ($\Delta\tau$). Neste caso, como já referido, em EN 1993 parte 1-9 para tensões tangenciais as curvas de resistência à fadiga apenas apresentam um valor de limite de truncatura ($\Delta\tau_L$), não apresentando qualquer outro limite. Assim sendo, o limite existente nas normas para a categoria 100 MPa é de cerca de 34MPa, representado pela linha vermelha nos gráficos.

Numa análise aos gráficos pode observar-se que o limite de truncatura ($\Delta\tau_L$) é excedido para todas as velocidades apresentadas pelo que, no caso das tensões de corte, isto representa desde já a presença de dano neste elemento de ligação. Os valores máximos de amplitudes de tensão registados são de 36 MPa e 44 MPa, para as velocidades de 350 km/h e 450 km/h, respectivamente. No primeiro caso, apresenta apenas um ciclo por cada passagem de um comboio, ao fim de 100 anos de vida útil da ponte; isso representa cerca de 1% do dano gasto, pelo que se pode considerar a vida útil à fadiga infinita. No entanto, para a velocidade de 450 km/h, este dano poderá não ser tão baixo como o anterior visto que existem cinco classes de amplitude de tensão acima do limite de truncatura ($\Delta\tau_L$) que são atingidos. Assim sendo, para uma passagem do comboio obteve-se um dano unitário de $2,93 \times 10^{-7}$, que

extrapolado para 100 anos de vida útil e 50 passagens diárias de comboios de alta velocidade atinge o valor de 0,27.

Para a velocidade de 490 km/h, é de notar que, a amplitude máxima de tensão de corte registada se encontra na ordem dos 63 MPa, valor este que representa praticamente o dobro do limite a partir do qual se inicia o dano. Neste contexto, pode afirmar-se que é espectável um dano relativamente elevado para esta velocidade na ligação correspondente ao ponto localizado a 17,694 metros.

Como resumo da análise do dano provocado nas vigas principais quer para os perfis, quer para as suas ligações, apresenta-se os seguintes gráficos para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h. Visto que as restantes velocidades não apresentam qualquer dano (exceptuando a velocidade de 400 km/h) para nenhum dos seus constituintes, a sua representação não se justifica.

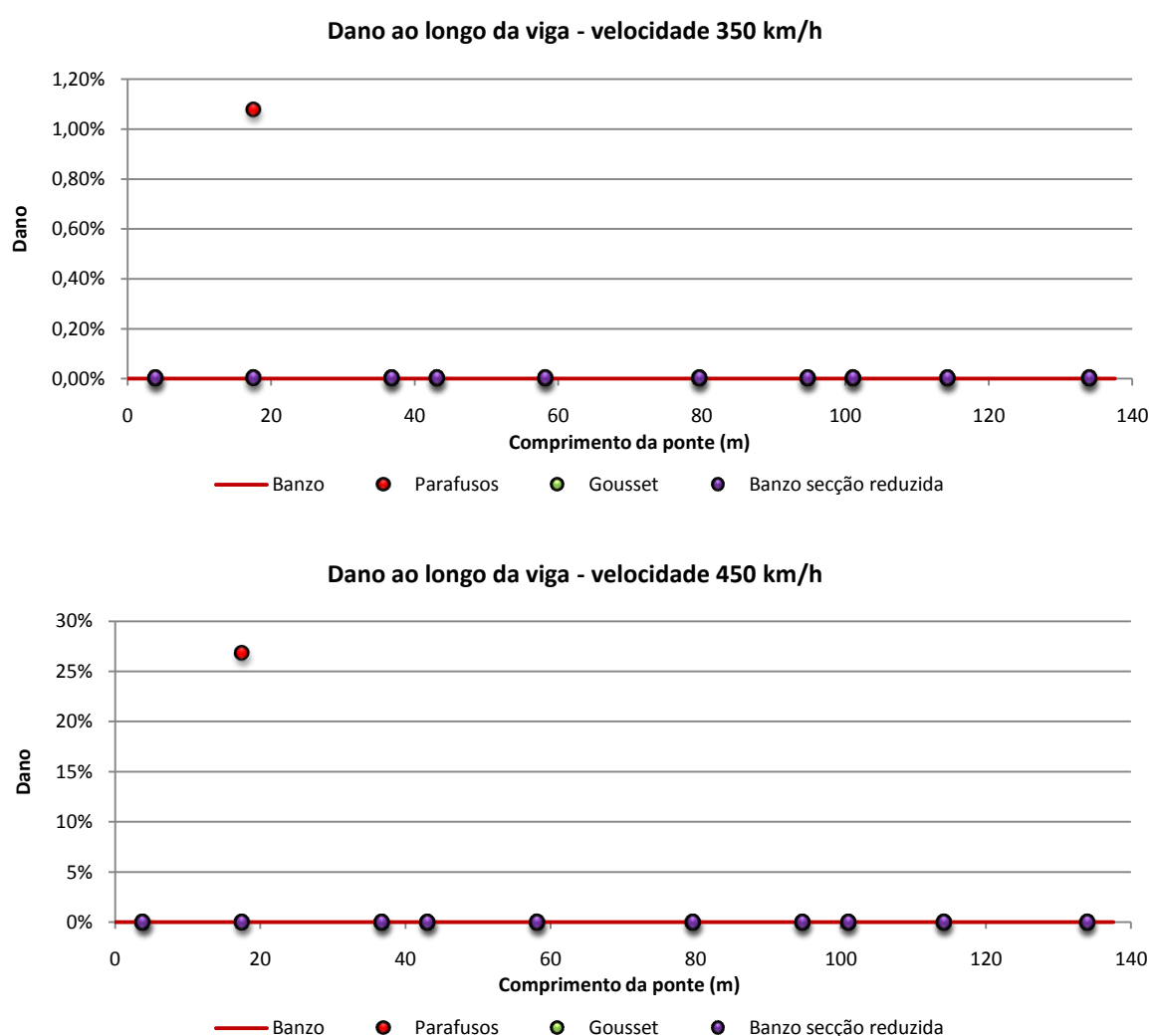


Figura 4.21: Gráficos de dano ao longo da viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

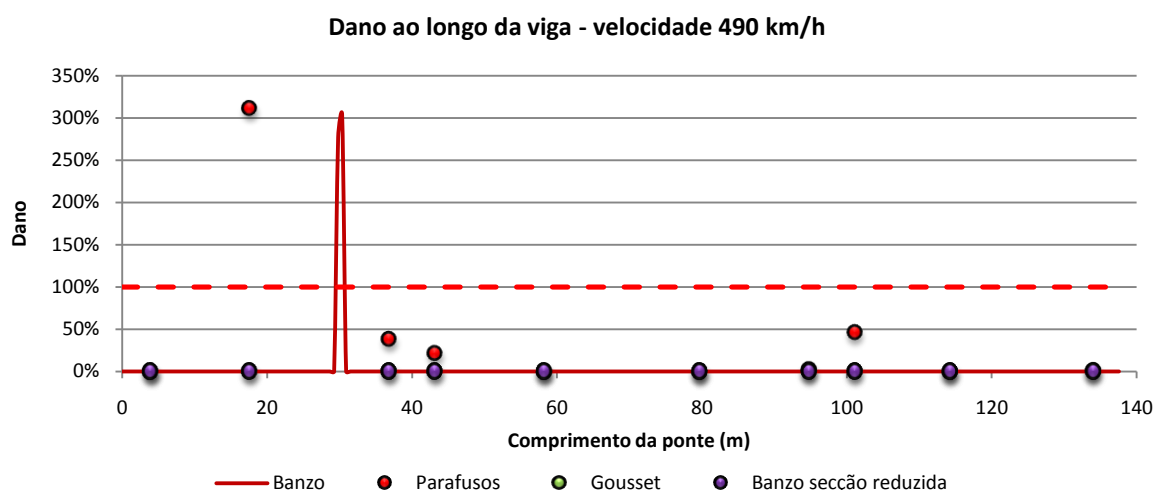


Figura 4.22: Gráficos de dano ao longo da viga para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

Como já referido, para a velocidade de 450 km/h o único ponto que sofre algum dano é o correspondente a $y = 17,695$ metros, apresentando cerca de 25 % do dano dispendido, o que corresponde a um aumento de 250 % em relação à velocidade de 350 km/h.

No caso da velocidade de 490 km/h, velocidade ressonante, verifica-se um aumento significativo do número de locais onde ocorre dano, sendo que dois deles apresentam valores bem superiores à unidade. O primeiro corresponde à ligação existente aos 17,695 metros de desenvolvimento da ponte, limitado pela resistência ao corte dos parafusos. O segundo caso prende-se com a resistência à fadiga do perfil reconstituído soldado na zona envolvente a $y = 30,355$ metros. Este valor, assim como o do caso anterior é bastante elevado; mas por esta velocidade ser bastante elevada, justifica-se os valores obtidos. Pode também estimar-se o tempo de vida útil para esta velocidade de cerca de 30 anos. Os restantes três casos de dano são relativamente baixos, apresentando valores não superiores a 50 % do dano gasto, pelo que, se não se considerasse os dois primeiros pontos, a estrutura poderia apresentar uma vida útil à fadiga de cerca de 200 anos.

4.4.2 ANÁLISE À FADIGA DAS VIGAS TRANSVERSAIS

As vigas transversais, ou carlingas, são um dos elementos estruturais mais importantes na redistribuição dos esforços da via para as vigas principais. Através da análise das tensões presentes nestes elementos pôde concluir-se que a amplitude de tensão máxima possível é de cerca de 68 MPa, para a velocidade máxima de 490 km/h. Contando que o limite de fadiga para amplitudes de tensão constantes é de cerca de 62 MPa, para a classe atribuída de 112 MPa, é de prever que possa haver dano em alguma das carlingas. Seguidamente apresentam-se dois registos de tensão ao longo do tempo para a carlinga localizada aos 22,622 metros (ver figura 4.22).

Analisando os registos de tensão num ponto de uma carlinga ao longo do tempo para velocidades de 350 km/h e 490 km/h, pode verificar-se que a primeira apresenta valores máximos de cerca de 18 MPa, não sendo muito díspares das restantes tensões, enquanto que a segunda apresenta picos de 25 MPa, picos estes relativamente superiores aos restantes para a mesma velocidade. Pelo que se constata, pouco antes dos dois segundos existe uma grande quebra de amplitudes de tensão que, passado

cerca de meio segundo, volta a aumentar bruscamente. Estes fenómenos devem-se principalmente à velocidade de ressonância.

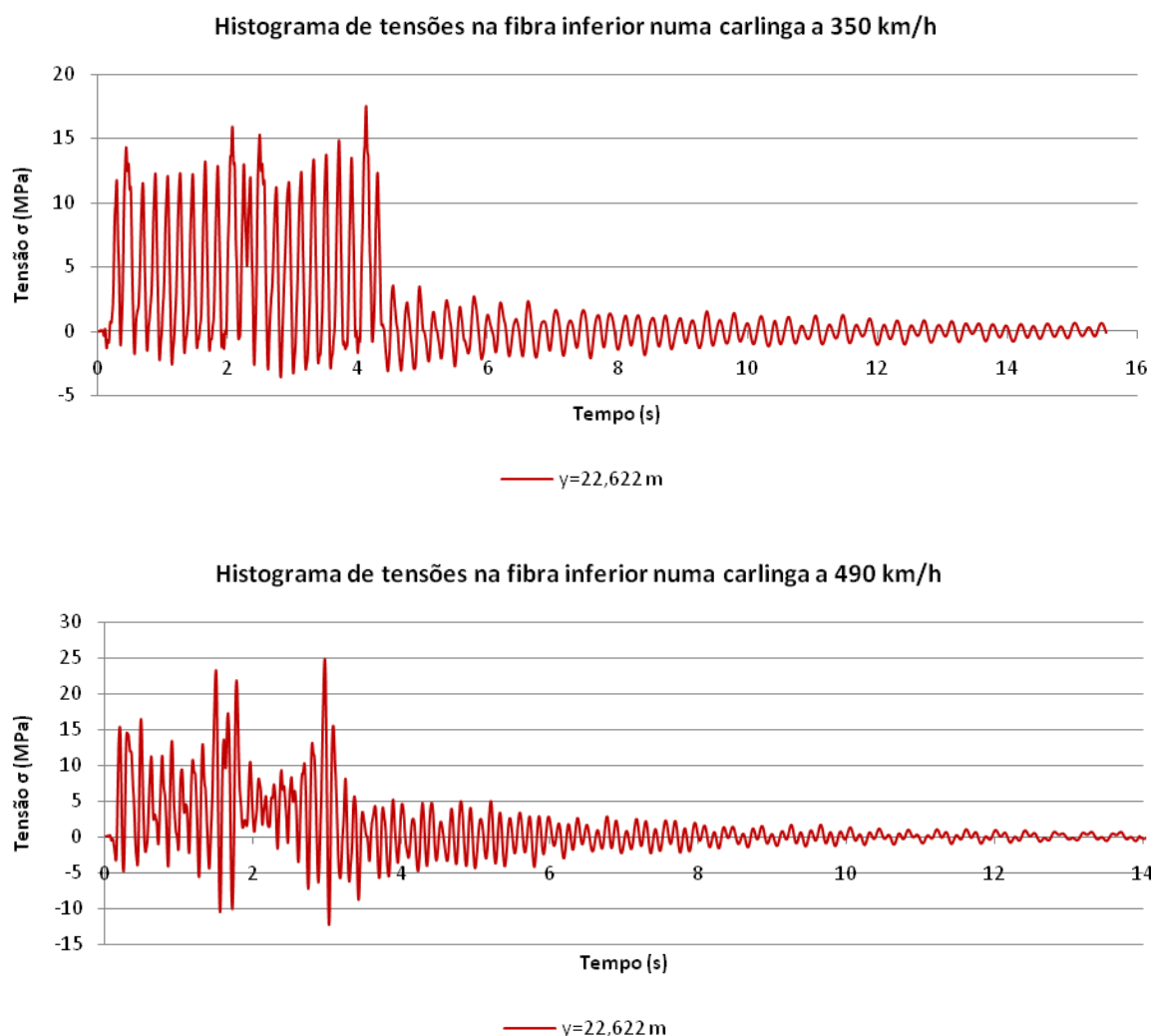


Figura 4.22: Registos de tensão num ponto de uma carlinga para as velocidades de 350 km/h e 490 km/h

Após uma análise geral dos registos de tensões presentes num ponto de uma carlinga situada a 22,622 metros, apresenta-se de seguida os espectros de tensão relativos às carlingas com maiores amplitudes de tensão para a respectiva velocidade (ver figura 4.23).

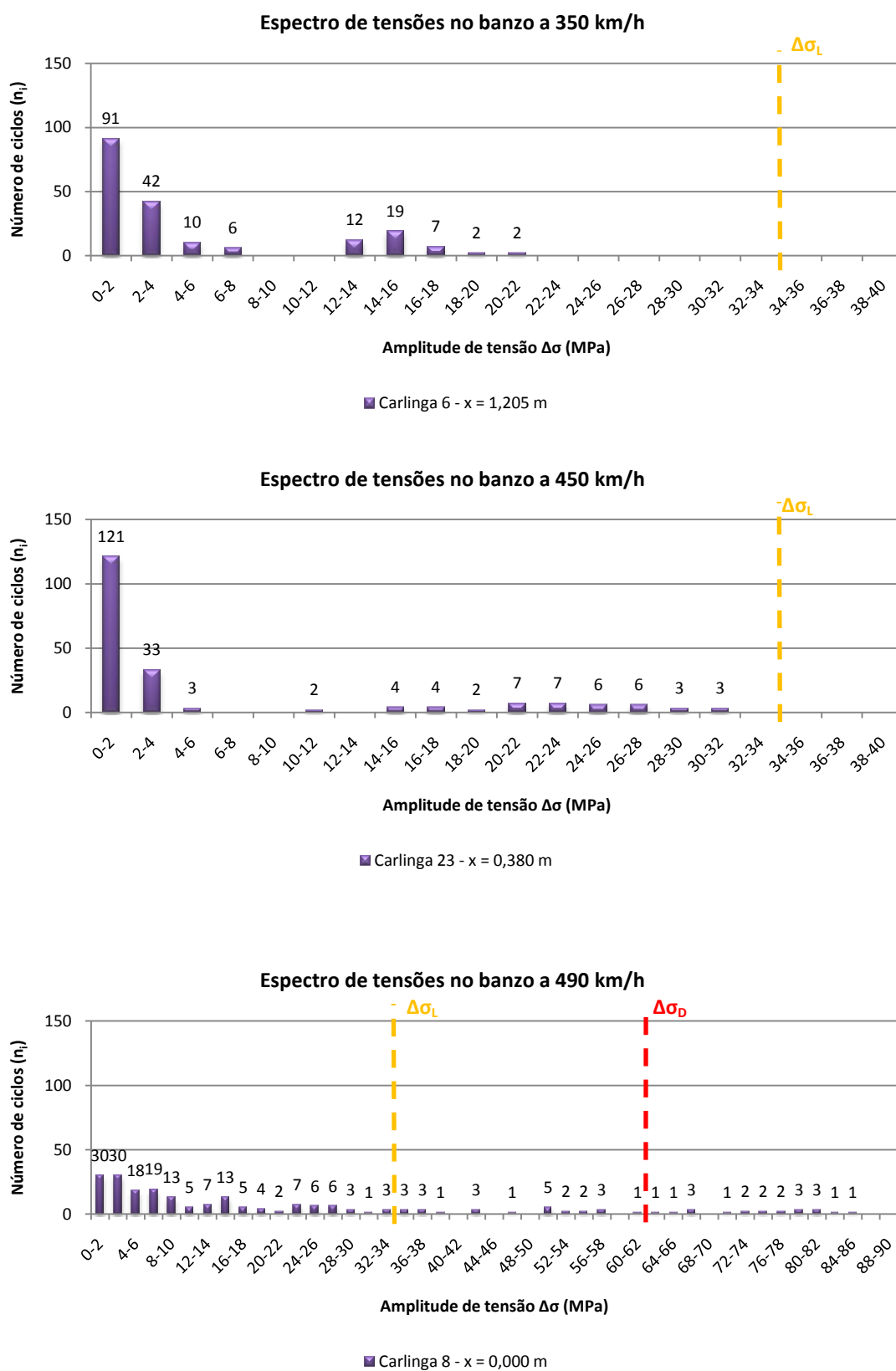


Figura 4.23: Espectros de tensão nas carlingas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

Analisando os gráficos anteriores pode verificar-se que para velocidades até aos 450 km/h não se registam amplitudes de tensão superiores ao limite de truncatura ($\Delta\sigma_L$), pelo que a vida útil desta peça pode ser considerada infinita. De notar que para a primeira velocidade, a carlinga 6 apresenta maior amplitude de tensão; no entanto, para a velocidade de 450 km/h, já é a carlinga 23 que apresenta maior amplitude de tensão; e para a velocidade mais elevada, esta se encontra na carlinga 8. Este facto deve-se à ligeira alteração que existe na localização dos modos de vibração com o aumento da velocidade. Analisando a velocidade de 490 km/h, a amplitude de tensões registadas praticamente duplica o seu valor, apresentando valores que chegam a 68 MPa, superior ao limite de fadiga para amplitudes de tensão constantes ($\Delta\sigma_D$). Este valor de tensões é o suficiente para começar a iniciação de fendas em certas zonas das carlingas. Para este caso de velocidade muito elevada, o dano unitário máximo é atingido para a carlinga 8, e apresenta o valor máximo na ordem dos 2×10^{-6} , valor este que, extrapolado para 100 anos de vida útil prevista para a Ponte de Prester, corresponde a um dano bem superior à unidade e igual a 3,6, isto é, 28 anos de vida útil à fadiga.

Contudo, não é previsível que sejam estes os elementos condicionantes para a vida útil à fadiga nas carlingas, pois há zonas de ligação onde a classe de resistência à fadiga é menor, associada a uma menor área resistente das peças cujo dano se prevê. Assim sendo, apresenta-se seguidamente os resultados obtidos para os elementos constituintes das ligações das carlingas, sendo estes os perfis reconstituídos soldados considerando a área reduzida, as placas de *gousset* e os parafusos de alta resistência, classificados no ponto 4.2.

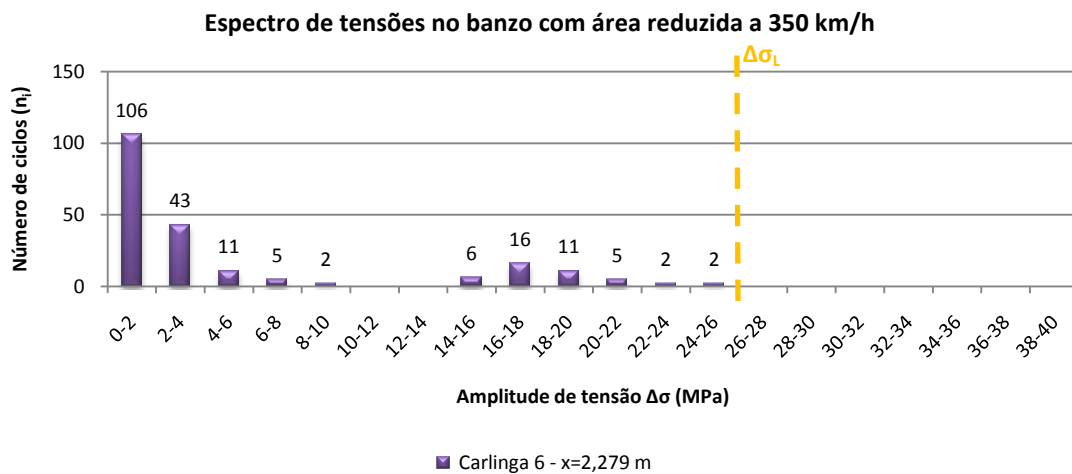


Figura 4.23: Espectros de tensão nas carlingas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

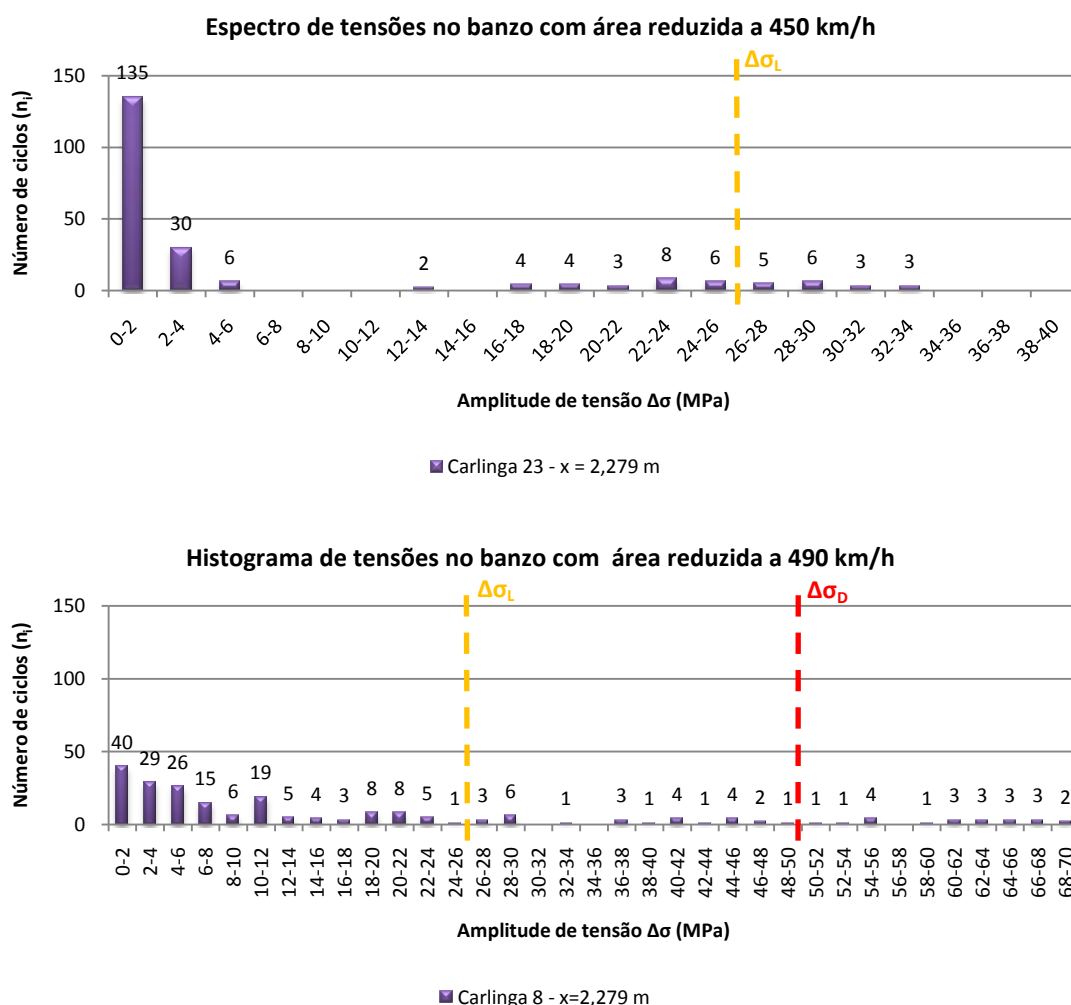


Figura 4.24: Espectros de tensão nas carlingas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

Pela análise dos gráficos acima representados relativos ao local de ligação existente nas carlingas, $x=2,279$ metros, verifica-se que o dano nestas ligações, para velocidades até aos 450 km/h, é nulo, pelo que a vida útil à fadiga destas ligações pode dizer-se infinita. Contudo, neste elemento de ligação, e para a velocidade de 450 km/h, já se verifica que existem valores de amplitudes de tensão superiores ao limite de truncatura ($\Delta\sigma_L$), pelo que é previsível que para velocidades superiores possa ocorrer dano. Facto este que se verifica para a velocidade de 490 km/h, a qual apresenta amplitudes de tensão na ordem dos 70 MPa, que, comparado com a amplitude mínima necessária para que o dano se possa iniciar (49 MPa), é um valor bastante elevado. Resultado destes valores de amplitudes de tensão, verifica-se que, para a carlinga 8, local onde, para velocidades mais elevadas se regista amplitudes de tensão também mais elevadas, o dano ao fim de 100 anos, considerando 50 passagens diárias, é de aproximadamente 9,5, valor demasiado elevado mas que se justifica pela velocidade ser excessiva para a concepção da Ponte de Prester. Assim sendo, estima-se um período de vida útil, para o dano unitário máximo de 5×10^{-6} , de cerca de 10 anos.

É de notar ainda que, tal como acontece para as vigas, existe um pequeno aumento das amplitudes de tensão registadas, em geral de uma classe, em comparação com as tensões registadas no banzo considerando a área bruta. Neste sentido, o contrário será de esperar no que toca às placas de *gousset*, que realizam as ligações entre os elementos das carlingas, visto estas apresentarem uma área reduzida

superior à do banzo com área reduzida. Deste modo são apresentados os seguintes resultados relativos aos locais de ligação onde se localizam as placas de *gousset* (ver figura 4.25).

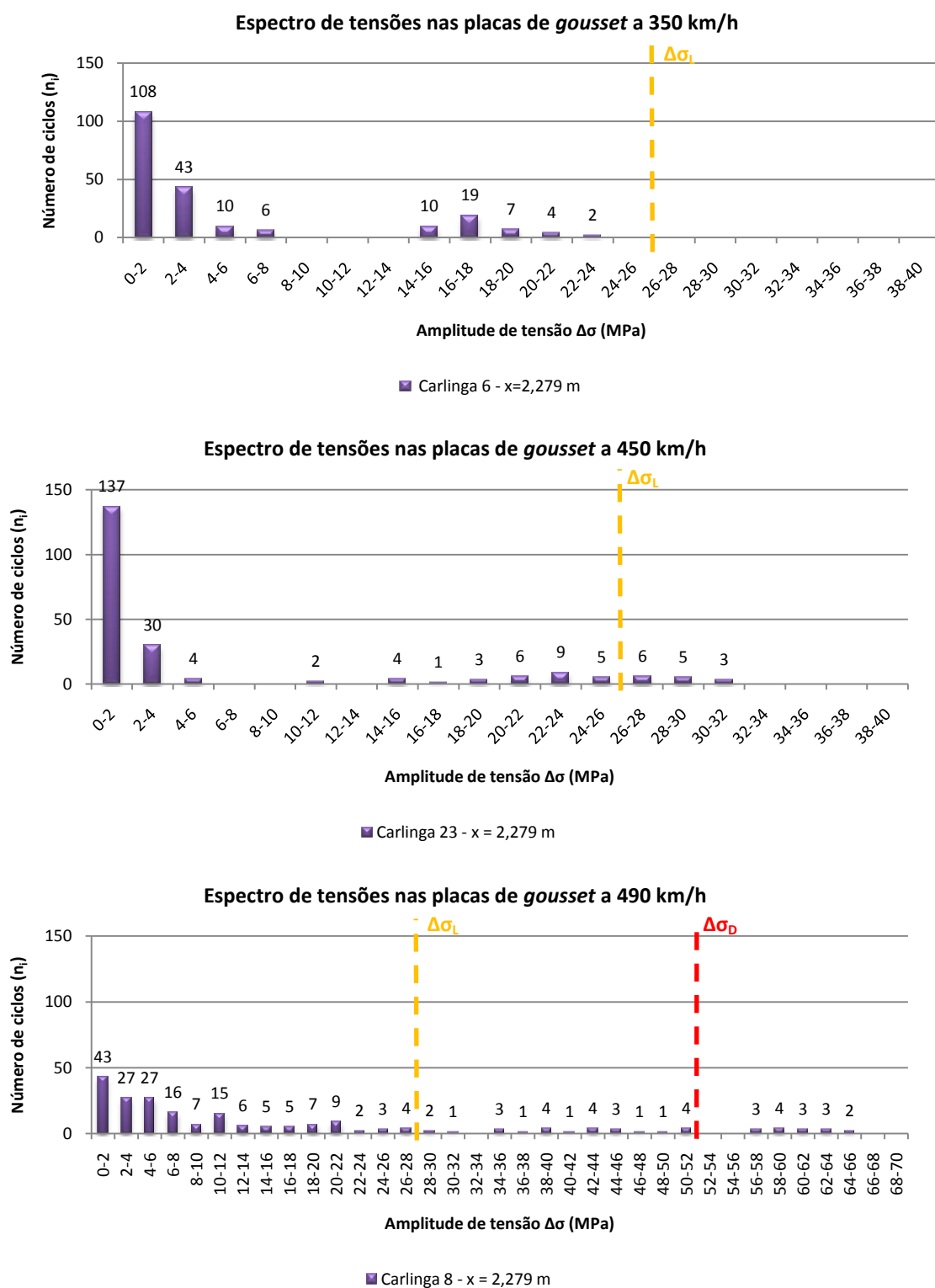


Figura 4.25: Espectros de tensão nos *gousset* das carlingas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

Como se referiu anteriormente, as amplitudes de tensão para as placas de *gousset* que realizam as ligações entre elementos das carlingas diminuem aproximadamente uma classe de amplitude. Pode ainda referir-se que, mesmo para a velocidade de 450 km/h, a tensão máxima é de apenas 32 MPa, pelo que não se prevê que a fadiga seja o fenómeno condicionante para o tempo de vida útil da estrutura das carlingas. Contudo, pode ainda salientar-se o caso da velocidade de 490 km/h que apresenta amplitudes de tensão bem superiores ao limite de fadiga para amplitudes de tensão constantes ($\Delta\sigma_D$), tal como acontece para o banzo, isto é, na ordem dos 80 MPa. Assim, e com estes valores de amplitudes de tensão, obtém-se para a carlinga 8, um dano associado às placas de *gousset* de cerca de 7,5 para 100 anos de vida útil. Deste modo, estima-se um período de vida útil, para o dano unitário máximo de 4×10^{-6} , de pouco mais que uma dezena de anos.

Por último, apresenta-se os gráficos correspondentes aos parafusos.

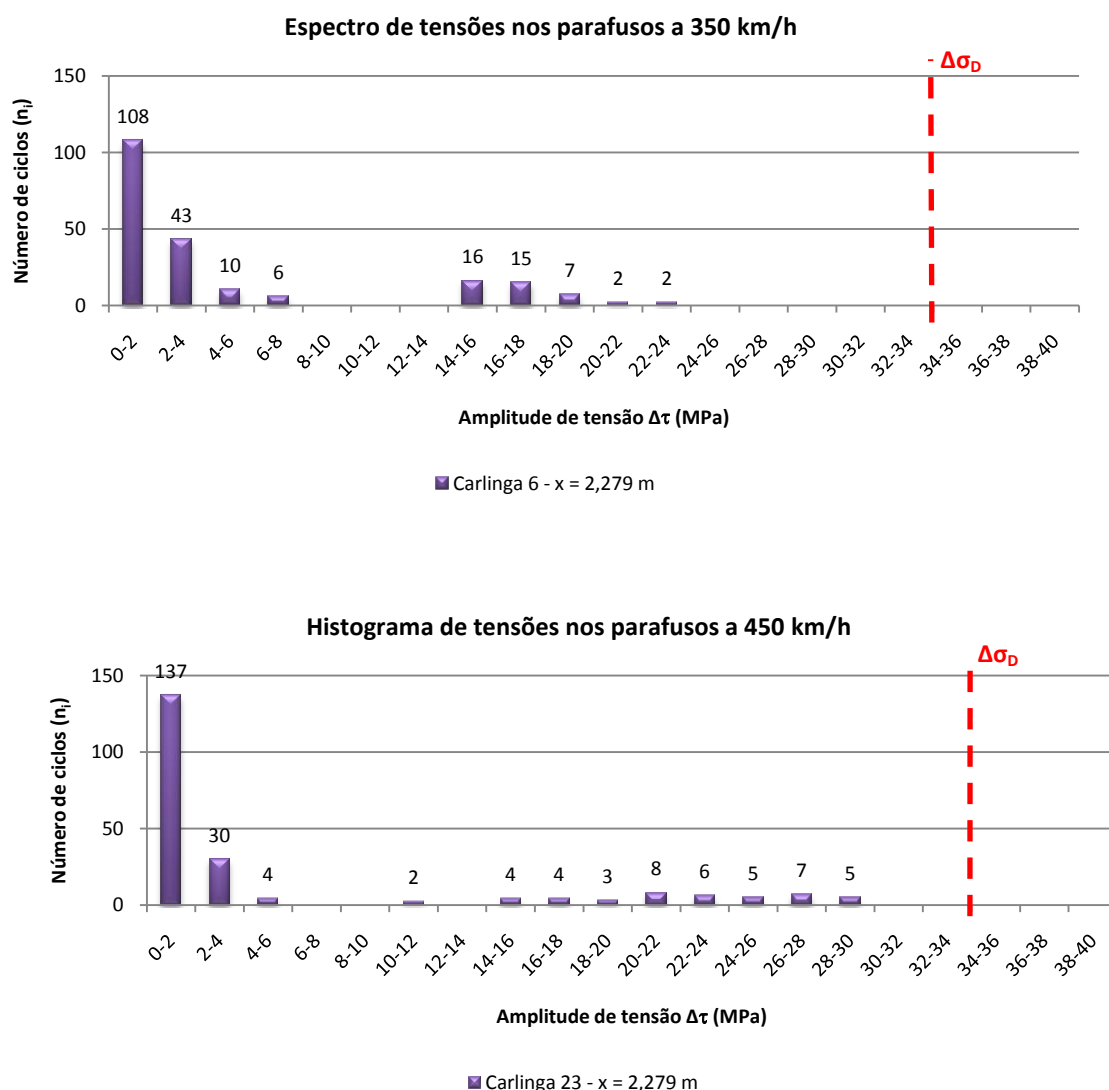


Figura 4.26: Espectros de tensão nos parafusos das carlingas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

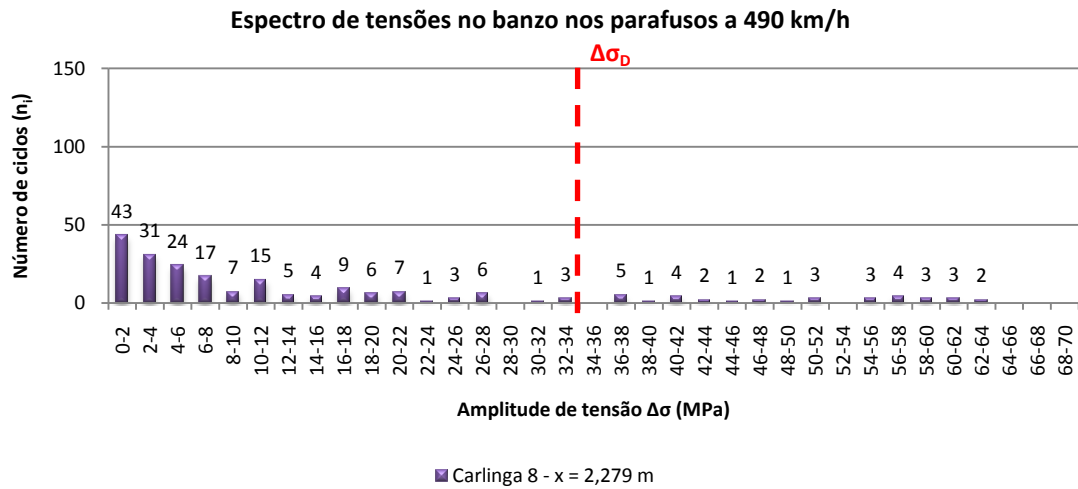


Figura 4.27: Espectros de tensão nos parafusos das carlingas para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

Como se evidenciou anteriormente, em EN 1993 parte 1-9, para tensões tangenciais, as curvas de resistência à fadiga apenas apresentam um valor de limite de truncatura ($\Delta\tau_L$), não apresentando qualquer outro limite. Assim sendo, o limite existente nas normas para a categoria 100 MPa é de cerca de 34MPa, representado pela linha vermelha no gráfico.

Numa análise à figura 4.26 pode observar-se que o limite de truncatura ($\Delta\tau_L$) não é excedido até à velocidade de 450 km/h, sendo o valor máximo registado para esta é de 30 MPa. Contudo, para a velocidade de 490 km/h, e para a carlinga 8, os valores de amplitudes de tensão máximas registadas é de 64 MPa, superior ao dobro da amplitude verificada para a velocidade de 450 km/h. Com estes resultados, e sabendo que para a velocidade mais elevada o limite de truncatura é largamente ultrapassado, obtém-se o dano unitário de aproximadamente $1,5 \times 10^{-6}$, sendo que este valor corresponde a uma vida útil para a estrutura de cerca de 35 anos.

Em jeito de resumo à análise de fadiga realizada, apresenta-se o seguinte gráfico do dano na carlinga mais esforçada (ver figura 4.27), correspondente à velocidade de 490 km/h, única que apresenta dano. Visto que as restantes velocidades não apresentam dano para nenhum dos seus constituintes, a sua representação não se justifica.

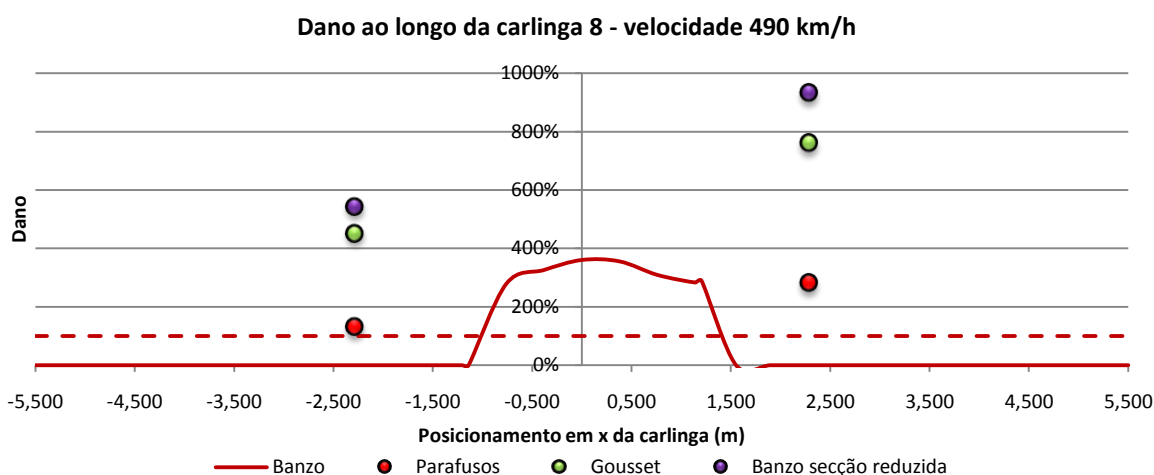


Figura 4.28: Gráfico de dano ao longo da carlinga 8 para a velocidade de 490 km/h

No caso da velocidade de 490 km/h, velocidade ressonante, verifica-se que existe dano significativo quer no caso do perfil reconstituído soldado, na zona central, quer no caso das ligações situadas à esquerda e direita do eixo dos yy. De notar que o dano do lado correspondente ao lado do carregamento é bastante superior ao dano registado do lado contrário. Nesta representação é notório que o elemento de ligação que se apresenta como principal condicionante da vida útil à fadiga das carlingas é o banzo considerando a área reduzida, logo seguido das placas de *gousset* e, um pouco mais distante, os parafusos.

Numa abordagem pelo dano que existe nas carlingas, pode afirmar-se que, alterando a localização das suas ligações para o intervalo entre longarinas seguinte, isto é, aproximadamente a 3 metros do eixo longitudinal do tabuleiro, o dano na secção mais crítica iria reduzir significativamente, atingindo valores na ordem dos 4,9, cerca de metade do existente, para a velocidade de 490 km/h. Contudo, esta alteração embora baixando o dano final poderia causar problemas de corte nos *gousset* que ligam as almas dos perfis reconstituídos soldados.

4.4.3 ANÁLISE À FADIGA DAS LONGARINAS

Nesta secção realizar-se-á uma análise à fadiga de uma das doze longarinas existentes na Ponte de Prester. Esta longarina será a longarina 3, por ser a mais importante para a resposta dinâmica da via. Através da análise dos modos de vibração da estrutura obtidos com recurso à análise modal no ANSYS, pode afirmar-se que as longarinas são mais susceptíveis de variações pelos modos locais, pelo que podem apresentar valores relativamente elevados (ver figura 4.28).

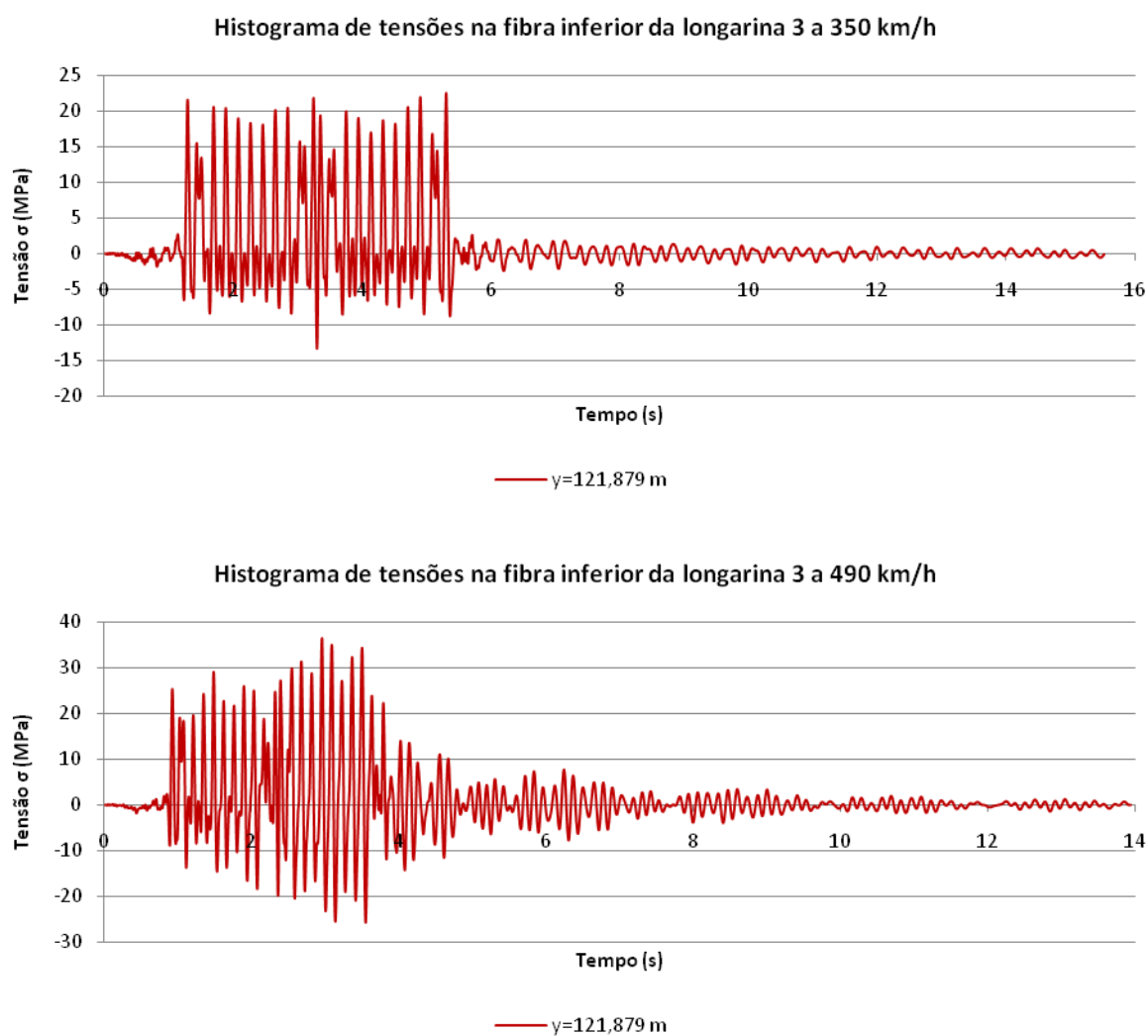


Figura 4.29: Registos de tensão na longarina 3 para as velocidades de 350 km/h e 450 km/h

Como se pode verificar através da análise dos gráficos relativos às variações de tensão ao longo do tempo na longarina 3, a resposta dinâmica desta é relativamente semelhante à das vigas laterais, apresentando, no entanto, picos de resposta mais elevados e maioritariamente do tempo à compressão, facto que se pode observar no primeiro gráfico. Para a velocidade de 490 km/h, o mesmo se pode registar, apresentando a mesma configuração de variações de tensão durante e após a passagem do comboio, isto é, em vibração livre.

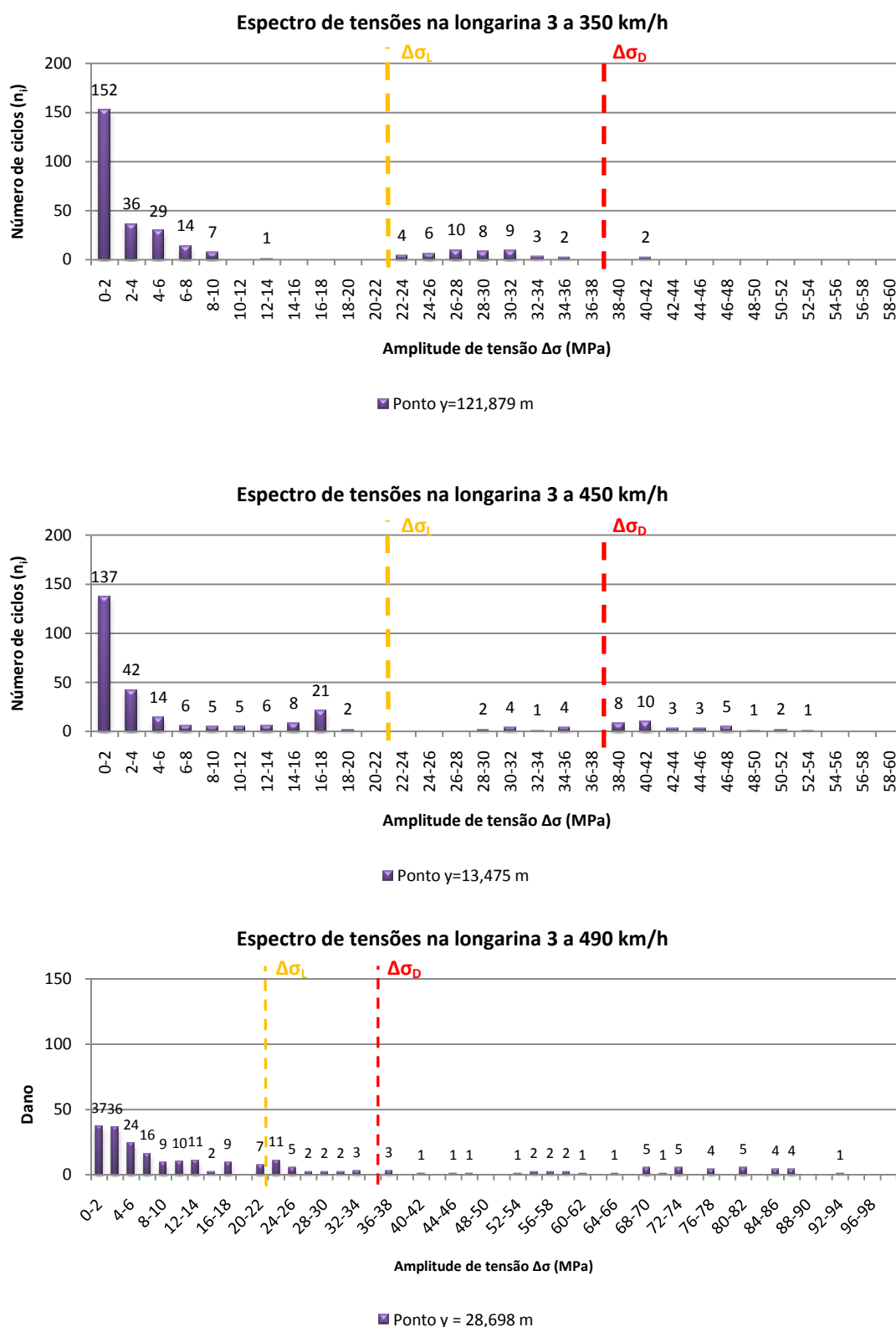


Figura 4.29: Espectro de tensões na longarina 3 para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

Através da análise dos gráficos da figura 4.29, confirma-se que são as longarinas os elementos que apresentam maiores problemas em termos de fadiga. A análise realizada ao banzo da longarina mostra que, mesmo para uma velocidade relativamente reduzida, existem já valores de amplitudes de tensão muito próximos do limite de fadiga para amplitudes constantes ($\Delta\sigma_D$), representada no gráfico pela linha vermelha. Para uma velocidade de cerca de 350 km/h, regista-se já que existem amplitudes máximas de tensão na ordem dos 42 MPa, pelo que o dano a partir desta velocidade deixa de ser muito reduzido. Contudo, para as velocidades de 450 km/h e 490 km/h, estas amplitudes máximas de tensão são relativamente superiores ao limite mínimo de dano, pelo que se espera valores elevados no que respeita ao dano nas longarinas. Para confirmar esta análise realizou-se gráficos de dano nas longarinas ao longo do seu desenvolvimento, cujos resultados obtidos podem ser observados seguidamente (ver figura 4.30).

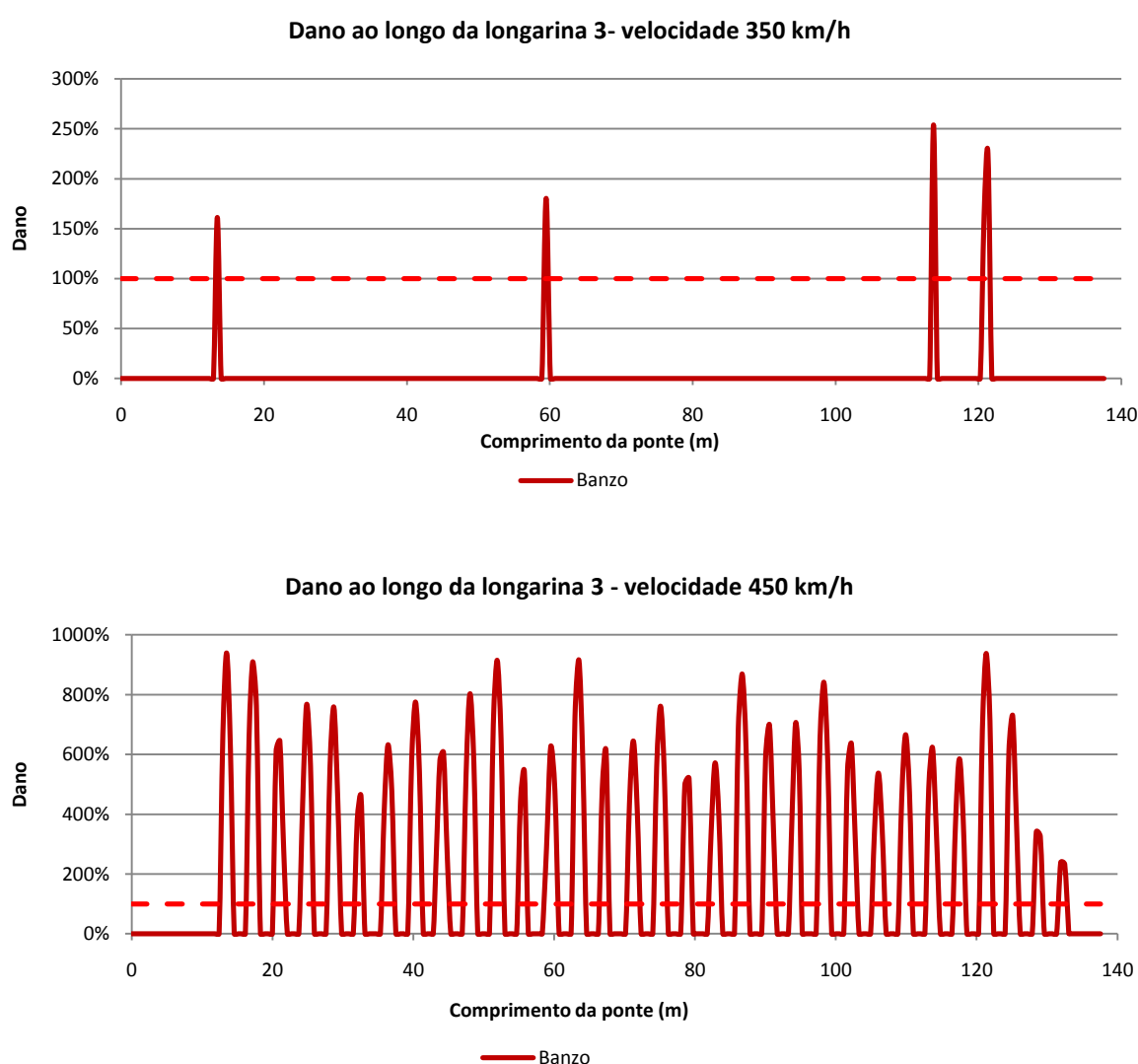


Figura 4.30: Gráficos de dano na longarina 3 para as velocidades de 350 km/h e 450 km/h

Como esperado através da análise dos gráficos relativos às amplitudes de tensão registadas para a longarina 3, o dano neste elemento é relativamente elevado, mesmo quando se trata da velocidade de 350 km/h. A esta velocidade pode registar-se danos superiores a 2,5, pelo que o tempo de vida útil da estrutura não é superior a 40 anos.

Quando se trata da velocidade de 450 km/h, os valores do dano dispararam para valores na ordem dos 10, valores estes demasiado elevados, os quais revelam que a resistência à fadiga deste tipo de elementos é muito reduzida. Nesta velocidade pode ainda registar-se um aumento do número de secções da longarina onde existe dano, passando de apenas 4, à velocidade de 350 km/h, para quase a totalidade dos troços, à velocidade mais elevada.

A análise anterior baseou-se no facto de a longarina 3 ser a principal responsável pelo controlo da resposta dinâmica da via [2]; contudo, verificou-se que as duas longarinas adjacentes a esta apresentam danos relativamente superiores a esta (ver figura 4.31). Através da análise dos resultados do dano, verifica-se que a partir da velocidade de 300 km/h se regista dano para as longarinas supramencionadas, apresentando valores 160% para a primeira e 68% para a segunda. Assim, pode destacar-se que a vida útil à fadiga da longarina 2 para esta velocidade se encontra limitada a 63 anos, valor a ter em consideração visto a velocidade não ser exageradamente elevada.

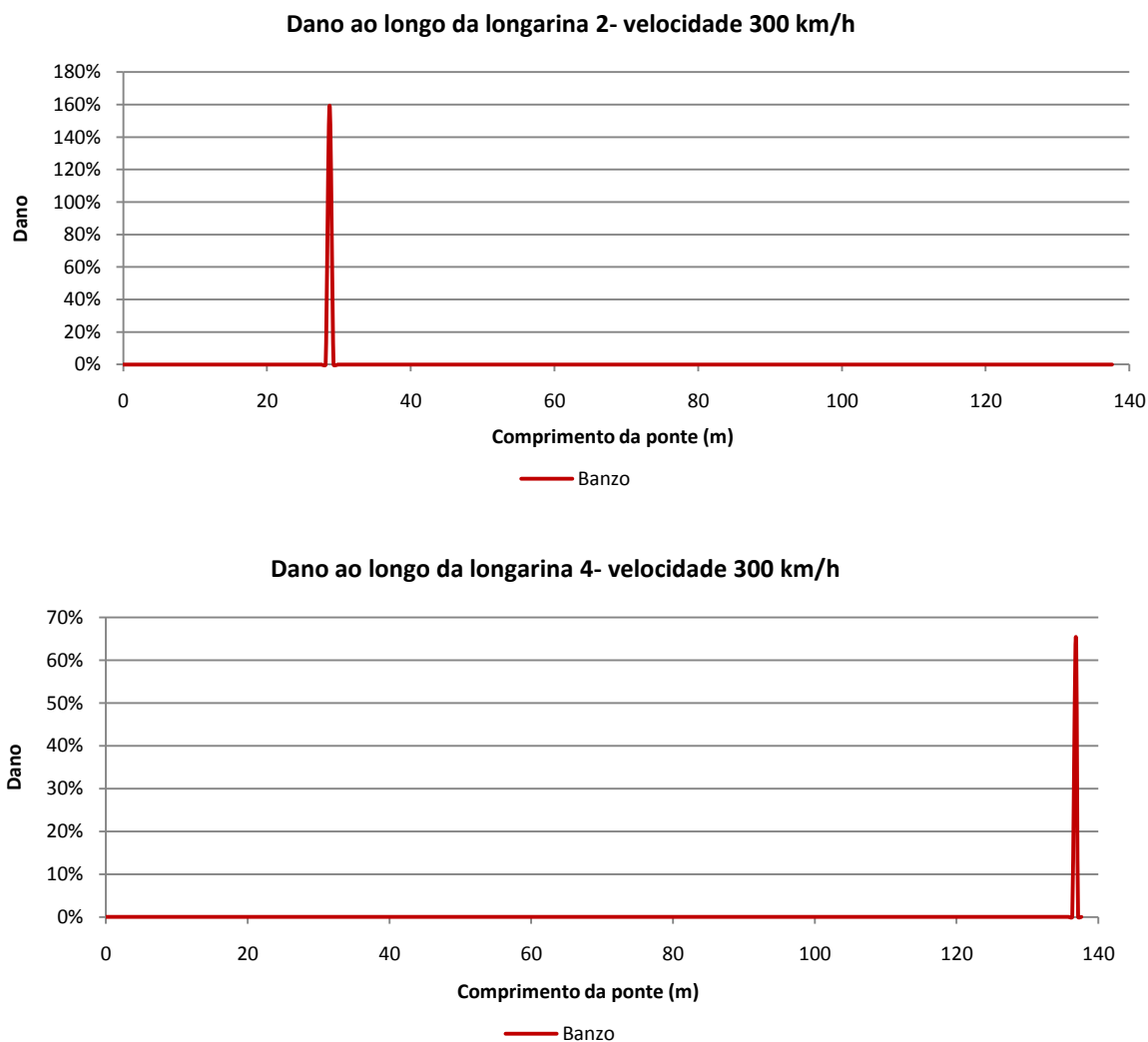


Figura 4.31: Gráficos de dano nas longarinas 2 e 4 para a velocidade de 300 km/h

Para velocidades superiores (ver anexo IV) regista-se danos relativamente elevados, sendo para a velocidade de 350 km/h na ordem dos 350%, para a velocidade de 400 km/h de 650% e para a velocidade de 450 km/h de 1100%, todos eles registados para a longarina 2. Neste contexto, a vida útil à fadiga é de 29 anos para a primeira velocidade, 15 anos para a segunda, 10 anos para a última. Afirma-se assim que não é a longarina 3 que se apresenta condicionante em termos de resistência à fadiga, mas sim a longarina 2, mais central no tabuleiro.

A análise da fadiga em locais de ligações aparafusadas não se justifica, visto que estes se localizam em zonas com variações de esforços reduzidos devido a se encontrarem nas imediações das carlingas.

4.4.4 ANÁLISE À FADIGA DOS PENDURAIIS

Os pendurais constituem os elementos estruturais que interligam a estrutura resistente do tabuleiro à dos arcos. Estes representam os elementos com maior carga aplicada durante um carregamento, pelo que deverão ser dimensionados criteriosamente, tendo em conta a resistência à fadiga. Os registos de tensões ao longo do tempo apresentam várias diferenças quando comparados com outros elementos estruturais da ponte, pelo que a sua análise se mostra relevante (ver figura 4.32).

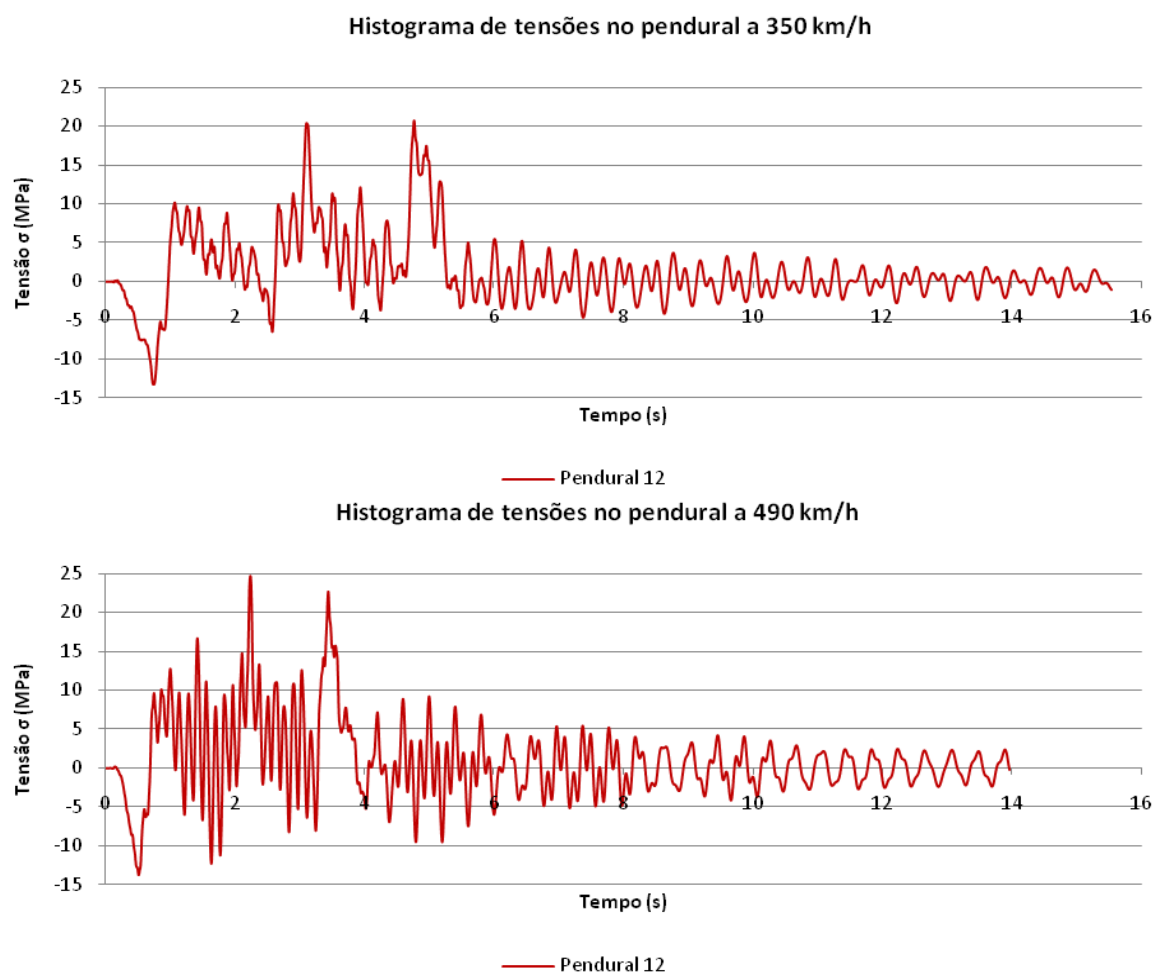


Figura 4.32: Registos de tensão no pendural 12 para as velocidades de 350 km/h e 490 km/h

Analisando as figuras precedentes, pode verificar-se que, como referido anteriormente, os pendurais apresentam configurações de variação de tensão específicas. Primeiramente pode verificar-se que existem quatro fases bem distintas, sendo que a primeira corresponde à acção do tabuleiro sobre o pendural com a entrada do comboio neste. Posteriormente, surge uma fase de cerca de 4,5 segundos para a primeira velocidade e de cerca de 3 segundos para 490 km/h, que corresponde ao período em que o todo o comprimento do comboio passa na zona do pendural, seguido da descarga gradual respectiva à saída do comboio do tabuleiro. A última fase consiste na vibração livre que a ponte sofre após a passagem do último *boggie* do comboio pelo último ponto da ponte. De referir ainda que estes elementos apresentam, nos primeiros segundos e para a velocidade de 490 km/h, o dobro da amplitude de tensão em vibração livre quando comparado com a velocidade inferior apresentada.

Depois de algumas apreensões sobre o registo de tensões durante a passagem do comboio num ponto do pendural 17, realiza-se a análise à fadiga destes elementos. A análise que se segue trata das tensões registadas nos elementos constituintes dos pendurais, isto é, o perfil fechado rectangular e as ligações que lhe permitem fazer a junção com as vigas principais. Seguidamente, apresenta-se as amplitudes de tensão registadas para três velocidades distintas, nos três pormenores referidos, apresentando apenas o espectro de tensões do pendural que apresentar maior amplitude de tensão registada (ver figura 4.33).

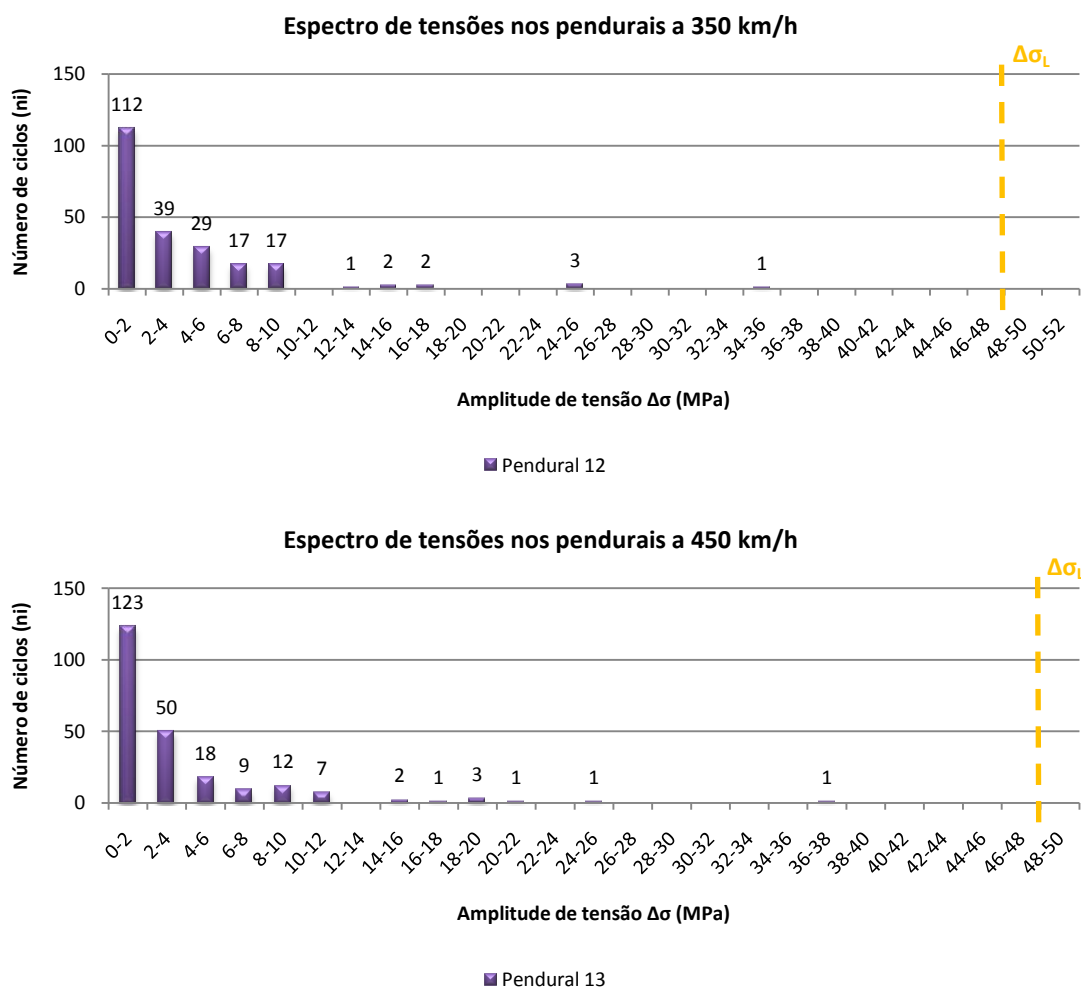


Figura 4.33: Espectros de tensão nos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

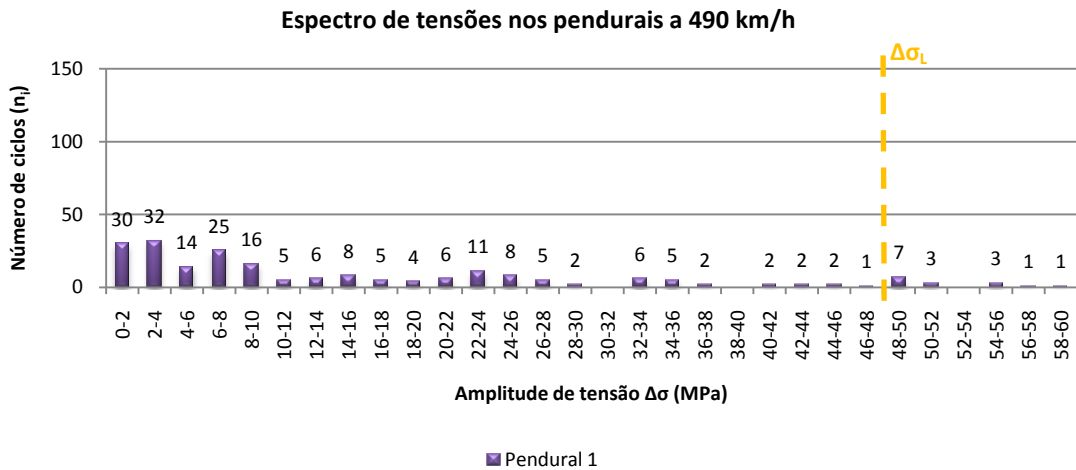


Figura 4.34: Espectros de tensão nos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

Os gráficos anteriores representam o número de ciclos para as diversas amplitudes de tensão registadas nos pendurais 1, 12 e 13, elementos que apresentam maior amplitude de tensão para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h, respectivamente. Pela sua análise pode concluir-se que em nenhuma das velocidades existe alguma amplitude de tensão registada que atinja o limite de fadiga para variação constante de tensões ($\Delta\sigma_D$), valor mínimo para que possa haver dano. Pode, por sua vez, verificar-se que se regista um ligeiro aumento do número de ciclos mais elevado com o aumento da velocidade de circulação. De registar a existência de um pico de tensão relativamente elevado, que pode forçar o início da fadiga antecipada.

O mesmo se pode verificar para as secções reduzidas deste elemento na zona da ligação, bem como para o perfil em I que realiza uma das duas ligações existentes na zona inferior dos pendurais. De referir apenas que se verifica um ligeiro aumento das amplitudes de tensão registadas entre os três tipos de detalhe. No entanto, apenas para a velocidade mais elevada se prevê algum dano.

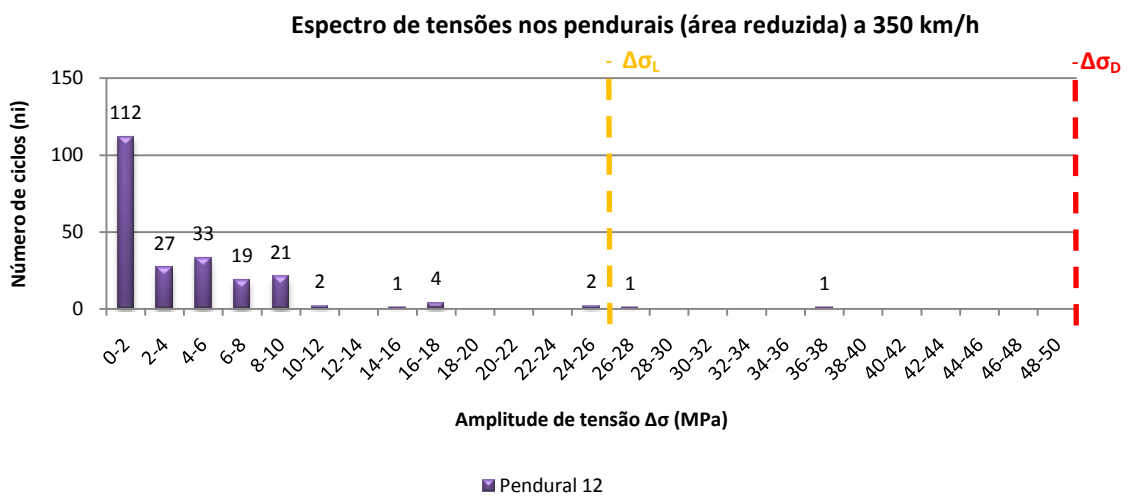


Figura 4.35: Espectro de tensão nos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

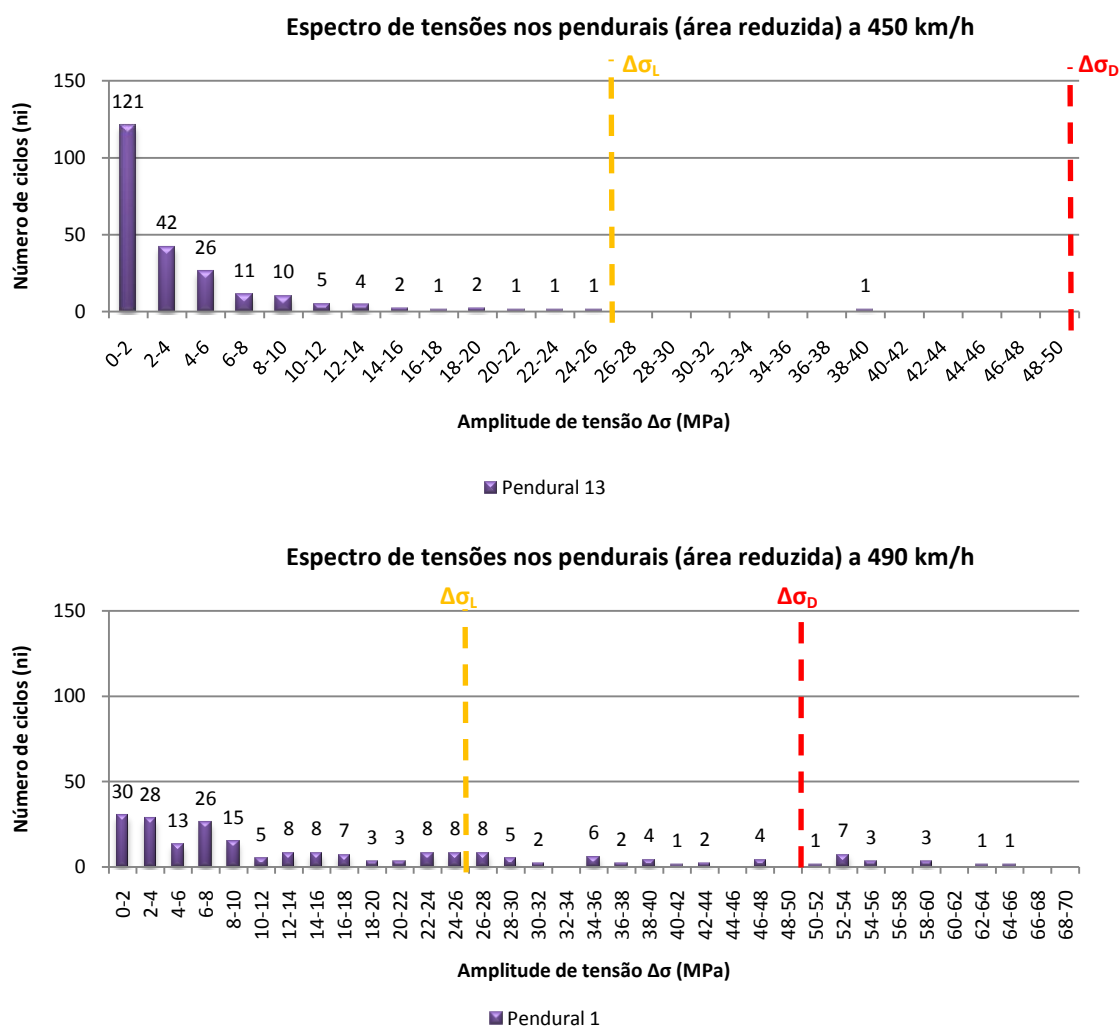


Figura 4.34: Espectro de tensão nos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

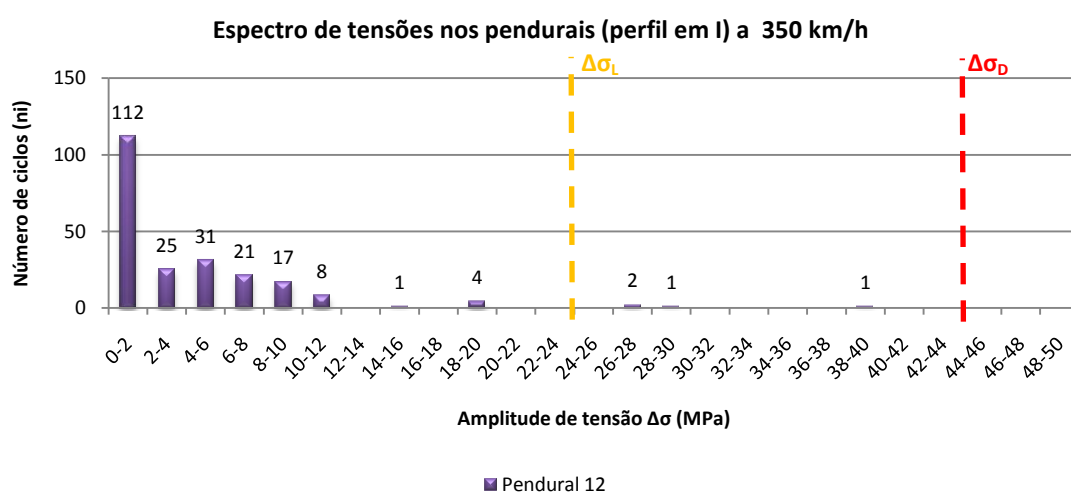


Figura 4.36: Espectro de tensões no perfil em I dos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

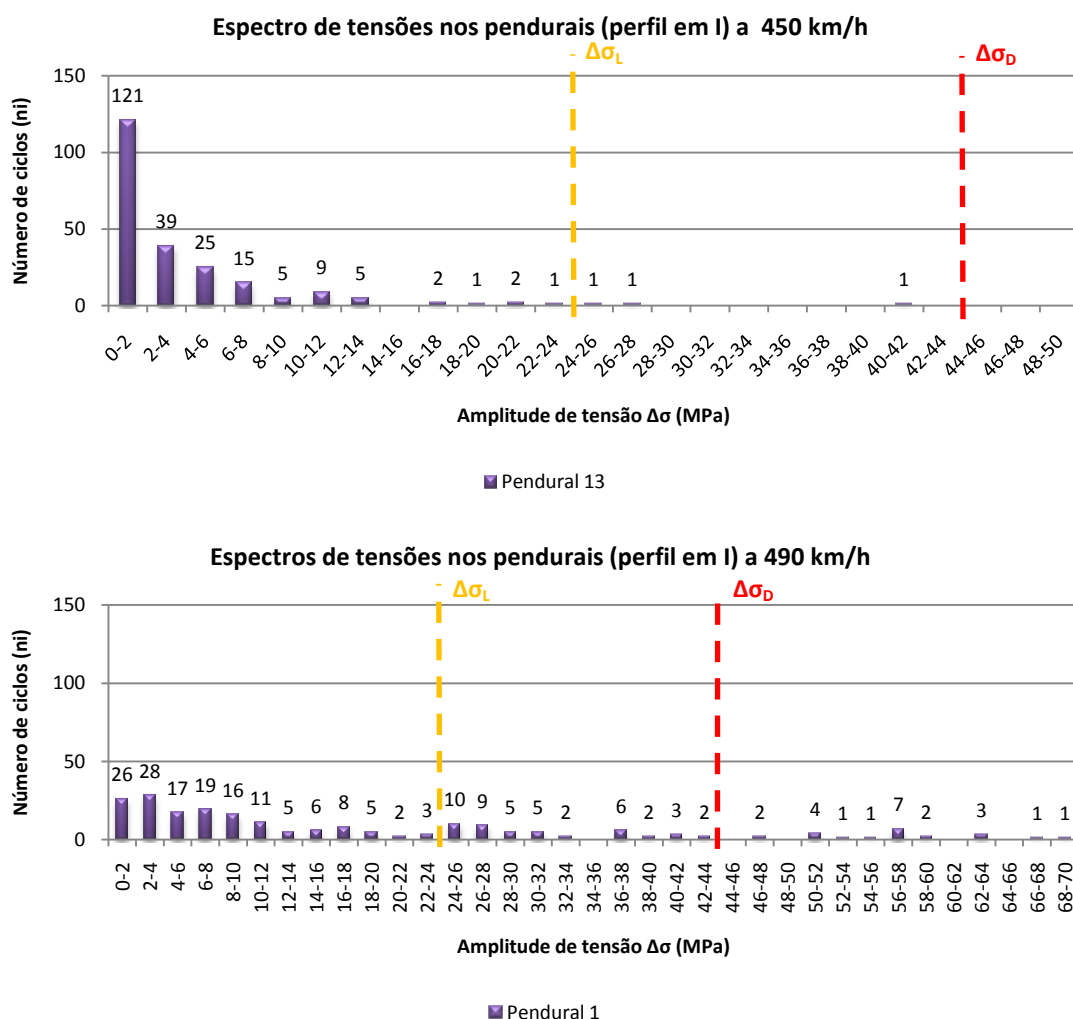


Figura 4.35: Espectro de tensões no perfil em I dos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

Realizada a análise nos elementos de ligação constituídos por placas de aço conclui-se que não existe dano em nenhum dos detalhes para velocidades inferiores a 450 km/h. Por sua vez, para a velocidade de 490 km/h passa-se exactamente o contrário, prevendo-se dano para o elemento estrutural com secção reduzida, bem como para o perfil em I que pertence à ligação.

Contudo, a análise aos parafusos que realizam esta ligação é fulcral (visto não se considerar estes pré-esforçados) para concluir se poderá existir dano na estrutura, para as velocidades que ainda não o apresentam, pelo que seguidamente são apresentados os gráficos correspondentes (ver figura 4.36).

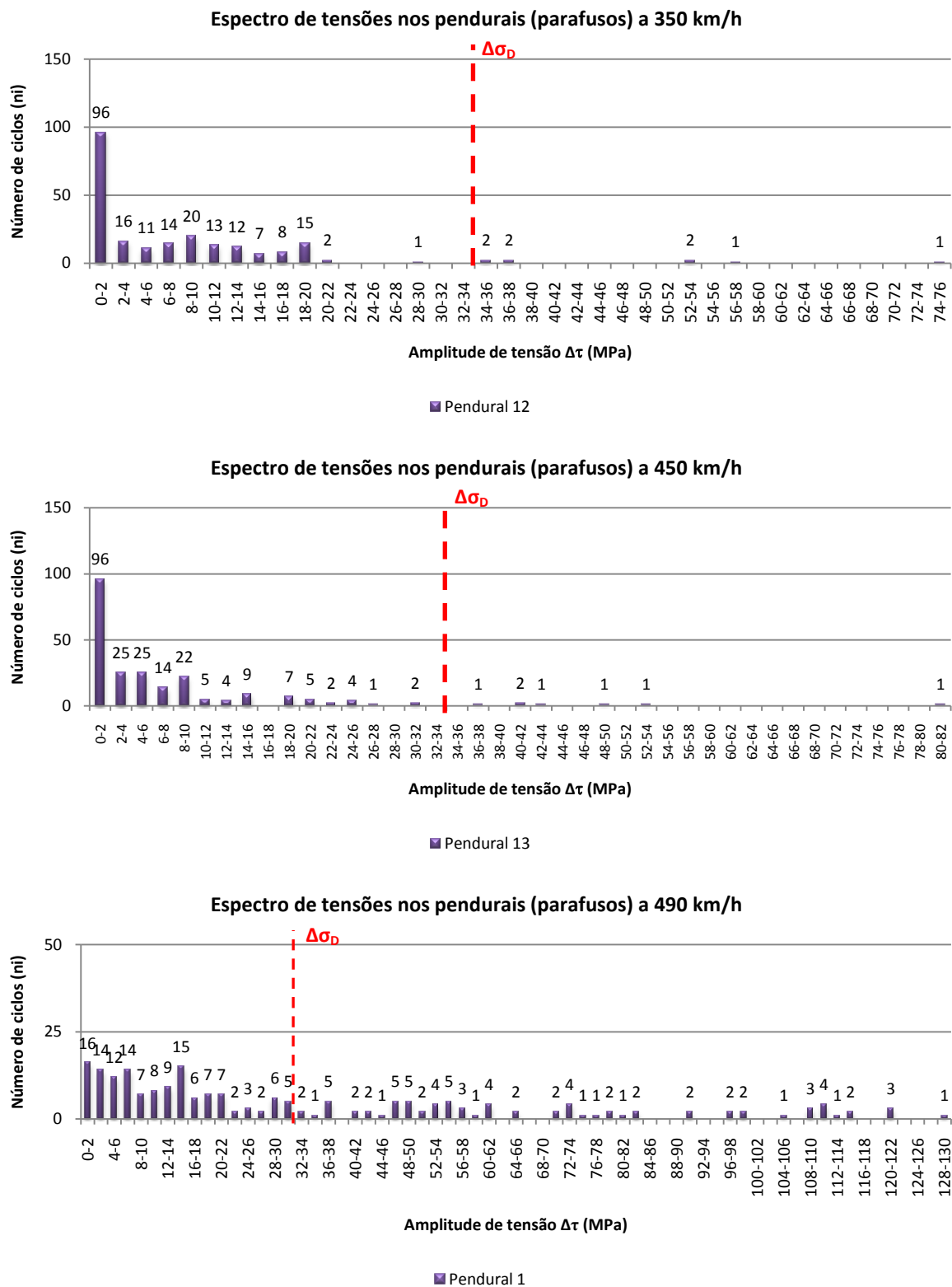


Figura 4. 37: Espectros de tensão nos parafusos da zona 1 dos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

No caso dos parafusos verifica-se que existem diversas amplitudes de tensão acima do limite de truncatura para tensões tangenciais ($\Delta\tau_L$), que conseqüentemente cria algum dano na ligação. O caso mais gravoso verifica-se para a velocidade de 490 km/h que apresenta valores na ordem dos 130 MPa. No que respeita o dano, para esta velocidade regista-se um dano unitário máximo de cerca de $1,5 \times 10^{-4}$. Para as velocidades de 450 km/h e 350 km/h, os danos unitários são de 5×10^{-7} e $4,5 \times 10^{-7}$, respectivamente. Estes valores, se extrapolados para um período de vida útil de 100 anos, são de 95% do dano gasto para a velocidade de 450 km/h, pelo que a segurança é verificada; no entanto, o limite por fadiga encontra-se perto, pelo que se deveria realizar reparações algum tempo antes dos 100 anos. Para a velocidade de 490 km/h, este limite é bastante ultrapassado, registando-se valores de dano na ordem dos 8,9. Os pendurais apresentados são os que registam maior amplitude de tensões; no entanto, outros apresentam amplitudes de tensão igualmente elevadas, o que se repercutirá no dano final da estrutura.

Esta não é a única ligação existente nos pendurais, sendo que a segunda consiste numa ligação dupla entre chapas de aço, ligadas entre si através de chapas de *gousset* e parafusos de alta resistência. Apresenta-se seguidamente os resultados obtidos para três velocidades e para os três tipos de detalhe existentes nesta ligação: chapa de aço com área reduzida, chapa de *gousset* e parafusos.

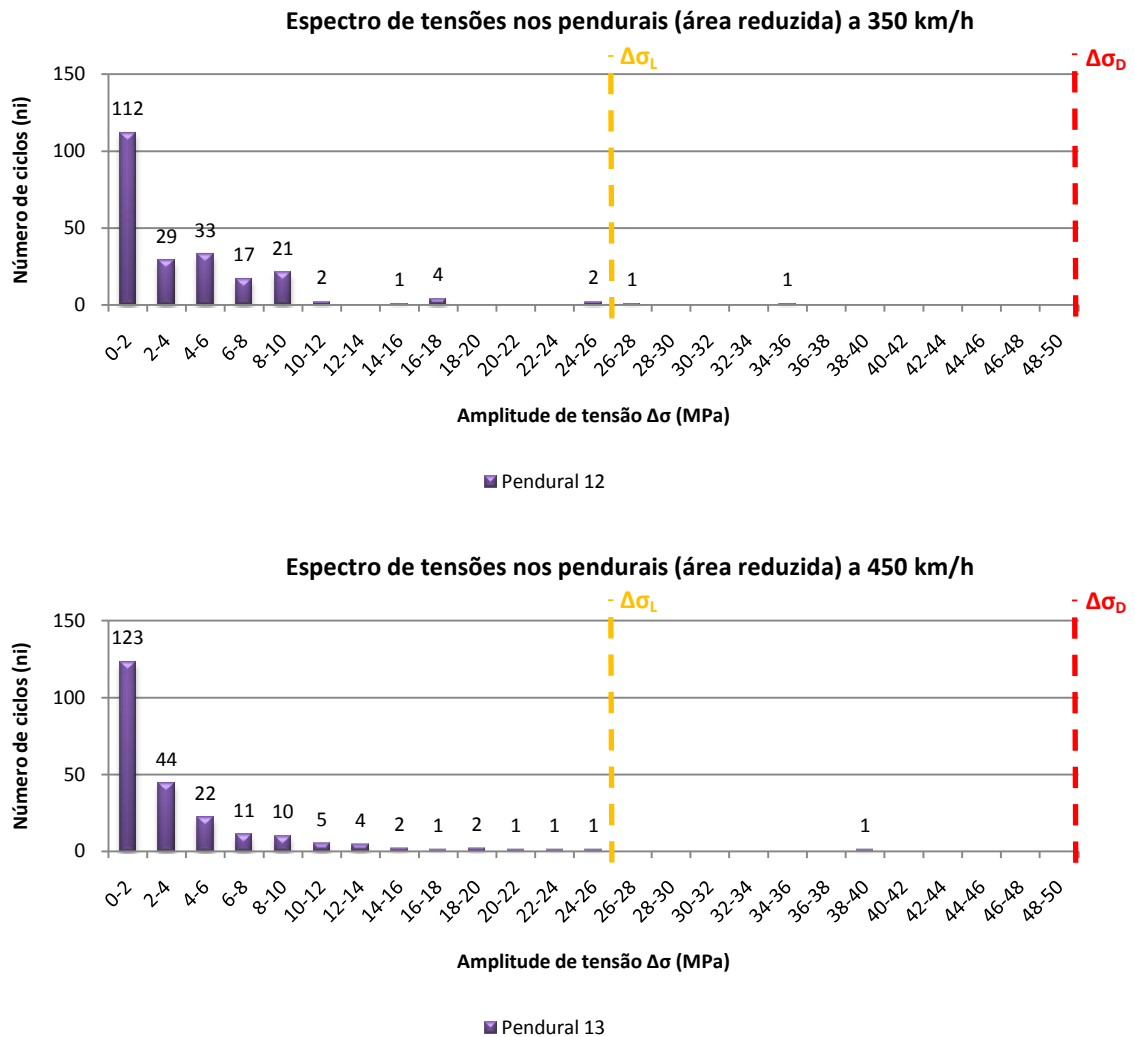


Figura 4.38: Espectros de tensão nos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

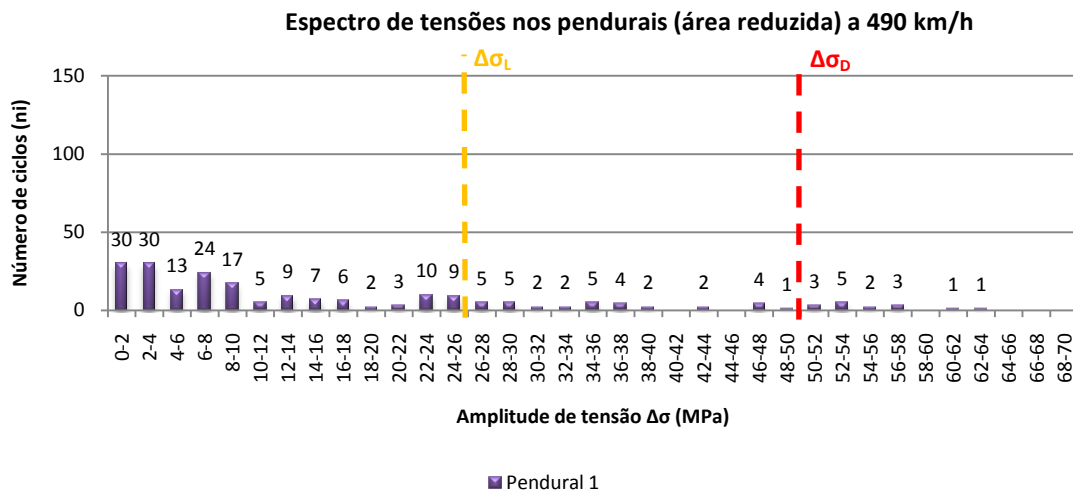


Figura 4.39: Espectros de tensão nos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

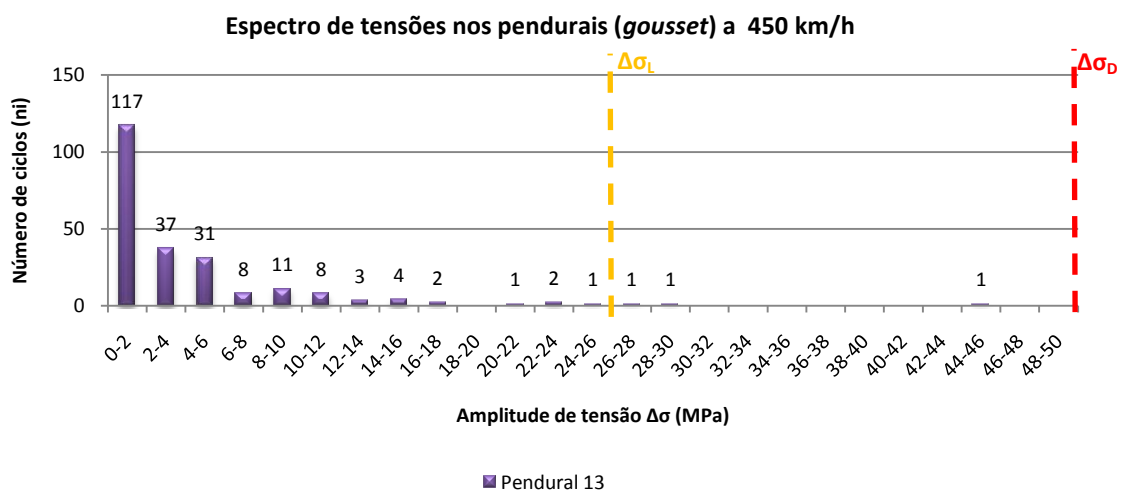
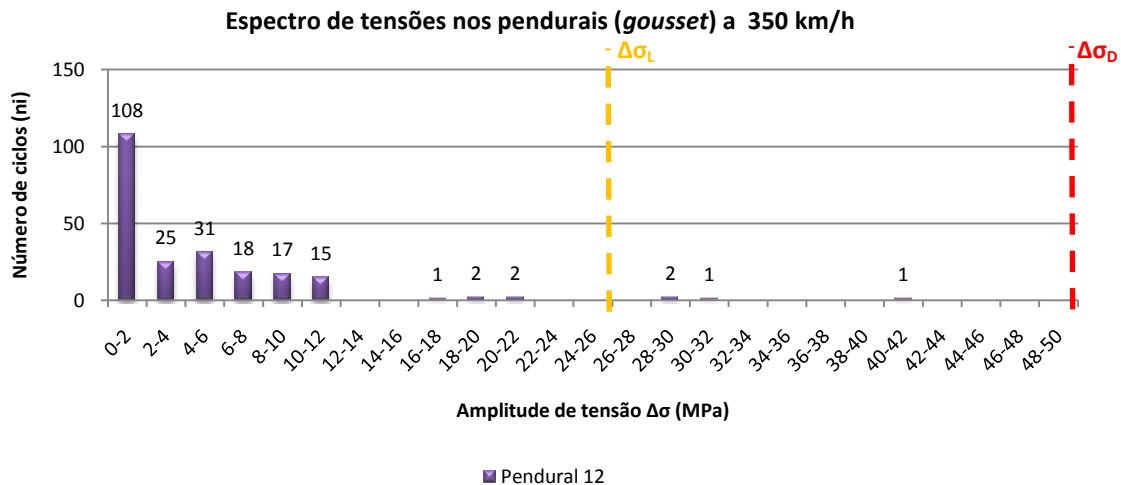


Figura 4.40: Espectros de tensão nos gousset dos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

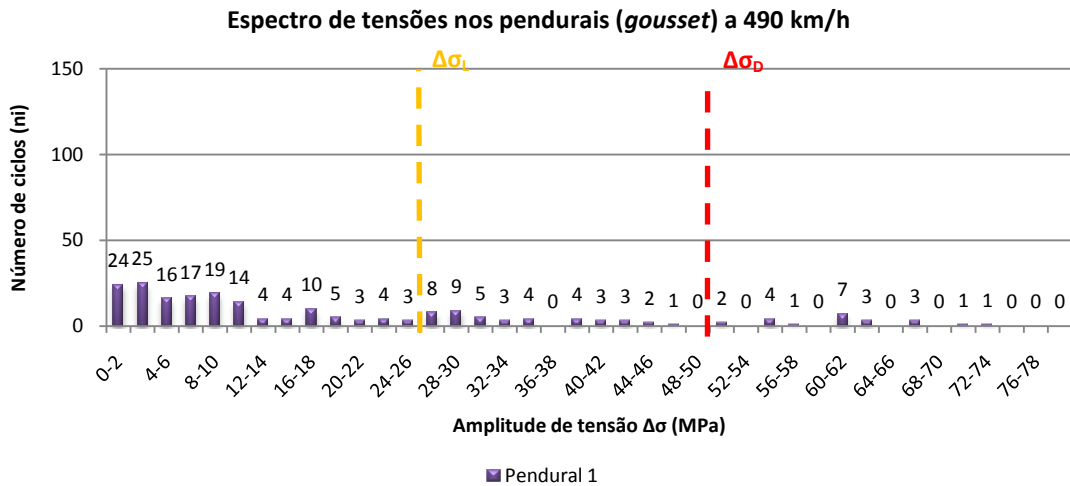


Figura 4.41: Espectros de tensão nos *gousset* dos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

Para a ligação 2, verifica-se que não existem amplitudes de tensão suficientemente elevadas para haver dano na ligação até à velocidade de 350 km/h. Pelo que se pode afirmar que, para essas velocidades, as duas ligações (sem ter em conta os parafusos) apresentam secção transversal resistente para fazer face às cargas aplicadas e consequentes efeitos dinâmicos. Contudo, até à velocidade de 450 km/h não de registou qualquer amplitude acima do limite de fadiga para amplitudes de tensão constantes ($\Delta\sigma_D$), pelo que não é espectável dano nestes elementos. No entanto, ainda falta avaliar a componente de dano passível de existir nos parafusos sujeitos a duplo corte (ver figura 4.39).

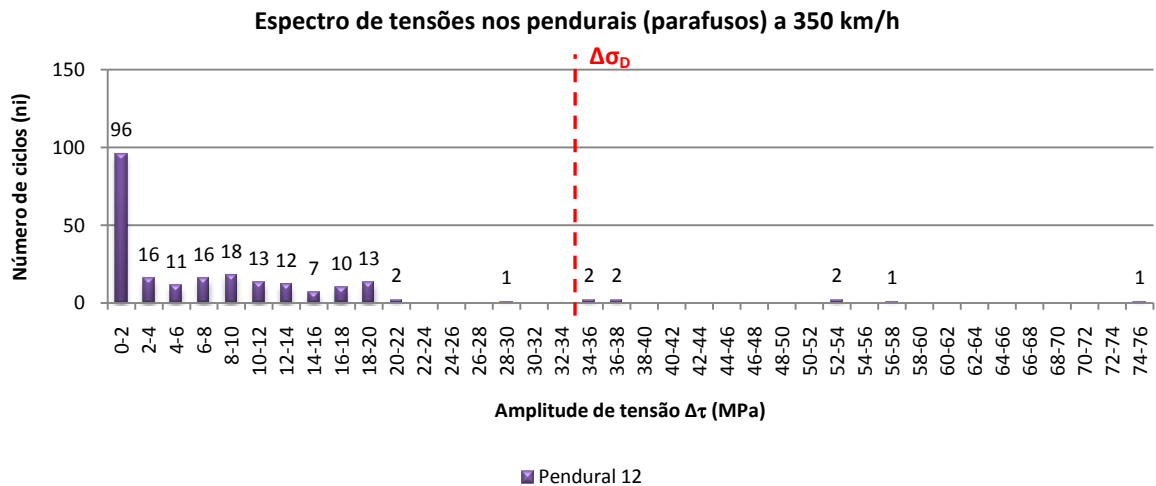


Figura 4.42: Espectros de tensão nos parafusos da zona 2 dos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

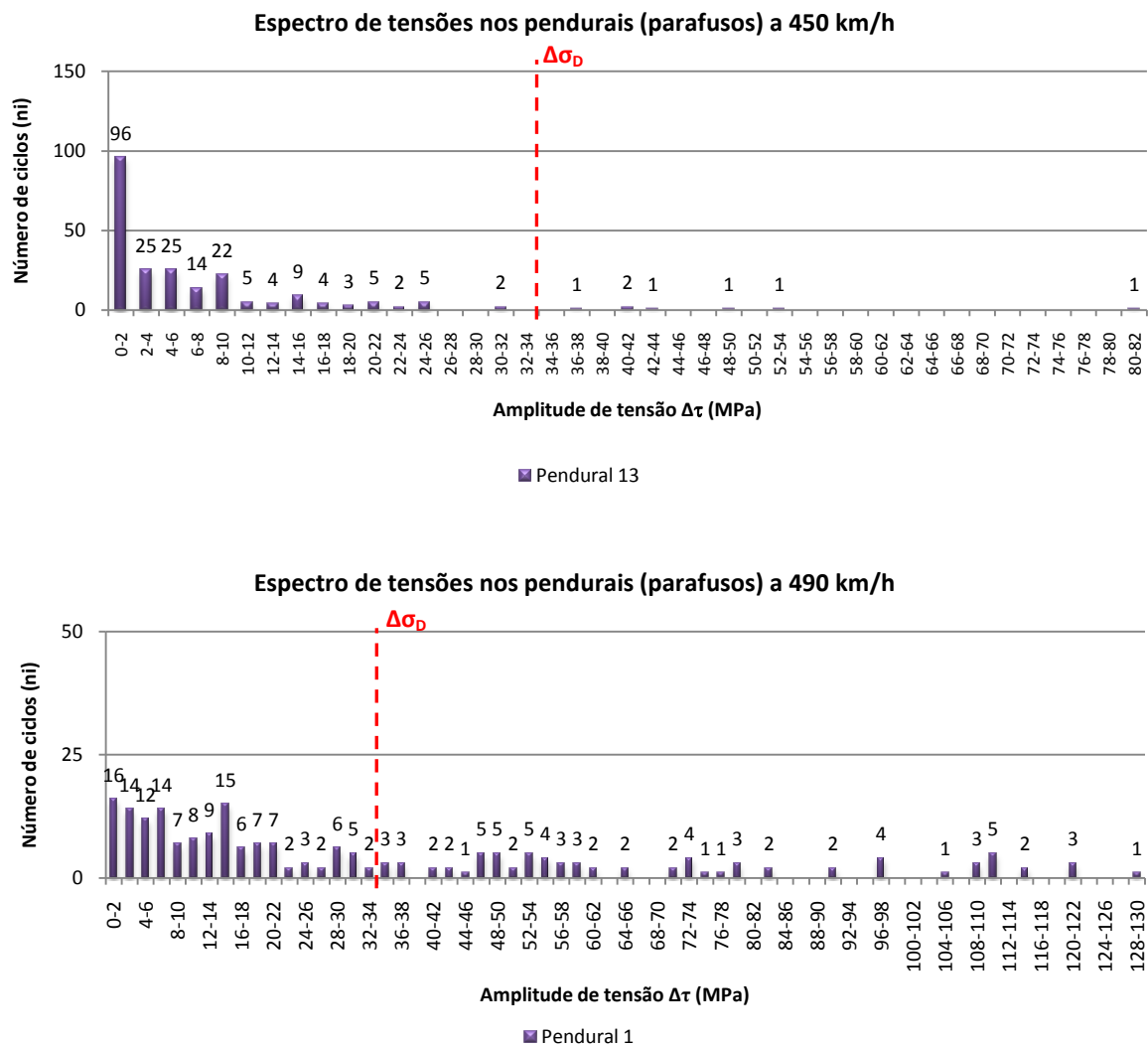


Figura 4.39: Espectros de tensão nos parafusos da zona 2 dos pendurais para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

Nesta segunda ligação verifica-se que existem muitas amplitudes acima do limite regulamentar de truncatura, pelo que se conclui que o dano daí decorrente será elevado. As amplitudes máximas registadas para cada velocidade são: 76 MPa, para 350 km/h, 82 MPa, para 450 km/h e 130 MPa, para 490 km/h. Os danos unitários respectivos para são de $4,5 \times 10^{-7}$, $5,0 \times 10^{-7}$ e $3,0 \times 10^{-6}$. Estes valores de danos unitários são relativamente elevados, pelo que a sua extrapolação para a vida útil da ponte resulta em danos muito elevados. A representação do dano na ponte, para um período de vida estimado de 100 anos, para as três velocidades, é realizada nos gráficos seguintes (ver figura 4.40).

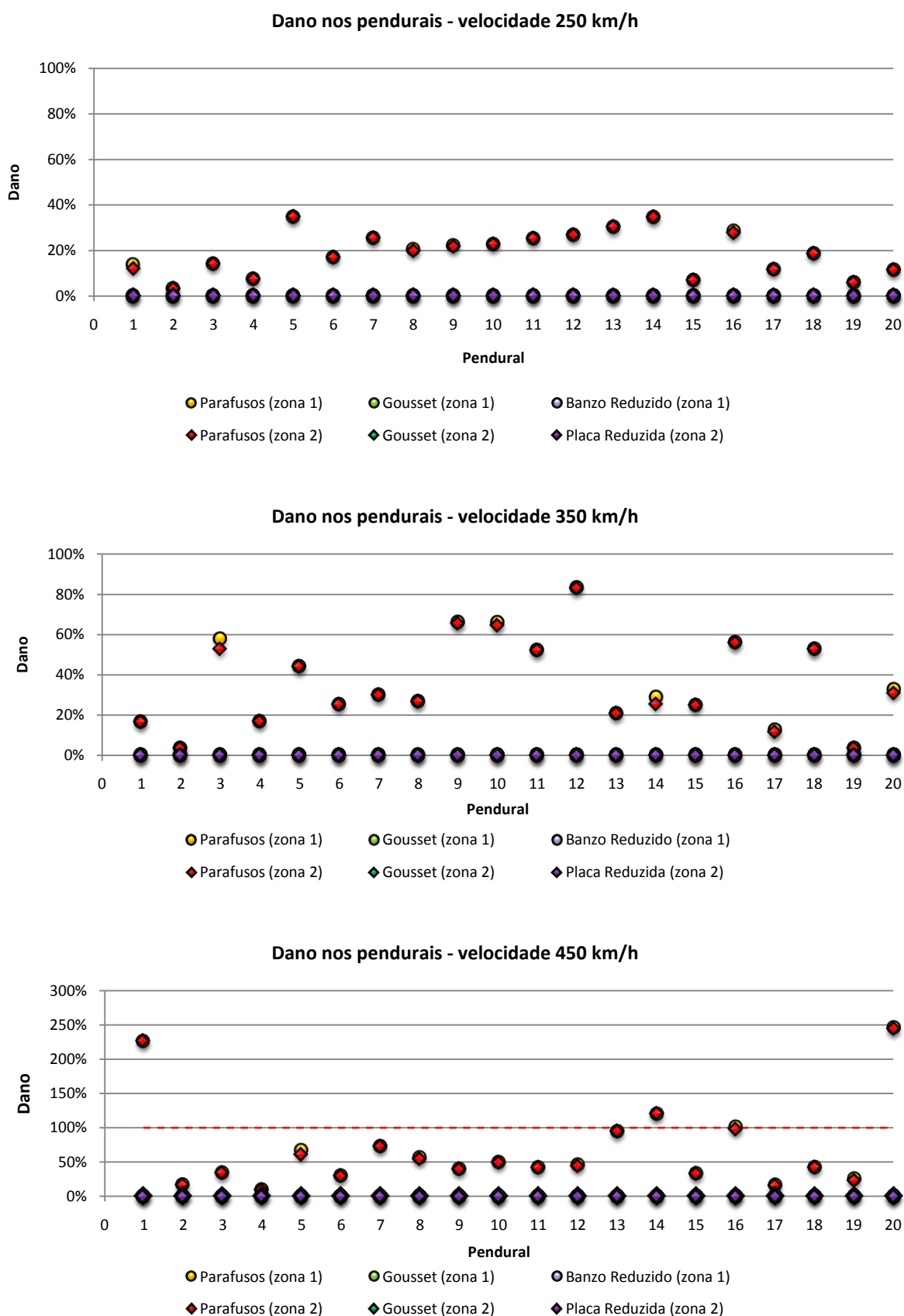


Figura 4.43: Gráficos de dano nos pendurais para as velocidades de 250 km/h, 350 km/h e 450 km/h

Através da análise dos gráficos anteriores pode verificar-se que existem três situações distintas para as três velocidades representadas. A primeira, para a velocidade de 250 km/h, apresenta um dano máximo da estrutura ao fim de 100 anos de cerca de 0,35, valor este relativamente razoável. A segunda constitui um limite para a fadiga, isto é, para a velocidade de 350 km/h, o dano máximo causado encontra-se muito próximo da unidade, pelo que a estrutura no fim do seu tempo de vida útil se encontra perto do limite existente de fadiga. A última hipótese ocorre para a velocidade de 450 km/h, onde se verifica que existem dois pontos onde o dano é bastante superior a 1,0, chegando mesmo a valores que rondam os 2,5, pontos estes que correspondem aos pendurais extremos. Isto quer dizer que a estrutura, se o comboio circulasse a esta velocidade, teria uma vida útil de apenas 40 anos, menos de metade da vida útil prevista.

Um outro fenómeno interessante que se regista através destes gráficos é que nem sempre os elementos que apresentam maior amplitude de tensões correspondem aos que têm maior dano, facto este que se deve ao número de vezes que as amplitudes de tensão mais elevadas são atingidas. Exemplos flagrantes deste fenómeno ocorrem para os pendurais 1, 14 e 20, sendo que os extremos apresentam cerca de três classes inferiores de tensão máxima registada.

Ainda a salientar é o facto específico desta ponte que, com o aumento da velocidade, a relação entre o dano nos pendurais extremos e os centrais vai aumentando muito rapidamente, atingindo a representação que se pode observar na figura seguinte relativa à velocidade de 490 km/h (ver figura 4.41). Com a particularidade de o primeiro pendural apresentar um dano bastante mais elevado quando comparado com o último.

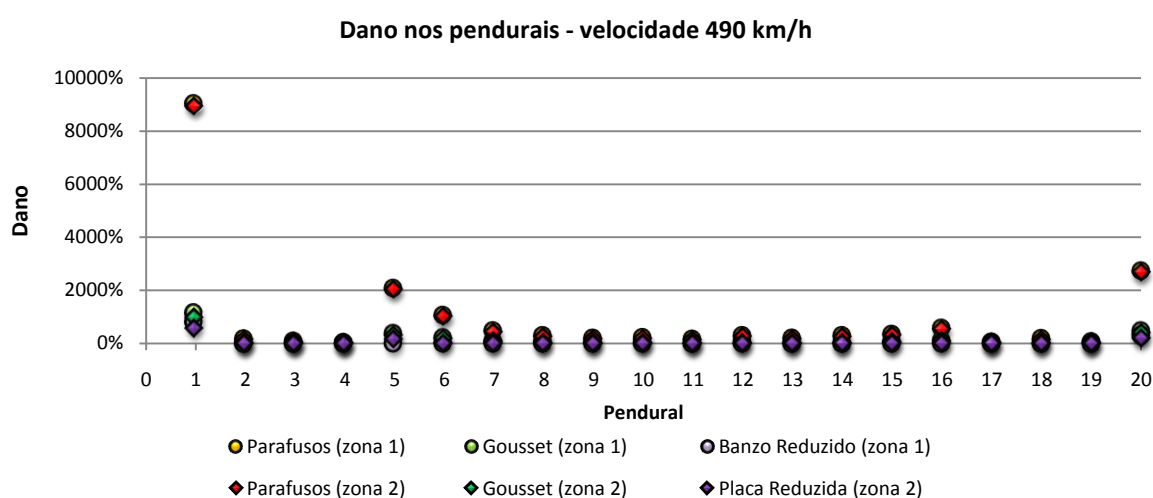


Figura 4.44: Gráfico de dano nos pendurais para a velocidade de 490 km/h

O dano apresentado no diagrama anterior serve apenas como exemplo, visto que a ponte não se encontra dimensionada para uma velocidade de circulação ferroviária de alta velocidade tão elevada como a representada. Contudo, esta representação dá uma ideia geral da tendência da evolução do dano nesta ponte até esta velocidade.

4.5. ANÁLISE COM PARAFUSOS PRÉ-ESFORÇADOS

Como referido no início deste capítulo, os parafusos existentes nesta ponte são, na maioria dos casos, parafusos pré-esforçados de alta resistência. Com a finalidade de analisar a influência da utilização destes parafusos realizou-se a análise considerando os parafusos com e sem pré-esforço. No caso das vigas principais, pode aferir-se que a utilização de parafusos não pré-esforçados poderia não acarretar problemas até à velocidade de 450 km/h, apresentando um tempo de vida útil máximo ligeiramente superior a 300 anos. Para as vigas transversais o dano até à velocidade de 450 km/h pode considerar-se nulo, pelo que a aplicação de parafusos não pré-esforçados também não apresentaria problema. Nos pendurais, os parafusos sem pré-esforço apresentam valores relativamente elevados de tensões de corte, mesmo quando se trata de velocidades de 350 km/h, sem, no entanto, atingir o máximo de dano. Contudo, para a velocidade de 450 km/h o dano aumenta para cerca de 250%, o que condiciona a vida útil à fadiga.

No caso de se utilizarem parafusos pré-esforçados, o esforço de corte nestes não é mobilizado, dado que o esforço axial existente nas ligações é inteiramente resistido pelo atrito existente entre as placas de ligação. Neste sentido, não é necessário realizar análise à fadiga destes elementos de ligação, pelo que o valor da resistência à fadiga, ou o tempo de vida útil, corresponde ao menor valor registado nos restantes elementos de ligação ou estruturais.

A resistência ao corte só se verifica se o esforço máximo aplicado às placas de ligação for superior ao esforço resultante da aplicação do pré-esforço nas placas. Neste sentido calculou-se a força máxima que se pode aplicar aos parafusos existentes nas ligações (parafusos M27 classe 10.9 H.R.) através da seguinte fórmula existente em EN 1993 parte 1-8 [13].

$$F_{P,c} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \quad (4.1)$$

Tomando em consideração A_s como a área total de todos os parafusos pré-esforçados de ligação dos pendurais (ligação inferior), pode concluir-se que o esforço axial máximo que pode ser aplicado é de cerca de 3200 kN.

Através de análises dinâmicas realizadas obteve-se o esforço axial máximo existente nos pendurais, elementos mais críticos no que toca a resistência ao corte dos parafusos, para as diversas velocidades. Os valores dos esforços máximos registados encontram-se resumidos no seguinte quadro (ver quadro 4.5).

Quadro 4. 5: Esforços axiais máximos nos pendurais

Velocidade (km/h)	Esforço Axial Máximo (kN)
250	387
300	407
350	438
400	441
450	537
490	737

No entanto, estes valores não devem ser comparados directamente com o esforço do pré-esforço calculado anteriormente, existindo em EN 1993 parte 1-8 (2005) classificações das ligações aparafusadas de acordo com a resistência ao deslizamento de uma superfície. Assim sendo, classificou-se a existente nos pendurais como classe B, isto é, resistente ao deslizamento em estado limite de serviço, pelo que a força resistente de cálculo ao deslizamento de um parafuso pré-esforçado é:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,c} \quad (4.2)$$

sendo k_s classificação do tipo de furo, n o número de superfícies de deslizamento, μ o coeficiente de deslizamento da superfície e γ_{M3} o factor de segurança da norma europeia. Os valores adoptados para estes coeficientes são 1,0 correspondente a furos normais, 2 de duas superfícies de deslizamento, 0,2 (classe D) considerando a resistência ao deslizamento mínima e 1,25 para o factor de segurança. Assim sendo, pode obter-se a força resistente de todos os parafusos pré-esforçados – 1025 kN.

Comparando assim estes valores com os existentes na estrutura, pode concluir-se que nenhum deles apresenta valores superiores ao aplicado pelo pré-esforço, pelo que se pode concluir que o efeito do pré-esforço nestas ligações é muito importante.

De referir que o efeito da aplicação do pré-esforço na ligação faz com que não haja deslizamento entre placas, pelo que o corte não é mobilizado nos parafusos, logo não é necessária análise à fadiga nem das variações e amplitudes de tensão nas ligações que os contenham, sendo a vida útil à fadiga condicionada pelas peças estruturais.

5

ANÁLISE PARAMÉTRICA DA FADIGA

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo realizou-se uma análise paramétrica de diversos factores com influência no dano da estrutura. O primeiro destes factores trata-se da subjectividade com que o processo de classificação dos detalhes construtivos pode ser realizado, visto não haver classificação específica para todos os tipos de detalhe. Assim sendo, realizou-se um estudo comparativo de três classes passíveis de serem aplicadas aos diversos detalhes da Ponte de Prester.

Uma outra análise realizada consiste numa comparação dos resultados obtidos do dano, tendo em consideração ou não do tempo de vibração livre. Este período de tempo, se apresentar amplitudes de tensão relativamente elevadas pode aumentar em muito o número de ciclos de fadiga, o que aumenta o dano, logo trata-se de um factor importante nos resultados finais.

Finalmente, desenvolveu-se uma análise do dano para as gamas de frequência acima dos limites regulamentares, de modo a verificar a necessidade de análises dinâmicas mais completas para os diversos elementos estruturais.

5.2. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA CLASSE DE RESISTÊNCIA

No capítulo anterior classificou-se os diferentes detalhes à fadiga de acordo com a norma EN 1993-1-9, contudo a atribuição destas classificações pode variar em função do modo construtivo das ligações, sendo que o resultado final poderá apresentar diferenças relativamente importantes. Neste sentido realiza-se seguidamente uma análise comparativa entre as diversas categorias passíveis de serem modificadas na classificação da resistência à fadiga dos elementos e ligações da Ponte de Prester.

5.2.1 INFLUÊNCIA NAS VIGAS PRINCIPAIS

As vigas principais apresentam na maioria da sua extensão perfis reconstituídos soldados que foram anteriormente classificados com a categoria 112 MPa. Contudo, esta classificação poderia ser de 125 MPa, caso fosse considerado que a soldadura entre a alma e os banzos era realizada automaticamente, dos dois lados, e sem existência de paragem/recomeço deste processo em todo o seu desenvolvimento. Ou então, poderia ser uma classe abaixo, isto é, 100 MPa, caso a soldadura fosse realizada manualmente. Neste contexto, apresenta-se seguidamente a comparação dos danos relativos às três categorias possíveis para os perfis que constituem as vigas principais desta ponte. De referir que, neste tipo de

detalhe, as tensões presentes para as velocidades até aos 450 km/h são relativamente reduzidas pelo que o dano não se manifesta. Pode referir-se, apenas a título de exemplo, que à velocidade de 450 km/h, apenas existe dano se a classificação dos perfis que constituem a viga apresentassem classe inferior a 50 MPa. No entanto, para a velocidade de 490 km/h, as amplitudes de tensão são já relativamente elevadas, o que resulta resultados de dano relativamente importantes (ver figura 5.1).

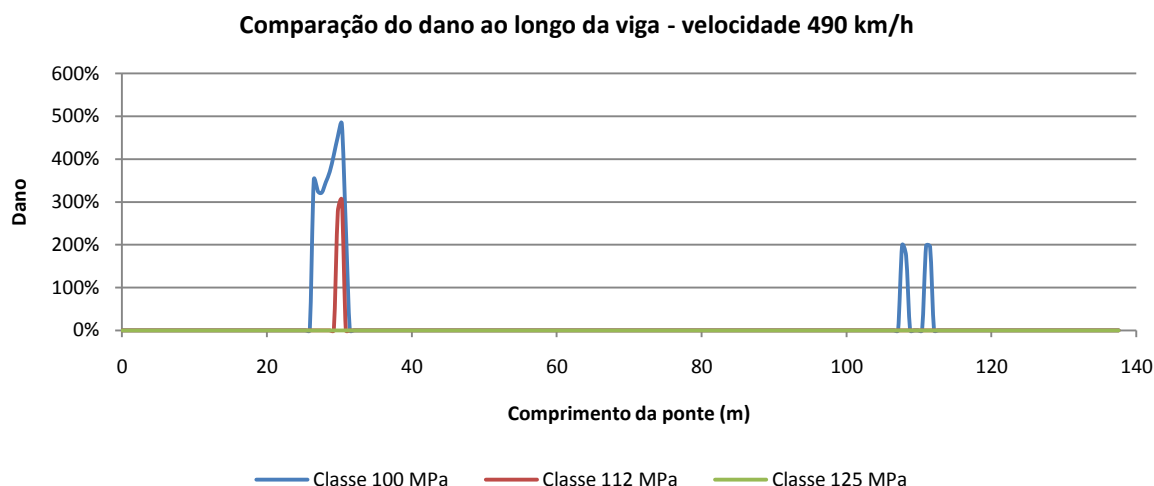


Figura 5.1: Gráfico da comparação do dano ao longo da viga

Através da análise do gráfico relativo à comparação do dano ao longo da viga respeitante a cada classe de resistência à fadiga, pode concluir-se que para a classe mais baixa surgem mais dois pontos onde o dano se manifesta. O dano presente nesta categoria surge nos locais correspondentes a $\frac{1}{4}$ e $\frac{3}{4}$ do desenvolvimento da viga, facto que se relaciona com os modos de flexão hemi-simétricos aos quais as pontes bowstring se encontram sujeitos. De salientar ainda o aumento superior a 60% do dano aos 30,355 metros, diminuindo o tempo de vida útil da estrutura para cerca de 20 anos. No entanto, se a classificação do perfil for superior à atribuída, isto é 125 MPa, o dano deixa de existir para qualquer ponto da viga, pelo que se pode dizer que apresenta um tempo de vida útil à fadiga infinito. Estes factos realçam a importância de uma classificação rigorosa dos detalhes, visto que uma variação de apenas 25 MPa (em termos de classificação à fadiga aos 2 milhões de ciclos) pode diminuir consideravelmente o tempo de vida útil à fadiga de uma estrutura.

No que se refere aos detalhes de ligação, esta classificação pode ser também fulcral. Para a classificação do elemento estrutural, o Eurocódigo apenas apresenta uma classificação 90 MPa, pelo que a sua alteração não se justifica, bem como para os parafusos sujeitos a corte que apenas apresentam classificação de 100 MPa. No entanto, a ligação através de placas de *gousset* pode variar ligeiramente, diminuindo para 80 MPa se se considerar ligação simples com parafusos calibrados, ou aumentar para os 112 MPa, se se considerar ligação dupla através de parafusos pré-esforçados. Contudo, as ligações aparafusadas encontram-se localizadas em locais onde as amplitudes de tensão são relativamente reduzidas, fazendo com que nem para a velocidade de 490 km/h haja dano. O dano poderia ocorrer apenas se a ligação localizada a 17,695 metros apresentasse uma classe de resistência à fadiga de 71 MPa. Assim sendo, pode concluir-se que a localização das ligações aparafusadas foi realizada de tal forma que a variação de amplitudes de tensão fosse reduzida, diminuindo assim a fadiga desta ligação.

5.2.2 INFLUÊNCIA NAS VIGAS TRANSVERSAIS

Nas vigas transversais, as ligações aparafusadas são semelhantes às das vigas principais, pelo que as mesmas classes podem ser aplicadas a estas, sendo a classificação de referência a de 112 MPa. Assim sendo, e sabendo que a tensão máxima atingida no banzo até à velocidade de 450 km/h é de cerca de 32 MPa, pode afirmar-se que para este elemento apenas para classes de resistência à fadiga inferiores a 56 MPa existe dano, classe esta relativamente baixa. Quanto a velocidades superiores, verifica-se que para a velocidade de 490 km/h o dano para a classificação definida anteriormente era relativamente elevado. Na comparação entre as diversas classificações passíveis de serem adoptadas para os perfis das carlingas, verifica-se que existe aproximadamente a mesma relação entre os resultados destas com os resultados das vigas principais, isto é, um aumento de cerca de 60% do dano se a categoria for inferior à determinada. No entanto, o dano é relativamente superior ao das vigas principais, pelo que limita o tempo de vida útil da estrutura a cerca de 18 anos. Quanto à classe 125 MPa, esta não apresenta qualquer dano em todas as carlingas.

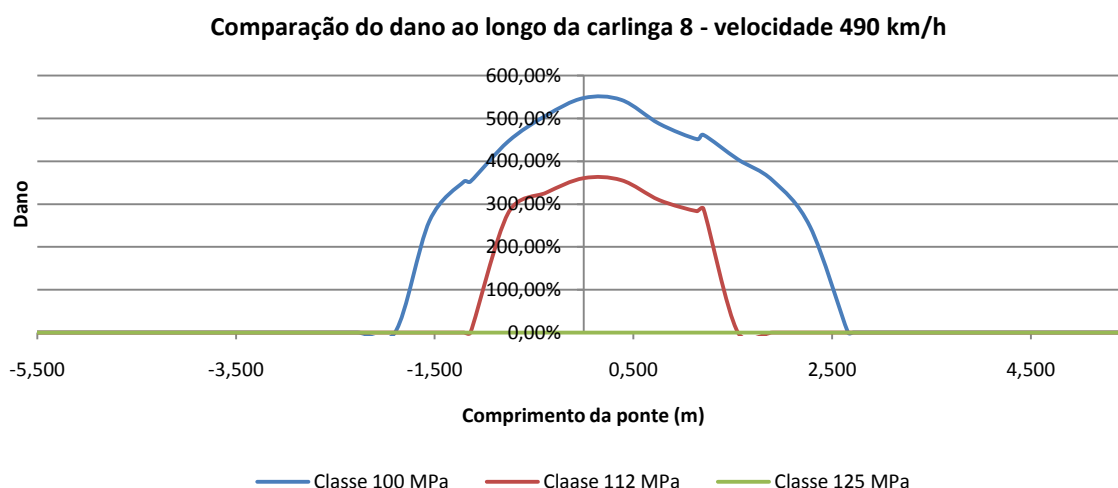


Figura 5.2: Gráfico da comparação do dano ao longo da carlinga 8

Relativamente às ligações existentes nestes elementos transversais, e admitindo as mesmas classes que para o caso das vigas principais, verifica-se que apenas para a velocidade de 490 km/h existe dano na estrutura. Assim, e analisando o gráfico relativo ao dano nestas ligações aparafusadas, constata-se que para a ligação mais esforçada existe um aumento relativo de dano de 50 % entre as classes mais baixas, o que reduz o tempo de vida útil desta ligação para menos de 10 anos, enquanto que, se a ligação apresentasse uma classificação de 112 MPa, este período poderia ir até aos 30 anos, o que constitui um aumento significativo.

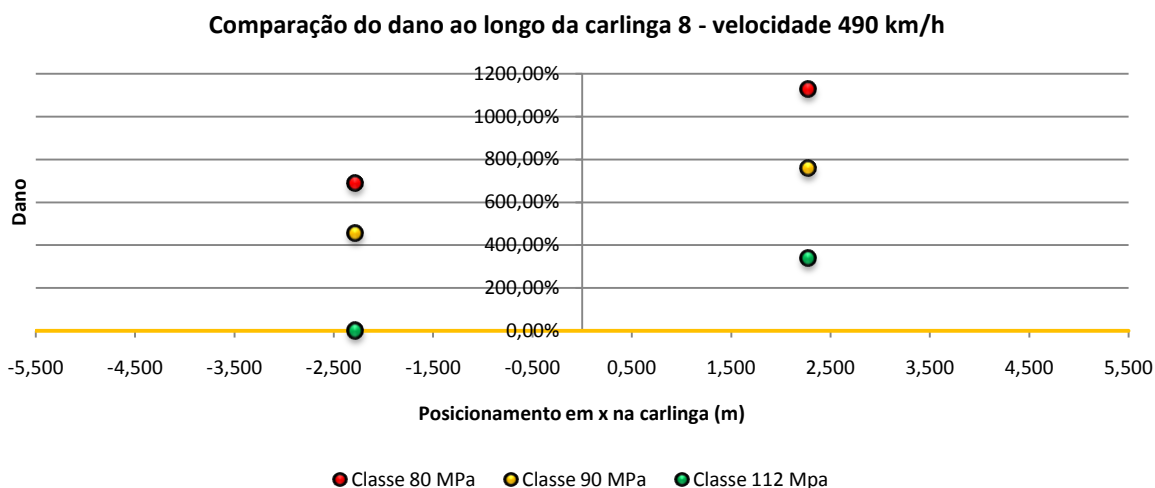


Figura 5. 3: Gráfico da comparação do dano nas ligações da carlinga 8

De notar que a atribuição de uma classe de resistência à fadiga inferior aos perfis das carlingas não alteraria em nada o limite de fadiga da mesma, visto que a ligação continuaria a apresentar dano superior. Contudo, uma alteração da classificação da placa de *gousset* já traria alterações, surgindo este detalhe como condicionante no cálculo do dano final se a sua classificação fosse de 80 MPa, ao invés de 90 MPa, resultando numa estimativa de vida útil na ordem dos 8 anos.

5.2.3 INFLUÊNCIA NAS LONGARINAS

As longarinas são o único elemento constituinte do tabuleiro que apresenta dano para velocidades inferiores a 490 km/h. Assim sendo, a classificação atribuída a este elemento pode condicionar o tempo de vida útil do mesmo, pelo que, através das tabelas existentes nas normas, se pode aumentar a classe para 80 MPa, se a espessura da alma fosse inferior a 12 mm, o que não é o caso. Contudo, realizou-se a análise para verificar a diferença relativa que este aumento de classe traria para o tempo de vida útil do elemento.

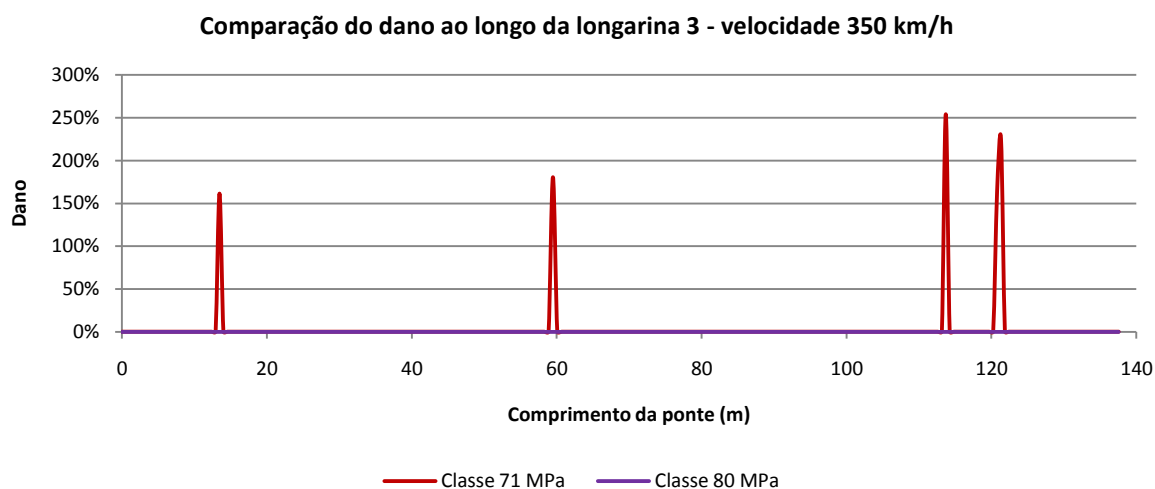


Figura 5.4: Gráficos da comparação do dano ao longo da longarina 3 para as velocidades de 350 km/h, 400 km/h e 450 km/h

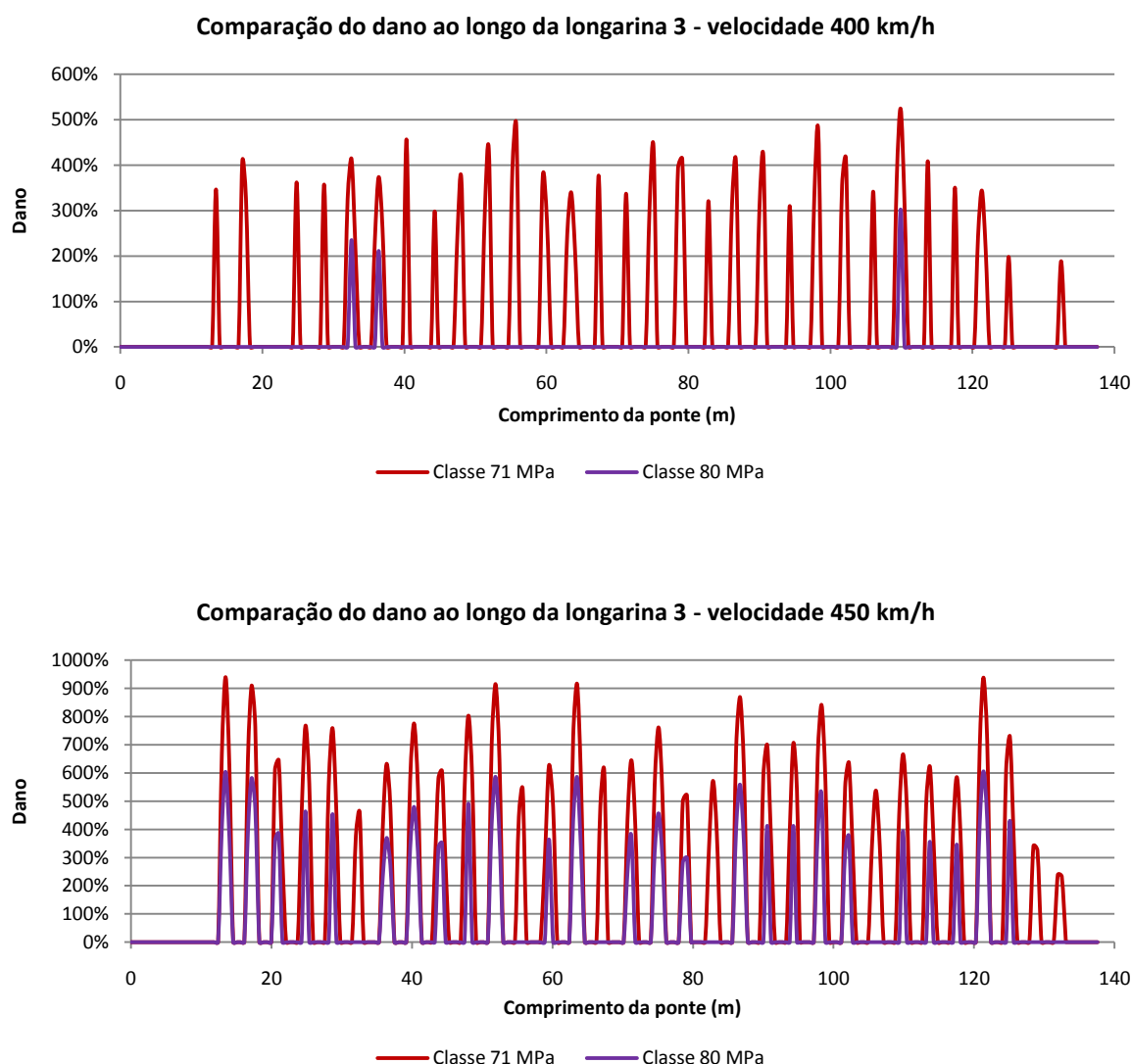


Figura 5.4: Gráficos da comparação do dano ao longo da longarina 3 para as velocidades de 350 km/h, 400 km/h e 450 km/h (cont.)

Através da análise dos gráficos comparativos do dano ao longo da longarina 3 para as diversas velocidades (ver figura 5.4), apercebemo-nos de que existe uma diminuição significativa do dano em geral. Na primeira velocidade em que se regista dano, pode verificar-se que para a nova classe de resistência à fadiga não existe dano em nenhum ponto do desenvolvimento da longarina, pelo que se conclui que existe uma grande diferença entre as duas categorias em comparação. Na velocidade de 400 km/h surgem os primeiros troços de longarina com dano, e logo superiores à unidade, no entanto, no caso mais gravoso, a redução encontra-se na ordem dos 40 %, aumentando o tempo de vida útil em mais de 15 anos. Quanto à última velocidade, regista-se um grande aumento no número de troços de longarina com dano, havendo no entanto ainda alguns sem dano a registar para a classe de resistência à fadiga superior. Pode ainda verificar-se, para o caso mais gravoso, que a diferença continua a ser de cerca de 40%, aumentando a vida útil para 17 anos, uma diferença de 7 anos.

5.2.4 INFLUÊNCIA NOS PENDURAIIS

Os pendurais são os elementos estruturais da Ponte de Prester que apresentam dano para a velocidade mais reduzida, sendo que para a velocidade de 250 km/h se verifica dano na ordem dos 35% nos parafusos das ligações, contudo nos Eurocódigos apenas existe a classe de resistência ao corte dos parafusos atribuída no capítulo precedente, pelo que não se justifica uma comparação. Neste sentido, e sabendo que este dano se verifica para a zona de ligação entre o perfil tubular e o perfil em I, realizou-se uma análise com o objectivo de determinar a diferença no dano com diferentes classes de resistência à fadiga.

Sem dúvida na classe de resistência à fadiga atribuída ao elemento tubular (160 MPa), pode dizer-se que não existe dano, para qualquer que seja a velocidade de circulação do comboio. Contudo, se a classe deste elemento fosse de 112 MPa, existiria dano para a velocidade de 490 km/h, dano este que seria superior à unidade mas relativamente baixo quando comparado com os dos restantes elementos de ligação.

No que se refere aos detalhes de ligação, como se verifica para as vigas principais e longitudinais, a classificação do elemento estrutural apenas apresenta uma classificação 90 MPa, pelo que a sua alteração não se justifica, bem como para os parafusos sujeitos a corte que apenas apresentam classificação de 100 MPa. Dado este facto, e sabendo que o dano existente até à velocidade de 450 km/h é unicamente devido à falta de resistência à fadiga dos parafusos, a única solução possível para a diminuição do dano até esta velocidade é a aplicação de parafusos pré-esforçados.

Respeitante à velocidade de 490 km/h, já se verifica algum dano em elementos de ligação que não os referidos anteriormente, pelo que pode alterar ligeiramente a sua classificação. A ligação através de placas de *gousset* pode ser alterada para os 90 MPa ou mesmo 112 MPa, caso se considere ligação dupla através de parafusos pré-esforçados (ver figura 5.5). No entanto, não se pode reduzir a classificação visto que já foi atribuída a classificação mínima para ligações aparafusadas com inversão do esforço.

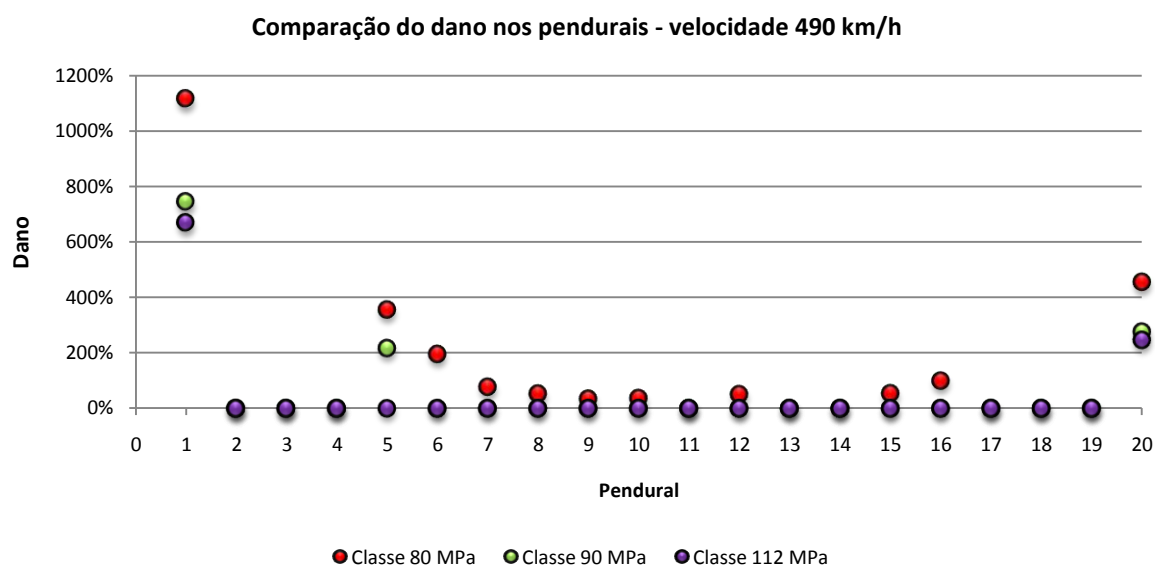


Figura 5.5: Gráfico da comparação do dano na zona 1 dos pendurais

Nos resultados obtidos nesta análise (figura 5.5) verifica-se que uma ligeira alteração da classe 80 MPa para a classe 90 MPa diminui perto de 35 % do dano existente no pendural 1. Contudo, uma alteração para a classe 112 MPa não se mostra tão considerável, pois apresenta uma diminuição do dano de 5% em relação à classe precedente. No entanto, para o pendural 5, a classe 112 MPa faria com que não existisse dano, enquanto que a classe 90 MPa apresenta um dano superior a 2.

5.3. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO TEMPO DE VIBRAÇÃO LIVRE

As análises dinâmicas realizadas no modelo da Ponte de Prester, bem como o cálculo do dano nos diversos elementos estruturais, tiveram como base a consideração do tempo de vibração livre de 10 segundos. Estes resultados têm em conta as variações de tensão que ocorrem após a passagem do comboio na estrutura, pelo que se pretendeu analisar o seu efeito nos resultados finais do dano. Neste sentido, analisou-se os diversos pontos críticos, retirando-se os 10 segundos que correspondem à vibração livre da estrutura considerada. Os resultados obtidos para esta análise de influência são apresentados seguidamente. De referir que nestas análises se voltou a considerar que os parafusos não seriam de alta resistência e pré-esforçados, pelo que seguidamente, nos casos em que isso se justifique, são apresentados casos críticos do dano nos parafusos.

5.3.1 INFLUÊNCIA NAS VIGAS PRINCIPAIS

Nas análises realizadas anteriormente ao longo das vigas principais pode-se concluir que os pontos críticos de dano seriam as ligações, mais precisamente os parafusos, apresentando danos unitários, para o ponto a 17,965 metros, de $1,18 \times 10^{-8}$ para a velocidade de 350 km/h e de $2,93 \times 10^{-7}$. Estes danos, mesmo após a análise sem consideração do tempo de vibração livre da estrutura, mantiveram os seus valores. Verificou-se que, para outros pontos com amplitudes de tensão igualmente elevados, o mesmo cenário foi registado, pelo que se pode concluir que no caso das vigas da Ponte de Prester o tempo de vibração livre não apresenta especial influência na resistência à fadiga. Estas conclusões são baseadas no facto de as amplitudes de tensão registadas durante a vibração livre da estrutura serem relativamente reduzidas, apenas atingindo valores na ordem dos 12 MPa até à velocidade de 450 km/h. A figura seguinte (ver figura 5.6) representa os espectros de tensão num ponto crítico da viga sem a consideração do tempo de vibração livre. Estes resultados podem ser comparados com a figura 4.20 relativa aos mesmos pontos mas considerando 10 segundos de vibração livre.

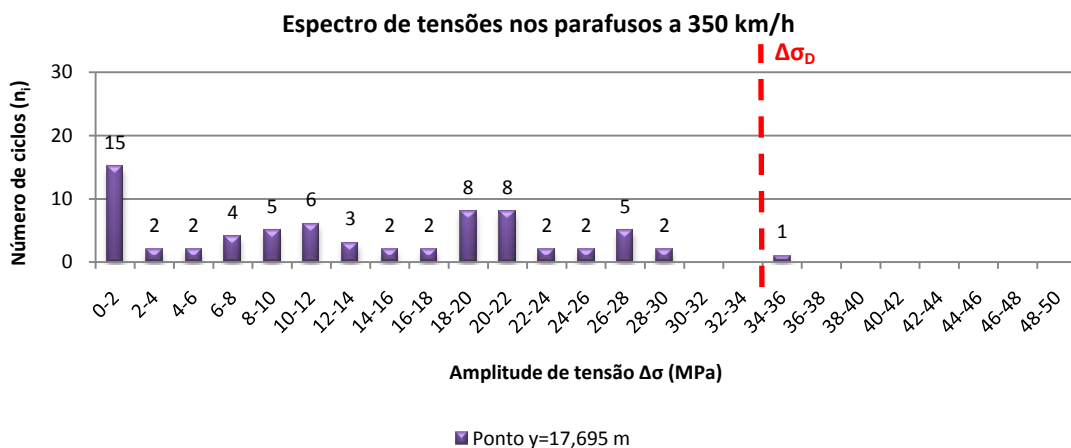


Figura 5.6: Espectros de tensão nos parafusos das ligações da viga principal para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h

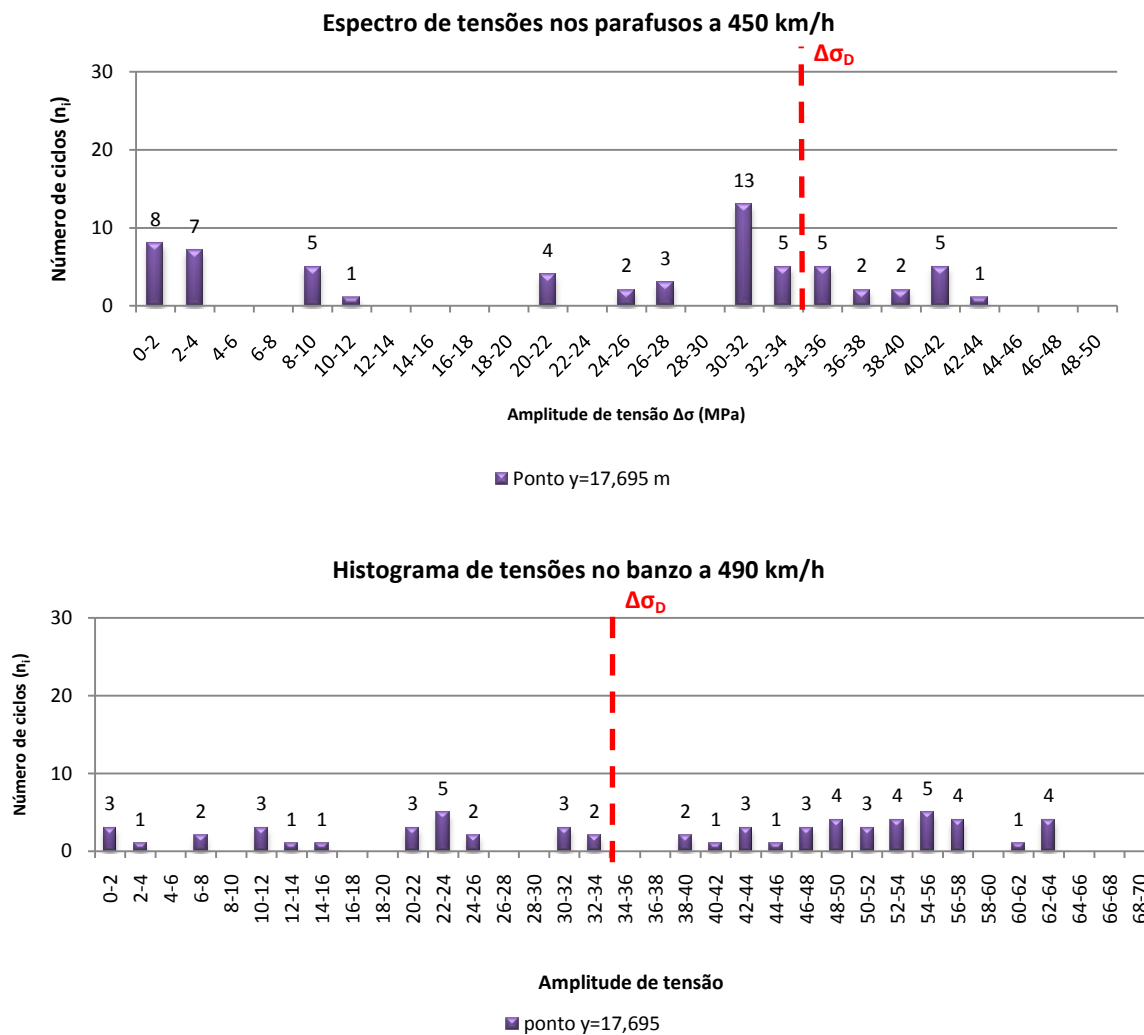


Figura 5. 6: Espectros de tensão nos parafusos das ligações da viga principal para as velocidades de 350 km/h, 450 km/h e 490 km/h (cont.)

O mesmo cenário se verifica para a velocidade de 490 km/h, isto é, o dano presente para esta velocidade é semelhante ao obtido com a consideração do tempo de vibração livre, registrando-se apenas alterações do número de ciclos registrados abaixo do limite de truncatura ($\Delta\tau_L$).

5.3.2 INFLUÊNCIA NAS VIGAS TRANSVERSAIS

No caso das carlingas, o detalhe crítico das ligações são as placas de *gousset* que, por apresentarem menor área resistente, têm maiores tensões aplicadas durante o carregamento. Neste sentido obteve-se danos elevados para estes elementos para a velocidade de 490 km/h, verificando-se que para as restantes velocidades este dano não existia. Assim sendo, realizou-se uma análise às tensões normais existentes nas placas de *gousset* no sentido de aferir a importância da vibração livre no aumento do dano da estrutura (ver figura 5.7).

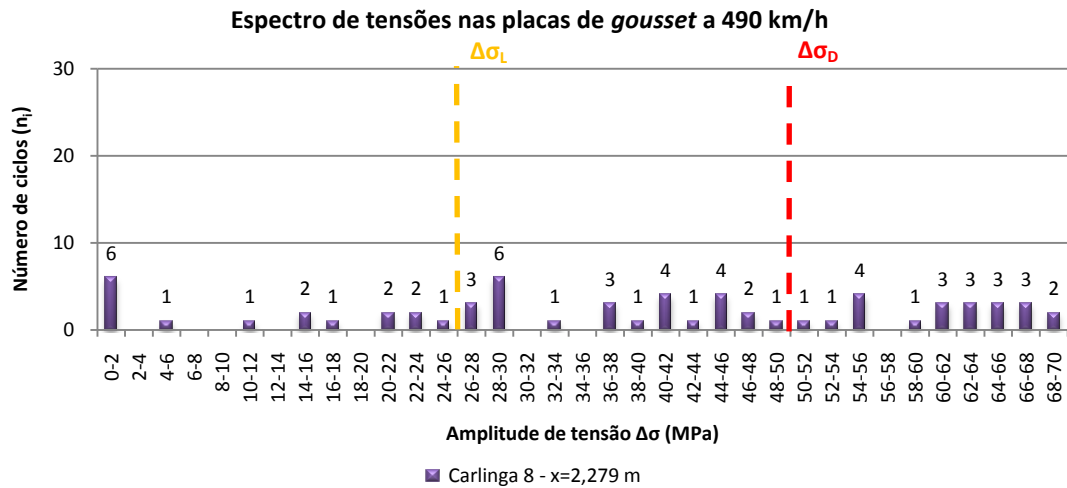


Figura 5.7: Espectros de tensão nos *gousset* das ligações da carlinga 8 para a velocidade de 490 km/h

Analisando o gráfico relativo ao espectro de tensões nas placas de *gousset* da carlinga 8, à velocidade de 490 km/h, pode verificar-se que existem relativamente muitas classes de amplitude de tensão de categoria reduzida com número de ciclos nulos. Em comparação com o gráfico relativo ao mesmo local considerando o tempo de vibração livre, nota-se um grande decréscimo de frequência de amplitudes inferiores ao limite de truncatura ($\Delta\sigma_L$), aferindo-se que a maior parte do número de ciclos com amplitude reduzida resulta da vibração que ocorre após a passagem do comboio na ponte. Neste contexto, e não se verificando alterações no número de ciclos para amplitudes de tensão superiores a 26 MPa, o dano neste local permanece inalterado.

5.3.3 INFLUÊNCIA NAS LONGARINAS

Para as longarinas, a análise dos detalhes das ligações aparafusadas não constitui problema à fadiga, pelo que o dano se regista no banzo. O primeiro ponto a surgir dano corresponde ao local a 121,879 metros do início da ponte e para a velocidade de 250 km/h. Para este ponto, o tempo de vida útil estimado foi de 20 anos, considerando uma análise com tempo de vibração livre. Uma nova análise excluindo o tempo de vibração livre resulta no mesmo dano, logo mesma vida útil à fadiga, resultante de a alteração do número de ciclos ocorrer apenas para amplitudes de tensão inferiores ao limite de truncatura ($\Delta\sigma_L$), registando-se no caso da velocidade de 350 km/h apenas alterações nas três primeiras classes de amplitude de tensão (ver figura 5.8).

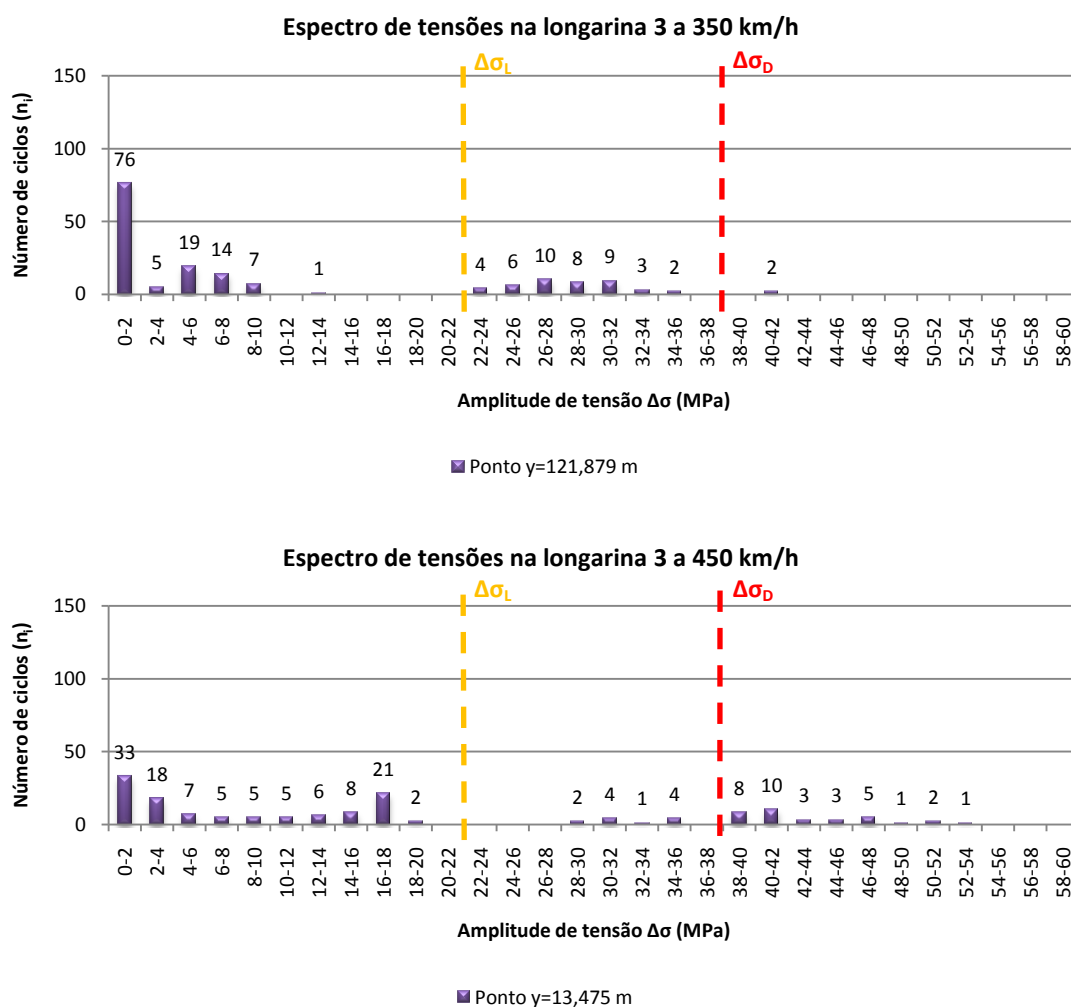


Figura 5.8: Espectros de tensão na longarina 3 para as velocidades de 350 km/h e 450 km/h

O mesmo cenário se verifica no caso do ponto a 13,475 metros de desenvolvimento, ponto crítico à velocidade de 450 km/h. Como se pode verificar através da comparação do gráfico relativo ao número de ciclos para as diversas amplitudes de tensão nesse ponto (ver figura 4.29) e do gráfico desse mesmo ponto com consideração do tempo de vibração livre, as classes de amplitudes de tensão superiores ao limite de truncatura ($\Delta\sigma_L$) não sofrem variações, facto que leva a concluir que o dano se mantém inalterado.

5.3.4 INFLUÊNCIA NOS PENDURAIIS

Os pendurais são o elemento estrutural onde o dano surge para uma velocidade mais reduzida, apresentando já para a velocidade de 250 km/h um dano de 35% nos parafusos da zona 1, realizando a contagem de ciclos de tensões com 10 segundos de vibração livre. Os resultados das amplitudes de tensões registadas na zona crítica do pendural mais esforçado para as velocidades de 250 km/h, 350 km/h e 450 km/h não considerando o tempo de vibração livre são apresentados seguidamente (ver figura 5.9).

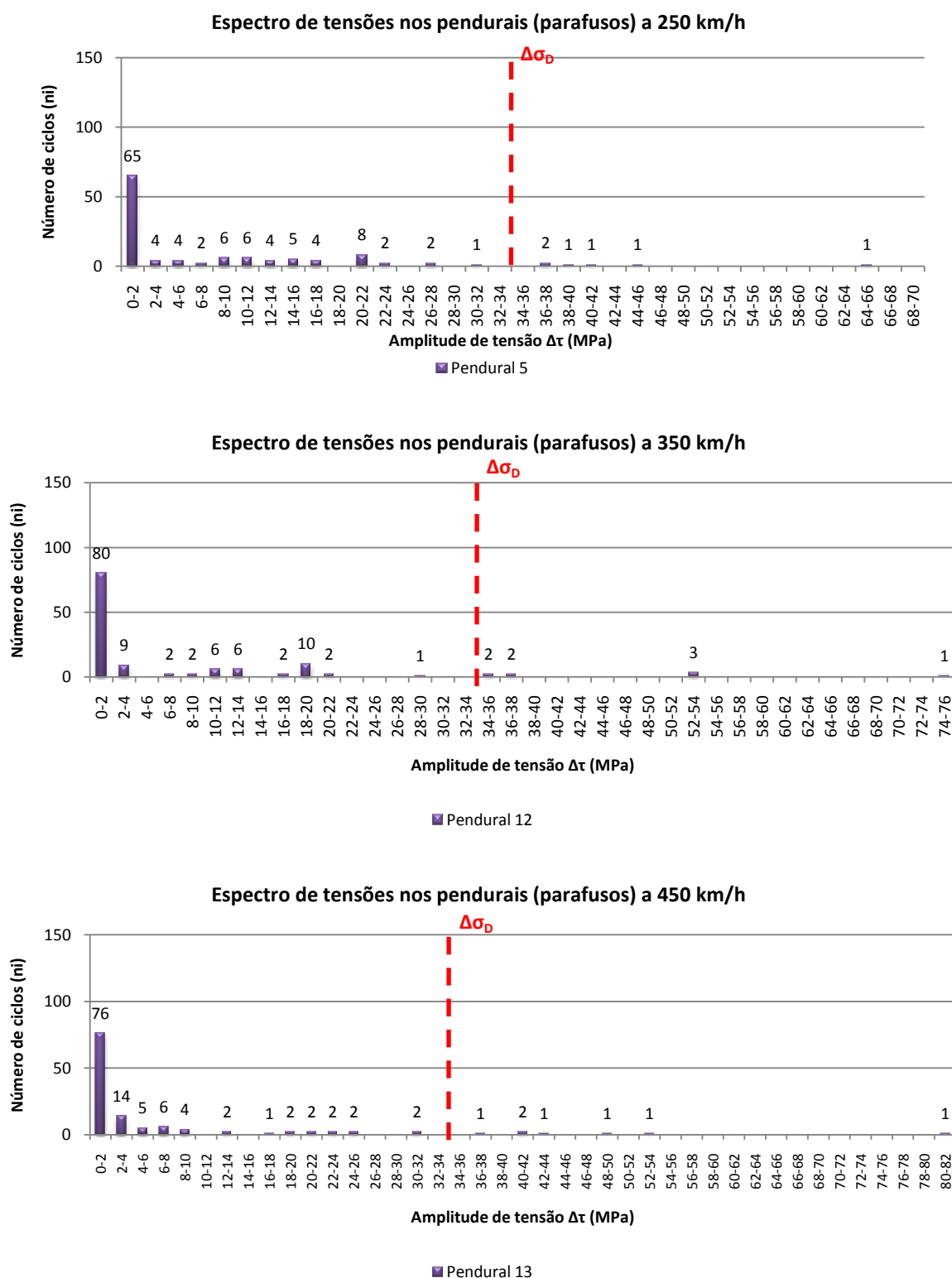


Figura 5.9: Espectros de tensão nos parafusos do pendural 5 para as velocidades de 250 km/h, 350 km/h e 450 km/h

Realizando uma análise comparativa destes resultados com os obtidos considerando o tempo de vibração livre, pode verificar-se que em todas as velocidades se regista apenas variações do número de ciclos para amplitudes de tensão inferiores ao limite de truncatura ($\Delta\tau_L$). Este facto leva a que o dano nestes pontos críticos não varie quer consideremos vibração livre ou não, sendo que o tempo de vida útil à fadiga destes elementos para os dois casos cerca de 300 anos, para a velocidade de 250 km/h, pouco mais de 100 anos, para a velocidade de 350 km/h e 20 anos para a velocidade mais elevada apresentada.

5.4. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA GAMA DE FREQUÊNCIAS

A análise dos modos de vibração nos esforços dos diversos elementos realizada no capítulo 3 permitiu concluir que uma análise considerando apenas uma gama de frequências até aos 30 Hz não apresenta a maior exactidão nos resultados, havendo no entanto um compromisso entre a rapidez de cálculo e a precisão desejada. Com o objectivo de avaliar a influência destas considerações na estimativa do dano final da estrutura, realizou-se uma análise comparativa dos pontos críticos de cada elemento considerando uma gama de frequências até aos 42 Hz.

5.4.1 INFLUÊNCIA NAS VIGAS PRINCIPAIS

Na análise apresentada no capítulo 4 o dano existente nas vigas para uma vida útil de 100 anos apresentava valores 1%, para a velocidade de 250 km/h, e de cerca de 27% para a velocidade de 450 km/h. Pode dizer-se que são valores razoáveis para uma construção deste tipo, sendo no entanto estimados para uma gama de frequências de 30 Hz. Com o objectivo de aumentar a fiabilidade deste resultado, realizou-se uma análise comparativa dos pontos críticos da viga (parafusos das ligações) para a gama de frequências até aos 42 Hz. Assim sendo, apresenta-se seguidamente dois gráficos relativos à comparação do dano para as diferentes gamas de frequência (ver figura 5.10).

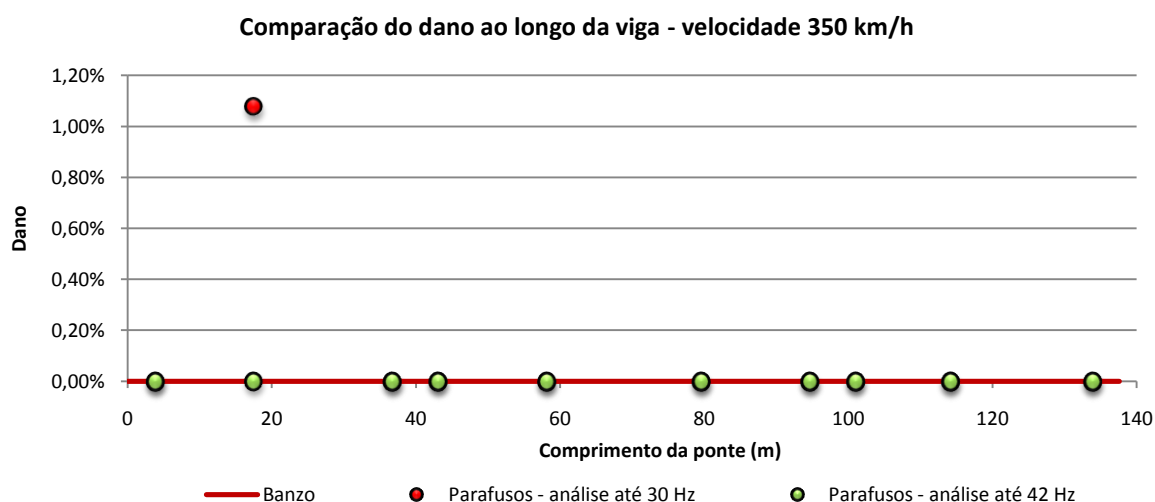


Figura 5.10: Comparação do dano na viga principal para diferentes gamas de frequência

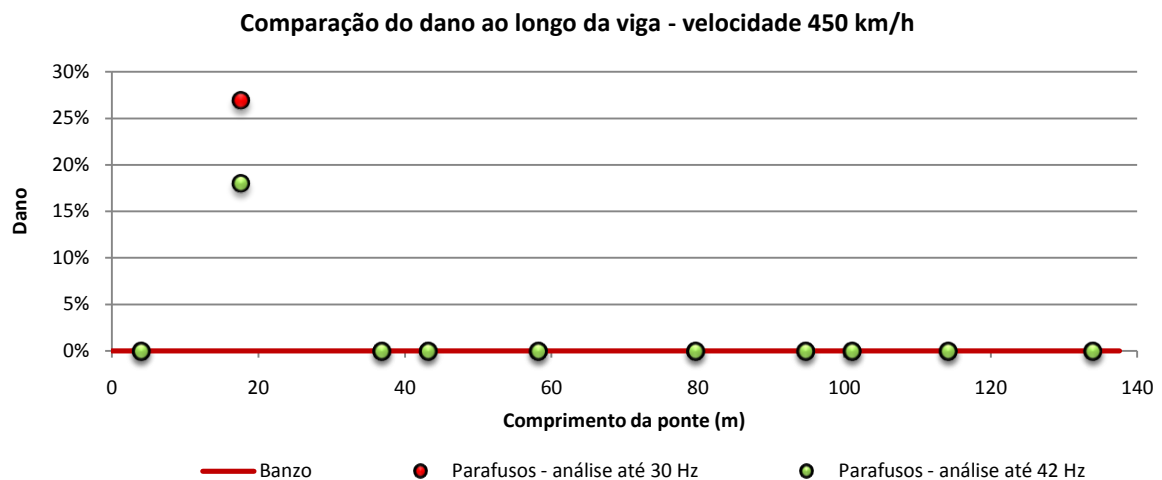


Figura 5.10: Comparação do dano na viga principal para diferentes gamas de frequência (cont.)

Através da análise dos gráficos acima expostos, pode verificar-se que, com a nova gama de frequências, o dano diminui no ponto crítico, sendo mesmo nulo. Facto este que se deve aos modos de vibração entre os 30 e os 42 Hz terem contributos importantes para a resposta neste local, resultando numa diminuição do dano. Assim sendo pode afirmar-se que o tempo de vida útil à fadiga da viga para a velocidade de 350 km/h é infinita.

Para a velocidade de 450 km/h constatou-se também uma redução no dano existente no único ponto que apresentava dano. Assim, registou-se uma diminuição de cerca de 30% no dano final, aumentando assim o tempo de vida útil em 185 anos, totalizando 550 anos de vida útil.

Em suma, pode aferir-se que, neste caso, a análise da resistência à fadiga da viga, considerando uma gama de frequências até aos 30 Hz, se encontra pelo lado da segurança, registando valores superiores aos registados até 42 Hz. Este facto deve-se à presença de modos de vibração locais, em gamas de frequência acima dos 30 Hz, que reduzem ligeiramente a deformação dos locais em análise.

5.4.2 INFLUÊNCIA NAS VIGAS TRANSVERSAIS

Numa análise geral aos modos de vibração existentes na estrutura no programa ANSYS, pode verificar-se que as vigas transversais se encontram relativamente mais susceptíveis a modos de vibração intermédios, sendo que, considerando uma gama de frequências de 30 Hz, se constata danos superiores a 900% na zona de ligação dos banzos (banzo considerando área reduzida), para a velocidade de 490 km/h, única velocidade onde se regista dano. O mesmo cenário se verifica considerando os modos de vibração até aos 42 Hz, isto é, dano apenas para a velocidade mais elevada, pelo que se apresenta de seguida os resultados obtidos nesta análise (ver figura 5.11).

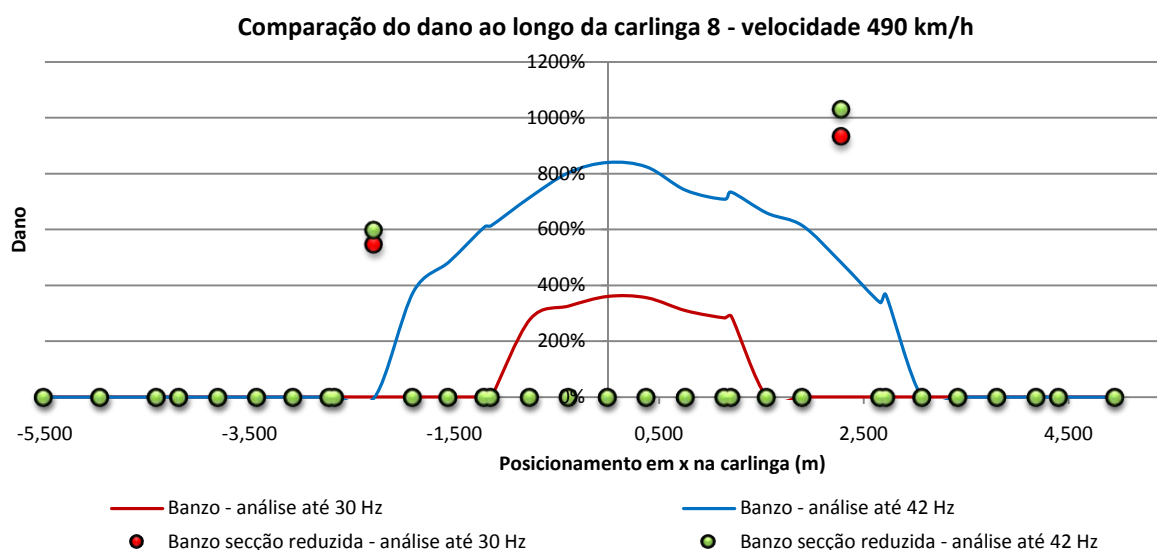


Figura 5.11: Comparação do dano na carlinga 8 para diferentes gamas de frequência

Analisando o gráfico relativo à comparação do dano na carlinga 8 para as gamas de frequências entre os 30 e os 42 Hz, verifica-se desde cedo que os pontos de ligação, mais precisamente os banzos com secção reduzida, apresentam danos relativamente elevados do lado correspondente ao carregamento. De notar que para a gama de frequências mais elevada se obtém dano ligeiramente superior ao dano verificado até 30 Hz, pelo que se pode afirmar que os modos de vibração no caso desta carlinga se mostram desfavoráveis no intervalo entre os 30 e os 42 Hz. A diminuição da vida útil resultante deste aumento do dano nas ligações origina uma diminuição desta na ordem dos 10%, isto é uma vida útil à fadiga de pouco mais de 9 anos. De registar a diferença relativamente importante comparativamente ao dano que se verifica do lado oposto, verificando-se danos na ordem dos 600%.

Um outro ponto a salientar é o grande aumento do dano no banzo do elemento estrutural da carlinga, visto que se regista um acréscimo de 130% ao valor anteriormente constatado. No entanto, e apesar deste facto, continua a ser a ligação entre os perfis o ponto onde mais cedo se verificará a ruptura.

5.4.3 INFLUÊNCIA NAS LONGARINAS

As longarinas revelam-se como o elemento mais susceptível aos modos de vibração locais da estrutura, pelo que é de esperar algumas alterações ao dano verificado para a gama de frequências adoptada na análise realizada no capítulo precedente. Neste contexto, uma análise considerando um aumento do intervalo de frequências a adoptar para 42 Hz foi realizado, sendo os resultados apresentados seguidamente (ver figura 5.12).

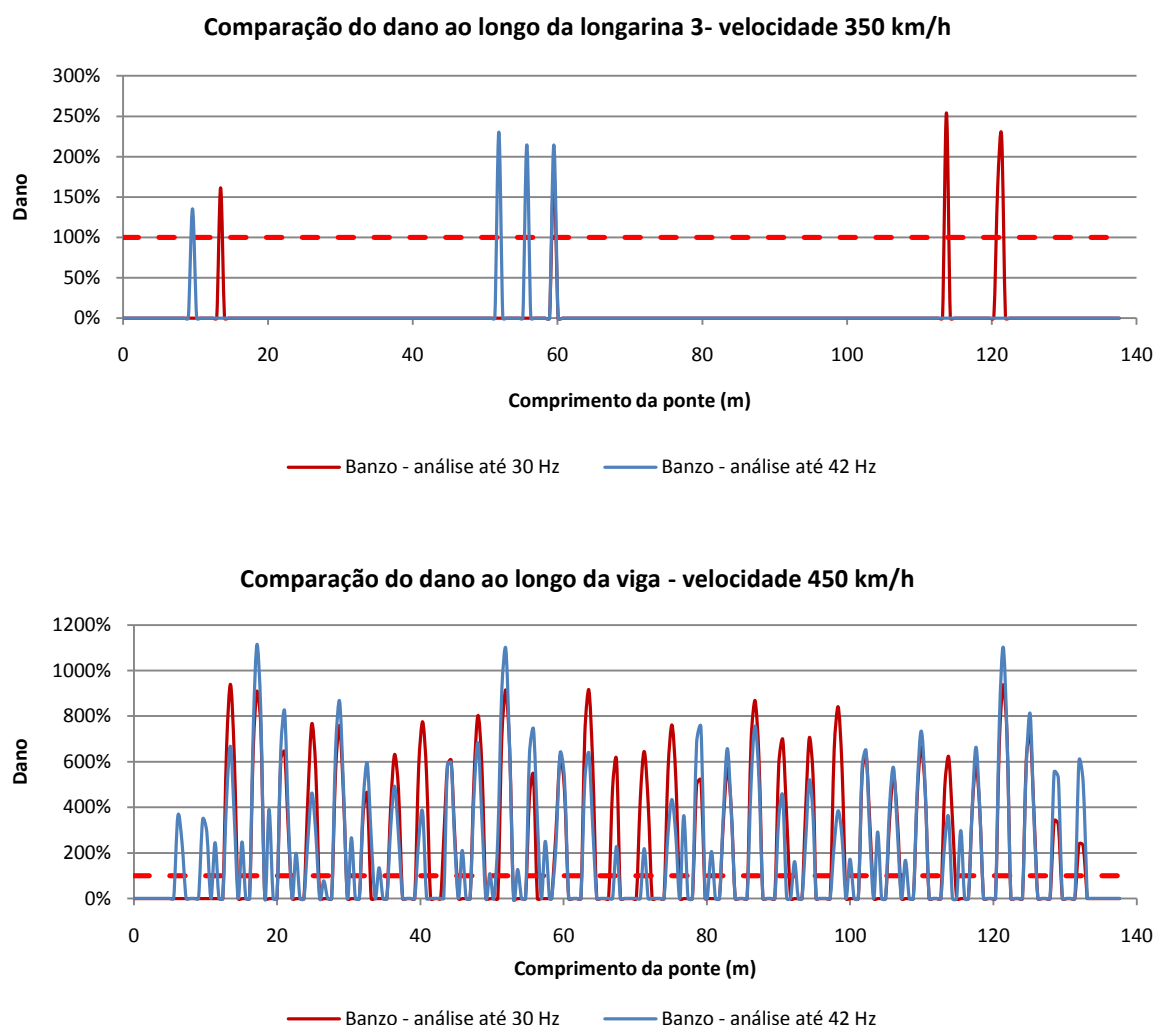


Figura 5.12: Comparação do dano na longarina 3 para diferentes gamas de frequências

Numa análise geral aos dois gráficos precedentes, pode observar-se uma diferença considerável dos resultados obtidos considerando uma gama de frequências até aos 30 Hz ou aos 42 Hz, pelo que se afirma que os modos de vibração locais que se encontram no intervalo entre estes dois valores de frequência têm um papel importante na resposta dinâmica das longarinas.

Para a velocidade de 350 km/h constata-se que existe o mesmo número de casos onde se regista dano no desenvolvimento da longarina 3, sendo que os respeitantes à análise considerando 42 Hz apresentam ligeiras diferenças de local de máximos de dano, quando comparadas com a análise de 30 Hz. Contudo, o valor máximo obtido continua a registar-se para a gama de frequências inferior, e localiza-se aos 113,721 metros com um dano de 254%, correspondendo a uma vida útil de 20 anos. Na nova análise o máximo registado localiza-se aos 51,898 metros, com um valor de 230%, pelo que se pode aferir que a primeira análise realizada, como acontece para as vigas principais se apresenta como condicionante.

No caso da velocidade mais elevada apresentada, as mesmas conclusões não se aplicam, verificando-se dano em praticamente todo o desenvolvimento da longarina, registando-se locais críticos onde a resposta obtida para 42 Hz é superior a 30 Hz, diminuindo assim o tempo de vida útil para 9 anos, cerca de 15 % menos.

5.4.4 INFLUÊNCIA NOS PENDURAIIS

Os pendurais são os elementos estruturais que mais diferenças registam de acordo com a resposta dinâmica de todo o tabuleiro da ponte à passagem de um comboio de alta velocidade. Neste sentido, não é de esperar que os modos locais circunscritos ao intervalo de frequências de 30 a 42 Hz apresentem grandes alterações à resposta obtida na análise realizada até 30 Hz. Assim sendo, apresenta-se dois gráficos comparativos das análises realizadas aos 30 e 42 Hz (ver figura 5.13).

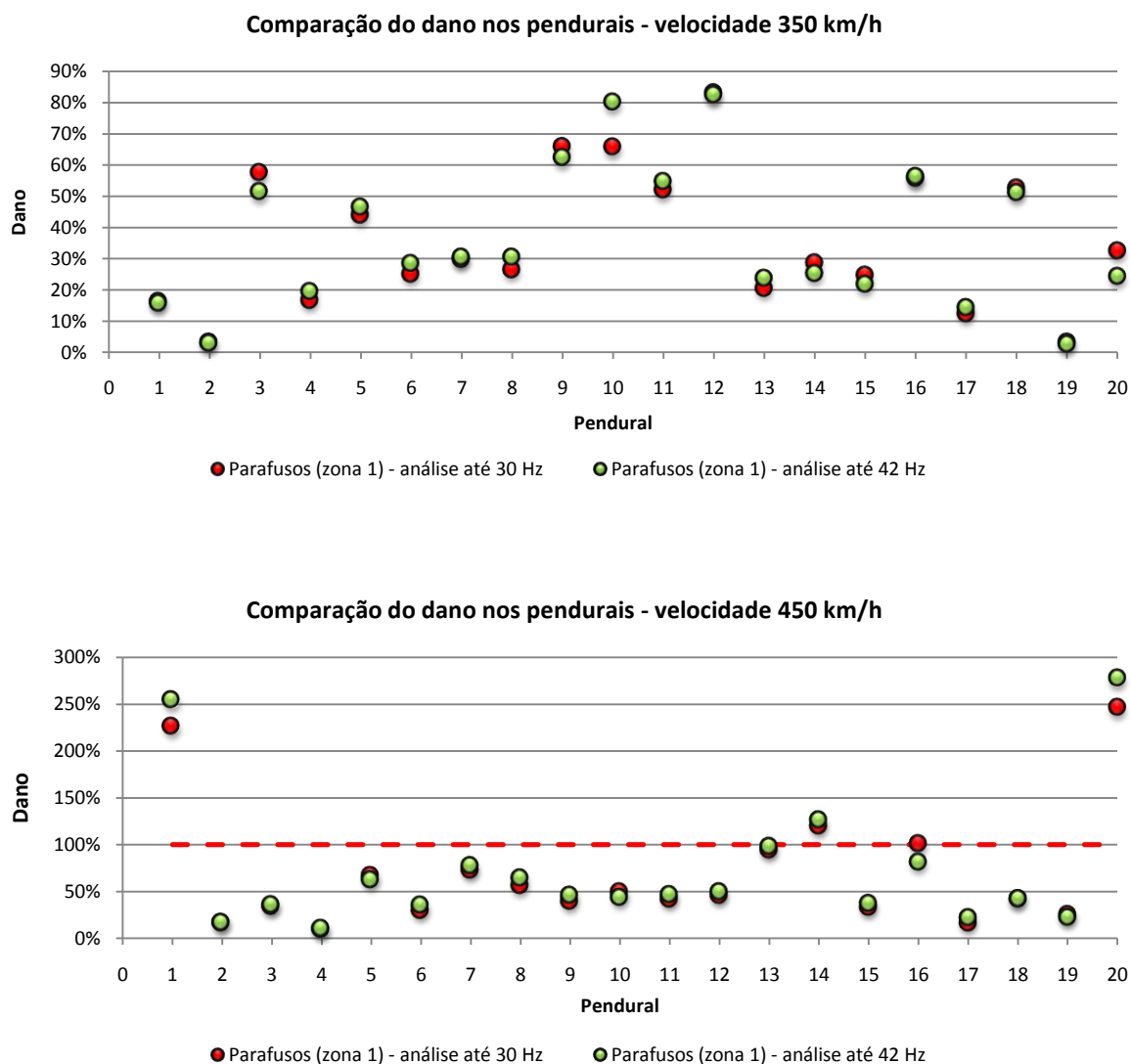


Figura 5.13: Comparação do dano nos pendurais para diferentes gamas de frequências

Como abordado na introdução aos gráficos comparativos do dano nos pendurais para diferentes gamas de frequência, verifica-se que a influência dos modos de vibração acrescentados à resposta aos 30 Hz é relativamente pequena. No entanto, verificam-se casos de pendurais que apresentam um dano relativamente superior, pelo que deixa antever que existem modos de vibração locais associados à zona desses mesmos pendurais. Assim sendo, para a velocidade de 350 km/h verifica-se para o pendural 10 um aumento em cerca de 20% do dano relativamente ao anteriormente registado, diminuindo assim a

vida útil deste elemento para 125 anos. Para os restantes pendurais as diferenças são relativamente pequenas, e apresentam-se quer aumentos, quer diminuições à resposta obtida para a gama de frequências até aos 30 Hz. No que toca à vida útil de todos os pendurais, esta encontra-se limitada pelo pendural 12 que apresenta 82% e 83% da vida útil gasta para a resposta aos 30 Hz e aos 42 Hz, respectivamente, pelo que se verifica que a vida útil à fadiga se mantém praticamente constante e igual a 121 anos.

No segundo caso, velocidade de 450 km/h, as mesmas considerações são tecidas, com excepção dos pendurais extremos, que apresentam aumentos relativamente significativos. Assim sendo, verifica-se para o caso mais gravoso, pendural 20, um aumento do dano em 13%, resultando numa diminuição da vida útil de 40 anos, para 36 anos. Nos restantes pendurais, pode verificar-se que na maioria dos casos o dano se encontra abaixo do limite unitário, apresentando o pendural 14 o dano ligeiramente superior, 1,26. Dado a velocidade de circulação para a qual os danos foram registados, pode afirmar-se que os valores obtidos não são excessivamente elevados.

Em suma, analisando todos os resultados obtidos nas comparações efectuadas para intervalos de frequências até aos 30 e 42 Hz, conclui-se que os elementos que apresentam maiores discrepâncias de resultados são as longarinas, elementos estes que se encontram mais susceptíveis a alterações resultantes de modos de vibração locais. No entanto, a resistência à fadiga continua limitada à velocidade de 350 km/h pela resposta aos 30 Hz.

As carlingas, tal como se verifica para gamas de frequências mais baixas, só apresentam dano para a velocidade de 490 km/h, sendo que se regista ligeiros aumentos do dano para as ligações, que constituem o ponto menos resistente do elemento. No entanto, de referir o aumento relativamente importante do dano no banzo do perfil reconstituído soldado.

As vigas principais apresentam-se como os elementos que registam unicamente reduções do dano para respostas a gamas de frequências até aos 42 Hz, passando a nulo o dano para a velocidade de 350 km/h e baixando em 30% o dano à velocidade de 450 km/h.

Os pendurais, sendo os elementos mais sensíveis à resposta dinâmica de todo o tabuleiro, apresentam variações de amplitudes de tensão muito diferentes entre si, apresentando-se os pendurais extremos como condicionantes em termos do dano, com aumentos na ordem dos 13% se se considerar a gama de frequências até aos 42 Hz.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

O objectivo principal da presente dissertação consistiu na análise da fadiga de uma ponte com tabuleiro metálico ortotrópico em via de alta velocidade. Este estudo focou-se na análise da Ponte de Prester, ponte integrante da linha de alta velocidade belga que realiza a ligação entre as cidades de Bruxelas e Colónia, na Alemanha. As análises realizadas visaram, por um lado a análise da fadiga desta ponte e, por outro, aferir a importância das considerações adoptadas sobre diversos parâmetros responsáveis em possíveis variações nos resultados finais da resistência à fadiga.

Com esse objectivo procedeu-se numa primeira fase à implementação das metodologias de análise da fadiga, tendo em vista a avaliação numérica dos efeitos dinâmicos resultantes do tráfego ferroviário de alta velocidade. Realizou-se uma pesquisa bibliográfica sobre os Eurocódigos, de forma a compreender as principais metodologias empregues, bem como a aplicação de factores de segurança, alterações à determinação de amplitudes de tensão e, ainda, à aplicação das classificações de resistência à fadiga a atribuir a cada detalhe construtivo.

Neste sentido, realizou-se uma primeira abordagem ao comportamento dinâmico da Ponte de Prester, ponte esta que apresenta uma resposta dinâmica com alguma complexidade resultante de todas as particularidades da mesma. A realização da sua modelação através do software ANSYS teve em consideração todos os alinhamentos principais de forma a assemelhar-se o máximo possível à ponte existente, pelo que no desenvolvimento deste estudo foi necessário acrescentar alguns alinhamentos correspondentes aos das ligações entre elementos estruturais existentes. Após a realização da primeira análise modal da estrutura em ANSYS obteve-se 246 modos de vibração, considerando a gama de frequências até aos 30 Hz, sendo que se pode distinguir até aos 6 Hz os principais modos globais, até aos 24 Hz os principais modos intermédios, seguidos os modos locais mais importantes. Posteriormente, pretendeu-se extrair os esforços nos diversos elementos da estrutura através do software ANSYS, procedimento este que se mostrou demasiado moroso, pelo que se procedeu ao desenvolvimento de uma programação em linguagem MATLAB, de modo a tornar este procedimento relativamente mais rápido. A validação de toda a metodologia utilizada nesta programação foi realizada em diversos exemplos, sendo um deles a Ponte de Prester, no qual se obteve resultados muito satisfatórios registando-se erros máximos de 0,5% comparativamente aos resultados do software ANSYS.

Posteriormente realizou-se uma avaliação do incremento de tempo que deveria ser adoptado, no sentido de haver um compromisso entre a precisão de resultados e a rapidez de cálculo. Analisando os resultados obtidos, optou-se por um incremento de tempo de 0,002 segundos. Efectuou-se também

uma análise à diferença relativa dos esforços obtidos para diferentes intervalos de frequências, verificando-se que, considerando o limite de frequência aconselhado nas normas, 30 Hz, os resultados apresentam discrepâncias de cerca de 4% para as vigas principais e pendurais, 9% para as carlingas e 30% para as longarinas. Através destas diferenças, em relação à gama de frequências até aos 42 Hz, pode aferir-se que as vigas principais e os pendurais não se encontram tão susceptíveis aos modos de vibração locais como as carlingas, ou mais consideravelmente nas longarinas. No entanto, as análises foram realizadas para a gama de frequências regulamentarmente aconselhada, 30 Hz, com o intuito de reduzir o tempo de cálculo da estrutura.

De seguida, e partindo dos pressupostos anteriormente descritos, realizou-se a análise de resistência à fadiga dos elementos estruturais da Ponte de Prester. Neste sentido, primeiramente classificou-se, de acordo com os Eurocódigos, os detalhes construtivos existentes nos diversos elementos, sendo estes elementos ou detalhes das ligações. Em geral constata-se que os elementos principais apresentam classificação relativamente elevada, desde os 160 MPa para perfis tubulares que constituem os pendurais, aos 112 MPa para perfis reconstituídos soldados constituintes das vigas principais e transversais. As longarinas, por sua vez, apresentam classificação mais baixa, de 71 MPa. As ligações, por sua vez apresentam, na generalidade, classificações inferiores a 90 MPa. Numa primeira fase considerou-se parafusos não pré-esforçados nas ligações no sentido de se analisar a importância da utilização dos parafusos pré-esforçados nas pontes integrantes de linhas ferroviárias de alta velocidade. Depois analisou-se os esforços existentes nos elementos, constatando-se que, nas vigas se registam amplitudes máximas de tensões que rondam os 30 MPa para velocidades até aos 450 km/h, existindo reduções significativas destas nas zonas de ligação dos pendurais, para cerca de 10 MPa. Nas carlingas, pode referir-se que, para cada uma existem valores relativamente diferentes, pelo que para os casos mais gravosos, localizados a $\frac{1}{4}$ e $\frac{3}{4}$ do desenvolvimento da ponte, se registam amplitudes de tensão máximas de 25 MPa para velocidades de 450 km/h, localizadas no centro da carlinga. Os valores mínimos, por sua vez, registam-se nas ligações às vigas principais ou muito perto destas, existindo no entanto valores reduzidos, sendo estes na ordem dos 5 ou 10 Mpa.

As longarinas apresentam a particularidade da diminuição considerável das amplitudes de tensão quanto mais afastadas se encontram da via carregada, associada também a uma proximidade das vigas principais. Analisando os gráficos relativos às tensões existentes nas longarinas pode verificar-se que existem máximos na ordem dos 35 MPa e mínimos na ordem dos 20 MPa. Contudo constata-se diminuições todos os 4 metros (aproximadamente) relativos ao afastamento entre carlingas, o que diminui drasticamente as tensões nas longarinas. Um outro aspecto a salientar é a influência da proximidade da lateral do tabuleiro na diminuição brusca registada no valor das tensões em determinados locais. Este facto deve-se à localização dos pendurais nesses mesmos pontos, revelando a influencia dos pendurais nos esforços aplicados nas longarinas.

Os pendurais, por seu lado, registam diferenças relativas entre si. Pode verificar-se que os oito pendurais mais centrais são os que registam maiores amplitudes de tensão, contrastando com os pendurais números 2, 4, 17 e 19. De registar que os pendurais extremos, 1 e 20, apresentam aumentos relativamente elevados com o aumento da velocidade, facto este que se deve principalmente aos modos locais existentes nas extremidades do tabuleiro, para velocidades mais elevadas.

Após terminada esta análise aos máximos de tensão registados fez-se um estudo das variações de tensão nos diversos pontos dos diversos elementos, organizando-as em espectros de tensão, espectros estes apresentados para os pontos com amplitudes de tensão mais elevados de cada elemento. Contudo, estes nem sempre correspondem aos pontos que apresentam maior dano. Facto este que se deve à frequência de ocorrência das maiores amplitudes de tensão registadas, sendo que, se suficientemente numerosas, podem ser mais importantes para o dano do que a amplitude de tensão registada. No entan-

to, é de salientar que, se um ponto apresenta um pico máximo do elemento e não apresenta dano, pode afirmar-se que nenhum outro ponto desse mesmo elemento apresenta dano.

Realizando uma análise a todos estes espectros pôde efectuar-se o cálculo do respectivo dano para os diversos pontos dos elementos. Assim sendo, nas vigas principais, desde a velocidade de 350 km/h que se regista dano nos parafusos de ligação, apresentando no entanto um valor relativamente reduzido, cerca de 1% ao fim de 100 anos de vida útil. Este mesmo ponto verifica-se crítico para a velocidade de 450 km/h, aumentando para cerca de 26% do dano gasto. No entanto, para a velocidade de 490 km/h surgem mais pontos com dano, sendo um deles no banzo do perfil reconstituídos soldado, apresentando um dano da ordem dos 300%, dano este semelhante para o primeiro ponto crítico referido.

Nas carlingas, por sua vez, unicamente para a velocidade de 490 km/h se regista dano. Contudo, regista-se dano em todos os seus componentes, sendo que o condicionante é o banzo do perfil considerando a área reduzida, apresentando um dano de cerca de 930%. De referir que este dano se refere à ligação da carlinga do lado da via carregada. Pode ainda verificar-se dano no perfil reconstituído soldado na zona central, não ultrapassando os 400%. Assim sendo, pode referir-se que este elemento apresenta uma vida útil à fadiga, para esta velocidade, de cerca de 11 anos.

As longarinas apresentam-se como o elemento constituinte do tabuleiro com maior dano para as velocidades reduzidas. Para a velocidade de 300 km/h regista-se já, para a longarina 2, um dano superior à unidade de 1,6, representando uma vida útil à fadiga de 63 anos. Para a longarina responsável pela resposta dinâmica do tabuleiro, esta apresenta danos somente a partir dos 350 km/h, registando-se valores na ordem dos 250%. No caso desta velocidade apenas quatro troços da longarina 3 apresentam dano, enquanto que para a longarina 2 existem já 7 troços. No entanto, para velocidades superiores as 3 principais longarinas apresentam dano praticamente em todo o seu desenvolvimento, com excepção das zonas de ligação às carlingas. Neste sentido, pode concluir-se que as longarinas são o elemento estrutural mais vulnerável à fadiga para as velocidades mais reduzidas.

Os pendurais, apesar de serem o elemento que apresenta dano para a velocidade mais reduzida analisada, 250 km/h, a sua evolução é relativamente lenta até à velocidade de 450 km/h, velocidade à qual se regista danos máximos de 120% exceptuando os dois pendurais de extremidade com 250%. Este dano regista-se nos parafusos das ligações existentes nestes elementos. O aumento lento deve-se à variação do local onde os modos de vibração locais ocorrem, sendo a extremidade do tabuleiro onde estes se verificam mais importantes, aumentando assim o dano registado.

Através dos resultados obtidos pode aferir-se que a maior parte do dano registado para as diversas velocidades apresentadas ocorre nos parafusos das ligações, pelo que se conclui que estes detalhes construtivos são os condicionantes. No entanto, em construções integrantes de linhas ferroviárias de alta velocidade os parafusos geralmente utilizados são pré-esforçados, pelo que o corte não é mobilizado. Neste sentido, calculou-se a força mínima necessária aplicar no pré-esforço do parafuso para que este resista às tensões máximas registadas. Assim sendo, e realizando o cálculo para os parafusos dos pendurais, verifica-se que o valor máximo de esforço axial destes é inferior à força resistente aplicada pelo pré-esforço à ligação entre as chapas de aço. Assim sendo, sabendo que não existe fadiga nos parafusos pré-esforçados de alta resistência, a vida útil à fadiga dos diversos elementos fica limitada à menor vida útil registada nos restantes detalhes do elemento em análise. Resumindo, pode então afirmar-se que a vida útil à fadiga da estrutura para a velocidade de 250 km/h se encontra limitada pelos pendurais a 285 anos. Para a velocidade de 350 km/h, passam a ser as longarinas o elemento condicionante, sendo a vida útil de cerca de 20 anos. Caso não se considere as longarinas, a vida útil fica limitada pelos pendurais a 121 anos. Para a velocidade de 450 km/h, estes mesmos elementos limitam a 20 anos a vida útil à fadiga da estrutura.

No último capítulo realizou-se uma análise paramétrica da fadiga da Ponte de Prester, variando diversos factores intervenientes nos resultados do dano na estrutura. Neste sentido, numa primeira fase realizou-se uma análise comparativa variando a classificação atribuída aos detalhes construtivos. Assim, e iniciando pelas vigas principais, atribuíram-se duas classificações diferentes da originalmente considerada (112 MPa), uma superior e outra inferior. Sabendo que para as restantes velocidades não se regista qualquer dano em nenhuma das classes consideradas, para a velocidade de 490 km/h, na classificação inferior, verifica-se um aumento do dano superior a 60% a 30,355 metros de desenvolvimento da viga, comparativamente ao dano de referência. Quanto à classificação superior, 125 MPa, não se regista qualquer dano no banzo do perfil ao longo de todo o seu comprimento. No que se refere às ligações existentes nas vigas, é necessário referir que apenas a categoria referente às placas de *gousset* é passível de ser alterada, visto que para os restantes elementos da ligação existe apenas uma classe de atribuição nos Eurocódigos. Assim, realizou-se uma comparação entre a classificação original e duas outras, uma superior, 112 MPa, e outra inferior, 80 MPa. No entanto, em nenhuma destas classes de resistência à fadiga se regista qualquer dano, pelo que se pode afirmar que o tempo de vida útil à fadiga é infinito. Neste sentido, pode aferir-se que a localização das ligações aparafusadas foi realizada de tal forma que a variação de amplitudes de tensão fosse reduzida, diminuindo assim a fadiga nestes elementos.

Nas carlingas, sendo as ligações aparafusadas semelhantes às das vigas principais, as classes a comparar são as mesmas. Assim sendo, para a velocidade de 490 km/h, única velocidade para a qual se regista dano, e para a carlinga condicionante verificou-se que para a classe de resistência à fadiga de 100 MPa o dano aumentou consideravelmente, diminuindo a vida útil à fadiga do elemento para cerca de 18 anos. Para a classe mais elevada sucede o mesmo que para as vigas principais, isto é, não se regista qualquer dano. Nas ligações verifica-se que, para a classe inferior, 80 MPa, existe um aumento do dano superior a 50% comparativamente com a classe 90 MPa, diminuindo o tempo de vida útil à fadiga em 10 anos. No entanto, se a classificação atribuída fosse de 112 MPa, o dano diminuiria significativamente e o aumento do tempo de vida útil era de 16 anos.

Nas longarinas, a atribuição de uma classe de resistência à fadiga superior, 80 MPa, faz com que o dano para a velocidade de 350 km/h seja nulo, no entanto para velocidades maiores isto já não acontece. Nestes casos, existe uma diminuição do dano em cerca de 40%, sendo a vida útil de 33 anos para os 400 km/h e 17 anos para os 450 km/h.

Nos pendurais, a classificação originalmente atribuída correspondia à mais baixa possível, pelo que a comparação efectuada teve em conta duas classes de resistência à fadiga superiores. Verifica-se que o aumento da classe para 90 MPa resulta numa diminuição considerável na ordem dos 35%, alteração esta que já não se verifica para a classe superior, que apenas apresenta 5% de diminuição do dano quando comparada a 90 MPa.

Os factos referentes aos danos registados para as diferentes classes de resistência à fadiga atribuídas realçam a importância de uma classificação rigorosa de todos os detalhes constituintes de uma ponte, verificando-se que uma variação de apenas 25 MPa (em termos de classes de amplitude) pode diminuir consideravelmente o tempo de vida útil à fadiga da estrutura.

Numa segunda fase deste último capítulo analisou-se a influência da consideração do tempo de vibração livre da ponte nos resultados do dano. Através da análise dos diversos espectros de tensão relativos a diversos pontos dos vários elementos da Ponte de Prester, pode verificar-se que apenas as amplitudes abaixo do limite de truncatura registam alterações com esta mudança, afirmando-se assim que, no caso em estudo, o tempo de vibração livre não apresenta qualquer influência no dano existente na ponte.

Finalmente, analisou-se o dano unitário resultante dos diversos elementos da ponte de Prester, considerando a gama de frequências até aos 42 Hz. Elaborou-se diversos gráficos comparativos dos resultados obtidos para os dois casos e para os diversos elementos. Numa análise global a estes resultados pode afirmar-se que os modos compreendidos entre os 30 e os 42 Hz em pouco influenciam a resposta dinâmica dos pendurais, havendo apenas a registar aumentos nos pendurais extremos devido aos modos locais existentes nas extremidades do tabuleiro, para a velocidade de 450 km/h. No que respeita às vigas principais, afere-se que os resultados considerando 30 Hz, são mais desfavoráveis que os correspondentes aos 42 Hz, havendo uma redução para estes últimos em cerca de 30% para a velocidade de 450 km/h. Para a velocidade de 350 km/h o dano para os 42 Hz é nulo, pelo que se pode concluir que a vida útil à fadiga deste elemento é infinita.

No que toca às carlingas e longarinas, estas afirmações não são válidas, visto que estes elementos se encontram mais susceptíveis a modos de vibração locais, resultando num aumento do dano analisando os resultados com a gama de frequências de 42 Hz. Assim, para as carlingas, para a velocidade de 490 km/h, regista-se um aumento do dano na ordem dos 10% para os banzos com secção reduzida e de 130% nos banzos dos perfis reconstituídos soldados. No entanto continuam a ser os banzos com secção reduzida os condicionantes, apresentando uma vida útil à fadiga de cerca de 9 anos. Nas longarinas, verifica-se que estas são bastante susceptíveis a estes modos de vibração locais, sendo que apresentam configurações relativamente diferentes às obtidas numa análise de 30 Hz. No entanto, para a velocidade de 350 km/h, verifica-se condicionante a primeira análise, apresentando um dano para o troço aos 113 metros de 250%. Contudo, para a velocidade de 450 km/h este cenário inverte-se, apresentando a análise aos 42 Hz valores de dano maiores e em maior número, chegando a atingir valores de 1115%.

Neste contexto, pode afirmar-se que, a análise para gamas de frequências mais elevadas apenas se justifica em casos em que existam elementos mais susceptíveis a modos de vibração locais. Contudo, verifica-se que para a maioria dos casos analisados, a análise aos 30 Hz se mostra mais condicionante.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O presente estudo foi desenvolvido através de uma análise modal realizada com uma modelação da Ponte de Prester bastante complexa. No entanto, este estudo, pela limitação de tempo existente para o seu desenvolvimento, deixa em aberto algumas questões sobre diversos temas que seria interessante analisar em desenvolvimentos futuros. Neste sentido, seguidamente apresentam-se algumas perspectivas para possíveis desenvolvimentos futuros:

1. A modelação da Ponte de Prester no presente estudo foi realizada tendo como base elementos de barra. Embora a análise dinâmica seja realizada com alguma precisão, se desenvolvida através de uma discretização exacta de todos os elementos da ponte, a alteração de alguns modos de vibração locais pode ser considerável. Um exemplo de alteração deve-se ao local de soldadura das longarinas à chapa do tabuleiro que se realiza a cerca de 0,15 metros do utilizado em elementos de barra (dos dois lados). Assim, a alteração do vão entre longarinas passa a ser de apenas 0,46 metros contra os 0,76 metros considerados. Estas diferenças podem criar alterações aos resultados, pelo que seria interessante uma análise da influência da discretização exacta comparativamente à utilizada através dos elementos de barra.
2. As longarinas apresentam-se como os elementos mais susceptíveis a modos de vibração com frequências mais elevadas, frequências estas desenvolvidas no presente estudo até aos 42 Hz. No entanto, para frequências mais elevadas a sua influência poderá ser mais condicionante,

pelo que a sua análise detalhada poderá ajudar a antever possíveis problemas locais neste elemento.

3. O aumento dos resultados dos esforços nos elementos nos locais distantes de $\frac{1}{4}$ e $\frac{3}{4}$ do início da ponte, para velocidades de ressonância, verificaram-se condicionantes no dano dos diversos elementos estruturais. A aplicação do método de concepção de uma ponte bowstring através de múltiplos arcos diminui notavelmente as acelerações do tabuleiro [2], efeito este que seria interessante estudar no dano final da estrutura.
4. Verificou-se nos extremos do tabuleiro esforços axiais e momentos flectores relativamente elevados, mais precisamente no troço de ligação dos apoios à ligação arco-vigas principais. Embora a discretização da estrutura seja importante, uma análise dos esforços nos encontros dos arcos com as vigas principais seria importante no sentido de se conhecer os reais efeitos no dano destes esforços.
5. O estudo da resistência à fadiga dos elementos estruturais desta ponte concluiu que, geralmente, são as ligações aparafusadas as condicionantes, no entanto nos principais elementos o dano só se apresenta elevado para velocidades muito elevadas. Contudo, existe outro tipo de ligações que poderá apresentar problemas quanto à resistência à fadiga; são elas as ligações soldadas. Um estudo detalhado sobre a resistência à fadiga existente nas soldaduras poderá concluir quais os principais detalhes construtivos condicionantes, desenvolvendo-se procedimentos para o seu aperfeiçoamento.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Bouley, J. “*A short history of “High-speed” Railway in France before the TGV*”. Japan Railway & Transport Review, Outubro, 1994, 40-51.
- [2] Albuquerque, C. “*Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico em vias de alta velocidade*”. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2008.
- [3] Delgado, R. et al “*Assessment of the dynamic response of high-speed railway bridges in interoperable lines*”. Dynamics of High-Speed Railway Bridges, FEUP, Porto, 2005.
- [4] Ribeiro, D. “*Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego de Alta Velocidade*”. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2004.
- [5] Figueiredo, H. “*Dinâmica de pontes mistas aço-betão em linhas de alta velocidade*”. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2007.
- [6] <http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/ESDEP/master/toc.htm>, Abril de 2009
- [7] Branco, C. et al. “*Fadiga de estruturas soldadas*”, Fundação Calouste de Gulbenkian, Lisboa, 1999.
- [8] Frýba, L. *Dynamics of bridges under moving loads (past, present and future)*. Dynamics of High-Speed Railway Bridges, FEUP, Porto, 2005.
- [9] EN 1993-1-9, “*Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue*”, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2005.
- [10] EN 1990, “*Basis of structural Design*”, European Committee for Standardization (CEN), Final PT Draft, Brussels, 2005.
- [11] EN 1990-Annex A2, “*Basis of structural Design – Annex A2: Applications for bridges (normative)*”, European Committee for Standardization (CEN), Final PT Draft, Brussels, 2005.
- [12] EN 1991-2, “*Actions on structure – Part 2: General Actions – Traffic loads on Bridges*”, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2003.
- [13] EN 1993-1-8, “*Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints*”, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2005.
- [14] Bogaert, P.V. *Experimental verifications of vibration and fatigue conduct of viaducts and large span bridges, crossed by high-speed*. Dynamics of High-Speed Railway Bridges, FEUP, Porto, 2005.
- [15] Marques, F. *Avaliação do comportamento estrutural e análise de fadiga em pontes metálicas ferroviárias*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2006.
- [16] <http://www.rave.pt/>, Maio de 2009

ANEXO I

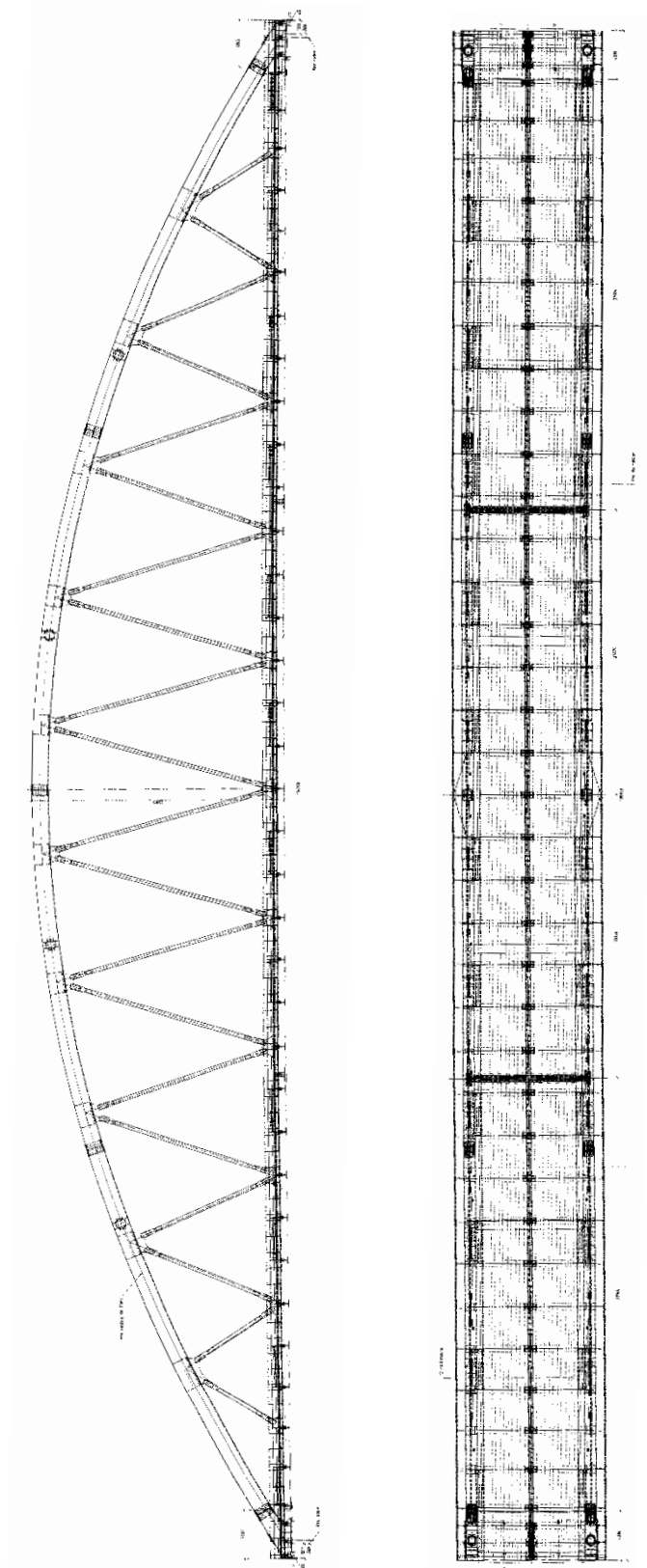
DETALHES CONSTRUTIVOS DA PONTE DE PRESTER

A – VISTA LATERAL E SUPERIOR DO TABULEIRO

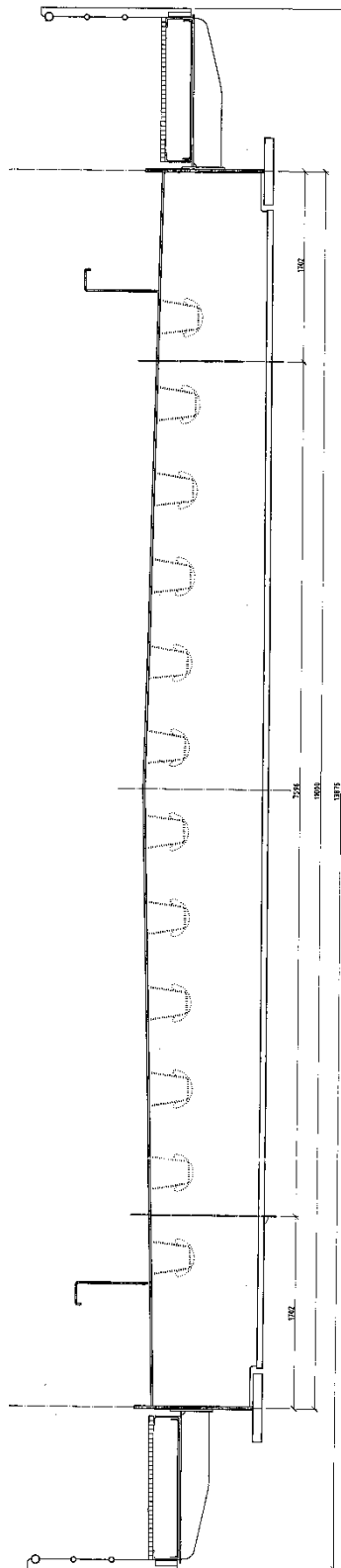
B – CORTE TRANSVERSAL DO TABULEIRO

C – DETALHES DAS LIGAÇÕES APARAFUSADAS

A – VISTA LATERAL E SUPERIOR DO TABULEIRO



B – CORTE TRANSVERSAL DO TABULEIRO



C – DETALHES DAS LIGAÇÕES APARAFUSADAS

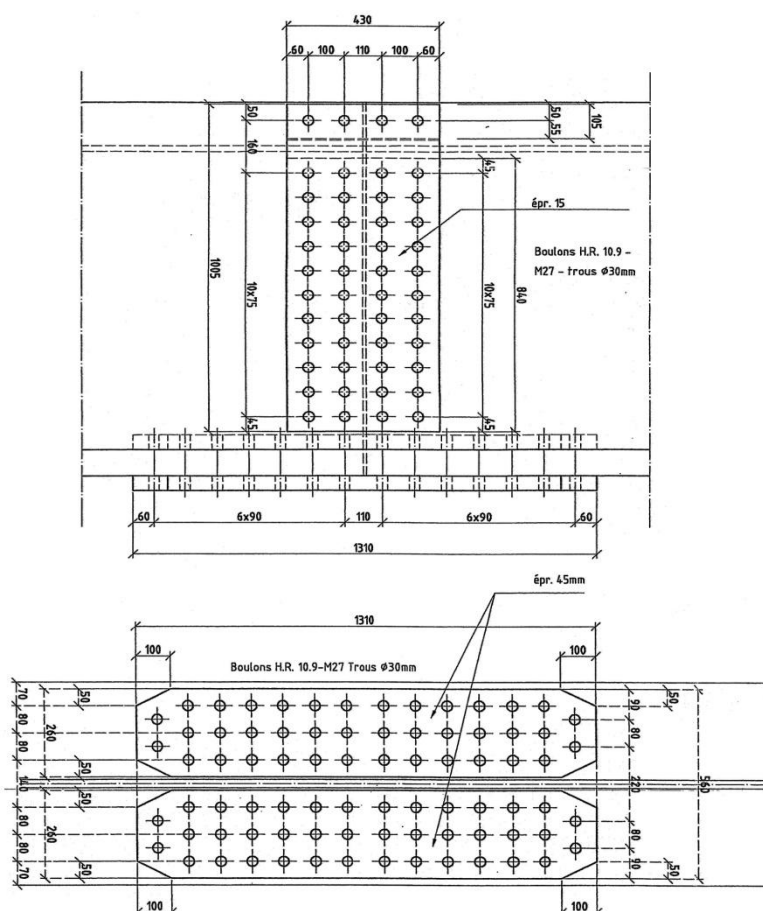


Figura A1: Detalhe construtivo da ligação das vigas principais

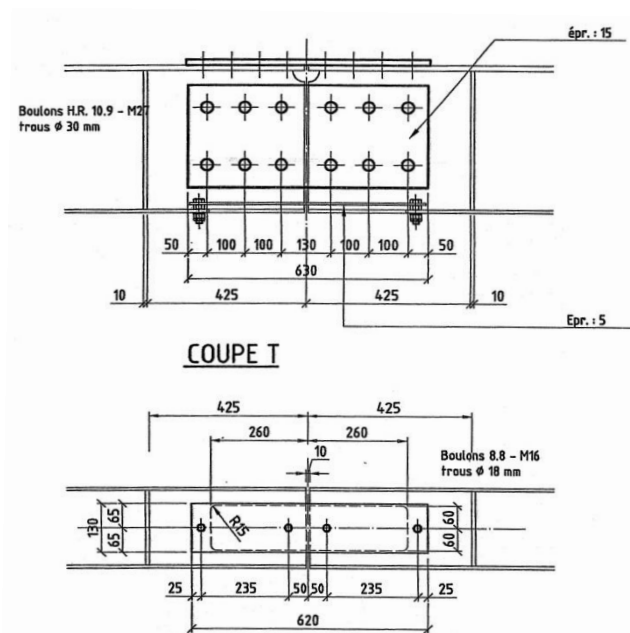


Figura A 2: Detalhe construtivo da ligação das longarinas

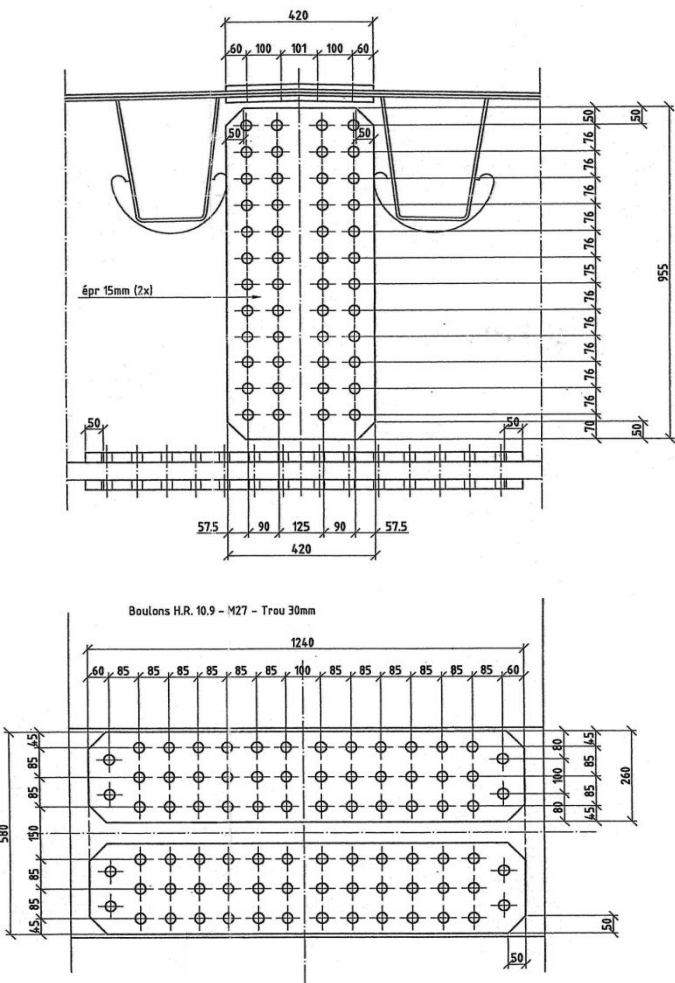
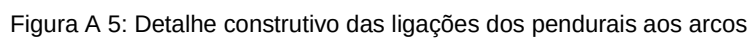
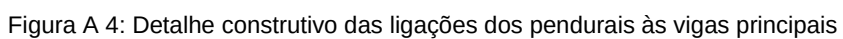


Figura A 3: Detalhe construtivo da ligação das carlingas



ANEXO II

RESULTADOS DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A1 – ENVOLVENTE DE ESFORÇOS AXIAIS NAS VIGAS PRINCIPAIS

A2 – ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES NAS VIGAS PRINCIPAIS

B1 – ENVOLVENTE DE ESFORÇOS AXIAIS NAS VIGAS PRINCIPAIS

B2 – ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES NAS VIGAS PRINCIPAIS

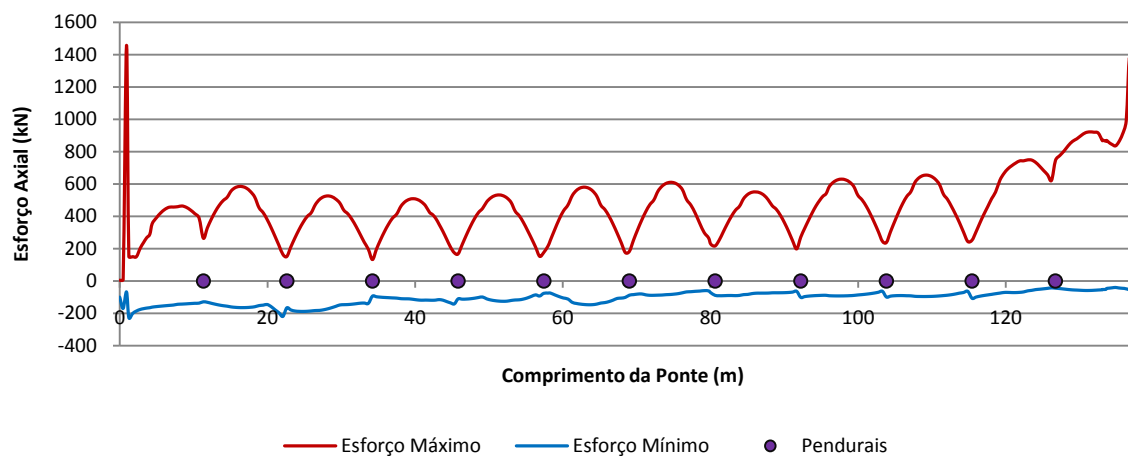
C1 – ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES NAS VIGAS PRINCIPAIS

C2 – ENVOLVENTE DE ESFORÇOS AXIAIS NAS VIGAS PRINCIPAIS

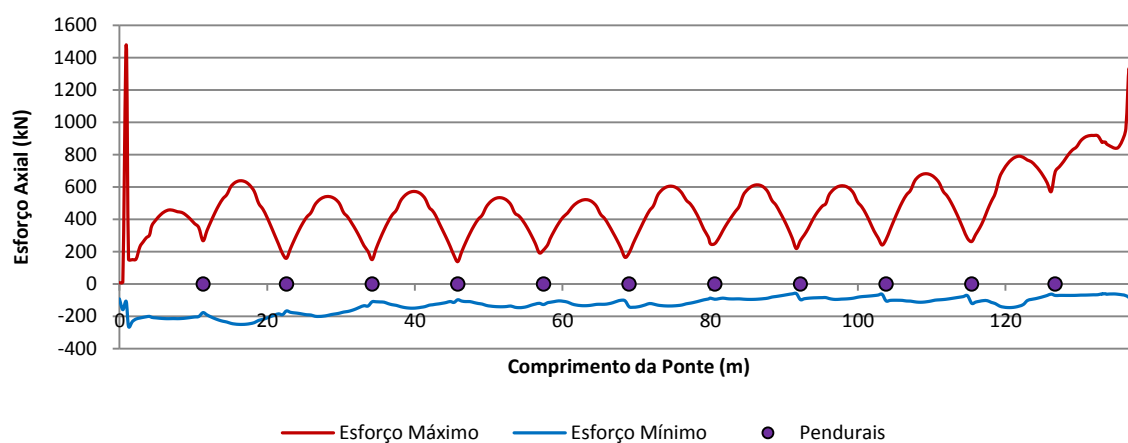
D – ENVOLVENTE DE ESFORÇOS AXIAIS NAS VIGAS PRINCIPAIS

A1 – ENVOLVENTE DE ESFORÇOS AXIAIS NAS VIGAS PRINCIPAIS

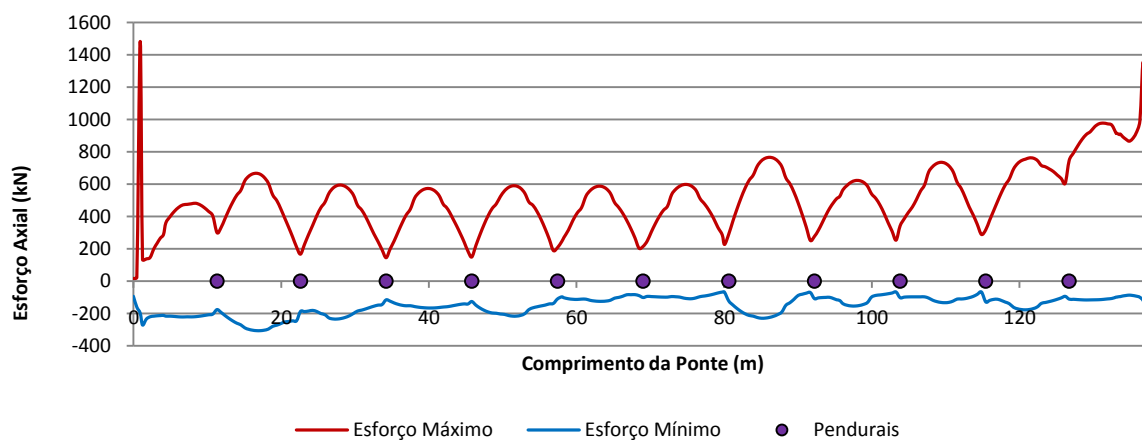
Envolvente de esforço axial na viga a 250 km/h



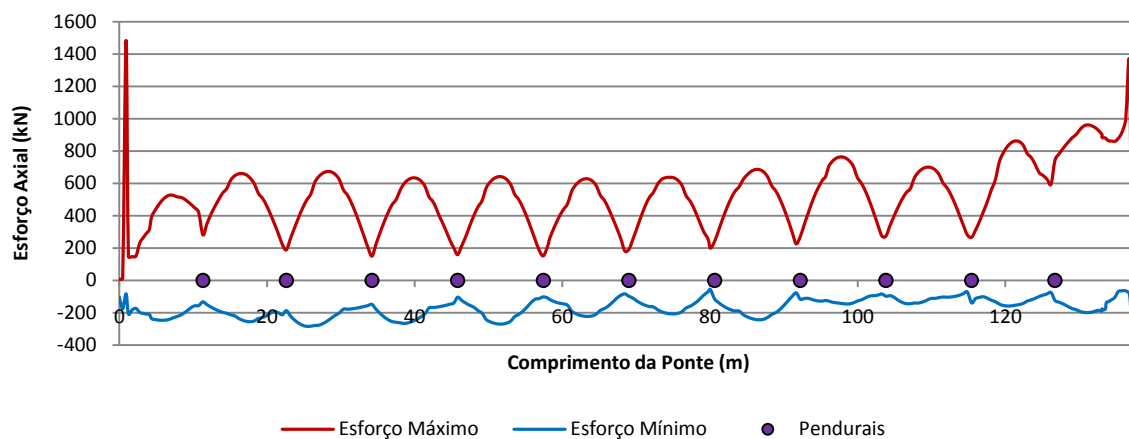
Envolvente de esforço axial na viga a 300 km/h



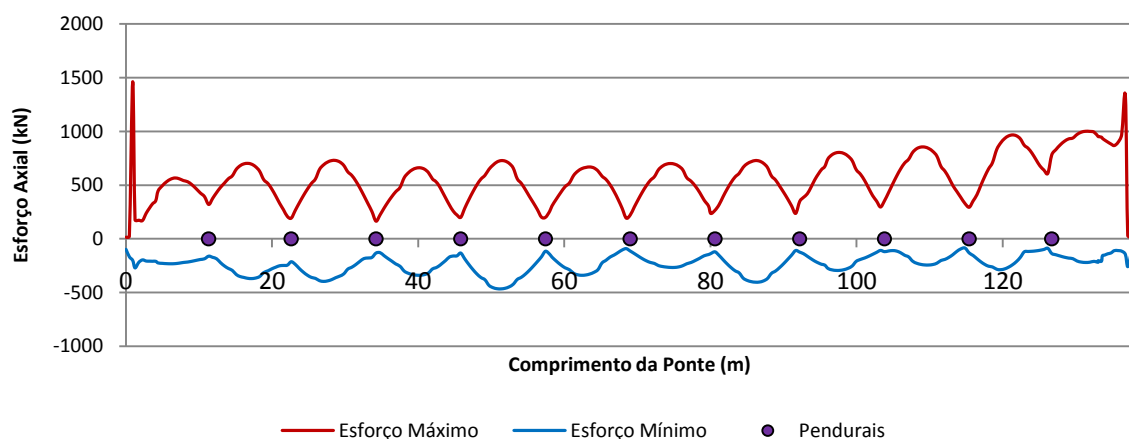
Envolvente de esforço axial na viga a 350 km/h



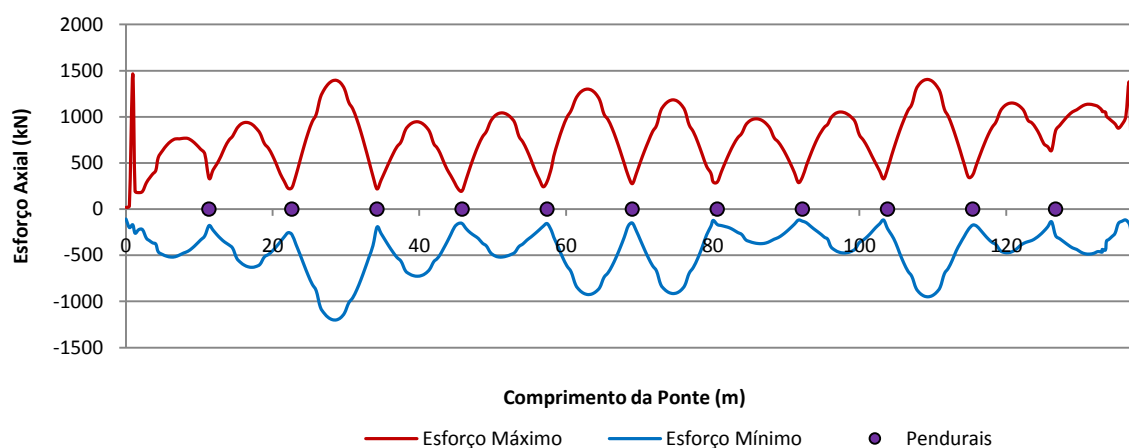
Envolvente de esforço axial na viga a 400 km/h



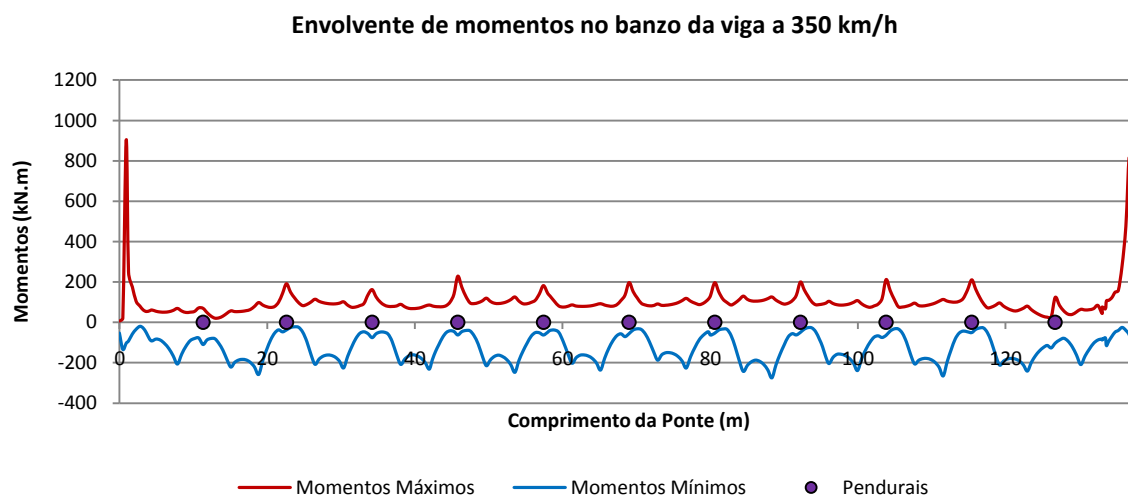
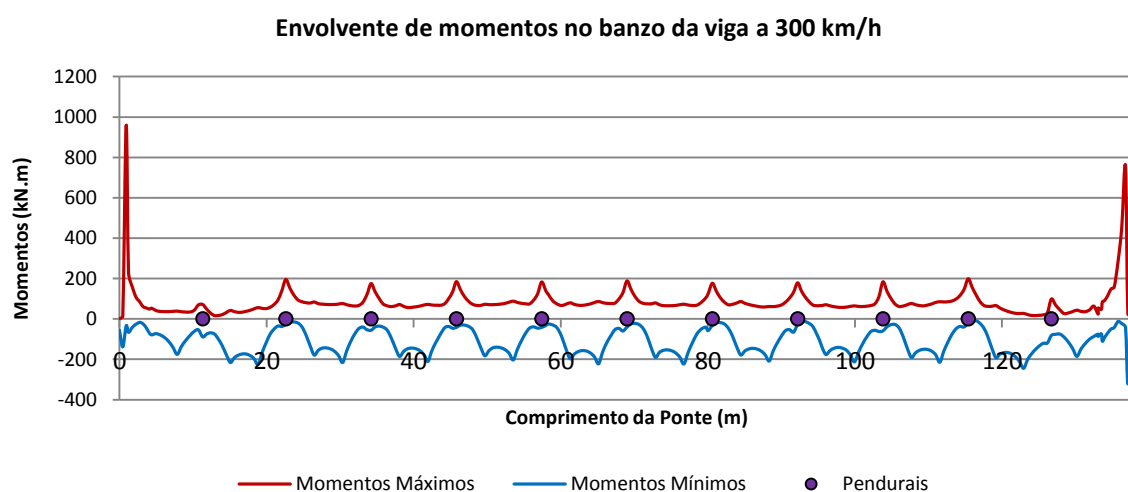
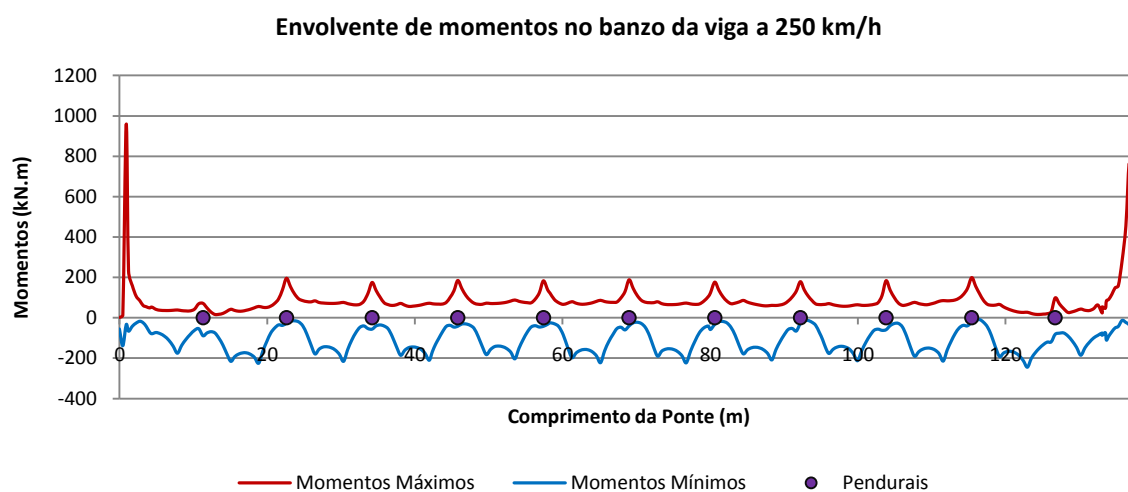
Envolvente de esforço axial na viga a 450 km/h



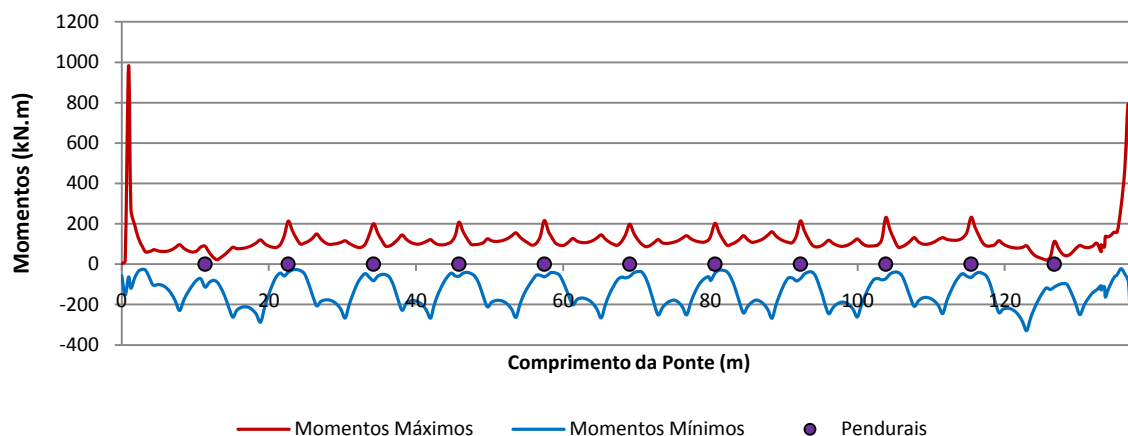
Envolvente do esforço axial na viga a 490 km/h



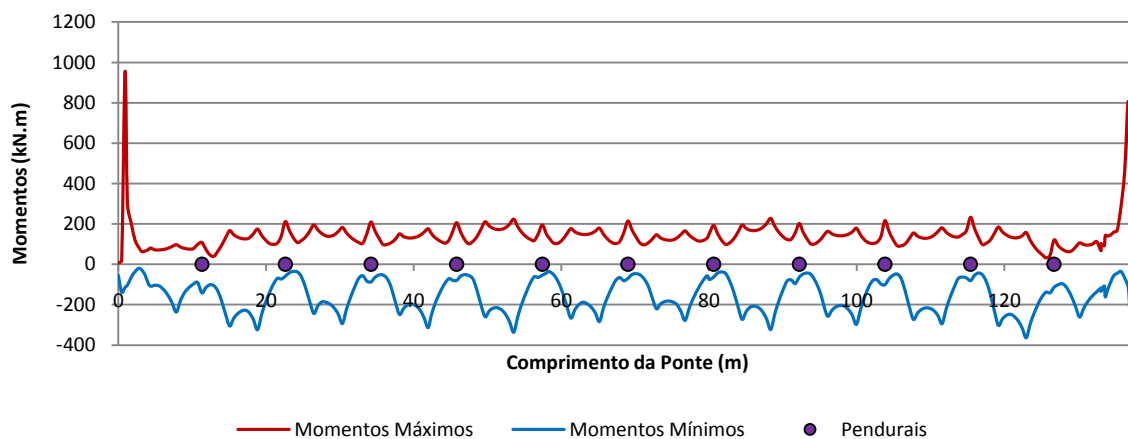
A2 – ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES NAS VIGAS PRINCIPAIS



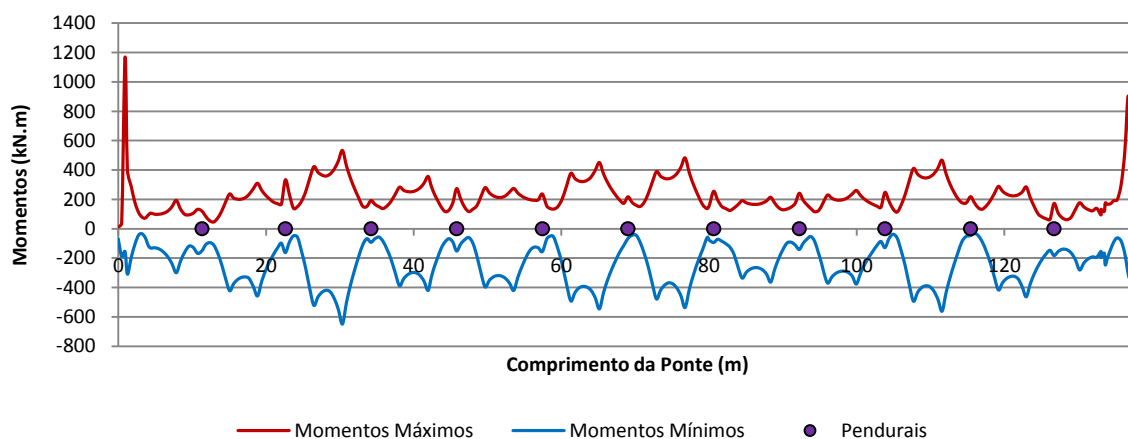
Envolve de momento no banco da viga a 400 km/h



Envolve de momentos no banco da viga a 450 km/h

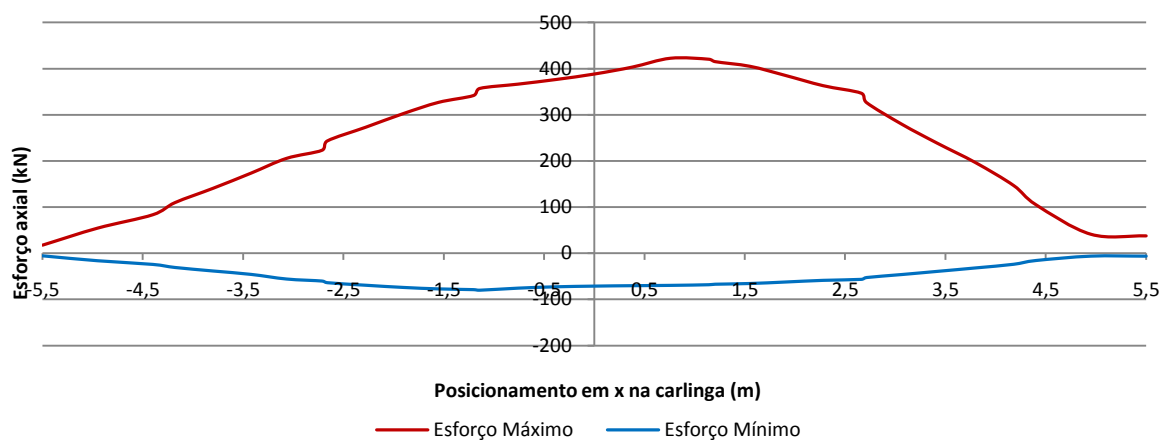


Envolve de momentos no banco da viga a 490 km/h

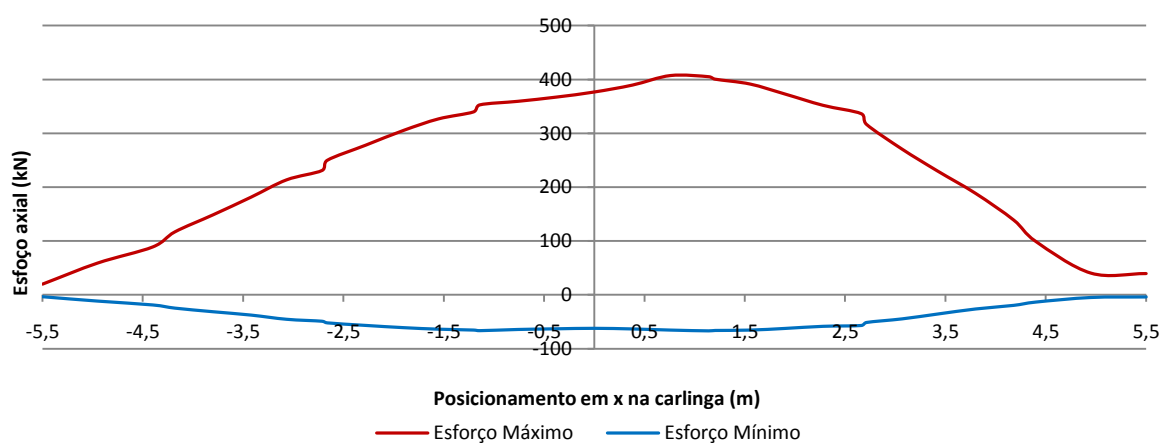


B1 – ENVOLVENTE DE ESFORÇOS AXIAIS NAS VIGAS TRANSVERSAIS

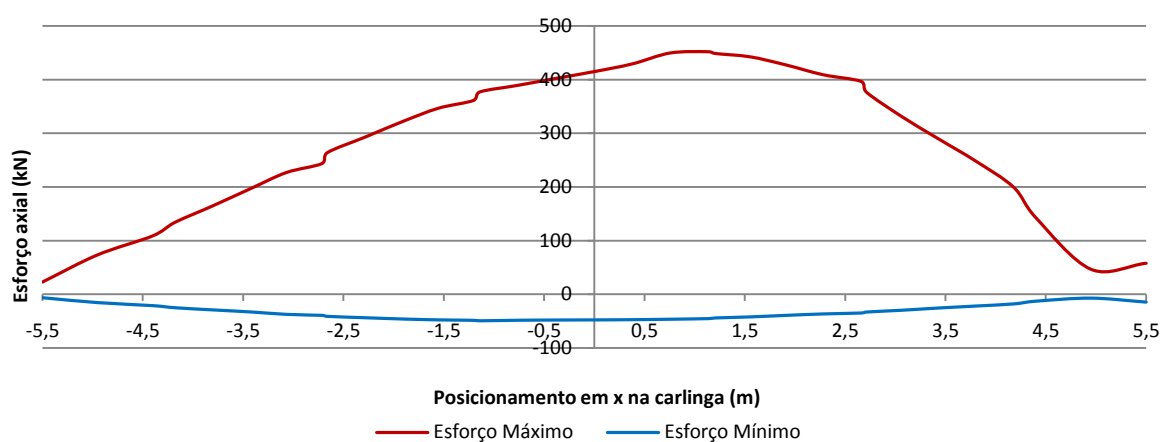
Envolvente do esforço axial na carlinga 7 a 250 km/h



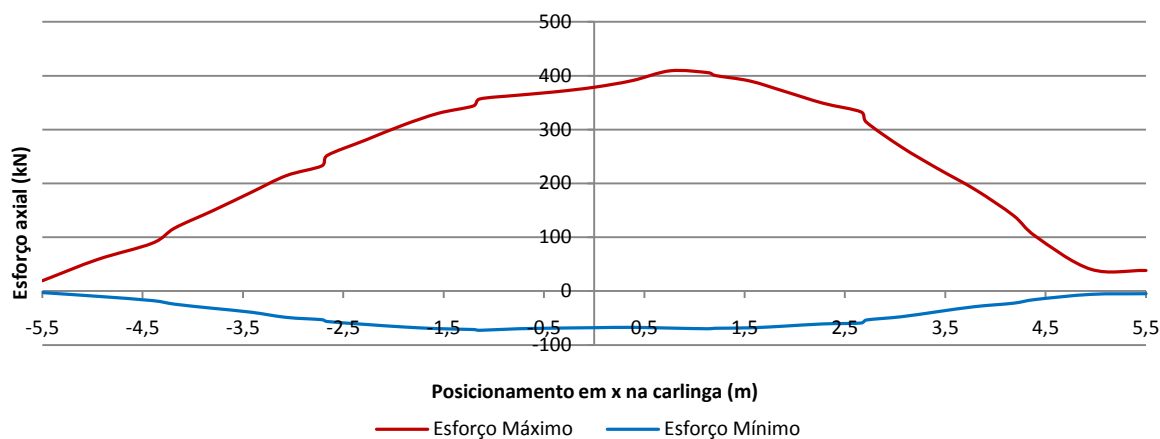
Envolvente do esforço axial na carlinga 8 a 250 km/h



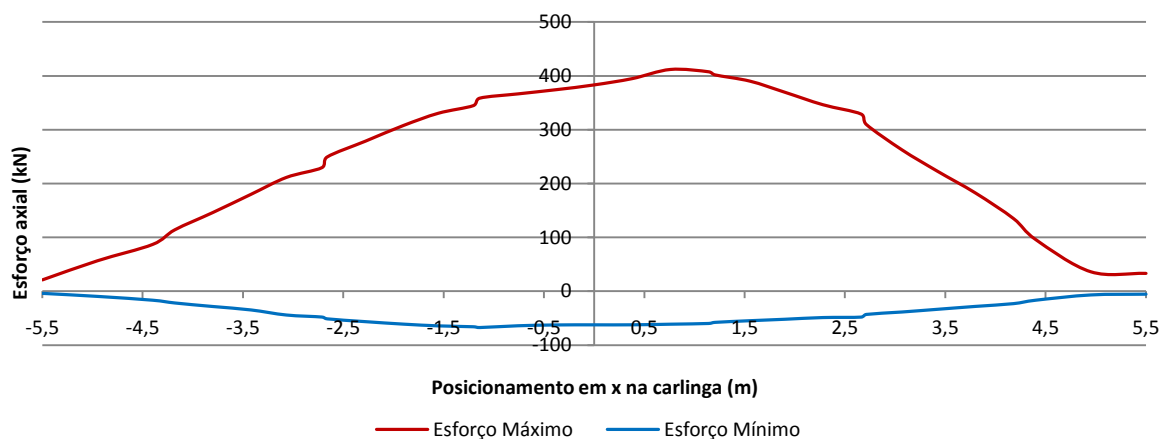
Envolvente do esforço axial na carlinga 12 a 250 km/h



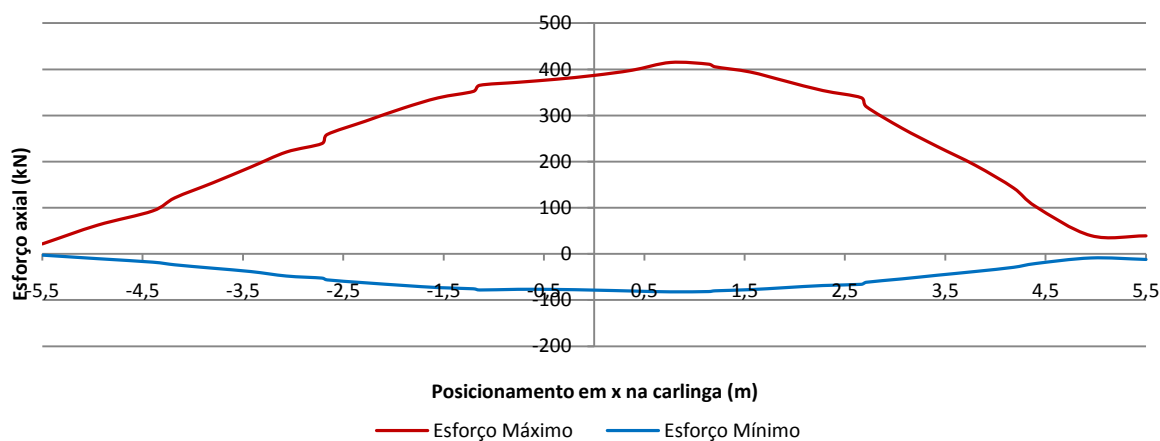
Envolvente do esforço axial na carlinga 20 a 250 km/h



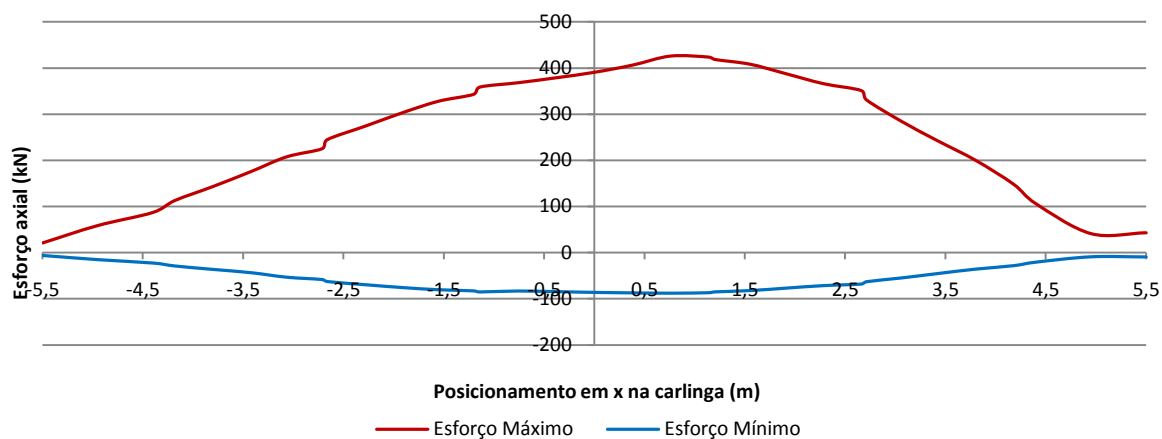
Envolvente do esforço axial na carlinga 28 a 250 km/h



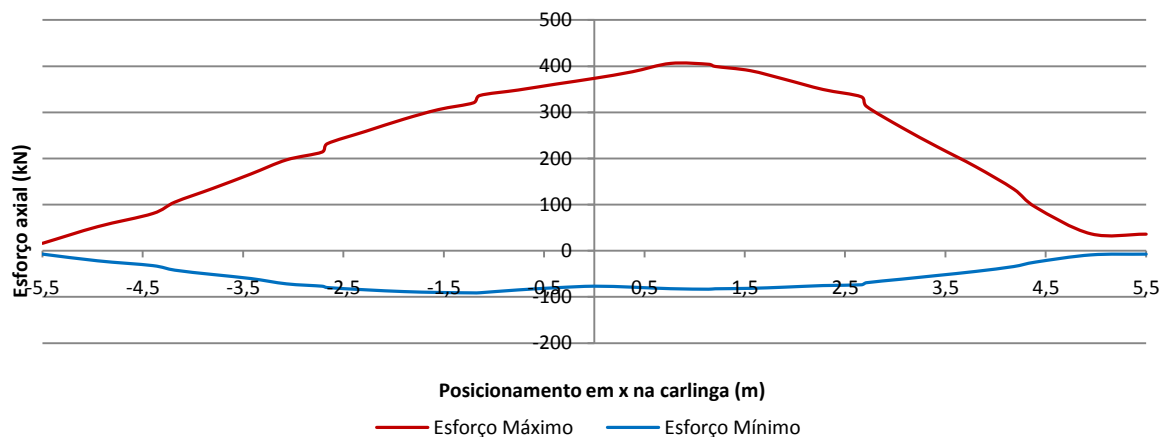
Envolvente do esforço axial na carlinga 29 a 250 km/h



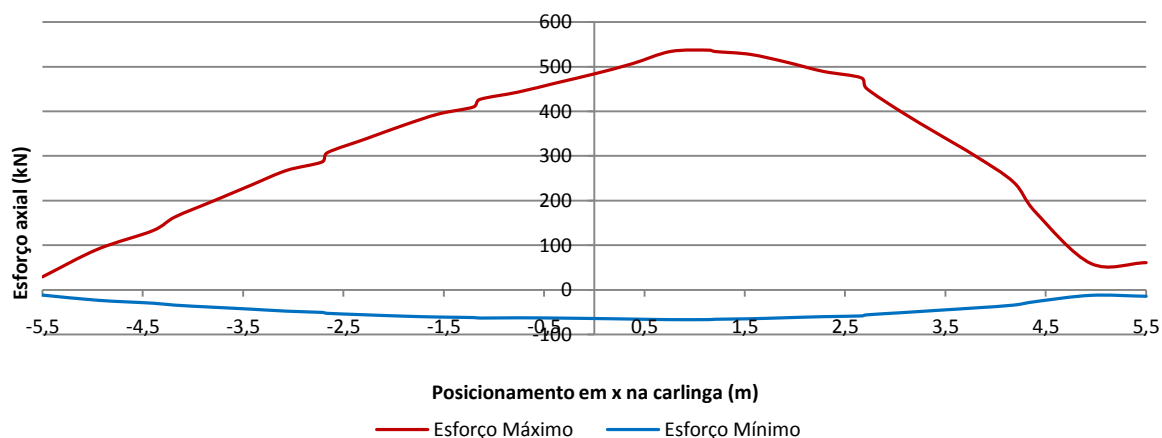
Envoltório do esforço axial na carlinga 7 a 300 km/h



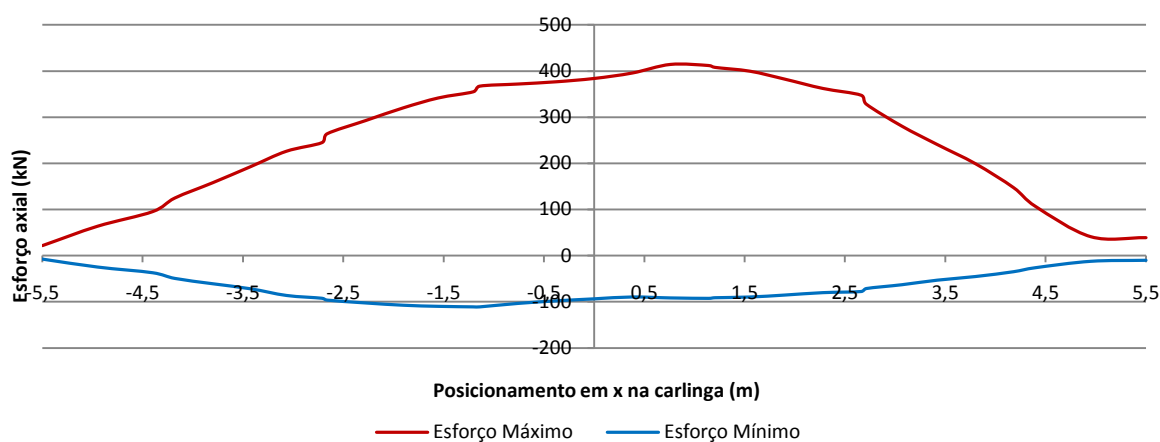
Envoltório do esforço axial na carlinga 8 a 300 km/h



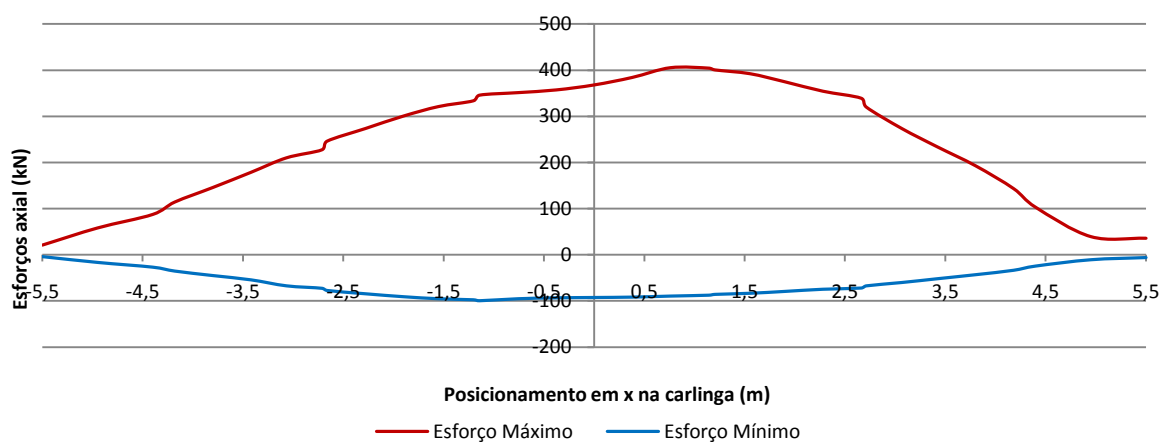
Envoltório do esforço axial na carlinga 12 a 300 km/h



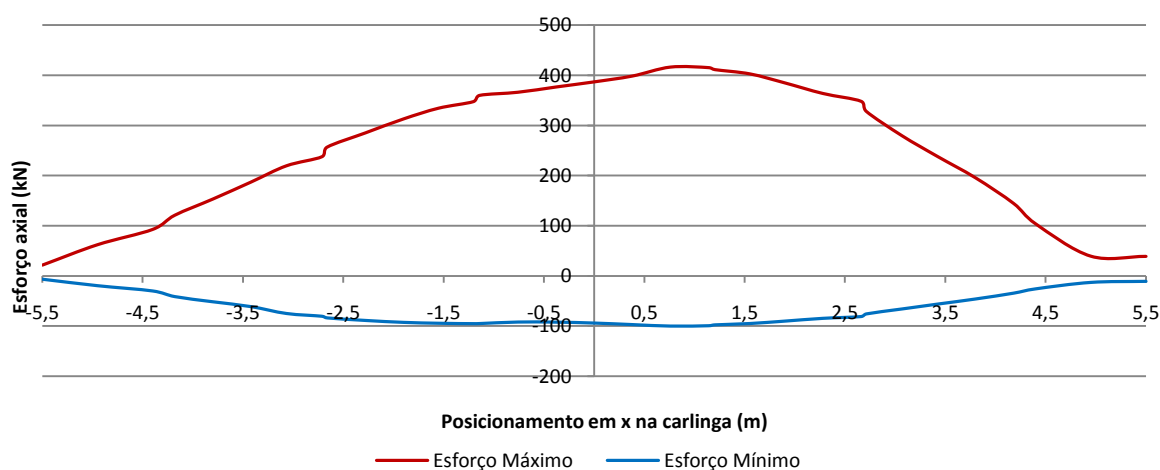
Envolvente do esforço axial na carlinga 20 a 300 km/h



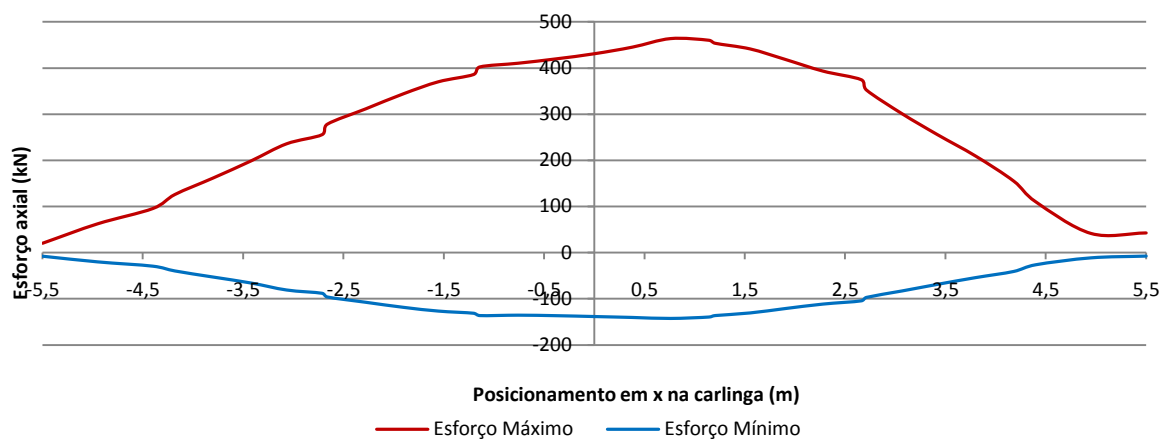
Envolvente do esforço axial na carlinga 28 a 300 km/h



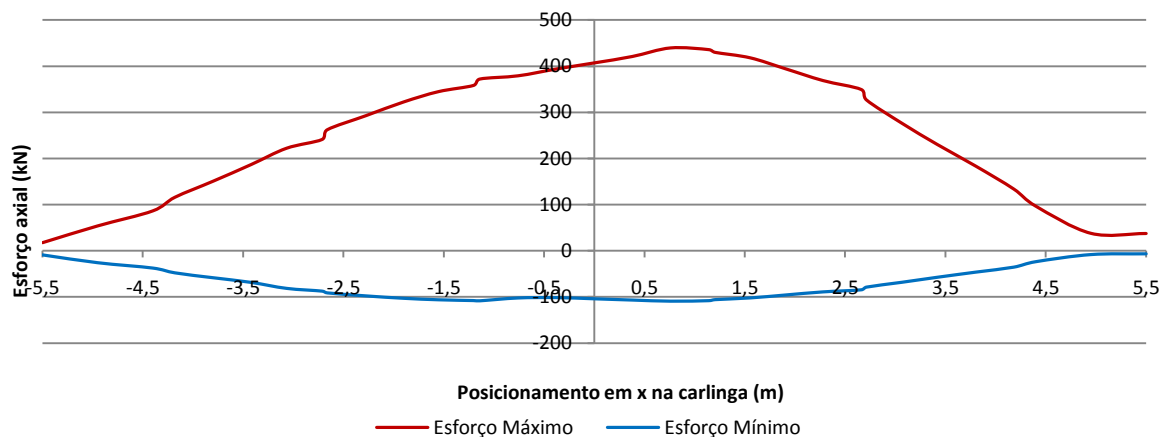
Envolvente do esforço axial na carlinga 29 a 300 km/h



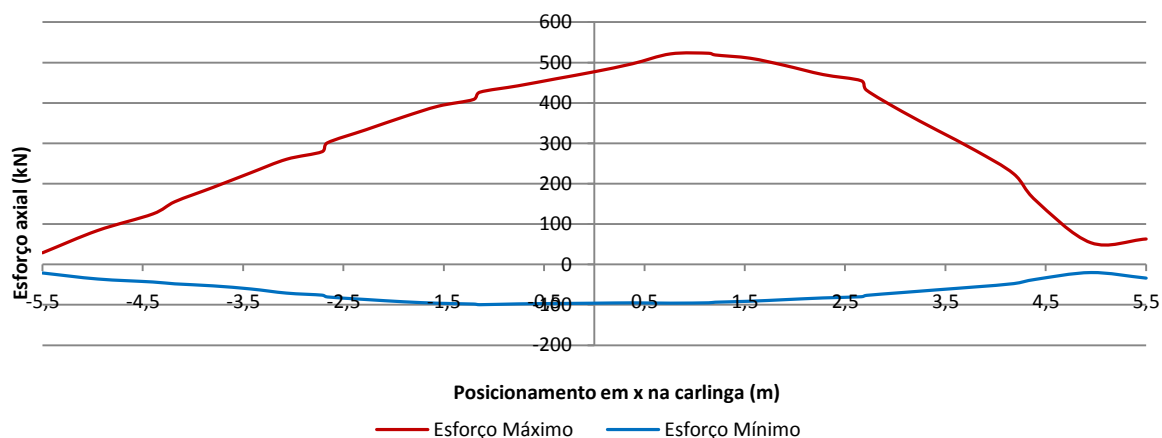
Envoltório do esforço axial na carlinga 7 a 350 km/h



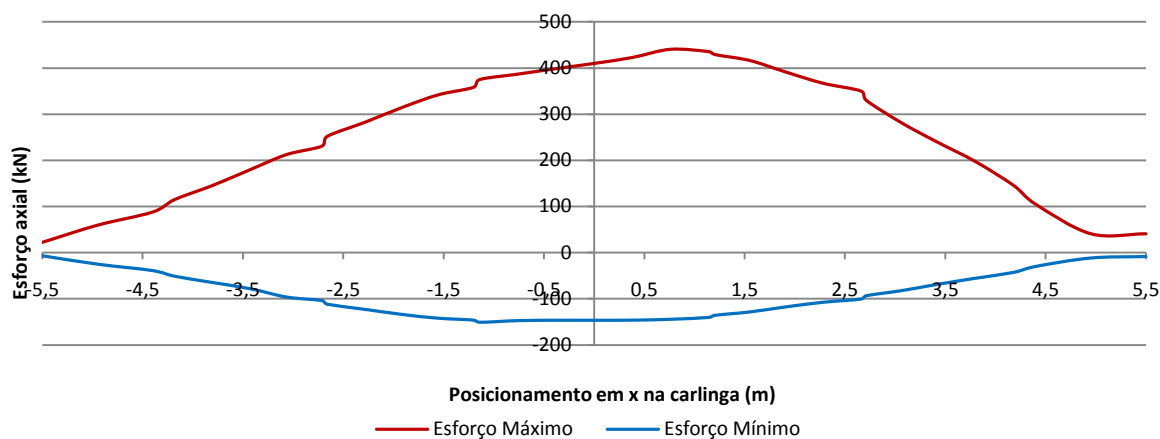
Envoltório do esforço axial na carlinga 8 a 350 km/h



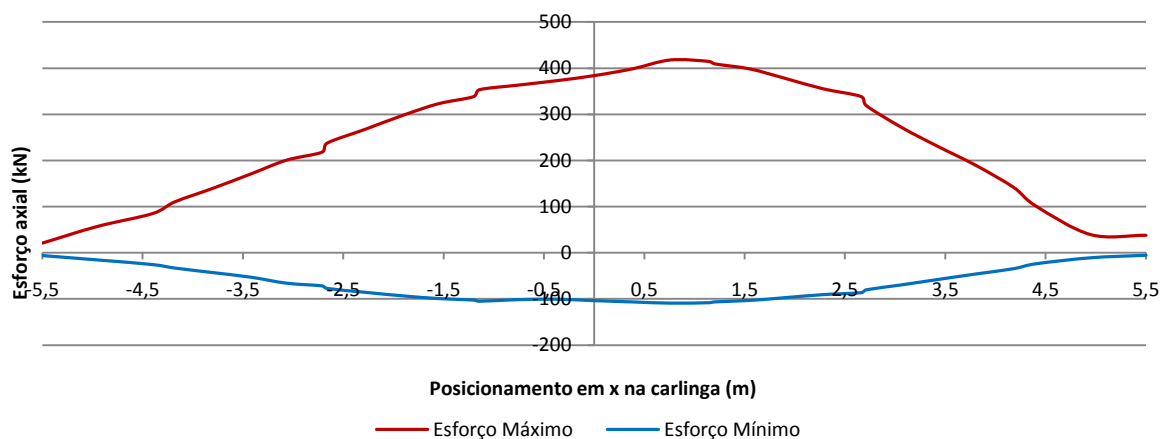
Envoltório do esforço axial na carlinga 12 a 350 km/h



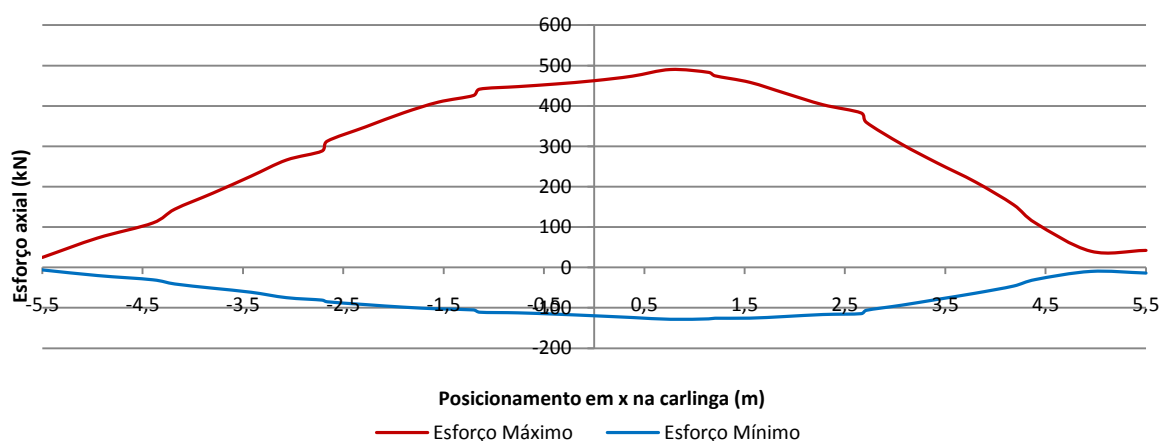
Envolvente do esforço axial na carlinga 20 a 350 km/h

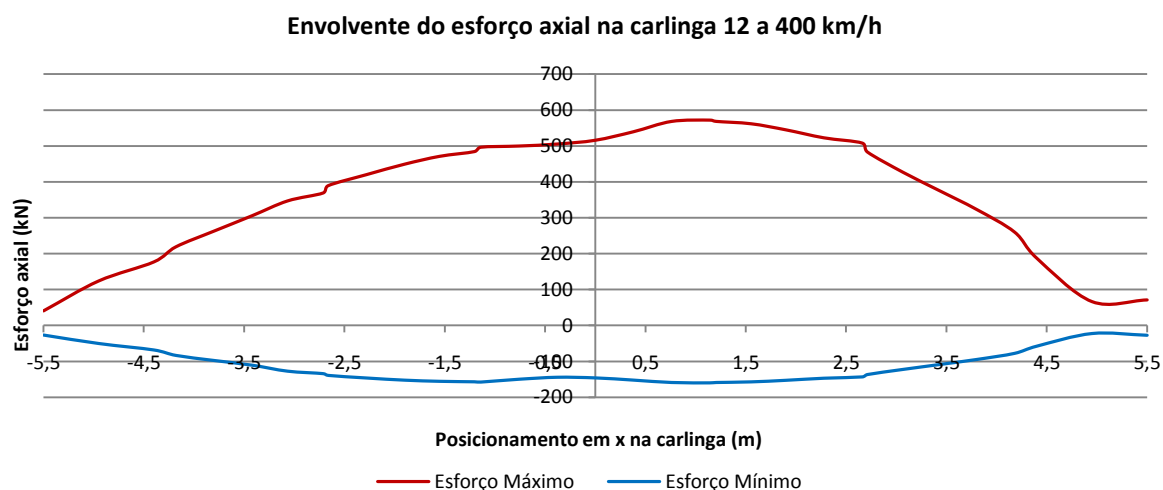
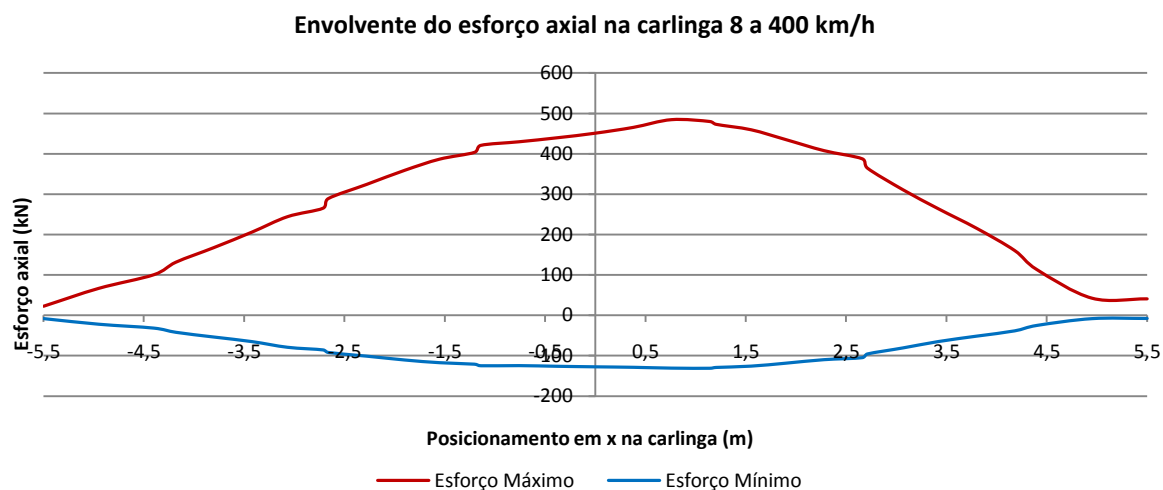
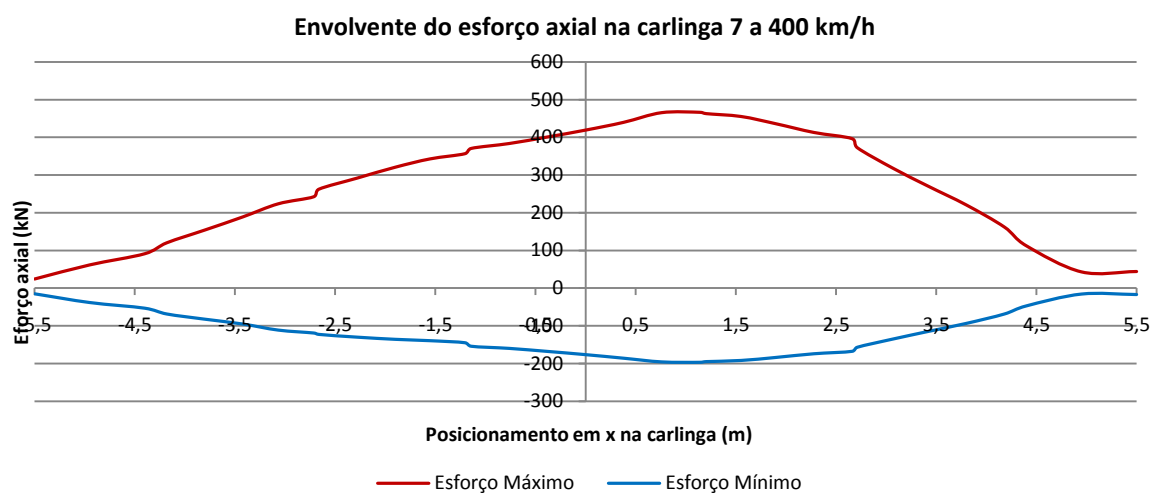


Envolvente do esforço axial na carlinga 28 a 350 km/h

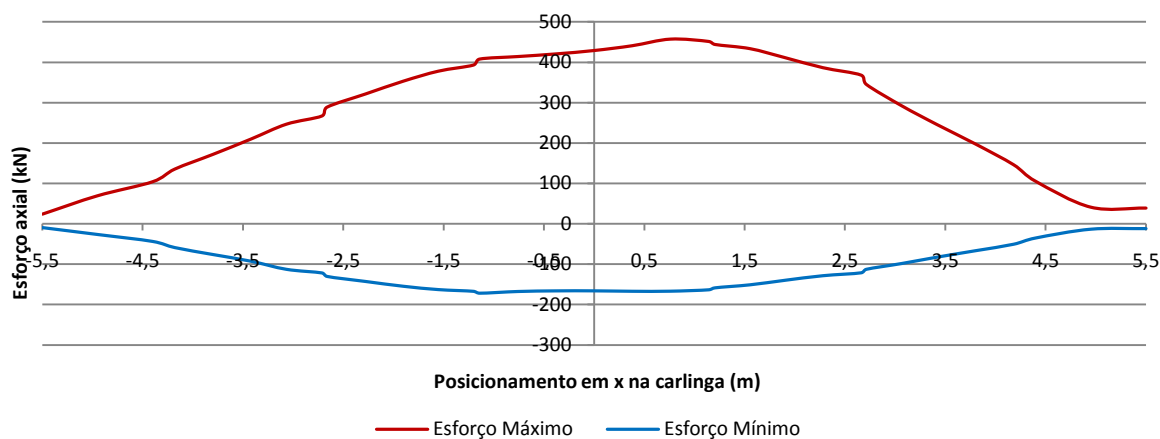


Envolvente do esforço axial na carlinga 29 a 350 km/h

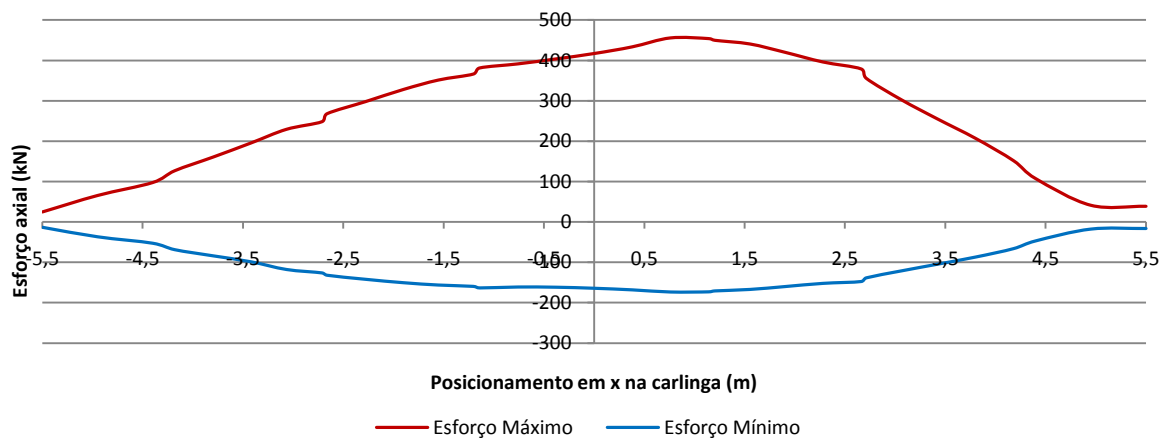




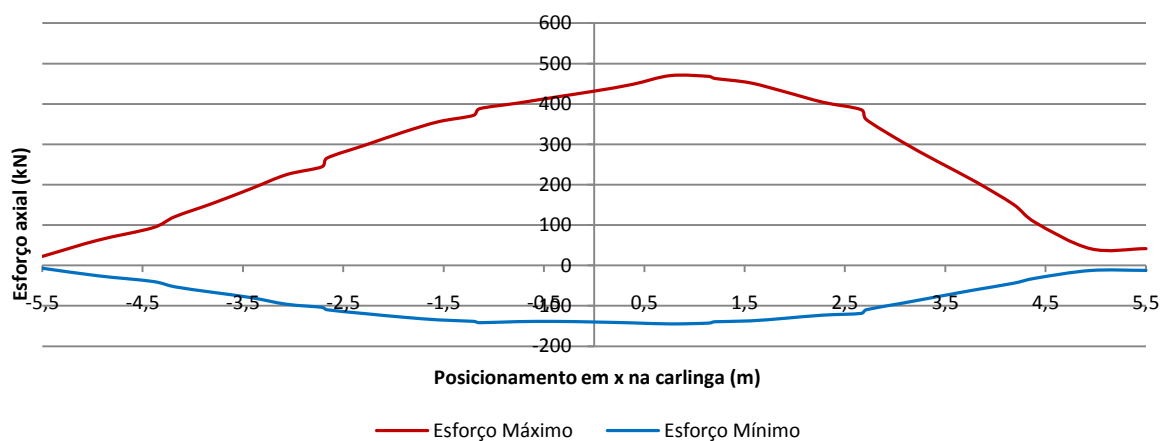
Envoltório do esforço axial na carlinga 20 a 400 km/h



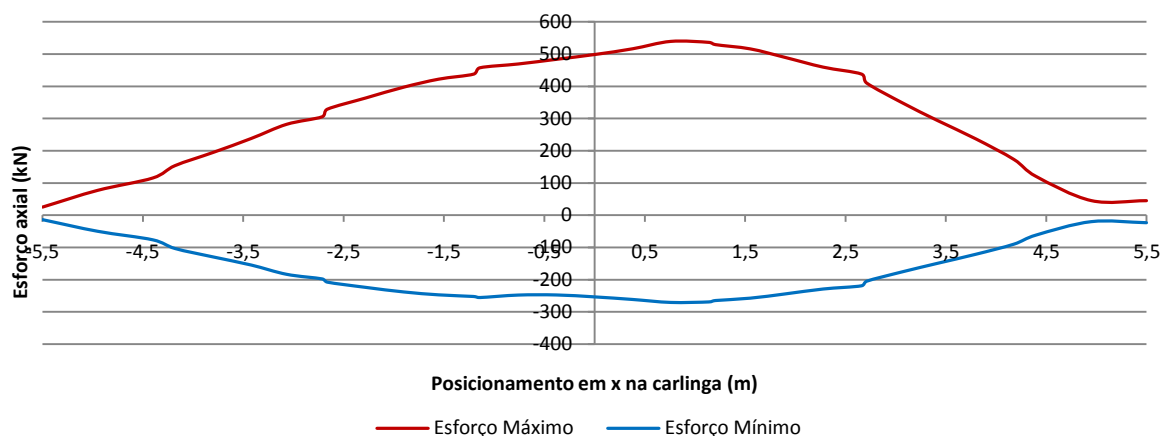
Envoltório do esforço axial na carlinga 28 a 400 km/h



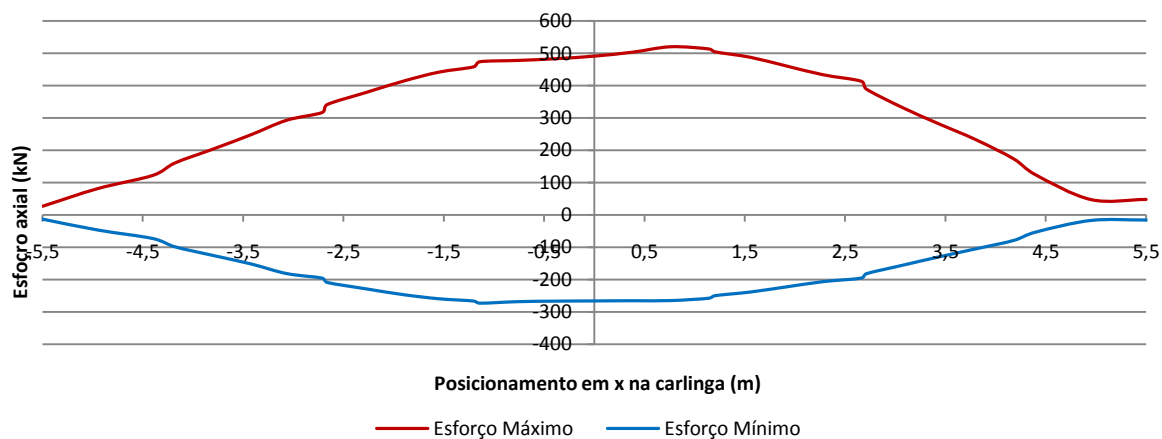
Envoltório do esforço axial na carlinga 29 a 400 km/h



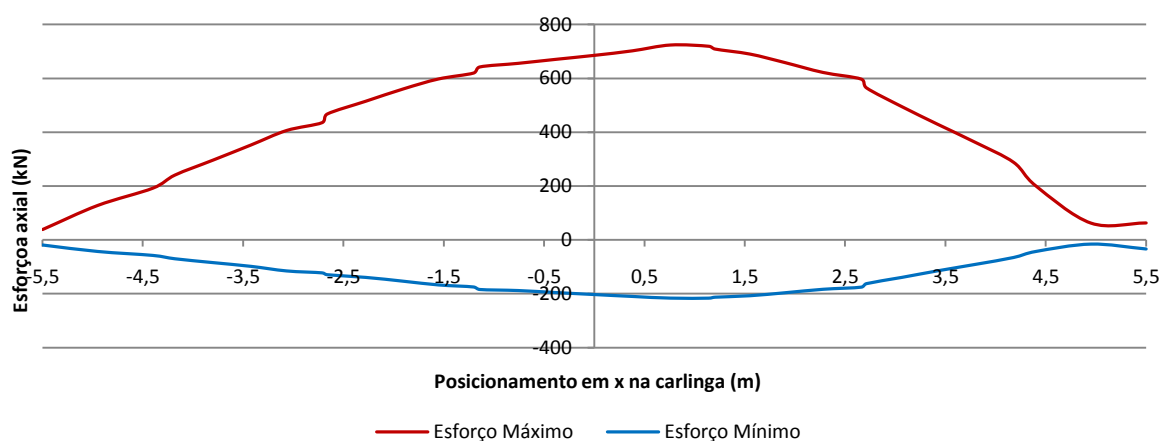
Envolvente do esforço axial na carlinga 7 a 450 km/h



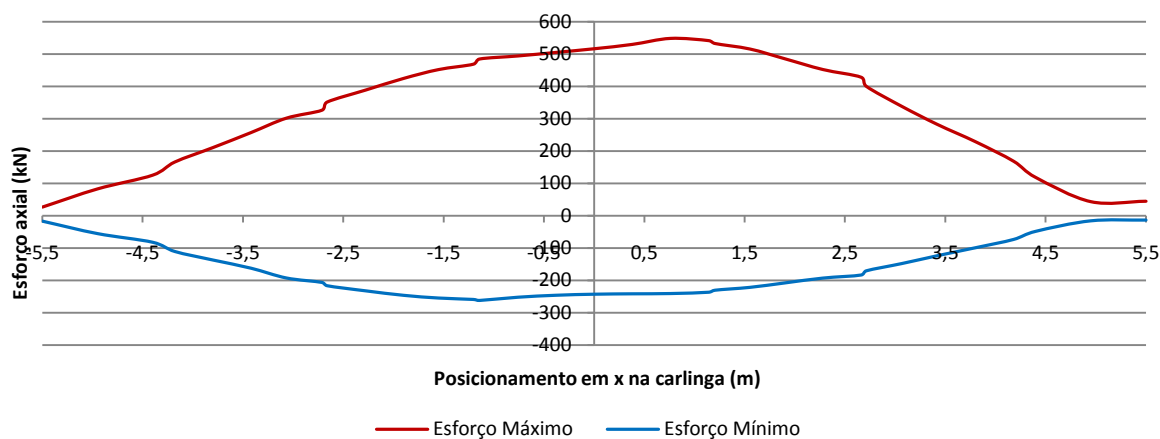
Envolvente do esforço axial na carlinga 8 a 450 km/h



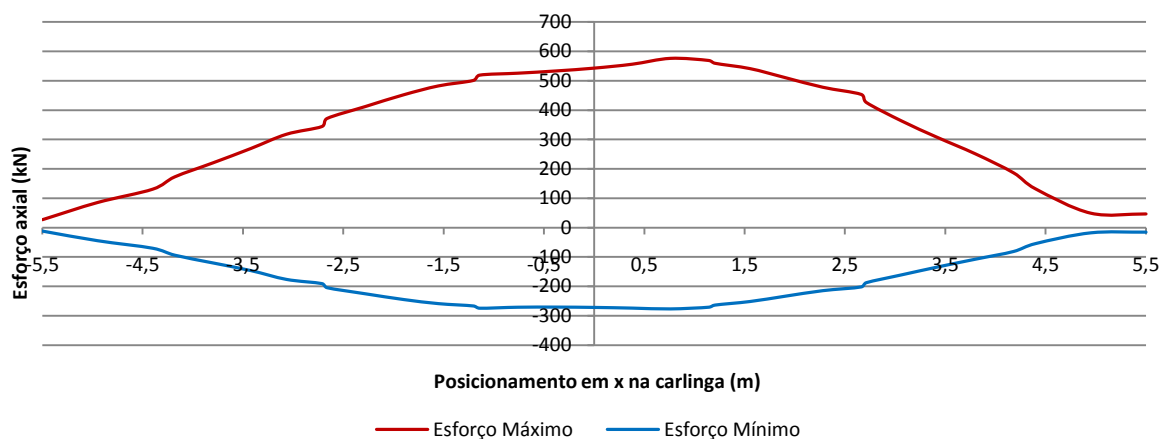
Envolvente do esforço axial na carlinga 12 a 450 km/h



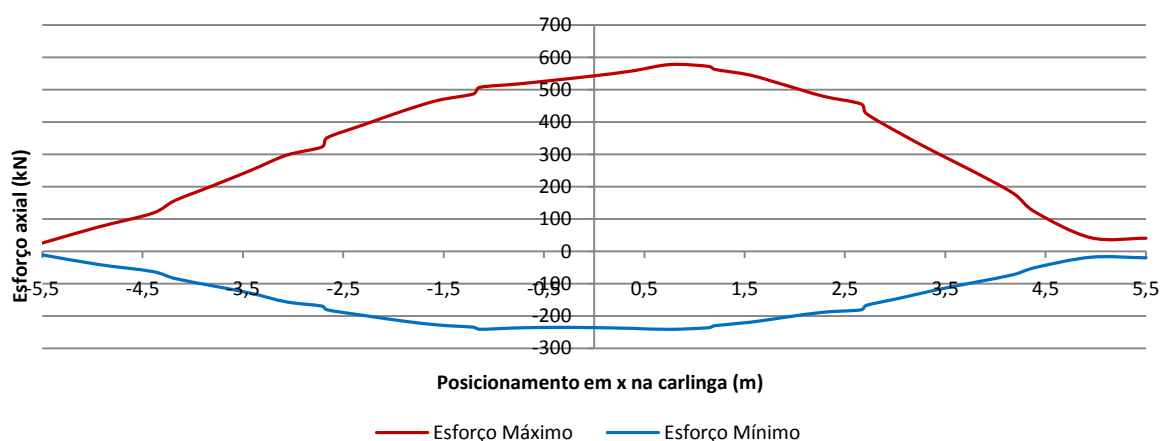
Envolvente do esforço axial na carlinga 20 a 450 km/h



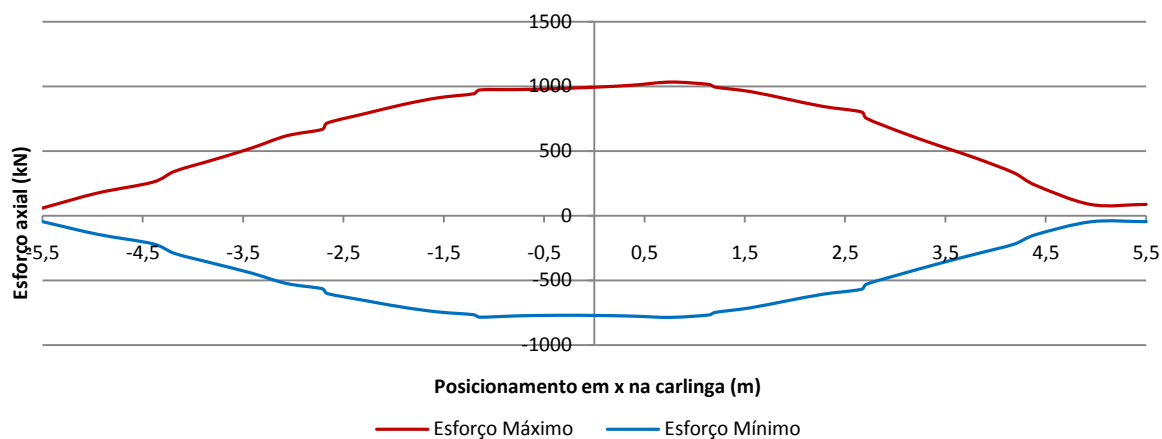
Envolvente do esforço axial na carlinga 28 a 450 km/h



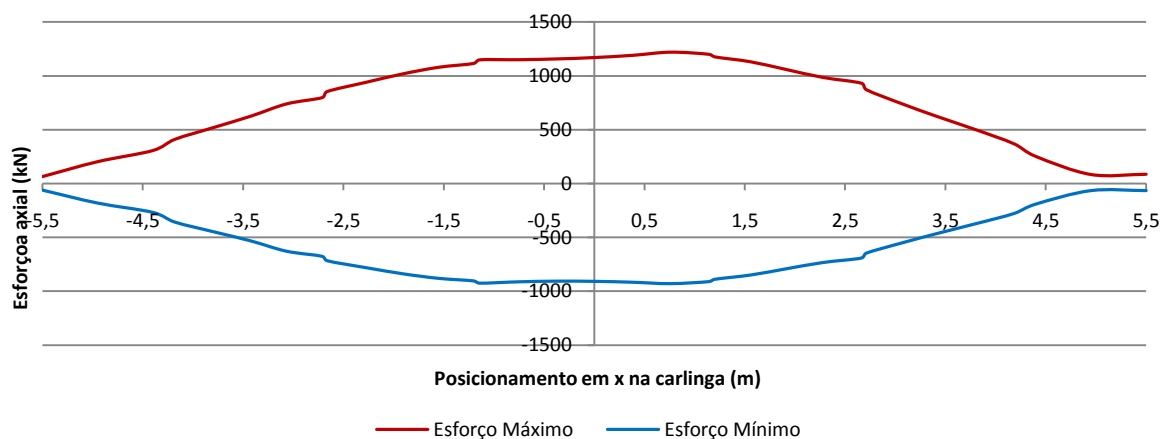
Envolvente do esforço axial na carlinga 29 a 450 km/h



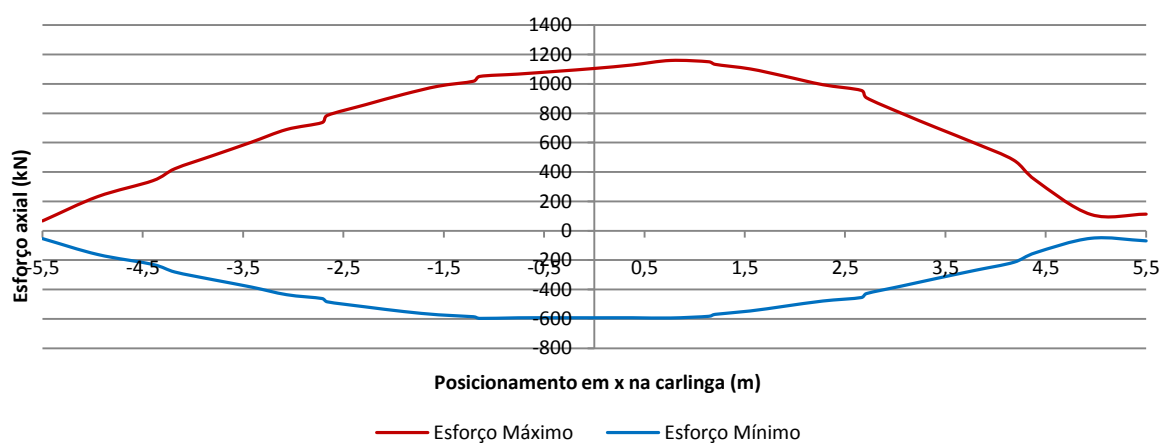
Envoltória do esforço axial na carlinga 7 a 490 km/h



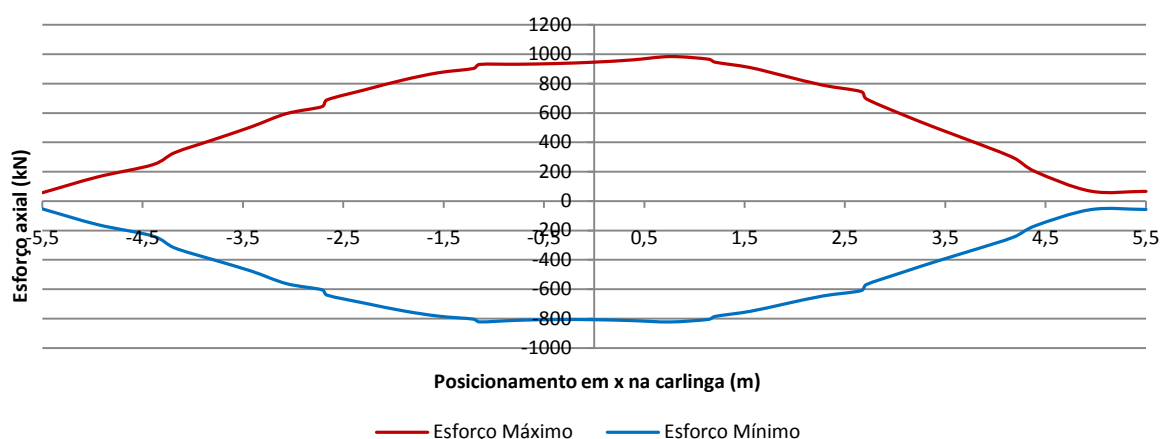
Envoltória do esforço axial na carlinga 8 a 490 km/h



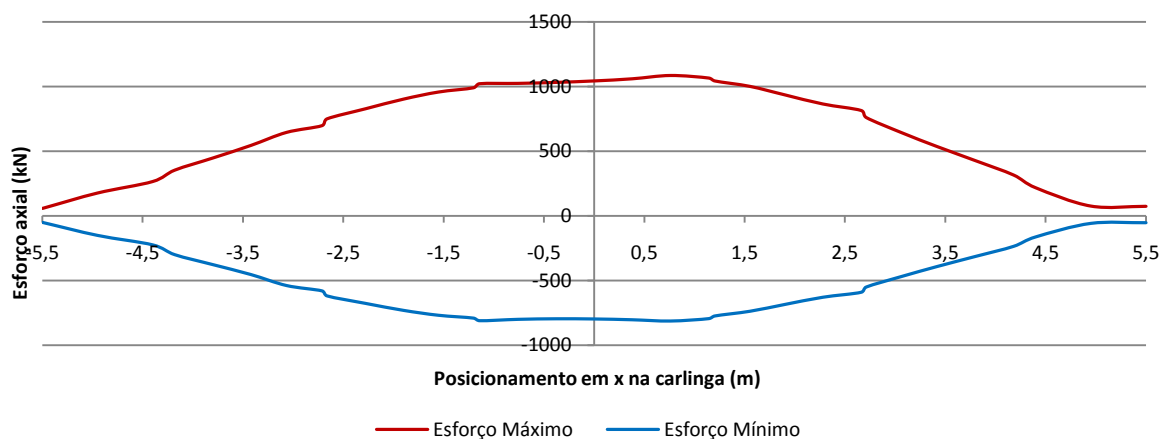
Envoltória do esforço axial na carlinga 12 a 490 km/h



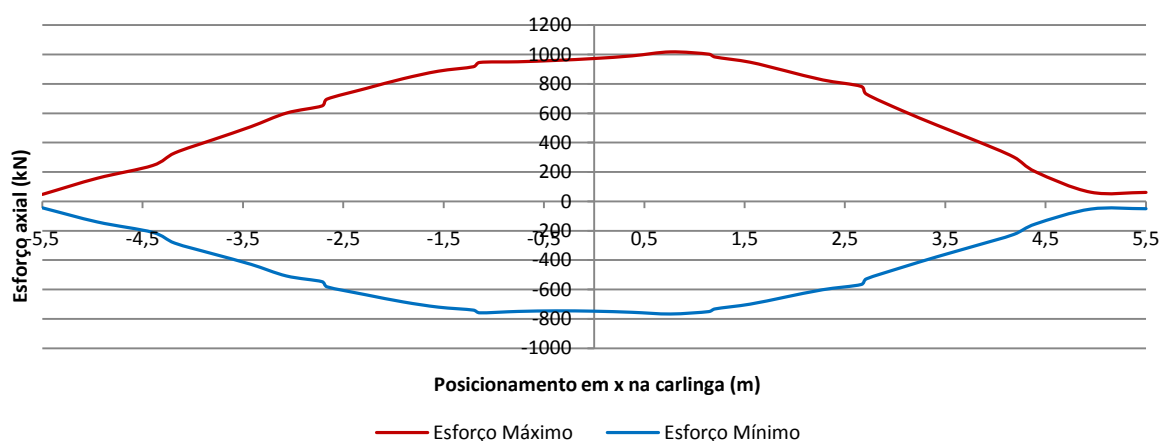
Envolvente do esforço axial na carlinga 20 a 490 km/h



Envolvente do esforço axial na carlinga 28 a 490 km/h

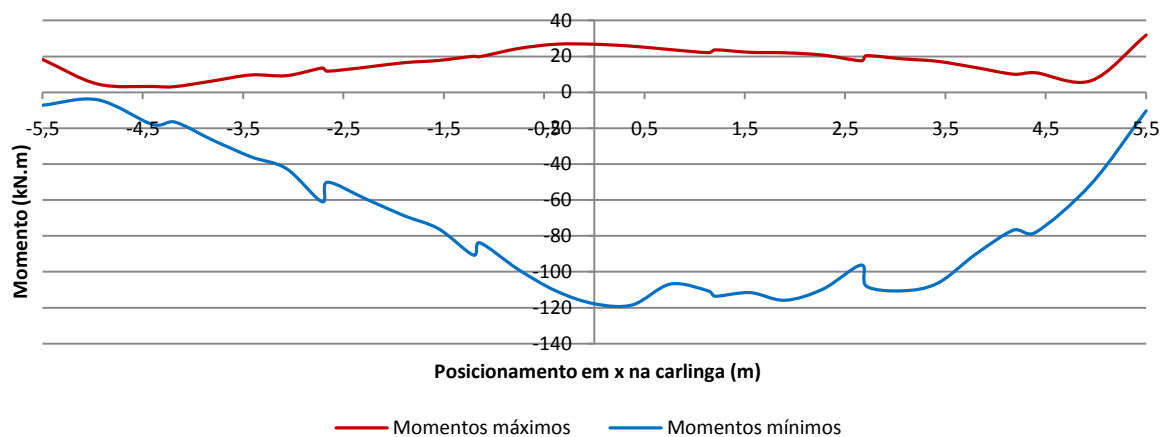


Envolvente do esforço axial na carlinga 29 a 490 km/h

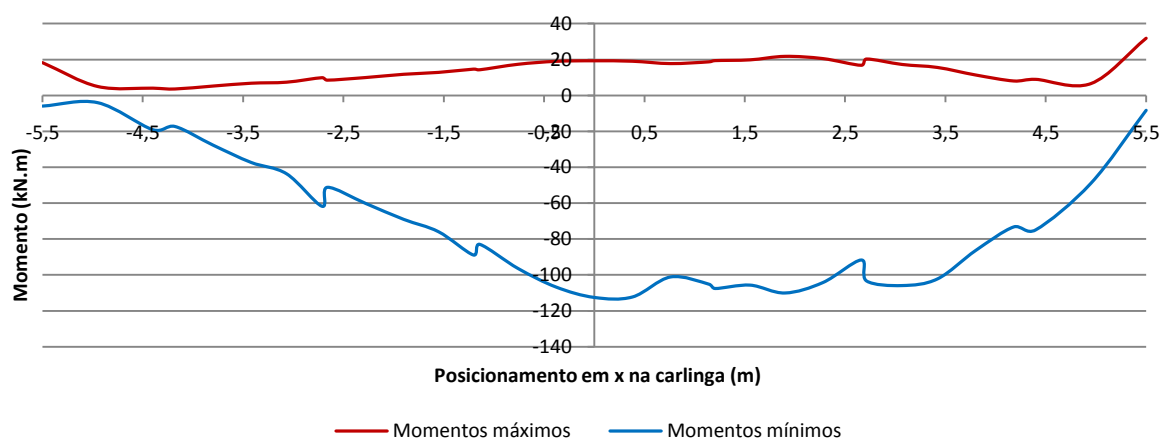


B2 – ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES NAS VIGAS TRANSVERSAIS

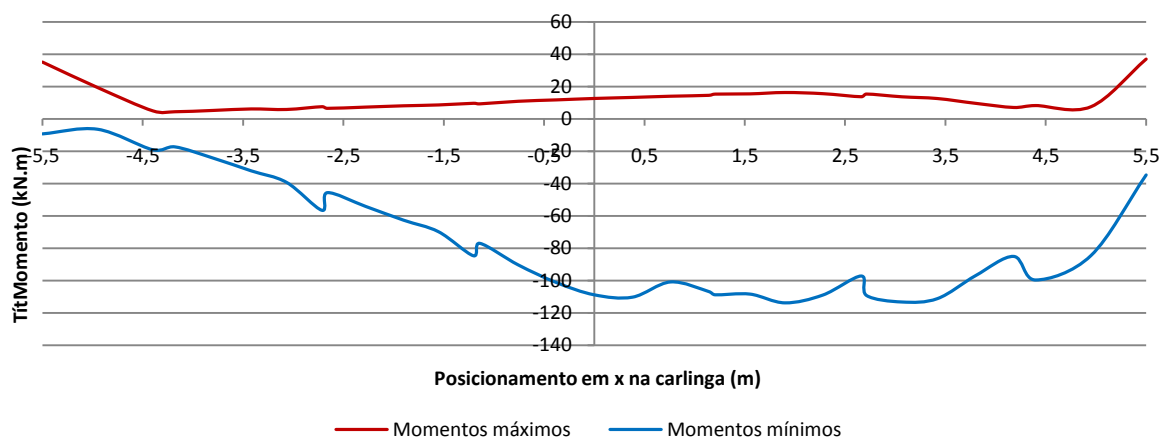
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 7 a 250 km/h



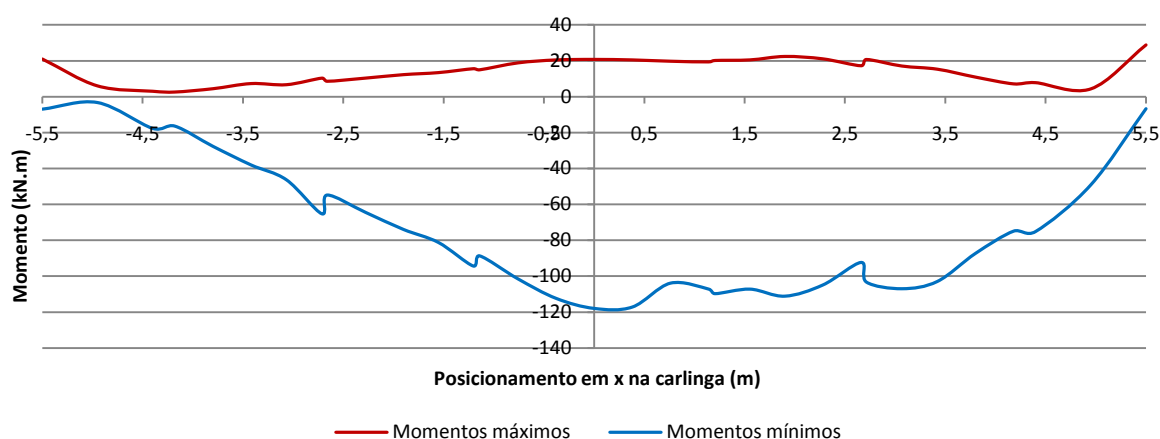
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 8 a 250 km/h



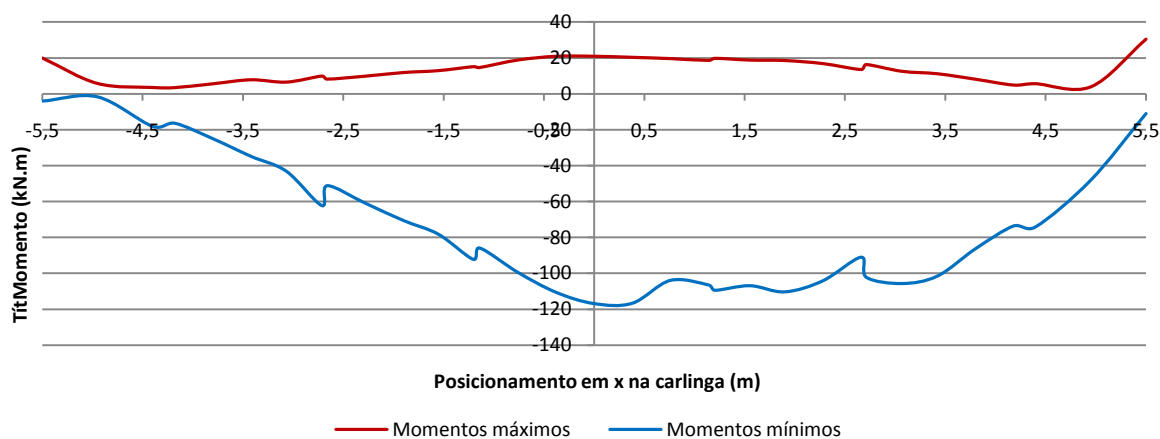
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 12 a 250 km/h



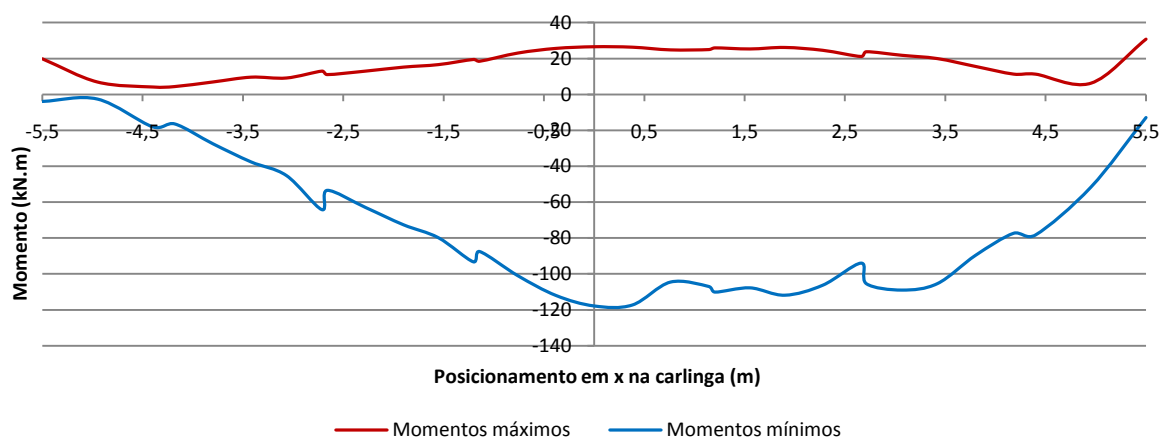
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 20 a 250 km/h



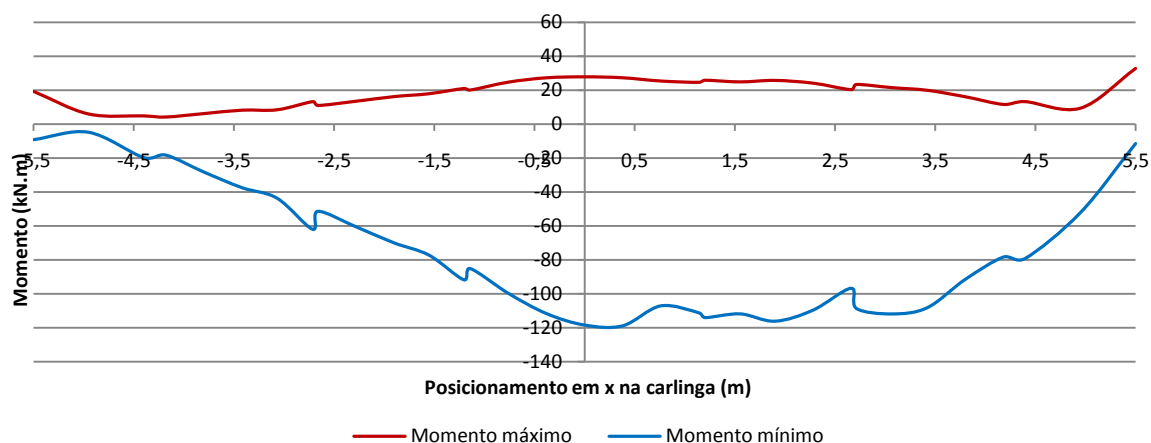
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 28 a 250 km/h



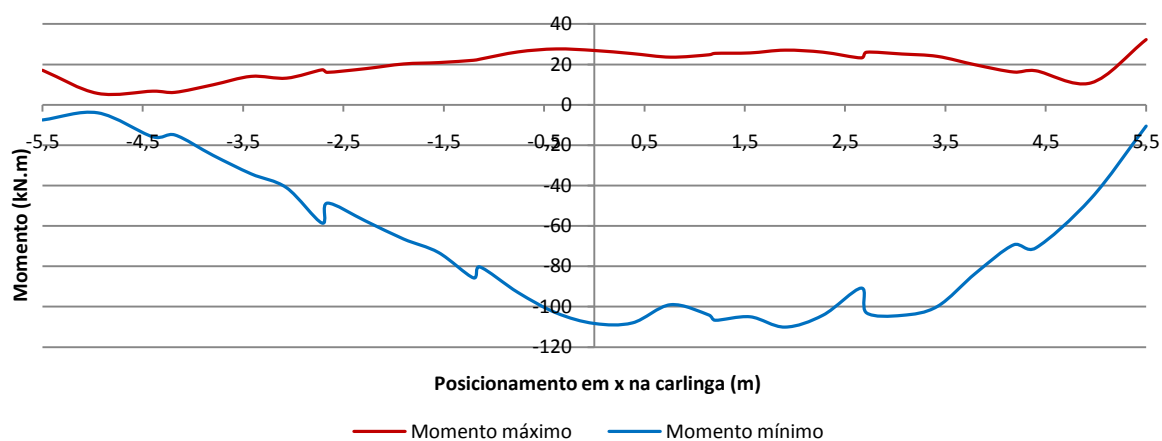
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 29 a 250 km/h



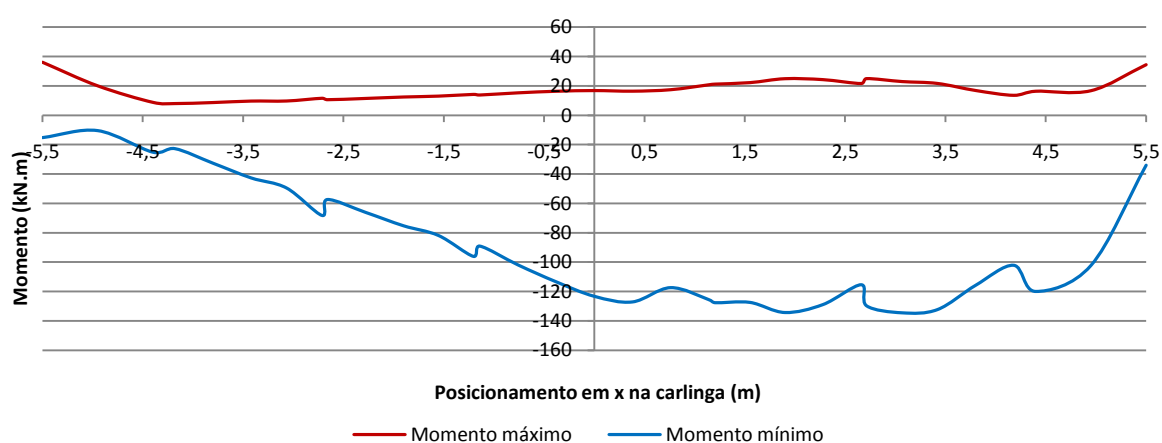
Envoltura de momentos flectores no banco da carlinga 7 a 300 km/h



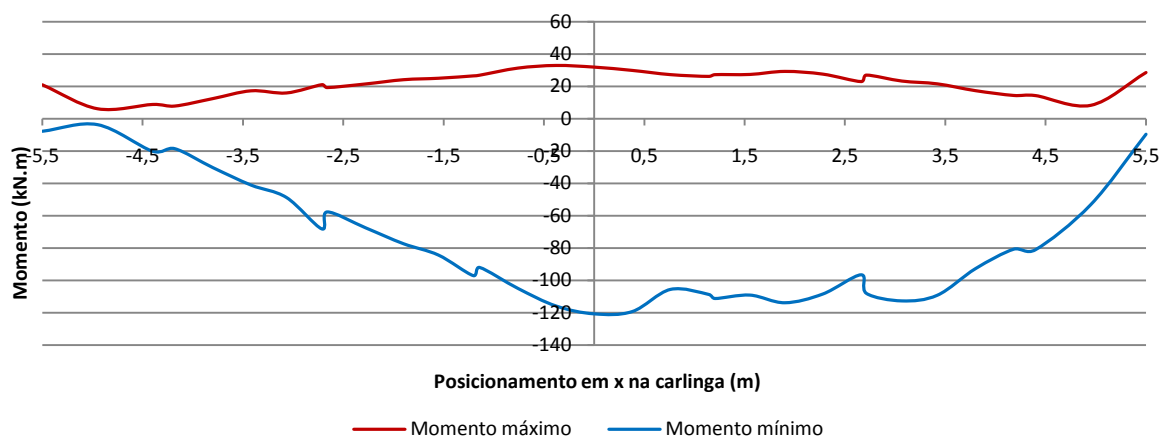
Envoltura de momentos flectores no banco da carlinga 8 a 300 km/h



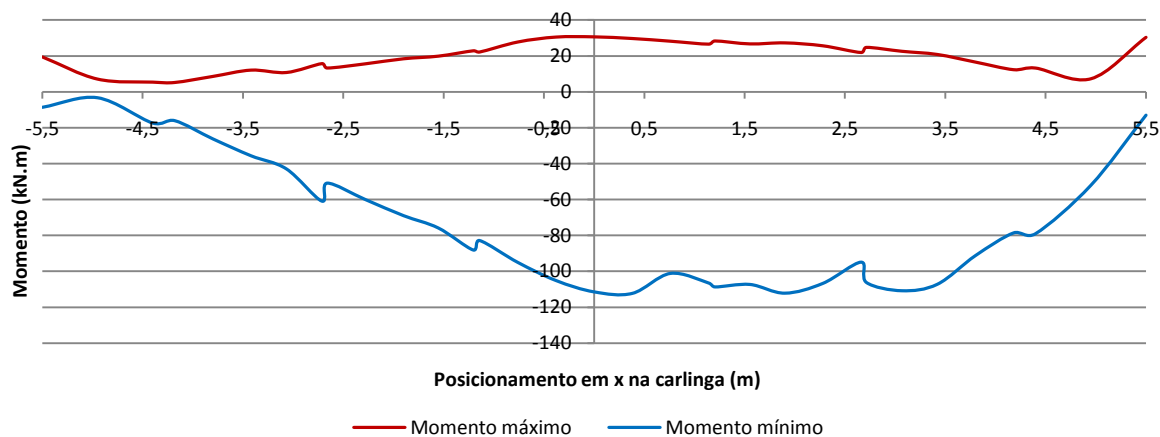
Envoltura de momentos flectores no banco da carlinga 12 a 300 km/h



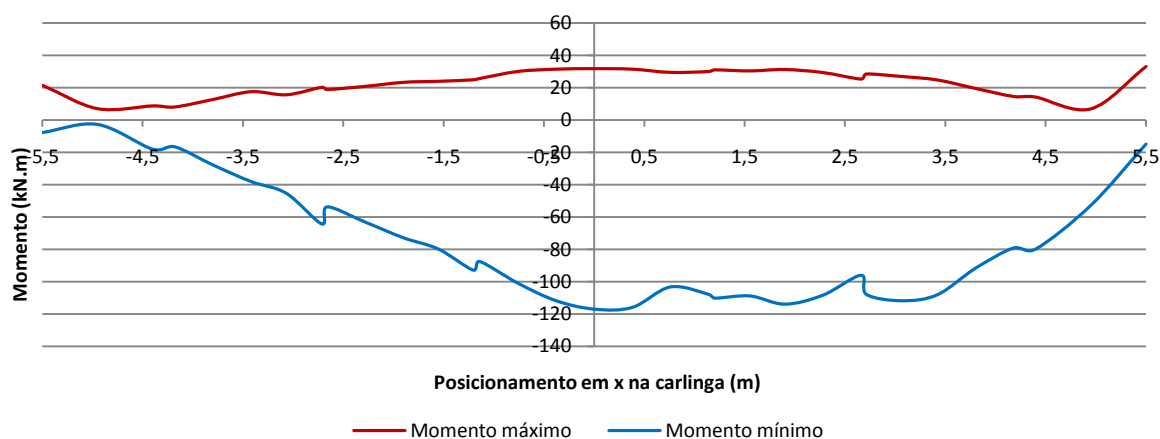
Envolvente de momentos flectores no banco da carlinga 20 a 300 km/h



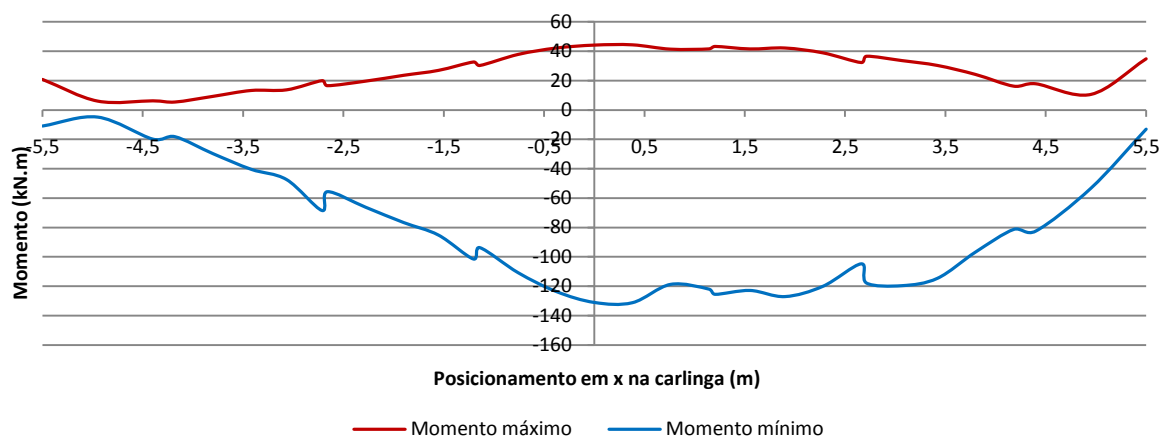
Envolvente de momentos flectores no banco da carlinga 28 a 300 km/h



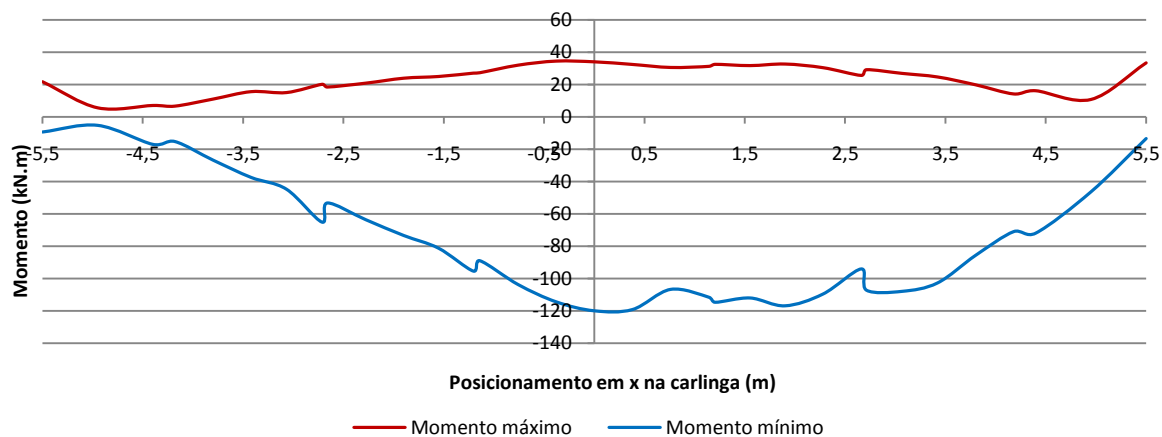
Envolvente de momentos flectores no banco da carlinga 29 a 300 km/h



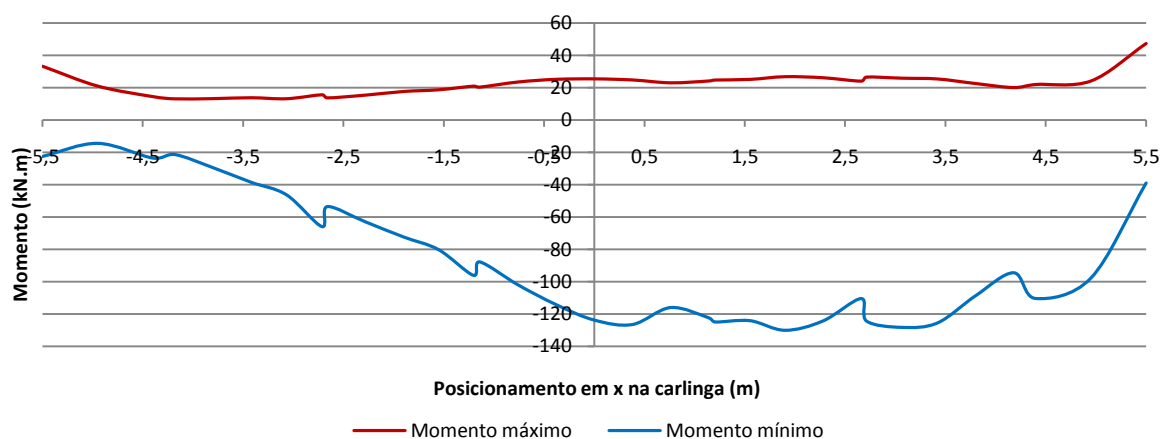
Envoltura de momentos flectores no banco da carlinga 7 a 350 km/h



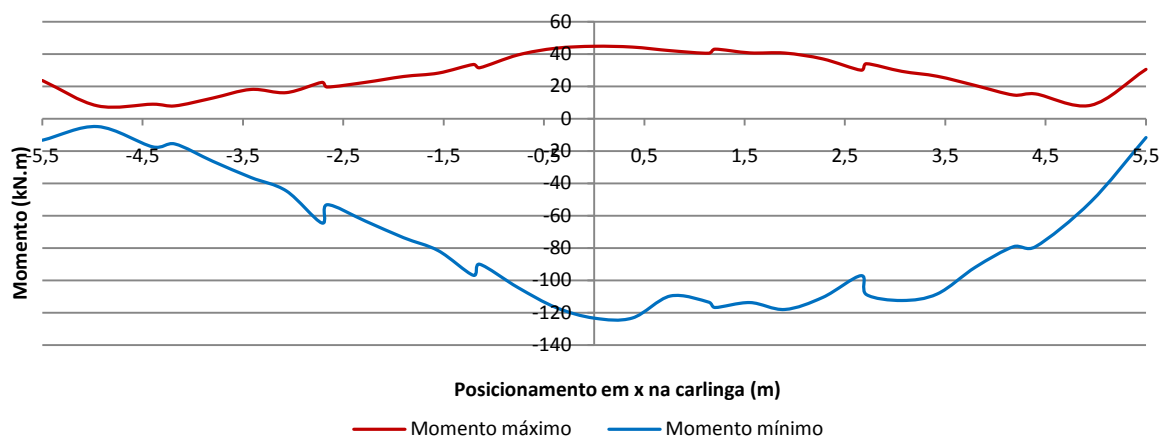
Envoltura de momentos flectores no banco da carlinga 8 a 350 km/h



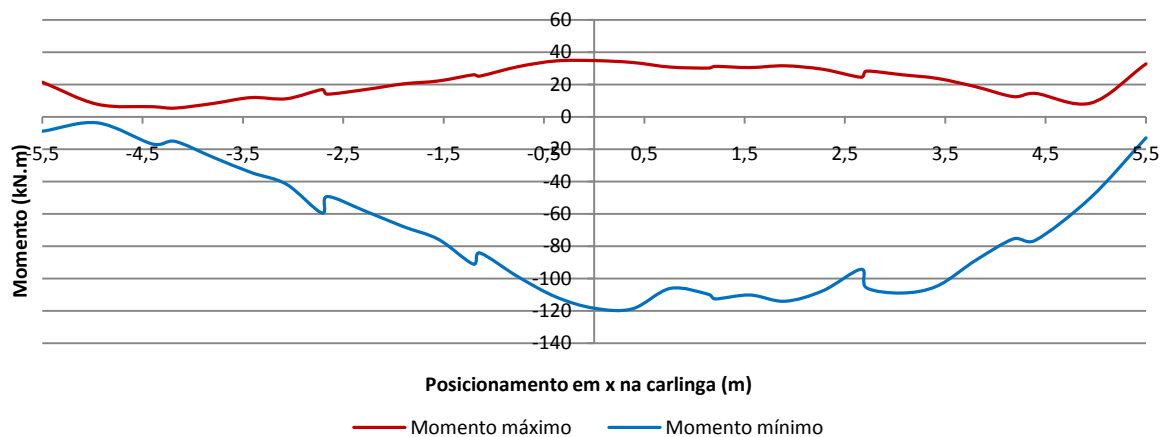
Envoltura de momentos flectores no banco da carlinga 12 a 350 km/h



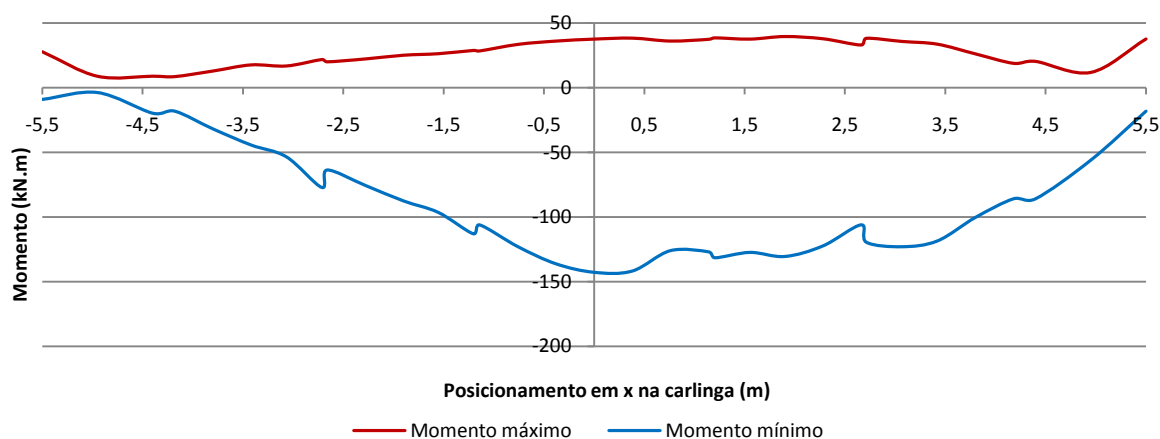
Envoltura de momentos flectores no banzo da carlinga 20 a 350 km/h



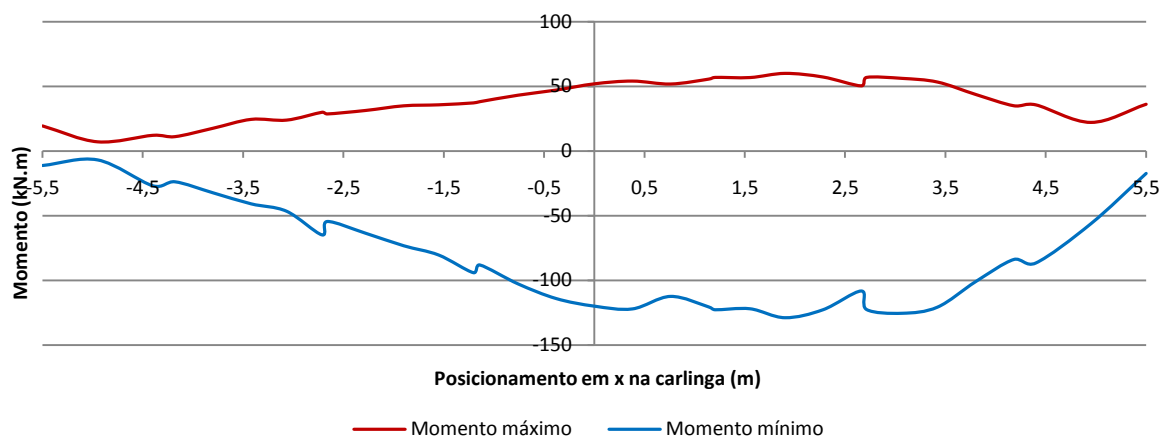
Envoltura de momentos flectores no banzo da carlinga 28 a 350 km/h



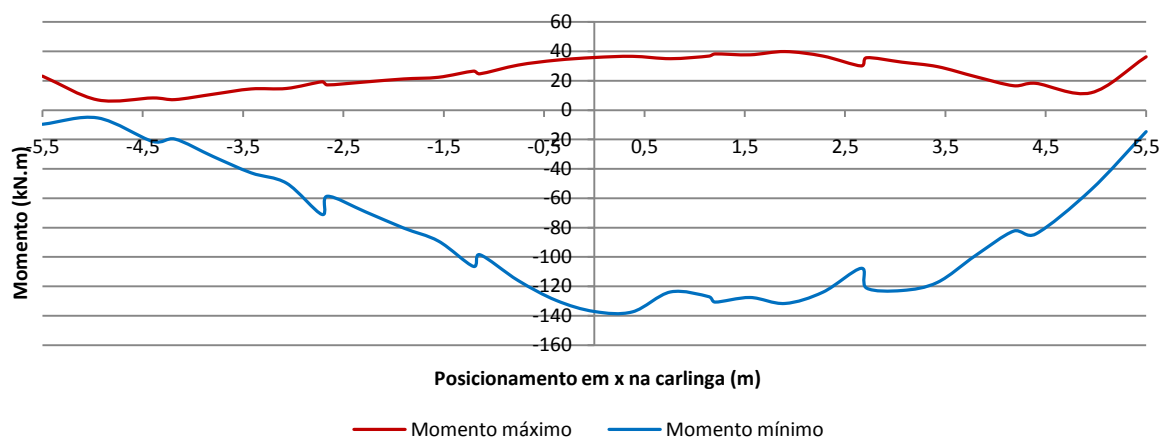
Envoltura de momentos flectores no banzo da carlinga 29 a 350 km/h



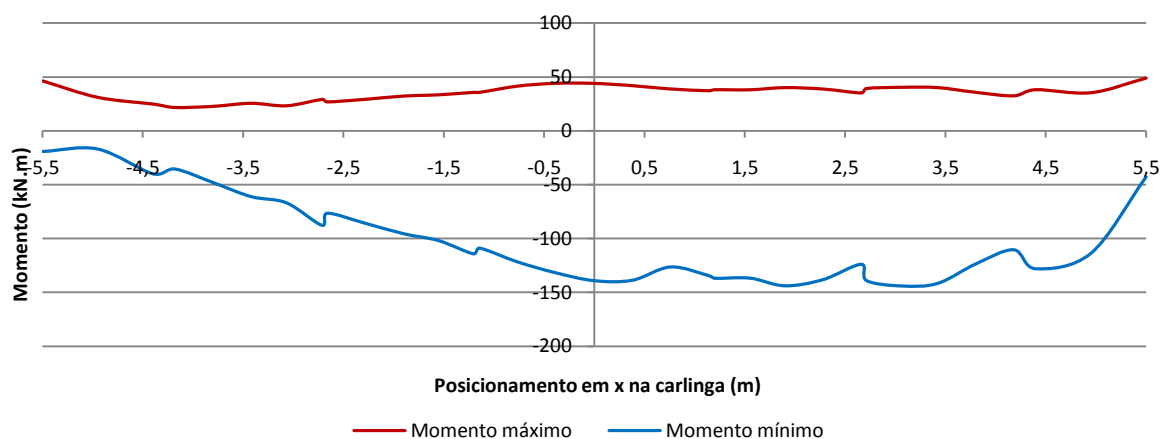
Envolve de momentos flectores no banco da carlinga 7 a 400 km/h



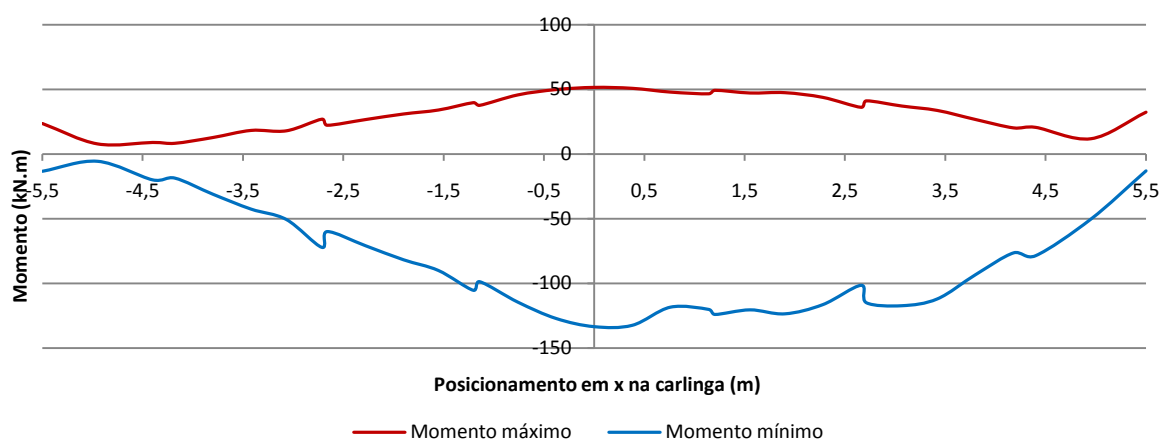
Envolve de momentos flectores no banco da carlinga 8 a 400 km/h



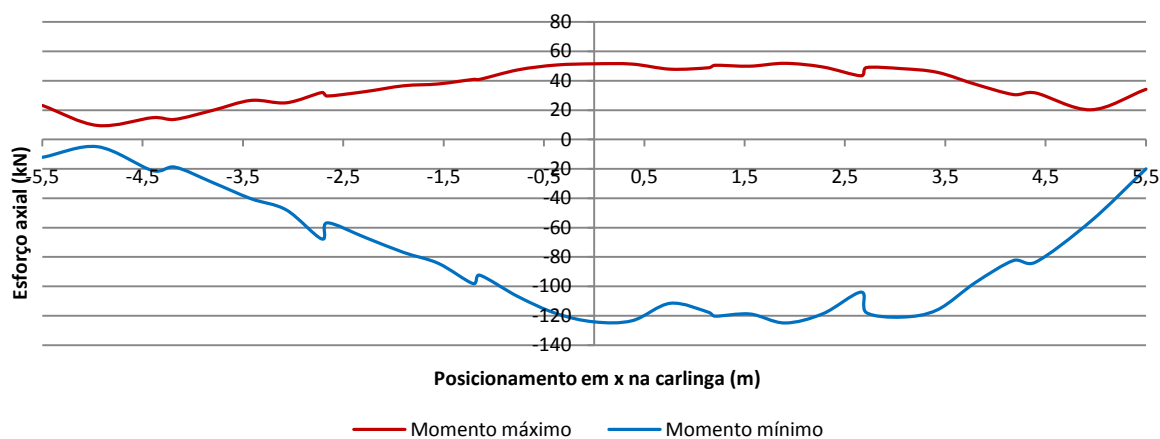
Envolve de momentos flectores no banco da carlinga 12 a 400 km/h



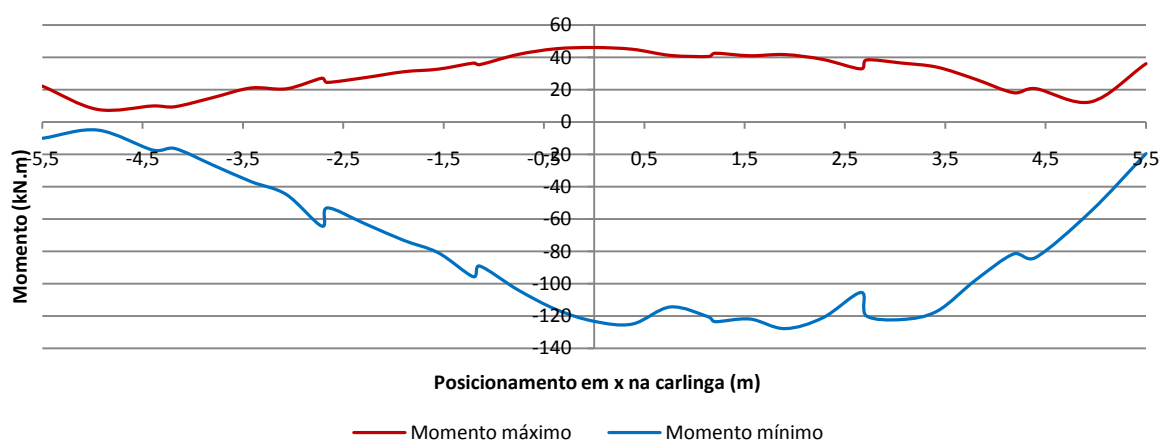
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 20 a 400 km/h



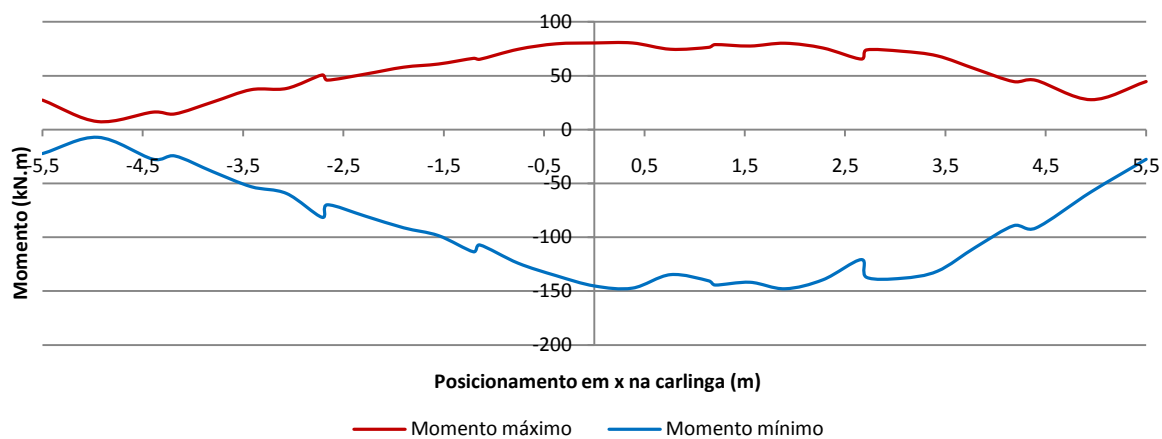
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 28 a 400 km/h



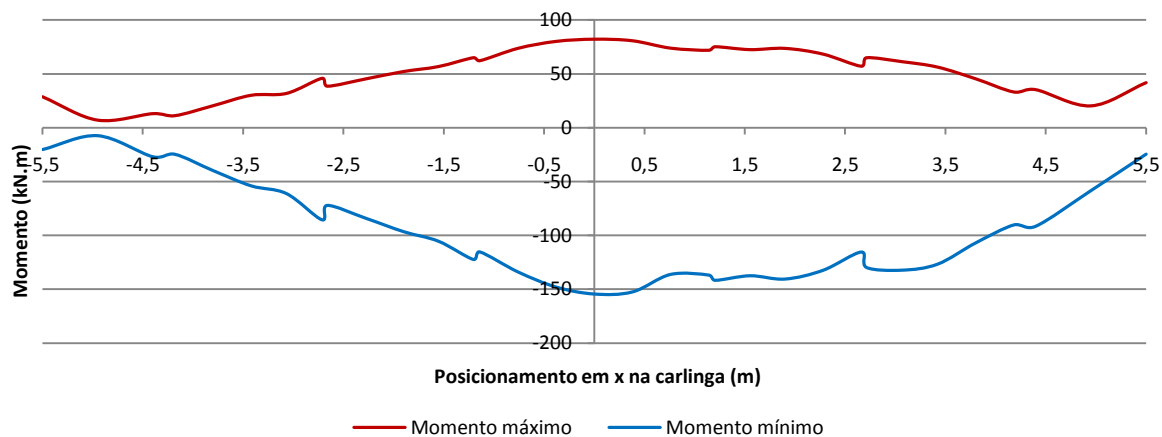
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 29 a 400 km/h



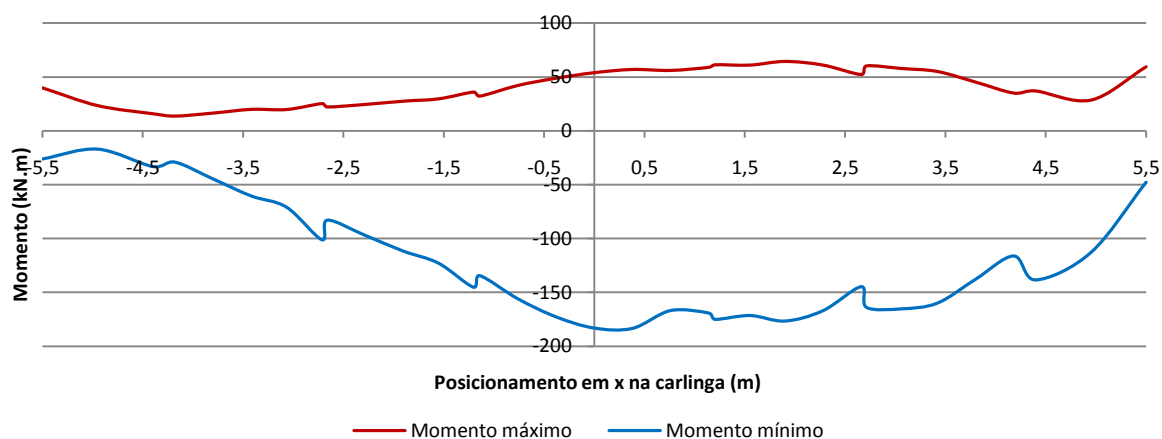
Envolvente de momentos flectores no banco da carlinga 7 a 450 km/h



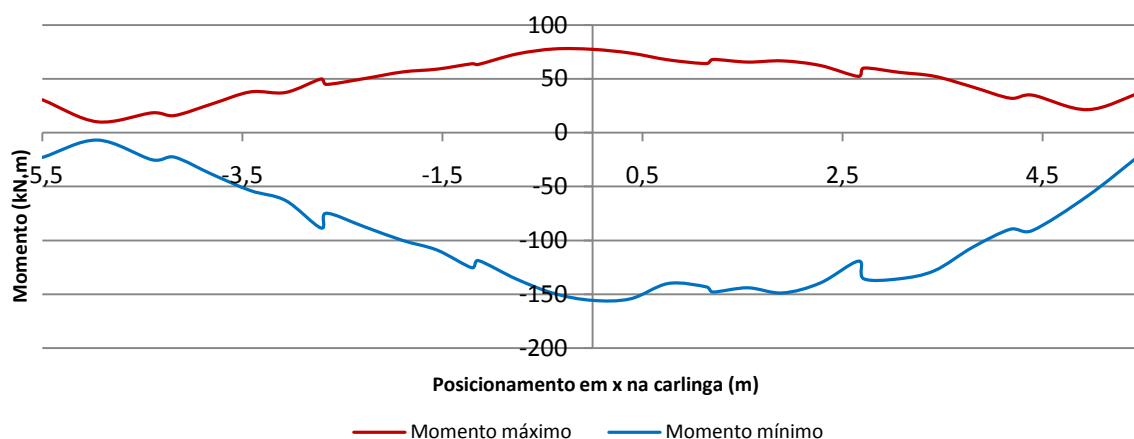
Envolvente de momentos flectores no banco da carlinga 8 a 450 km/h



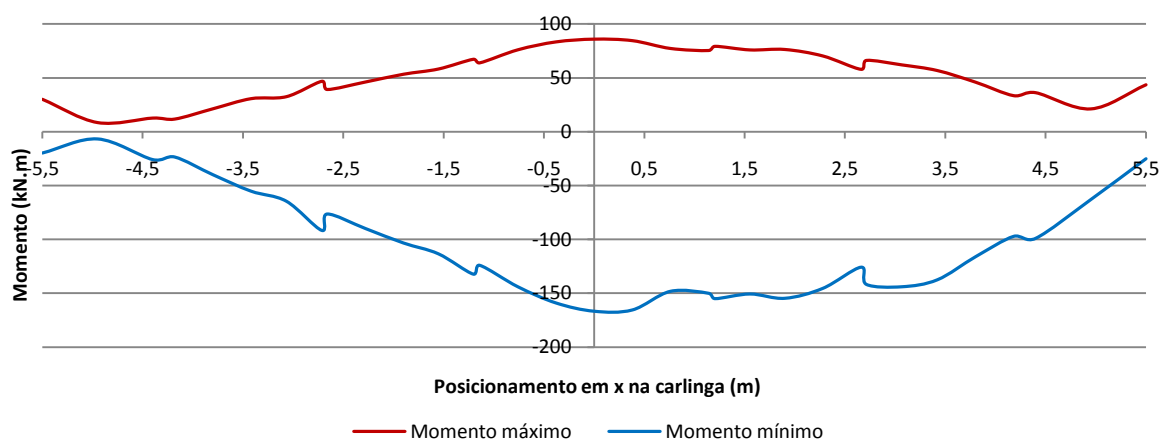
Envolvente de momentos flectores no banco da carlinga 12 a 450 km/h



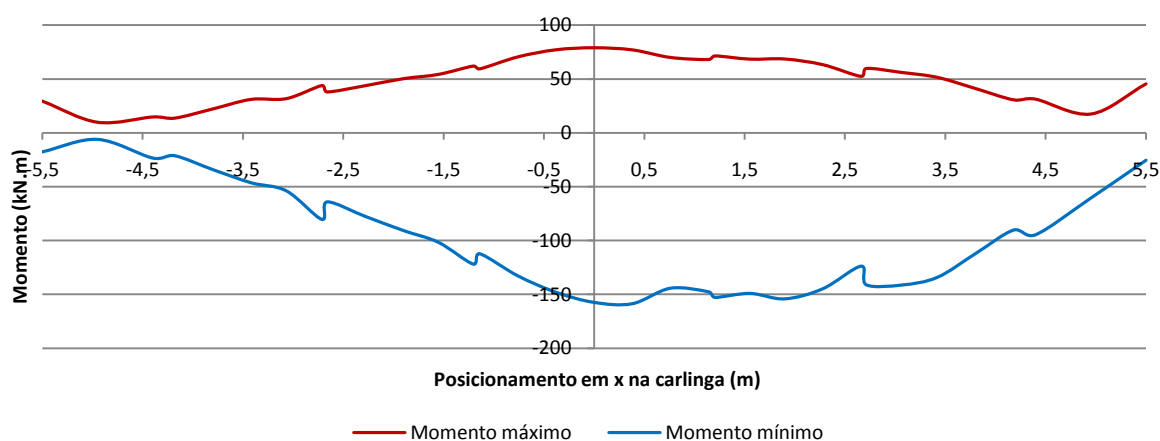
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 20 a 450 km/h



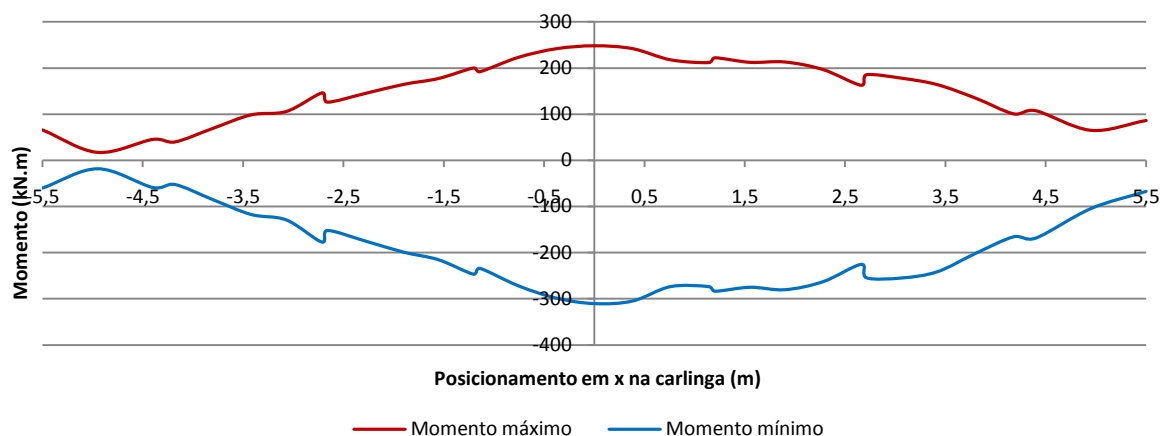
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 28 a 450 km/h



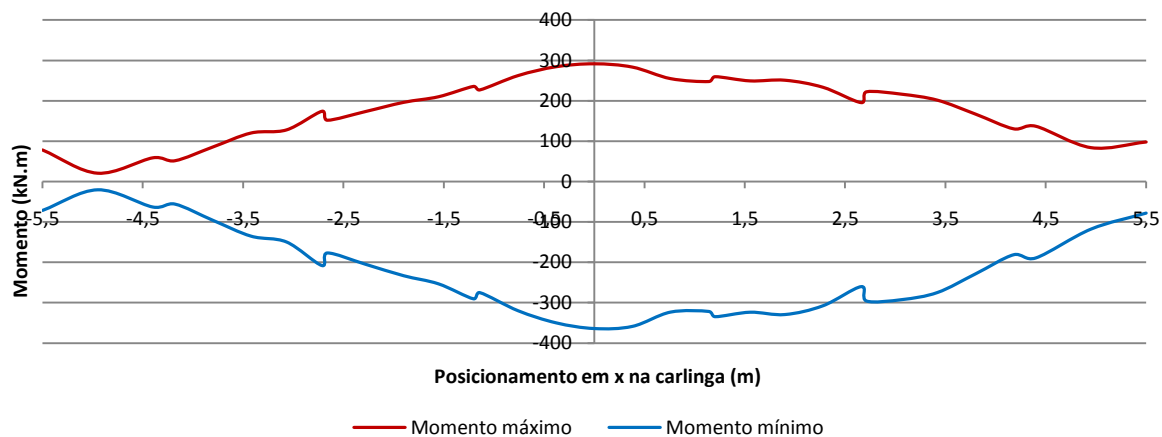
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 29 a 450 km/h



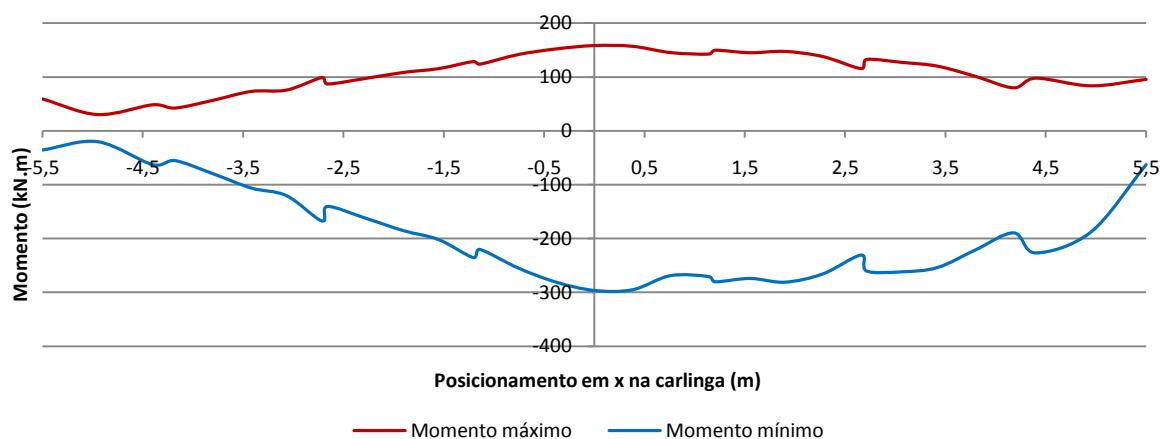
Envoltura de momentos flectores no banco da carlinga 7 a 490 km/h



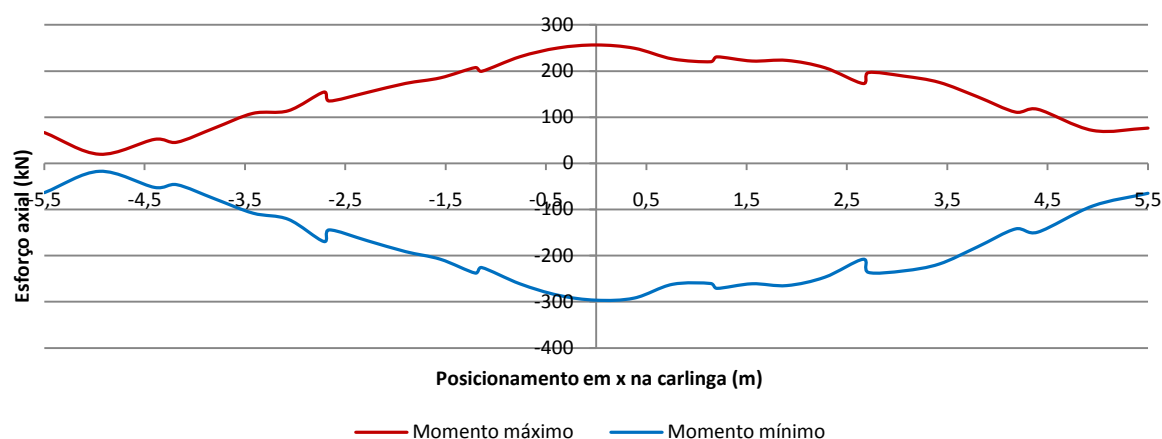
Envoltura de momentos flectores no banco da carlinga 8 a 490 km/h



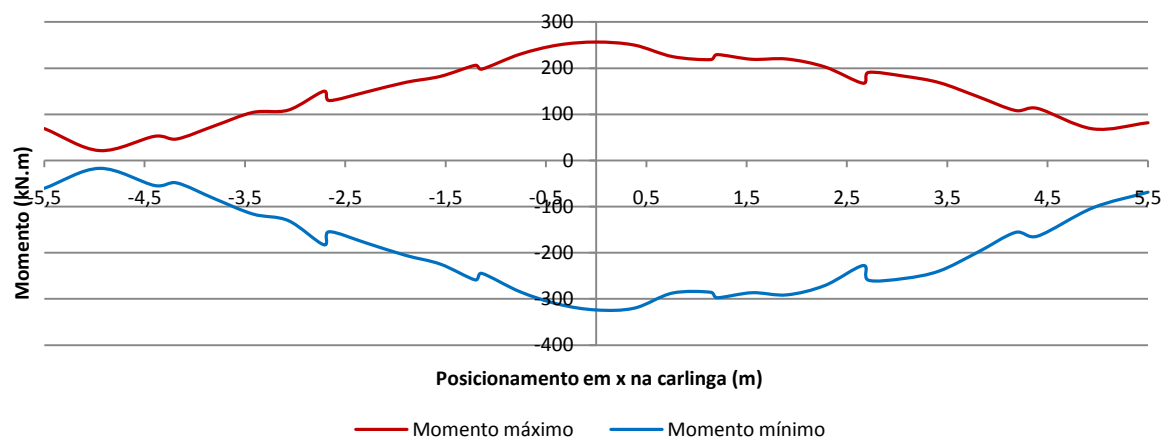
Envoltura de momentos flectores no banco da carlinga 12 a 490 km/h



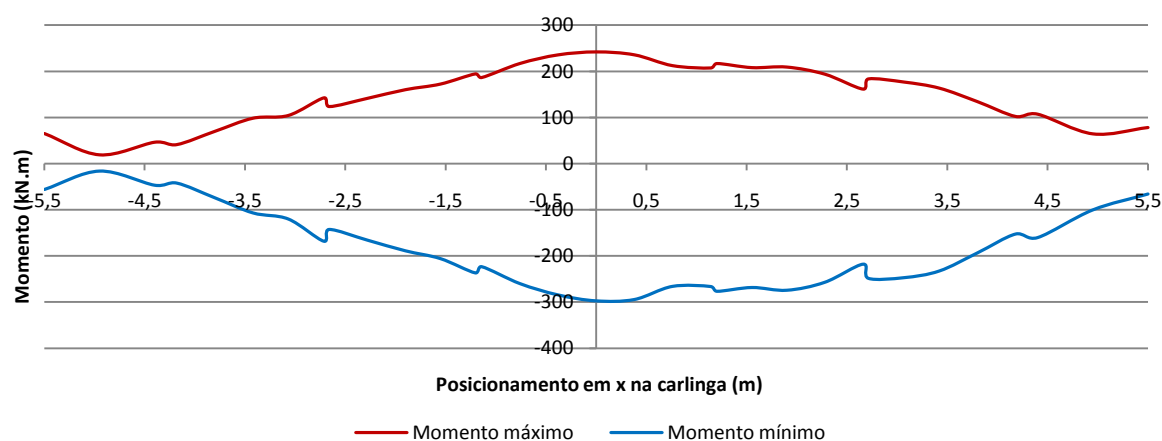
Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 20 a 490 km/h



Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 28 a 490 km/h

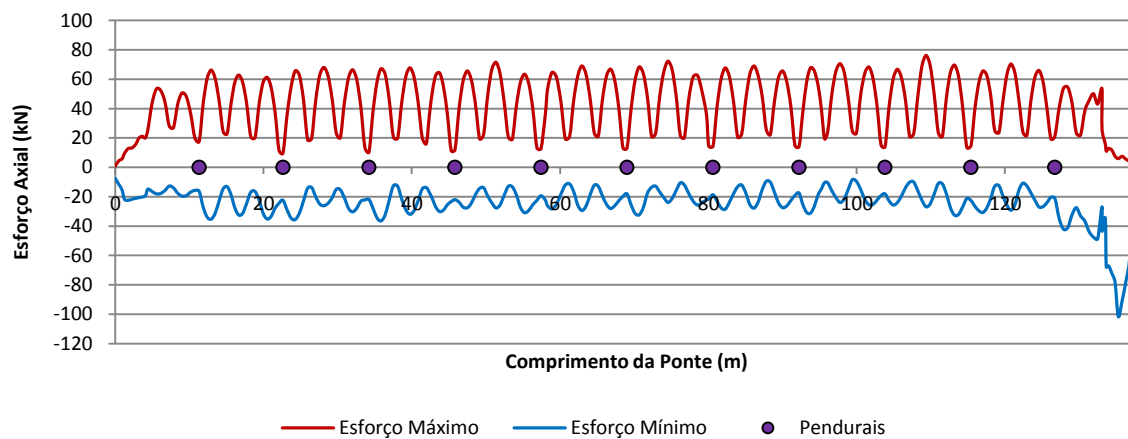


Envolvente de momentos flectores no banzo da carlinga 29 a 490 km/h

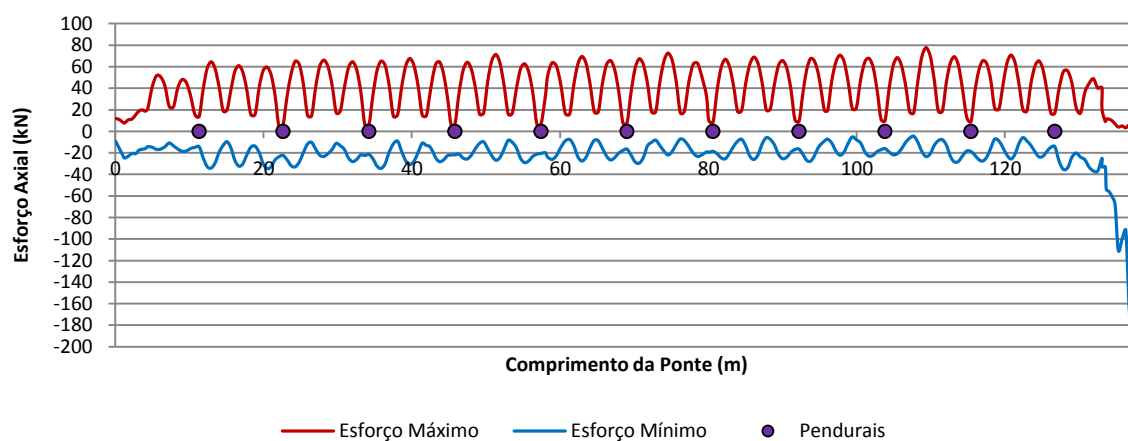


C1 – ENVOLVENTE DE ESFORÇOS AXIAIS NAS LONGARINAS

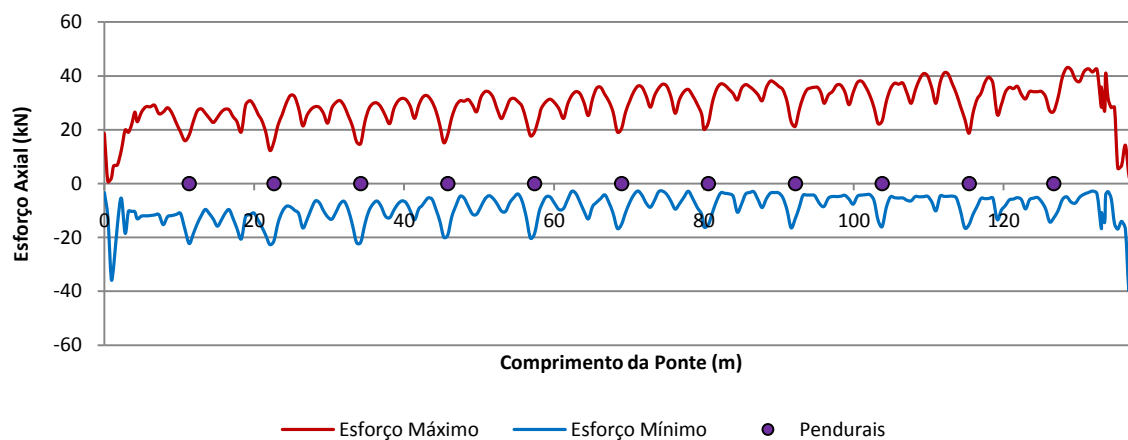
Envolvente do esforço axial na longarina 3 a 250 km/h



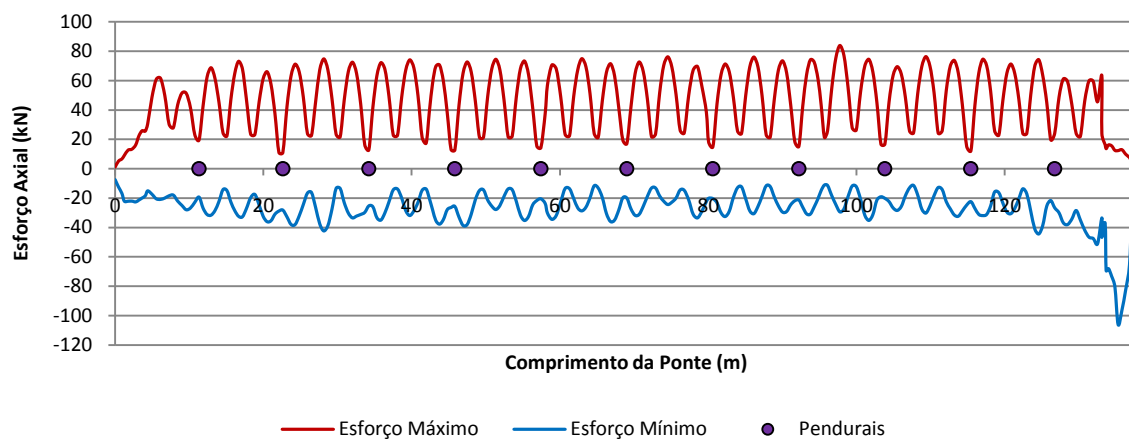
Envolvente do esforços axial na longarina 4 a 250 km/h



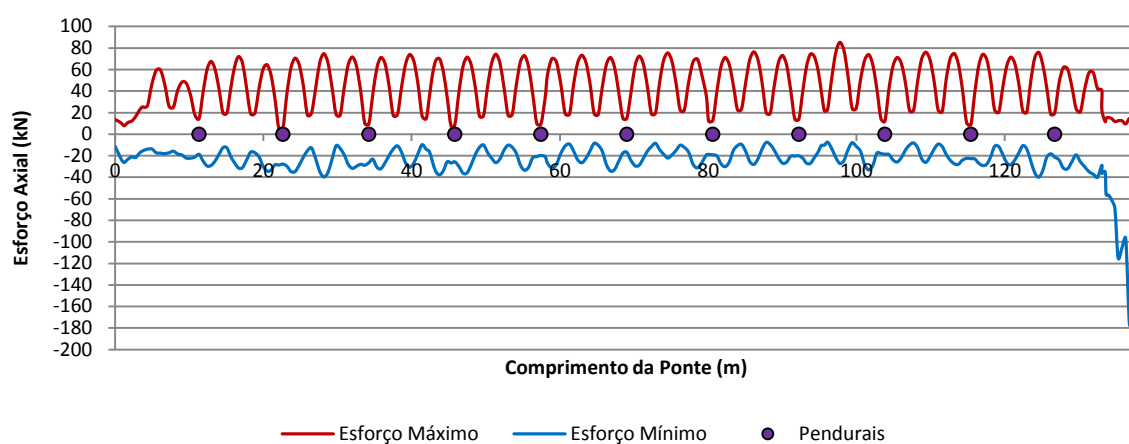
Envolvente do esforço axial na longarina 6 a 250 km/h



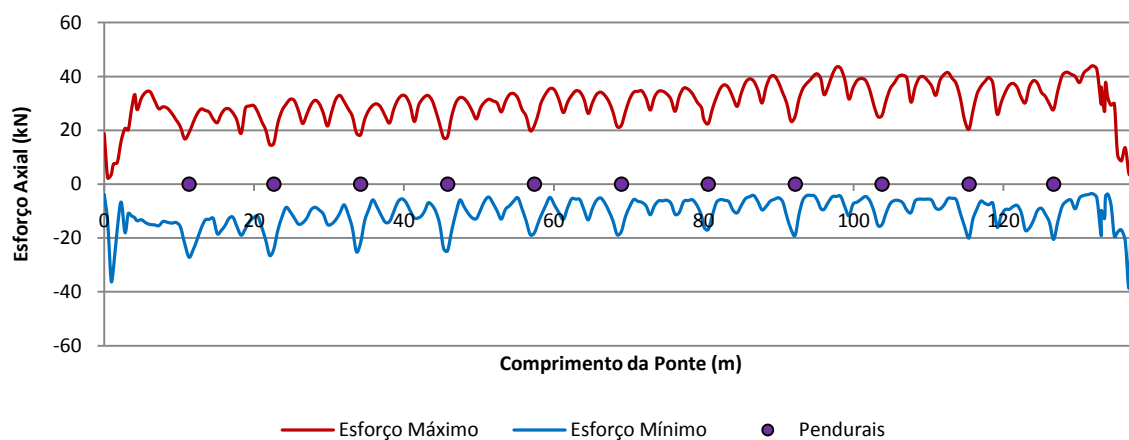
Envoltiva do esforço axial na longarina 3 a 300 km/h



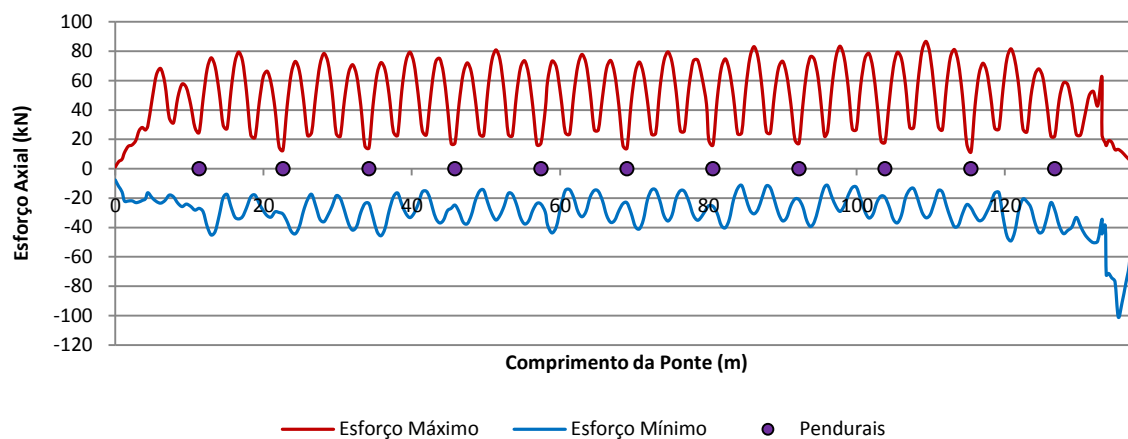
Envoltiva do esforço axial na longarina 4 a 300 km/h



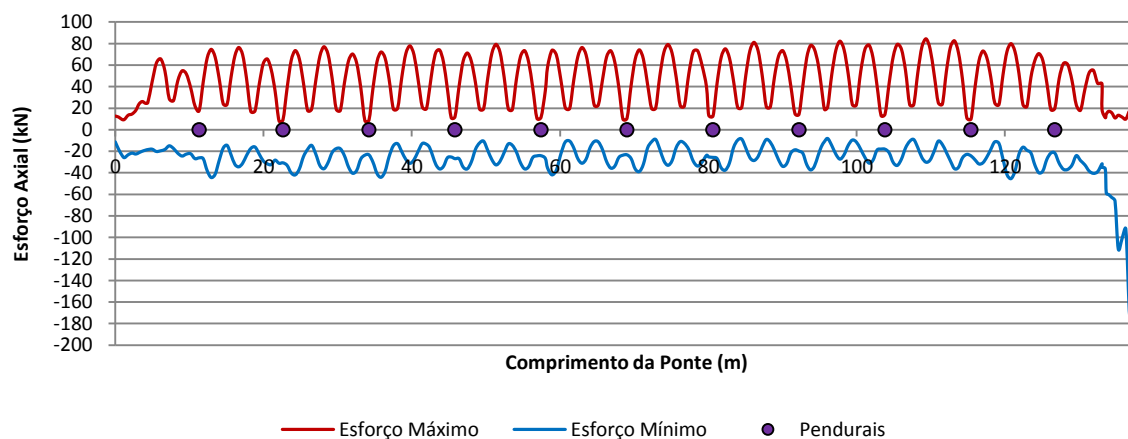
Envoltiva do esforço axial na longarina 6 a 300 km/h



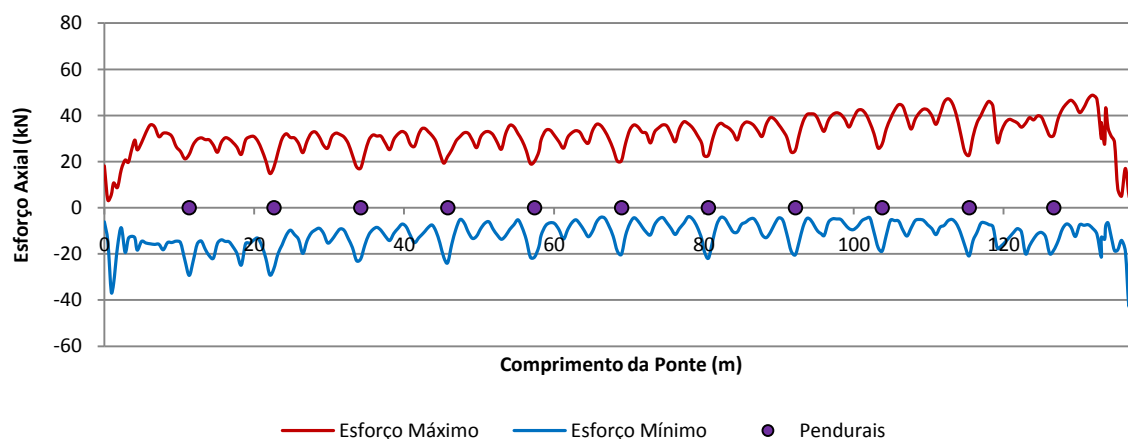
Envolvente do esforço axial na longarina 3 a 350 km/h



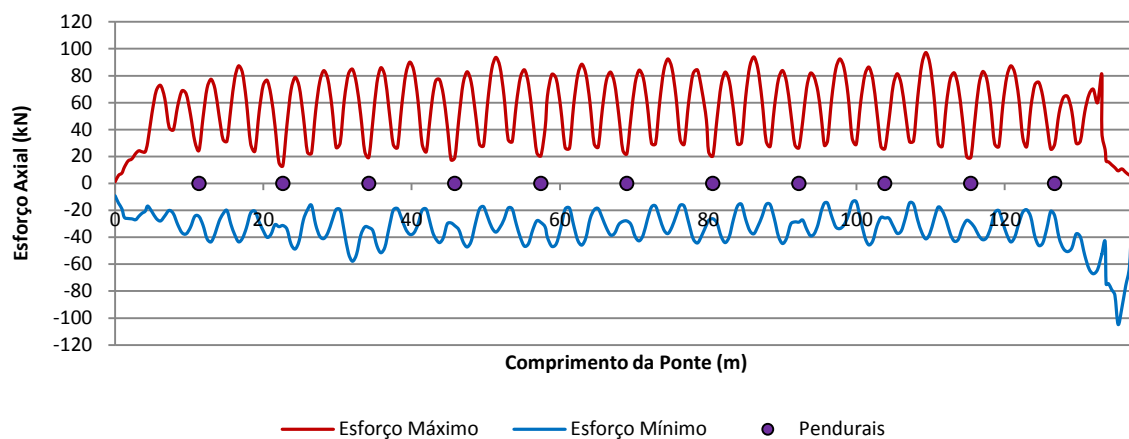
Envolvente do esforço axial na longarina 4 a 350 km/h



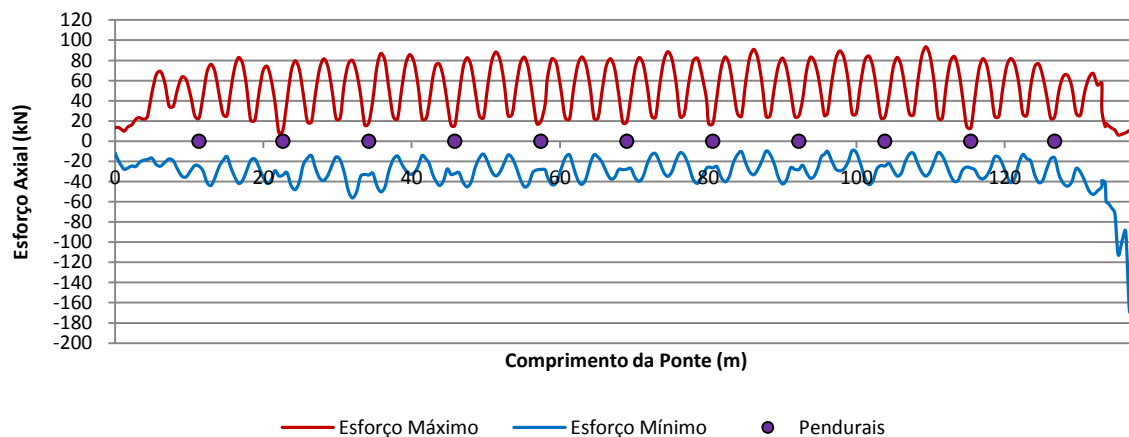
Envolvente do esforço axial na longarina 6 a 350 km/h



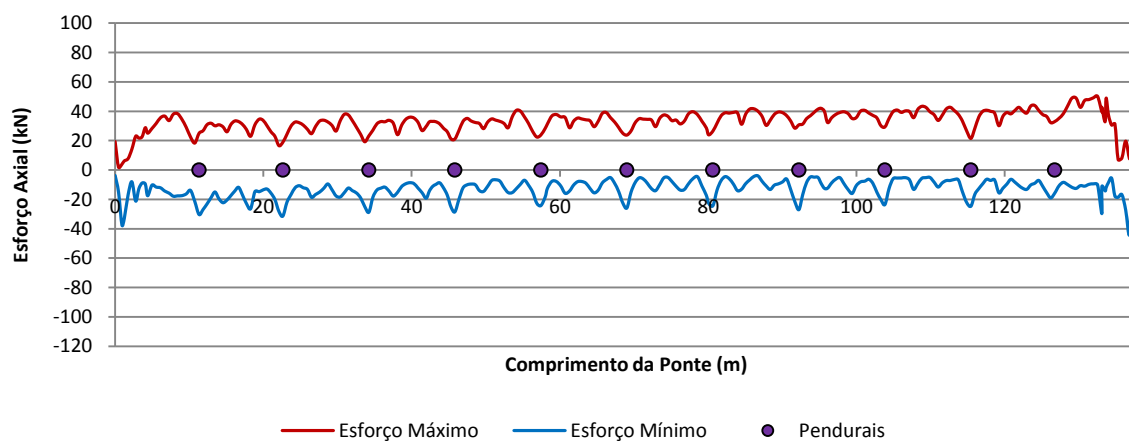
Envoltória do esforço axial na longarina 3 a 400 km/h



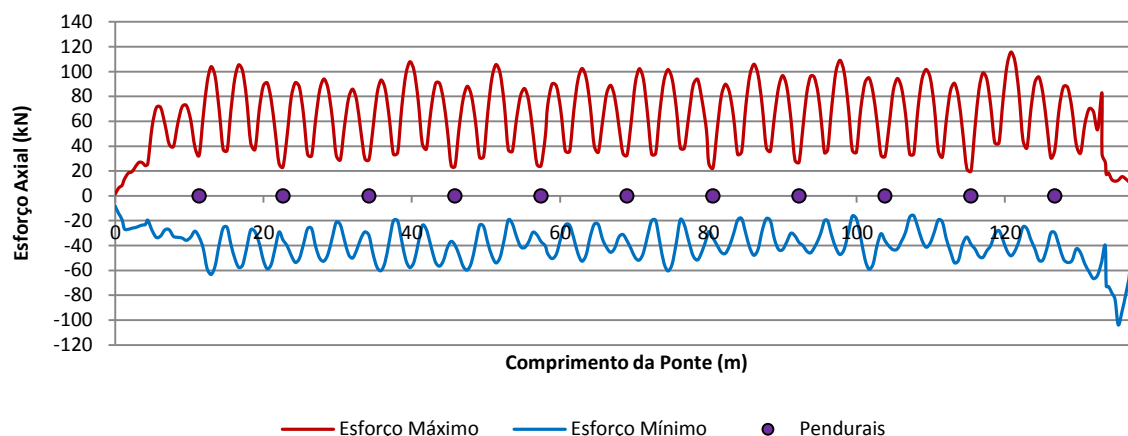
Envoltória do esforço axial na longarina 4 a 400 km/h



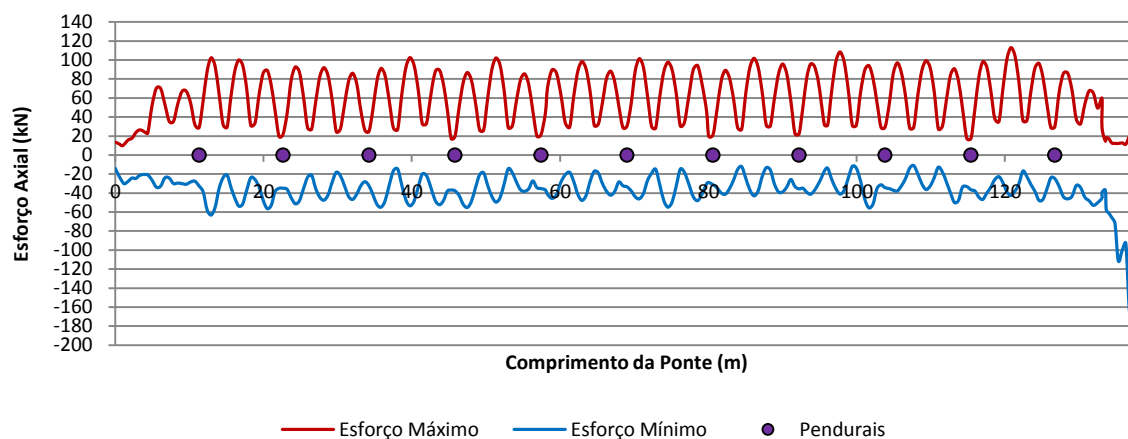
Envoltória do esforço axial na longarina 6 a 400 km/h



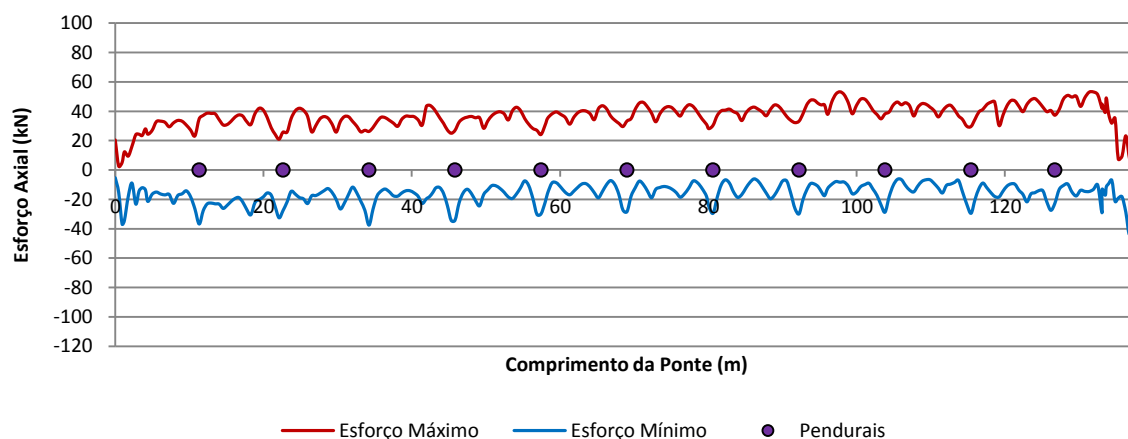
Envoltória do esforço axial na longarina 3 a 450 km/h



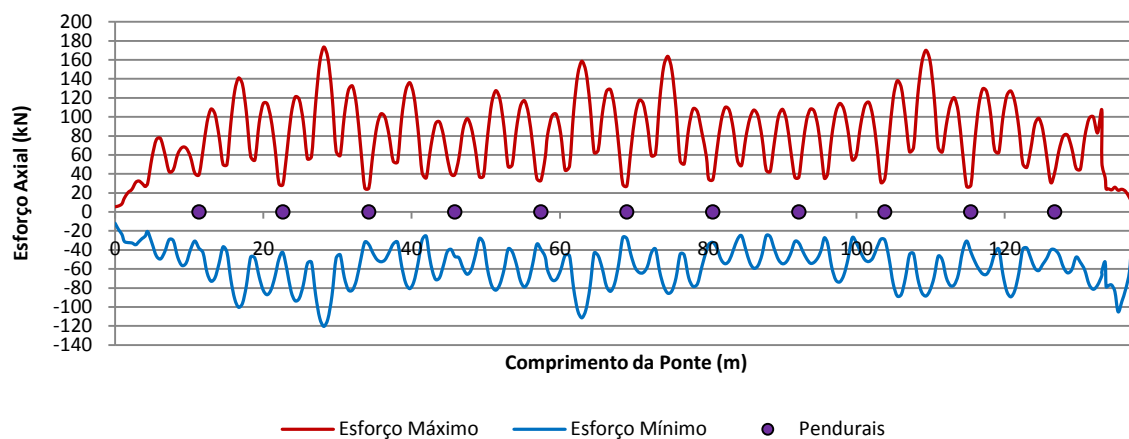
Envoltória do esforço axial na longarina 4 a 450 km/h



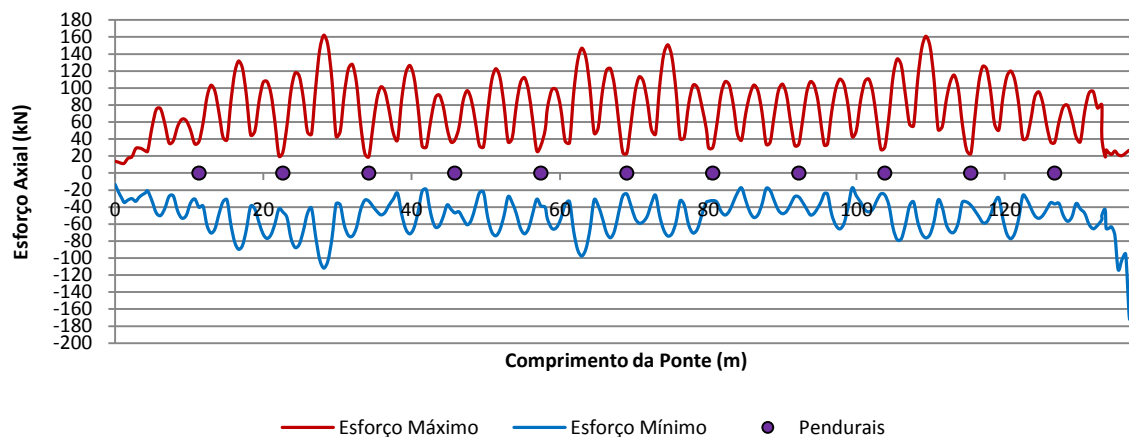
Envoltória do esforço axial na longarina 6 a 450 km/h



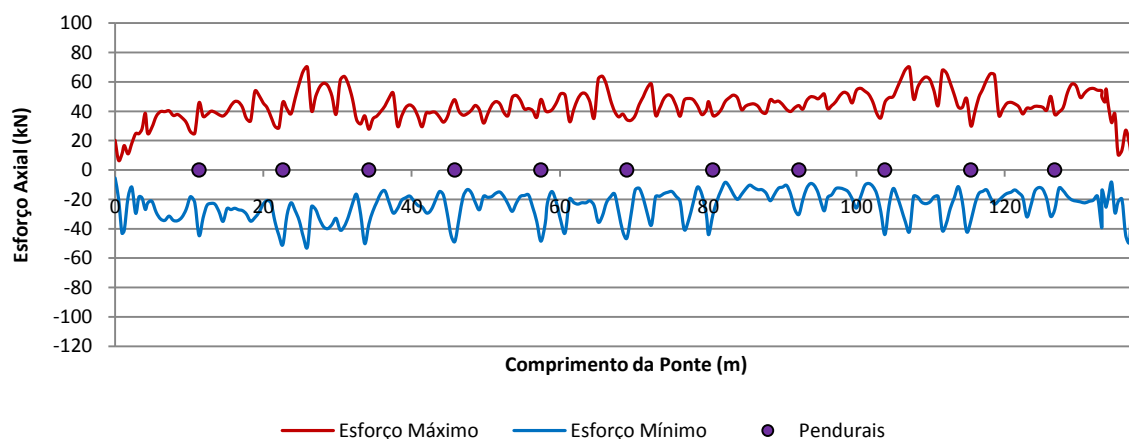
Envoltória do esforço axial na longarina 3 a 490 km/h



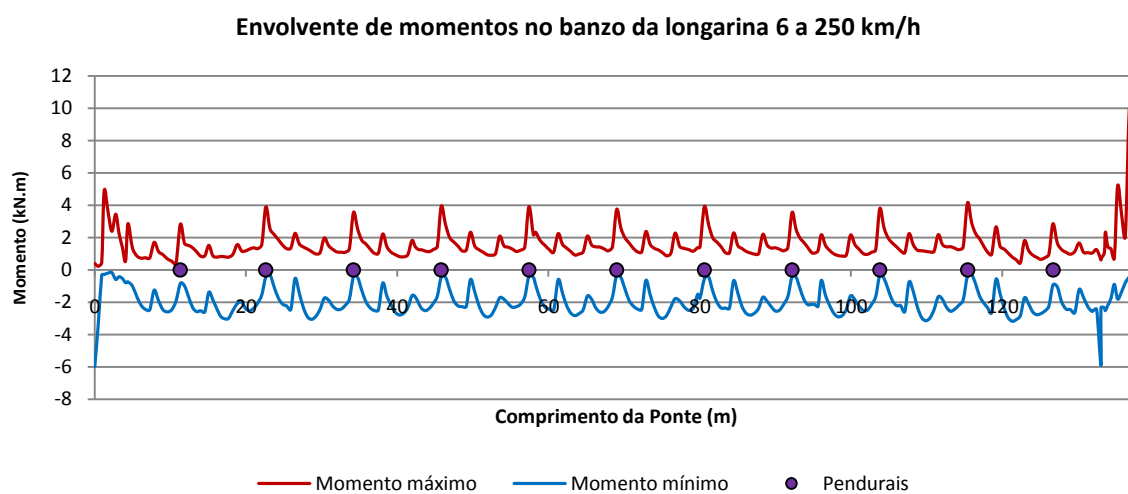
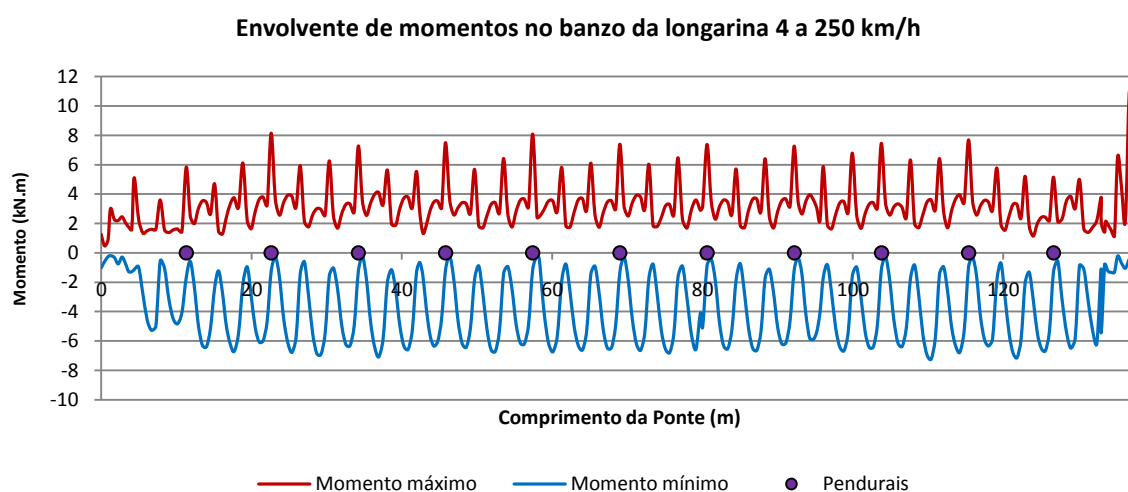
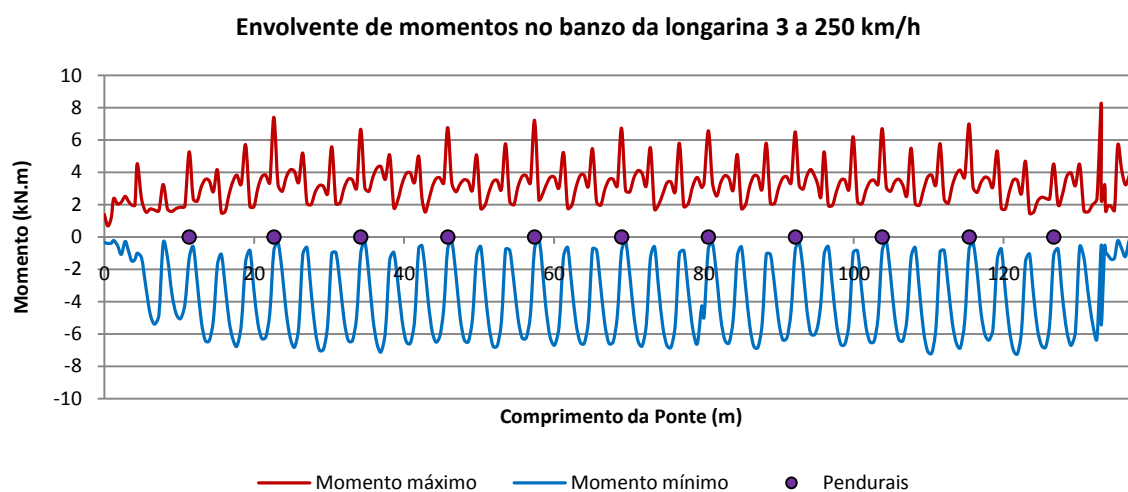
Envoltória do esforço axial na longarina 4 a 490 km/h



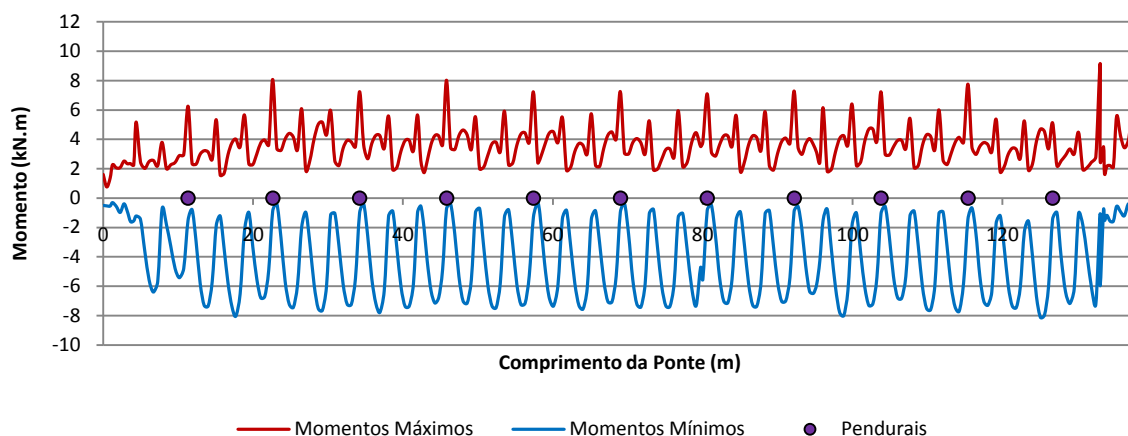
Envoltória de esforço axial na longarina 6 a 490 km/h



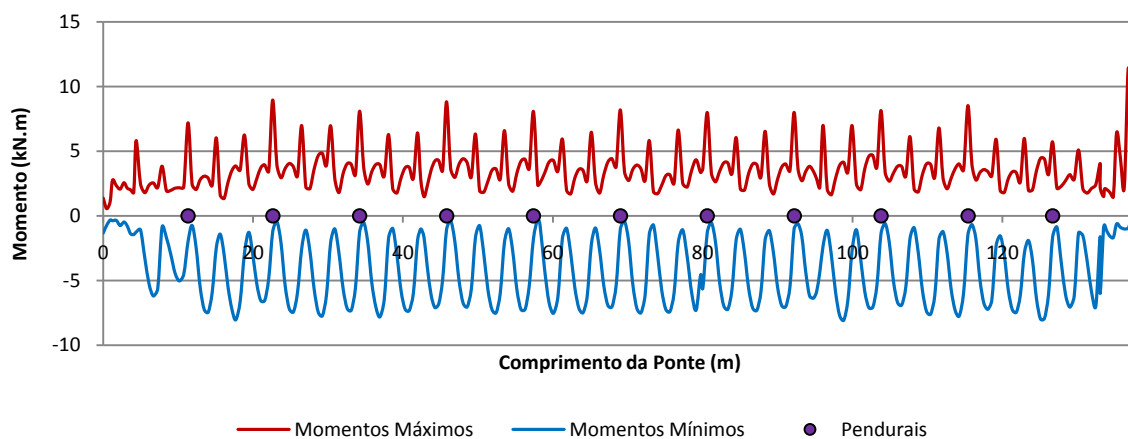
C2 – ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES NAS LONGARINAS



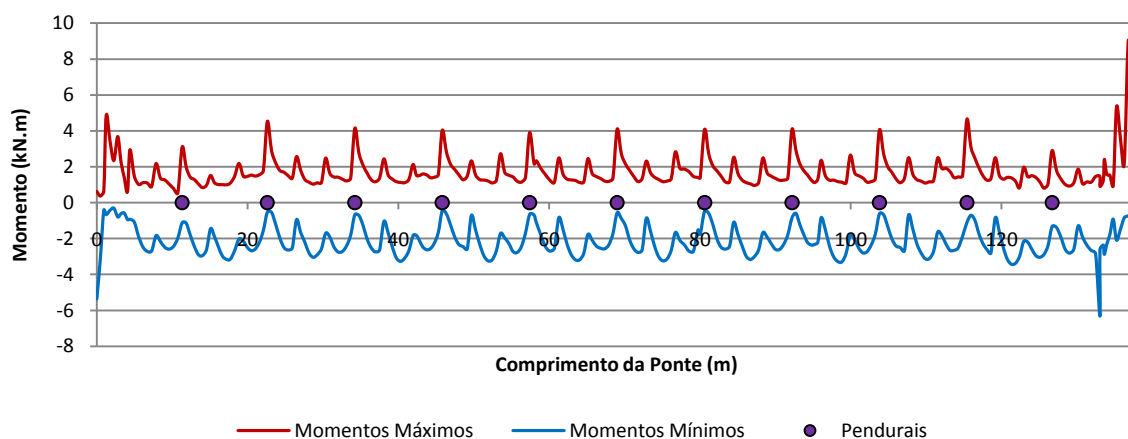
Envolvente de momentos no banzo da longarina 3 a 300 km/h

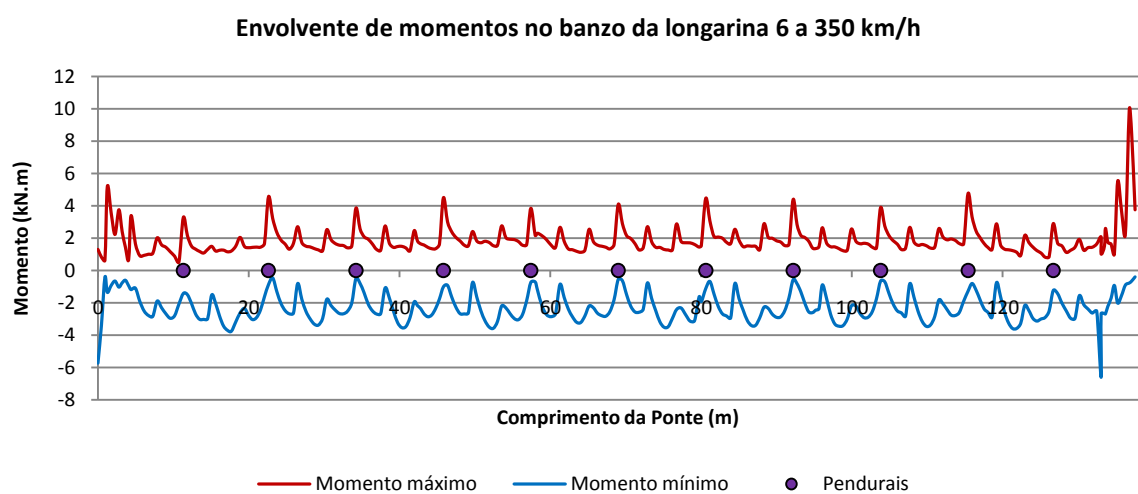
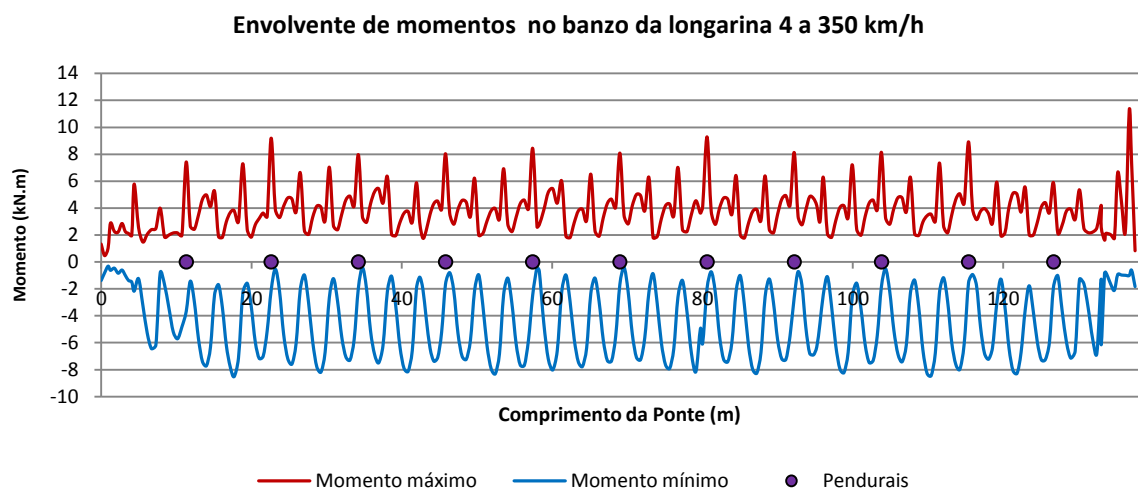
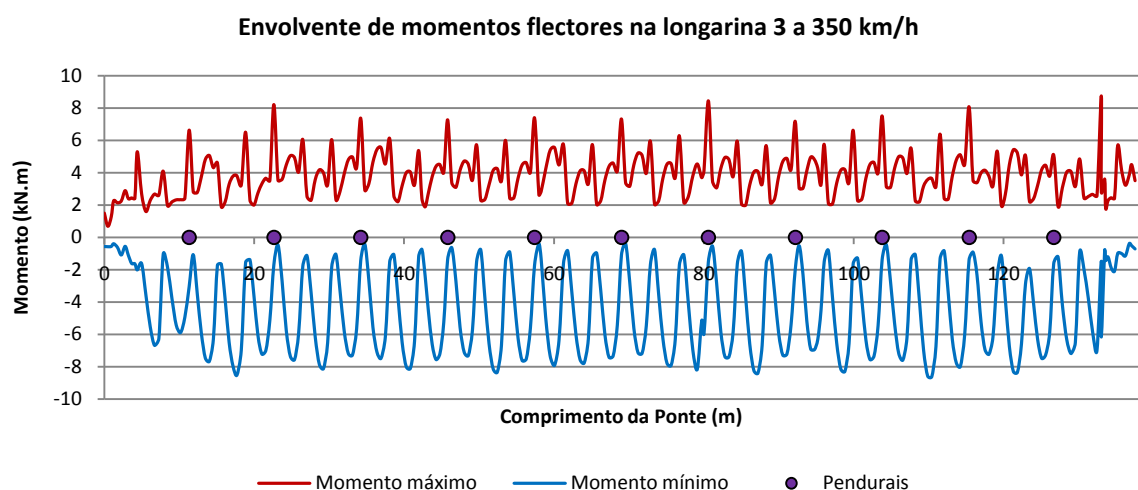


Envolvente de momentos no banzo da longarina 4 a 300 km/h

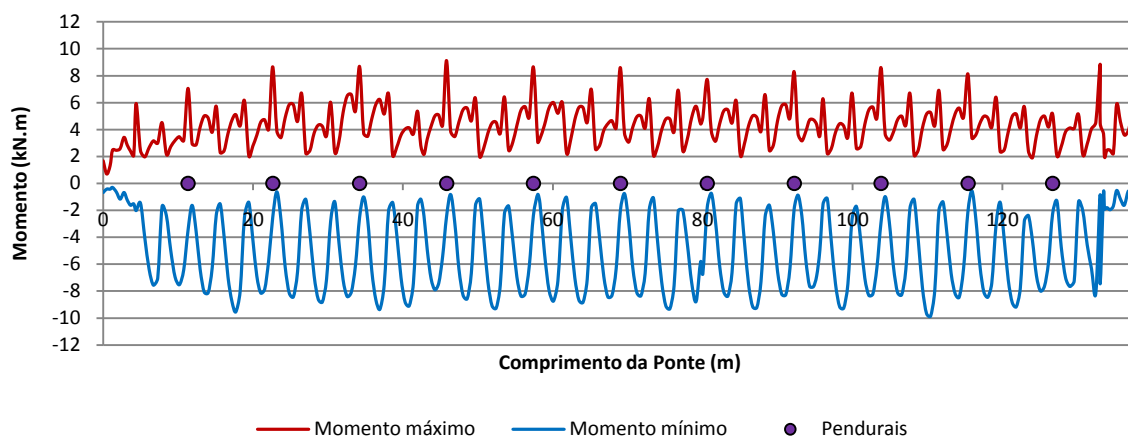


Envolvente de momentos no banzo da longarina 6 a 300 km/h

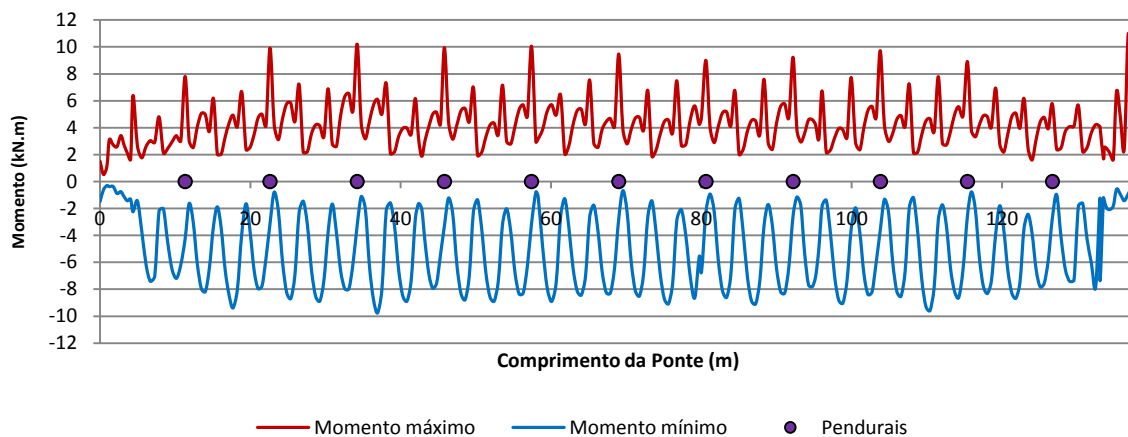




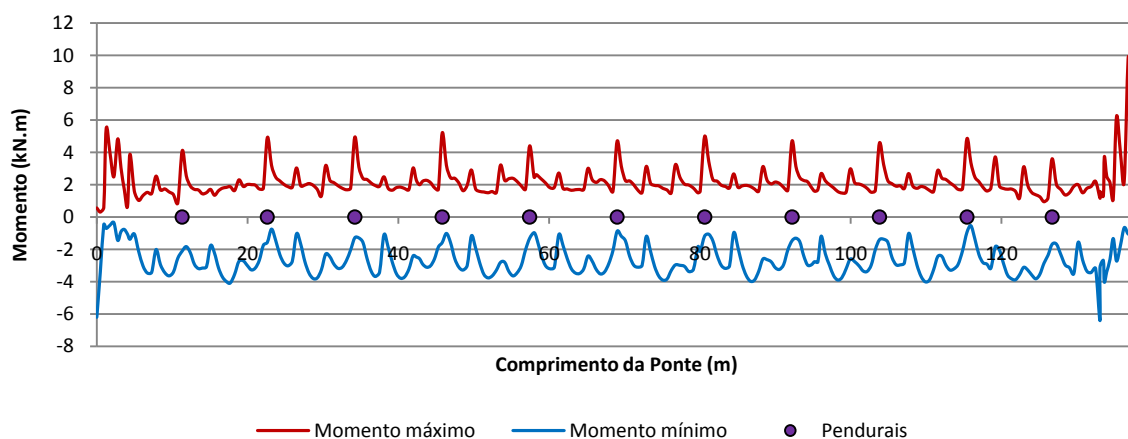
Envolvente de momentos no banzo da longarina 3 a 400 km/h



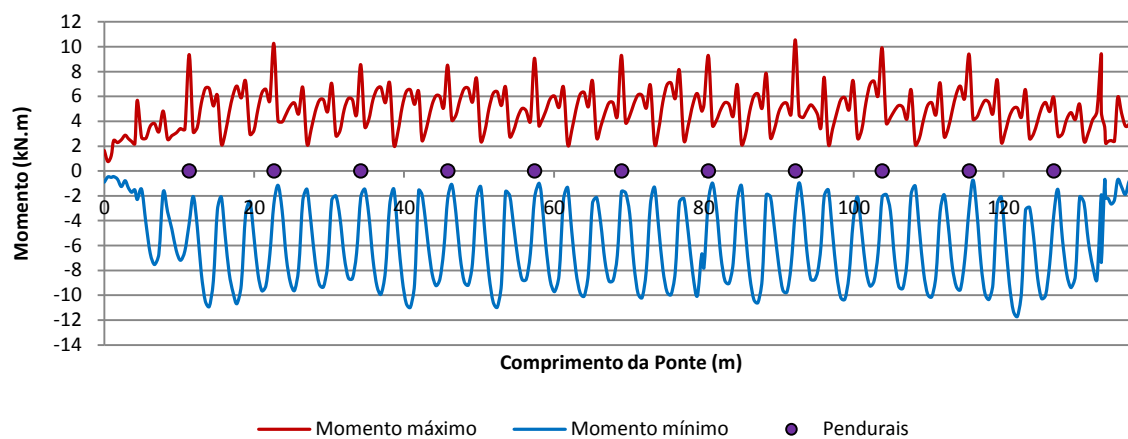
Envolvente de momentos no banzo da longarina 4 a 400 km/h



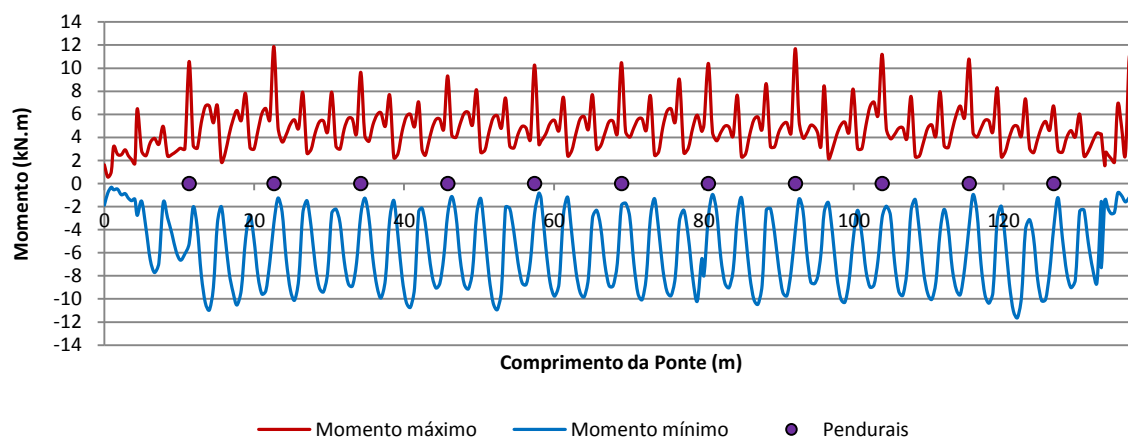
Envolvente de momentos no banzo da longarina 6 a 400 km/h



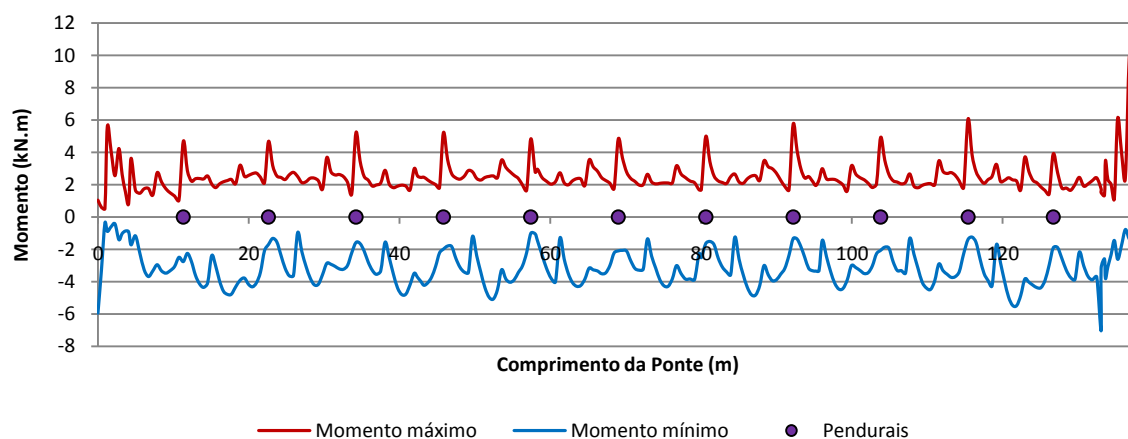
Envoltiva de momentos no banzo da longarina 3 a 450 km/h



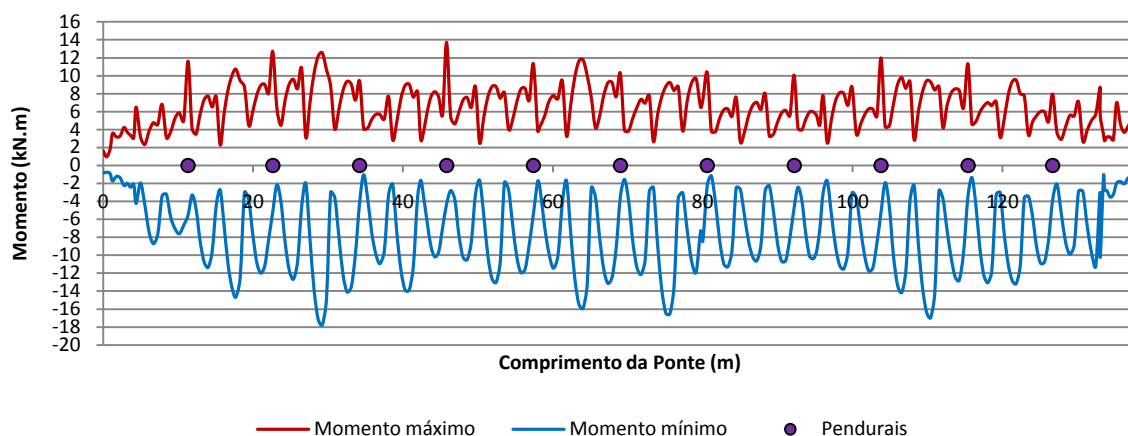
Envoltiva de momentos no banzo da longarina 4 a 450 km/h



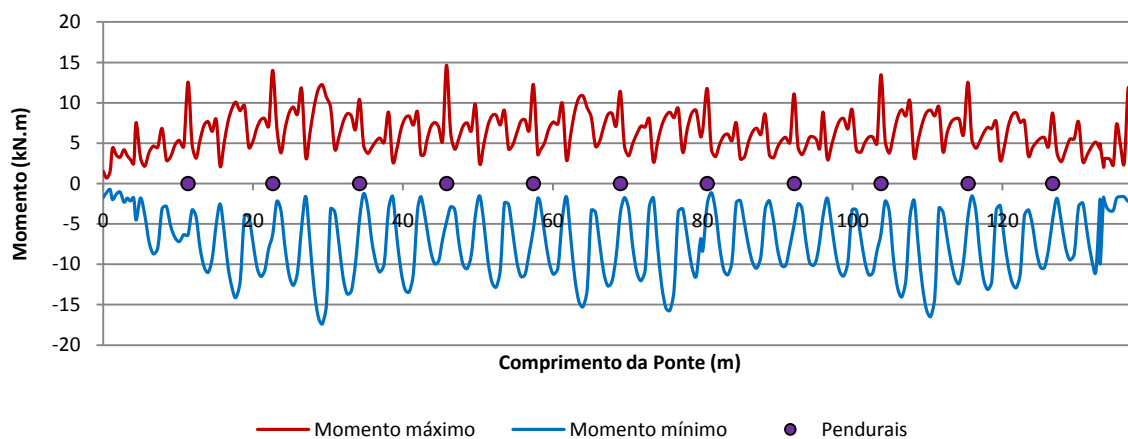
Envoltiva de momentos no banzo da longarina 6 a 450 km/h



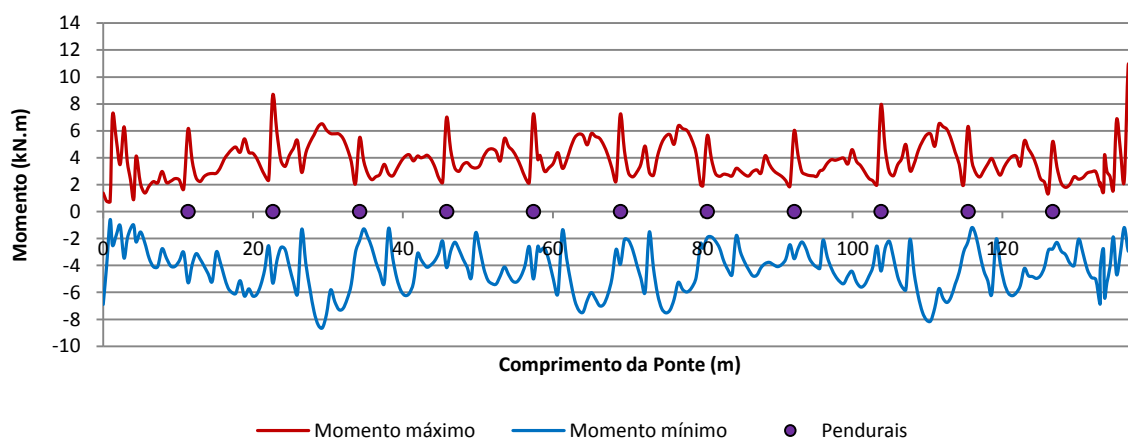
Envolvente de momentos no banzo da longarina 3 a 490 km/h



Envolvente de momentos no banzo da longarina 4 a 490 km/h

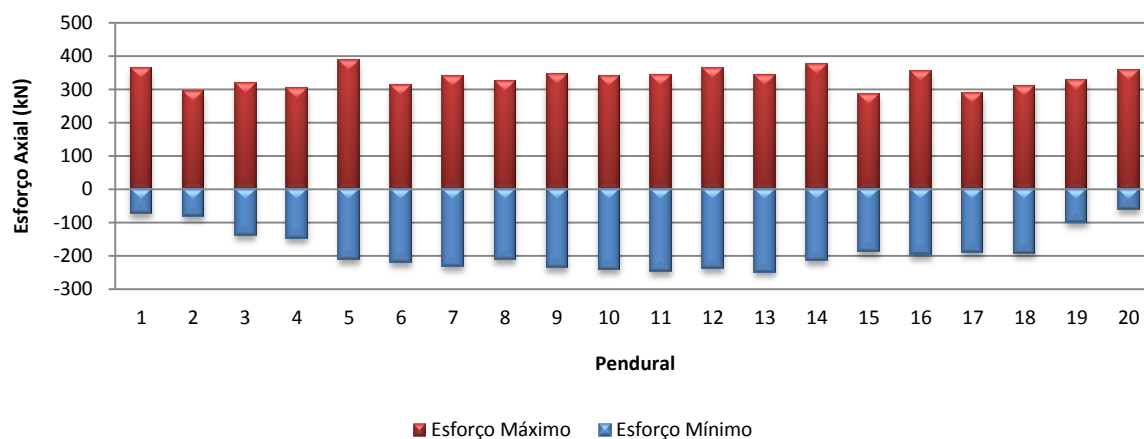


Envolvente de momentos no banzo da longarina 6 a 490 km/h

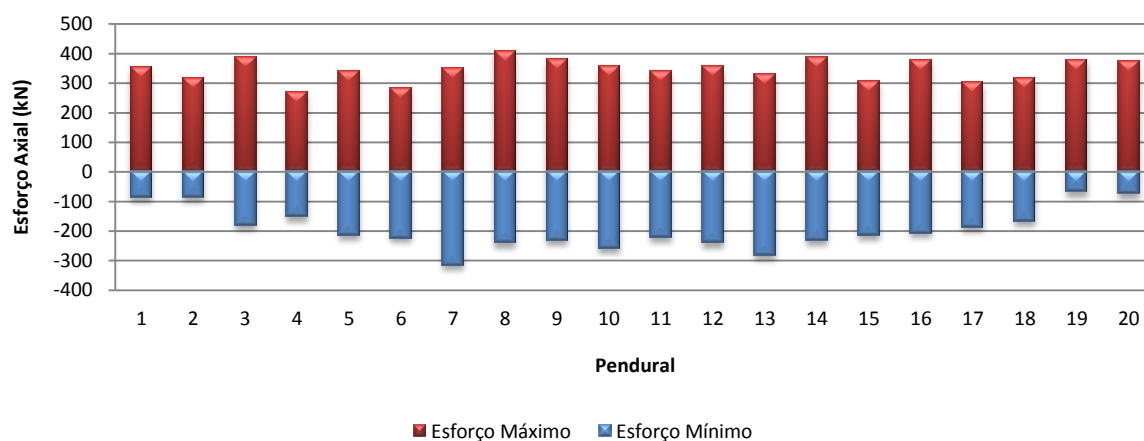


D – ENVOLVENTE DE ESFORÇOS AXIAIS NOS PENDURAIIS

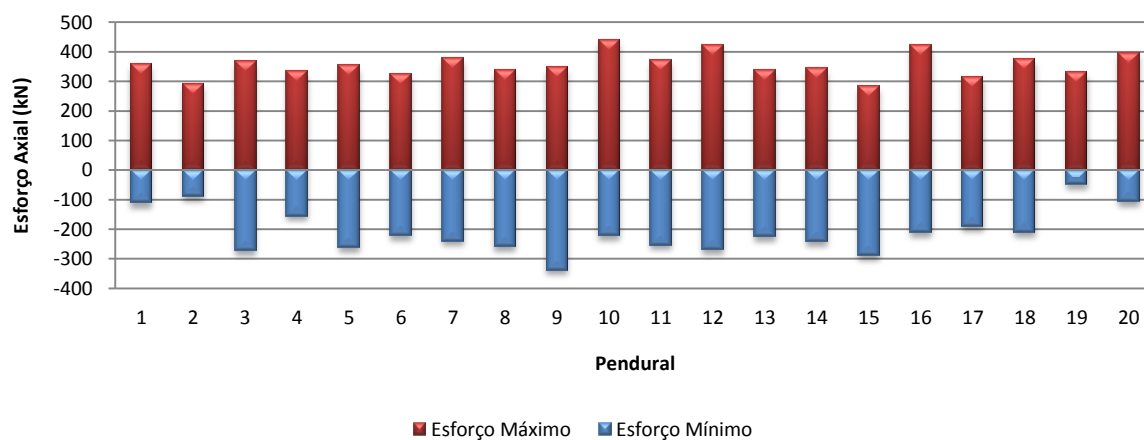
Esforço axial nos pendurais - velocidade 250 km/h



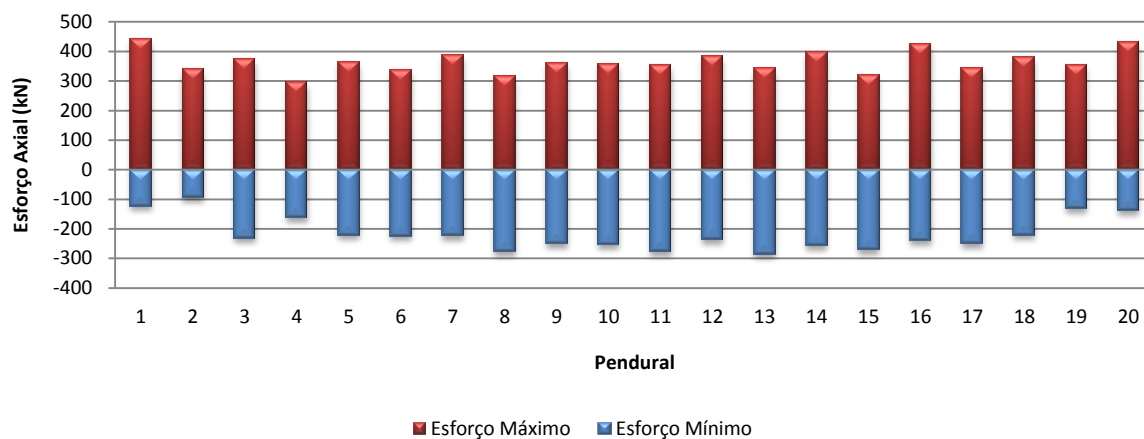
Esforço axial nos pendurais - velocidade 300 km/h



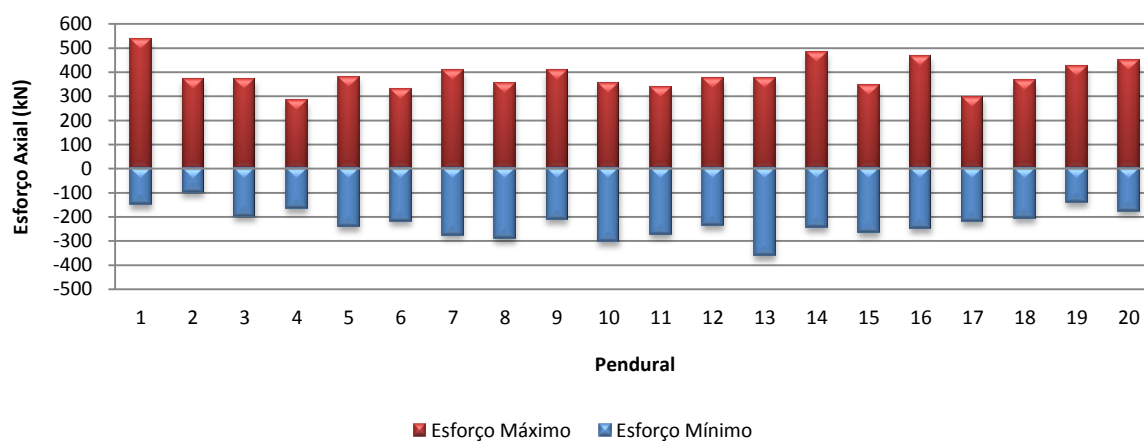
Esforço axial nos pendurais - velocidade 350 km/h



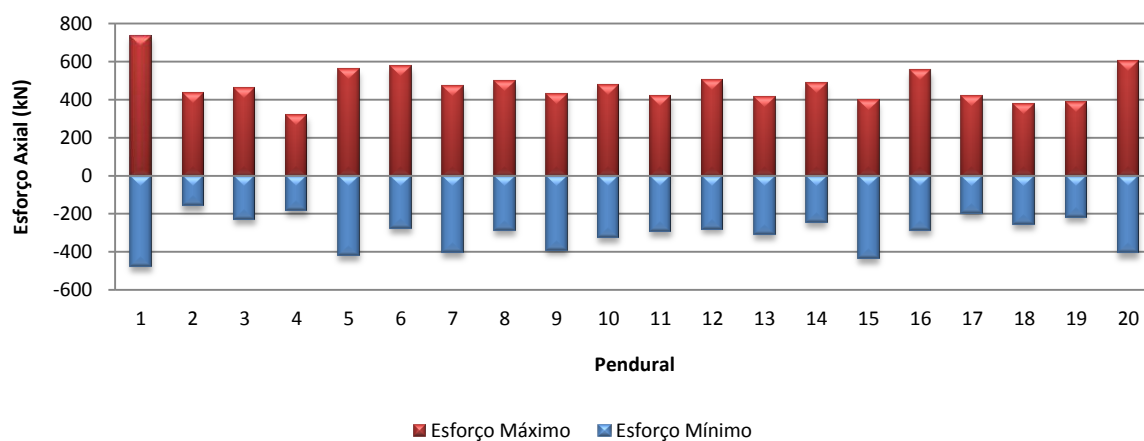
Esforço axial nos pendurais - velocidade 400 km/h



Esforço axial nos pendurais - velocidade 450 km/h



Esforço axial nos pendurais - velocidade 490 km/h

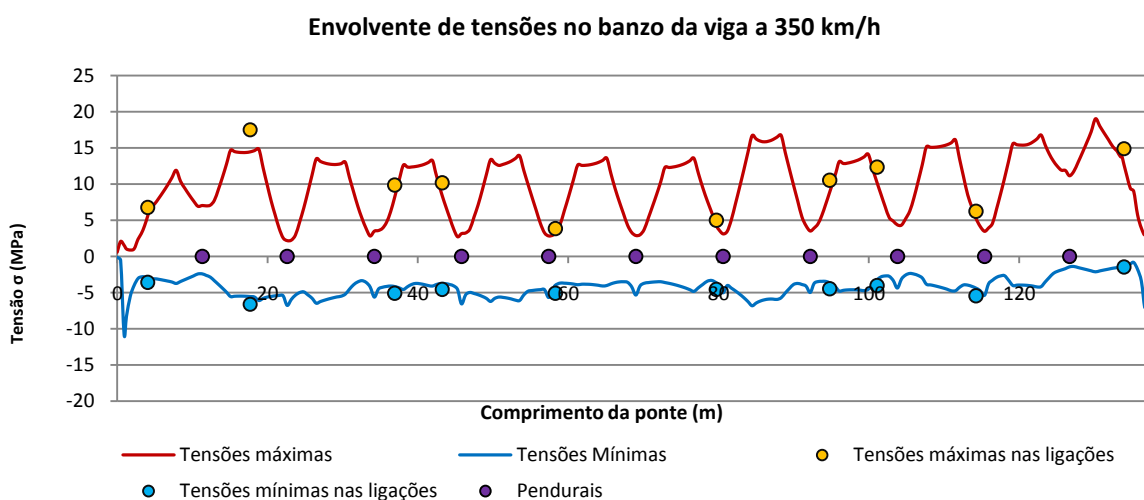
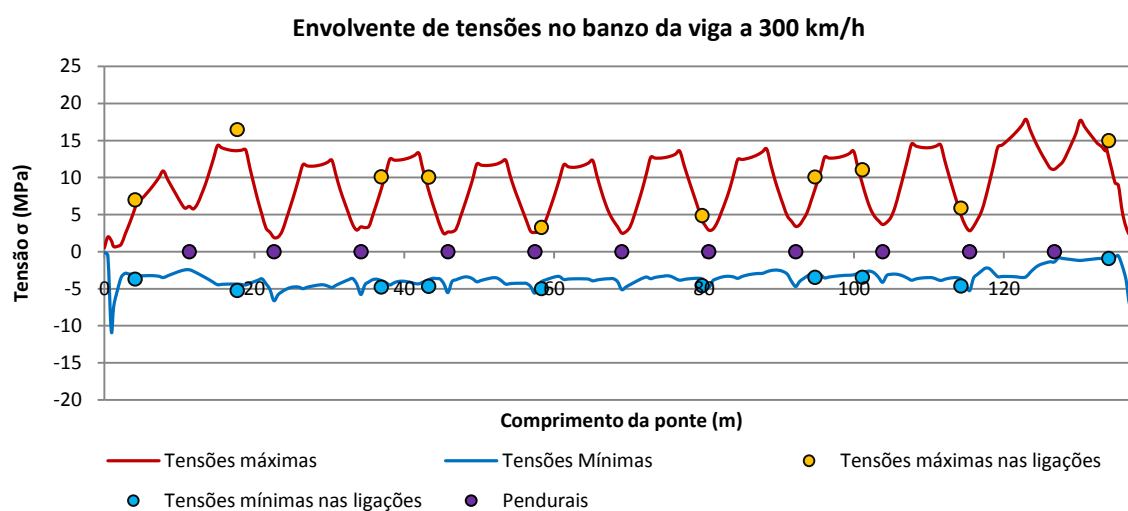
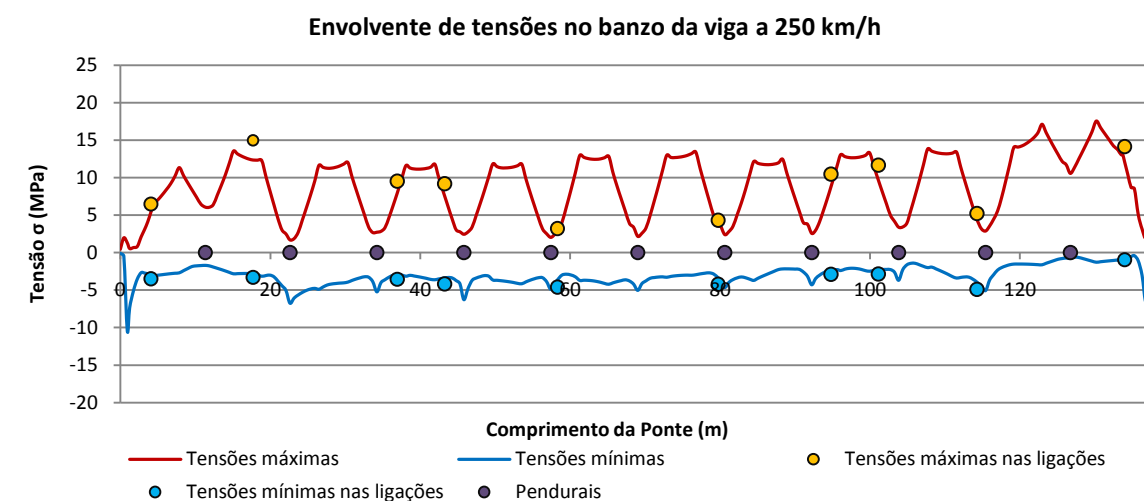


ANEXO III

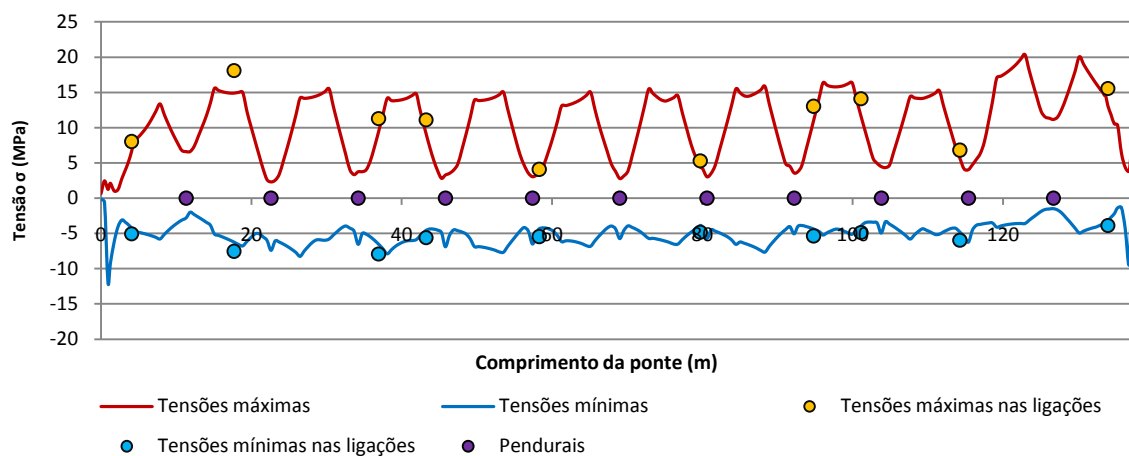
RESULTADOS DAS TENSÕES NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

- A – ENVOLVENTE DE TENSÕES NAS VIGAS PRINCIPAIS**
- B – ENVOLVENTE DE TENSÕES NAS VIGAS TRANSVERSAIS**
- C – ENVOLVENTE DE TENSÕES NAS LONGARINAS**
- D – ENVOLVENTE DE TENSÕES NOS PENDURAIIS**

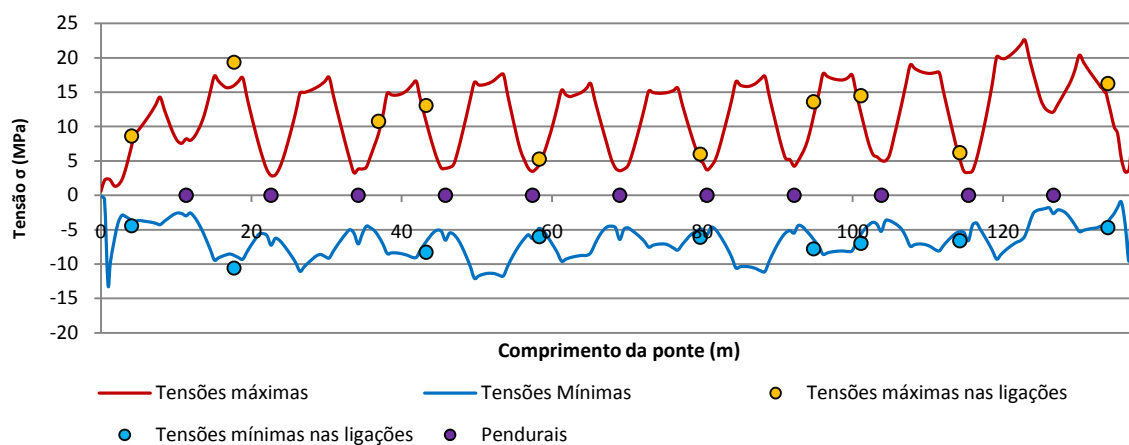
A – ENVOLVENTE DE TENSÕES NAS VIGAS PRINCIPAIS



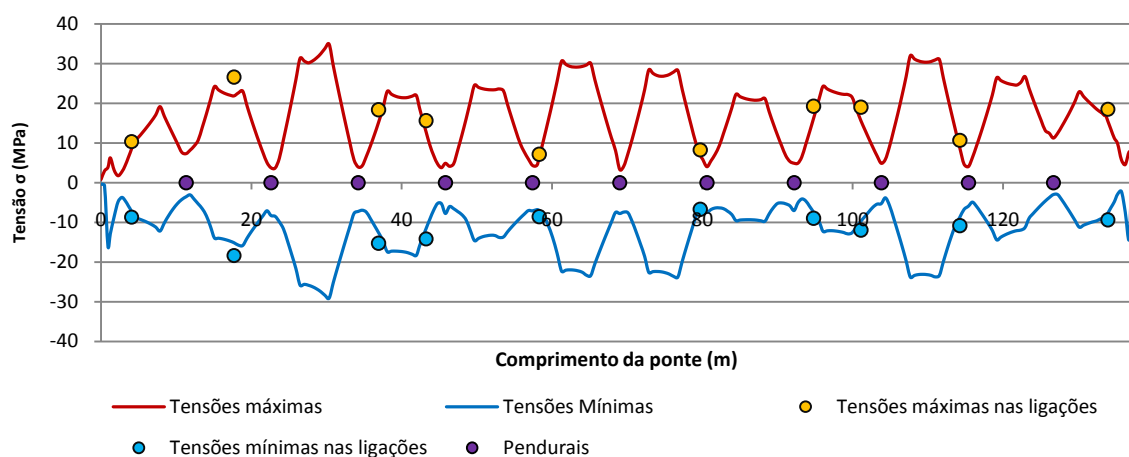
Envoltória de tensões no banzo da viga a 400 km/h



Envoltória de tensões no banzo da viga a 450 km/h

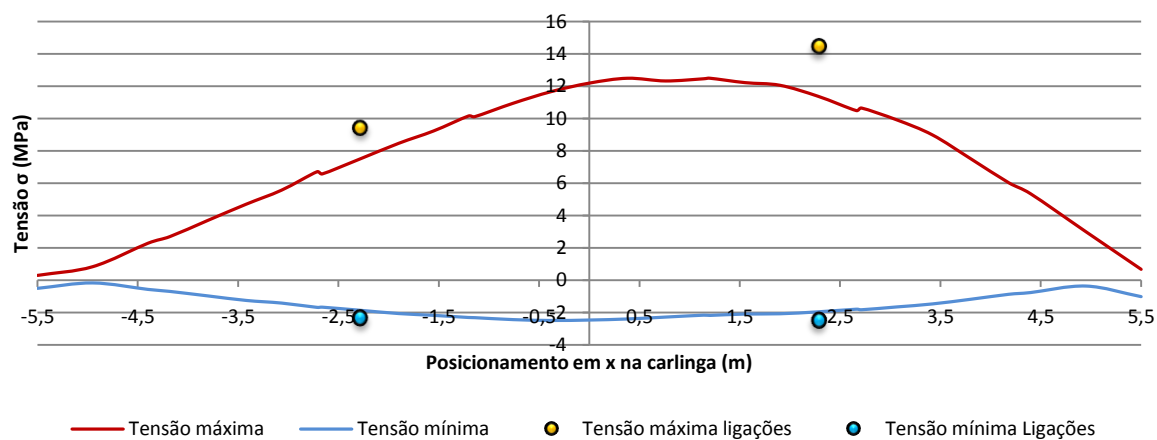


Envoltória de tensões no banzo da viga a 490 km/h

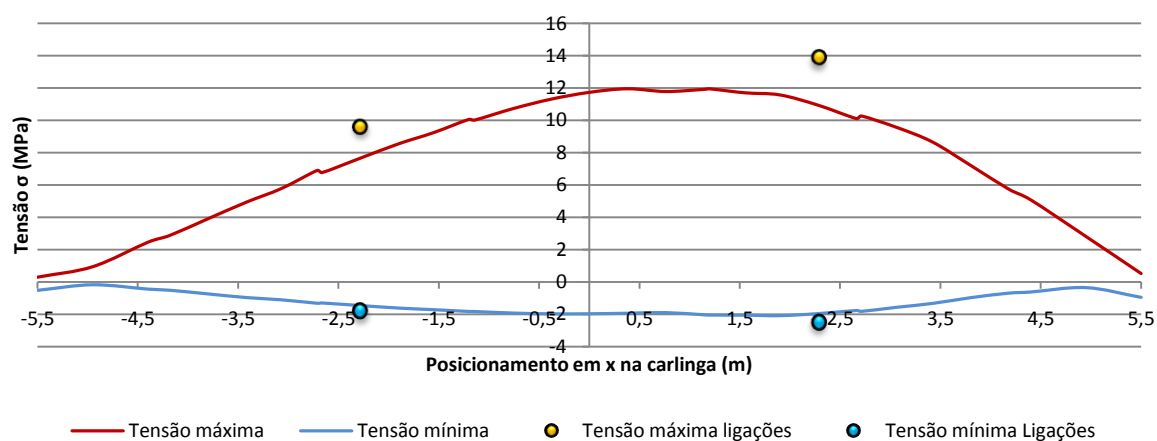


B – ENVOLVENTE DE TENSÕES NAS VIGAS TRANSVERSAIS

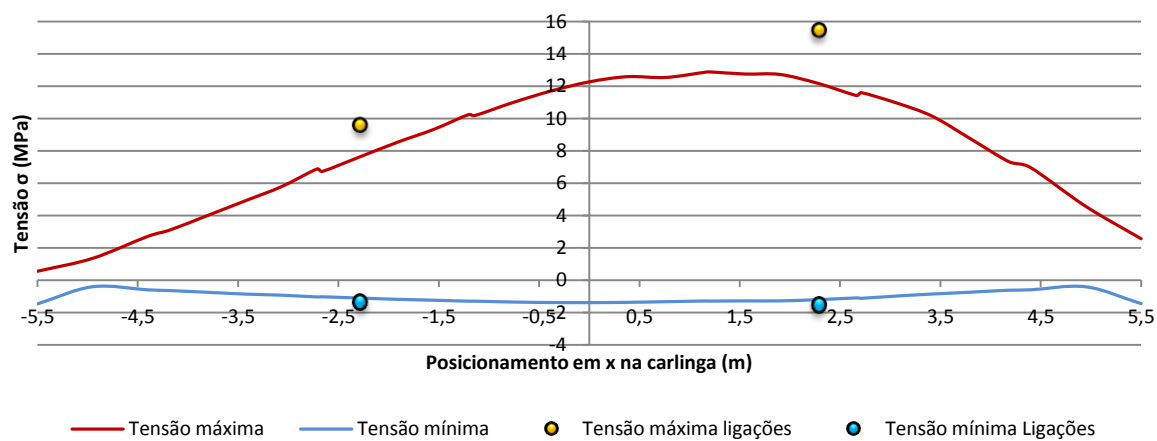
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 7 a 250 km/h



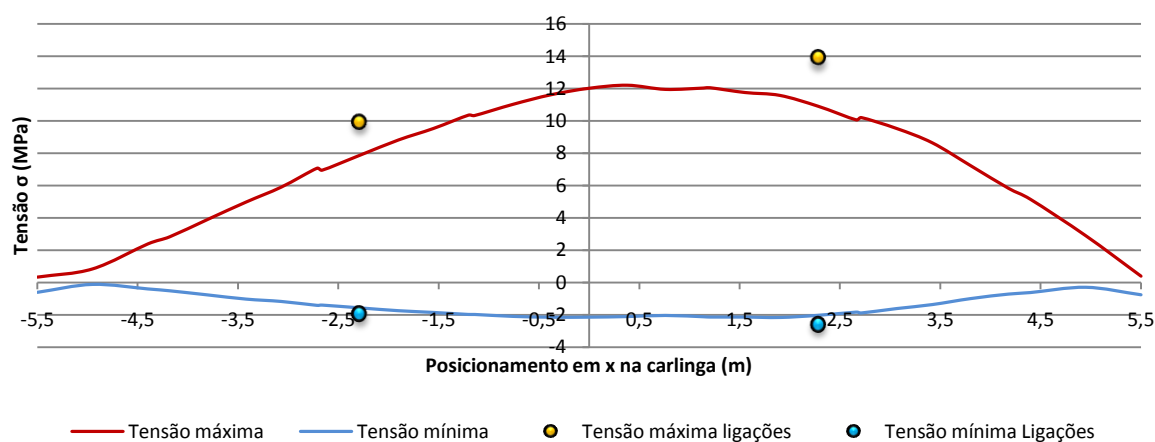
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 8 a 250 km/h



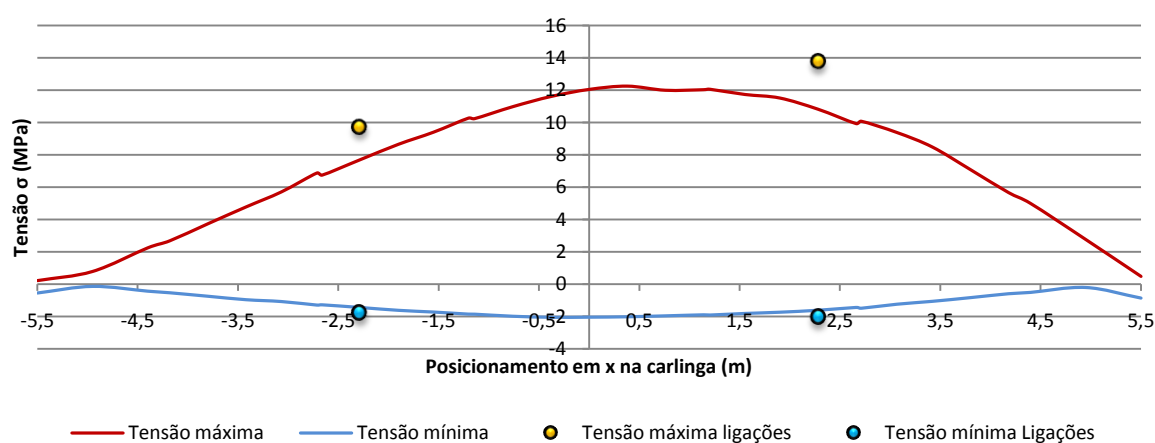
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 12 a 250 km/h



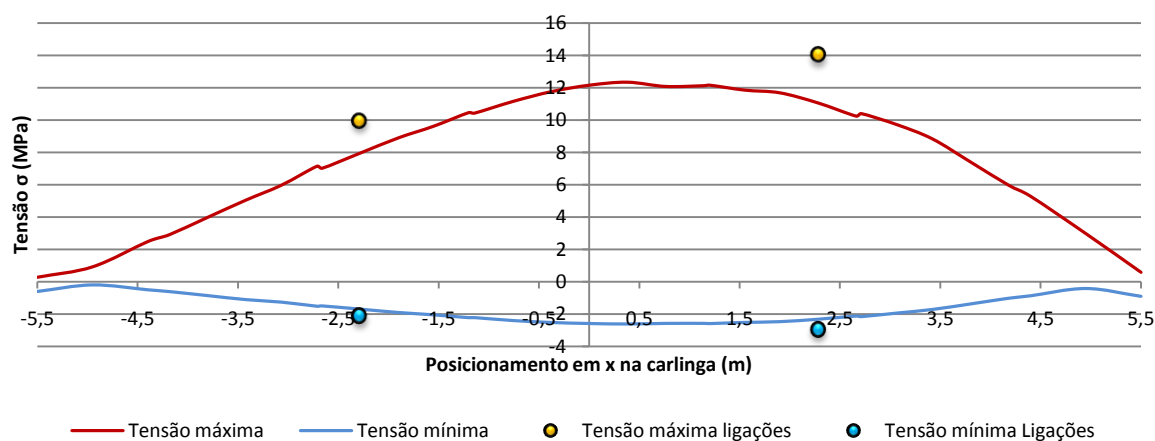
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 20 a 250 km/h



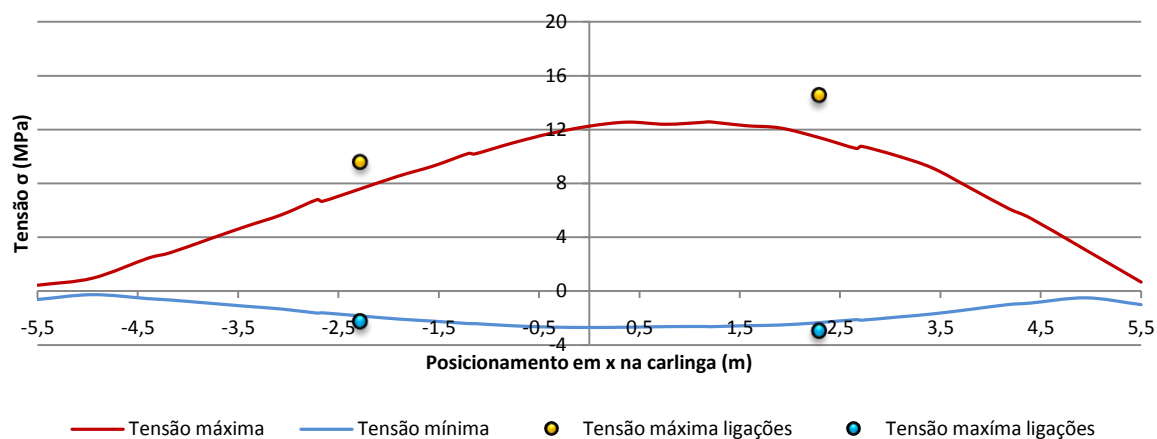
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 28 a 250 km/h



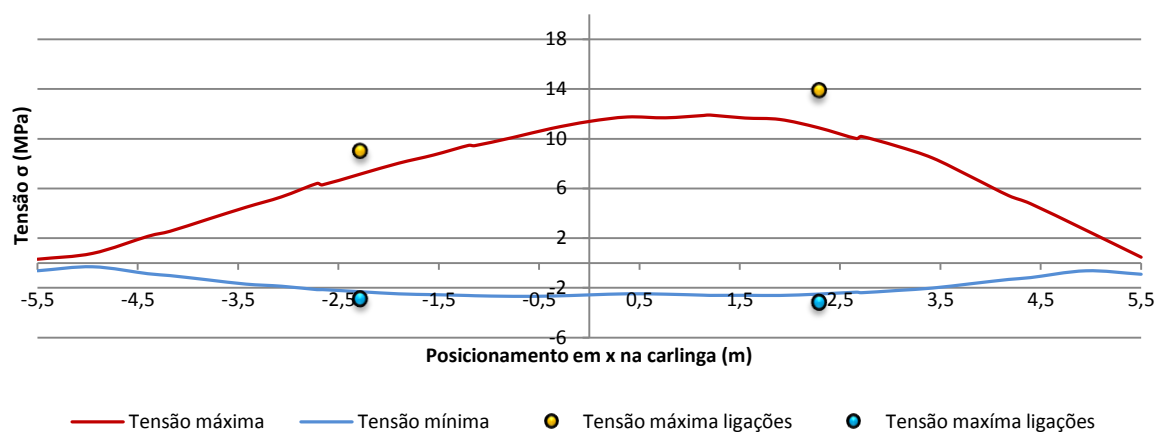
Envolvente de tensões na fibra inferior da carlinga 29a 250 km/h



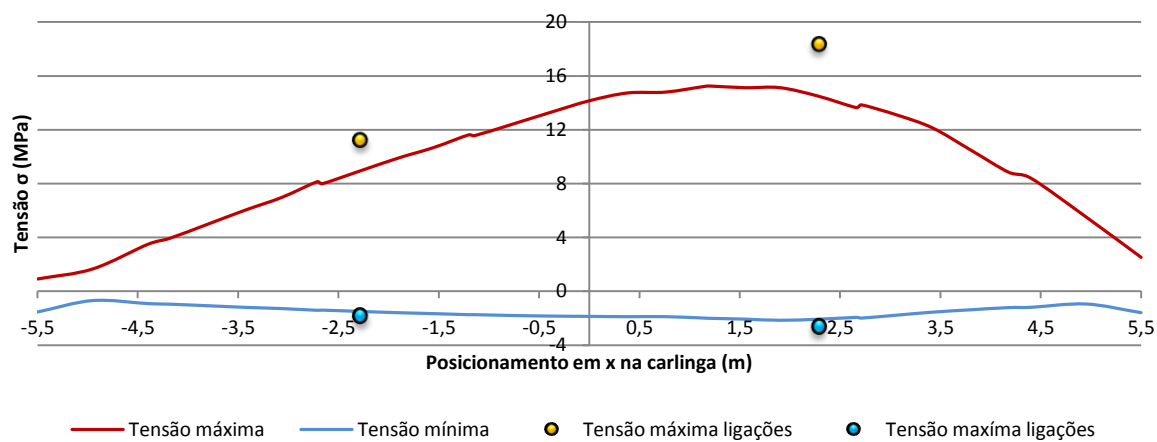
Envolvente de tensões no banco da carlinga 7 a 300 km/h



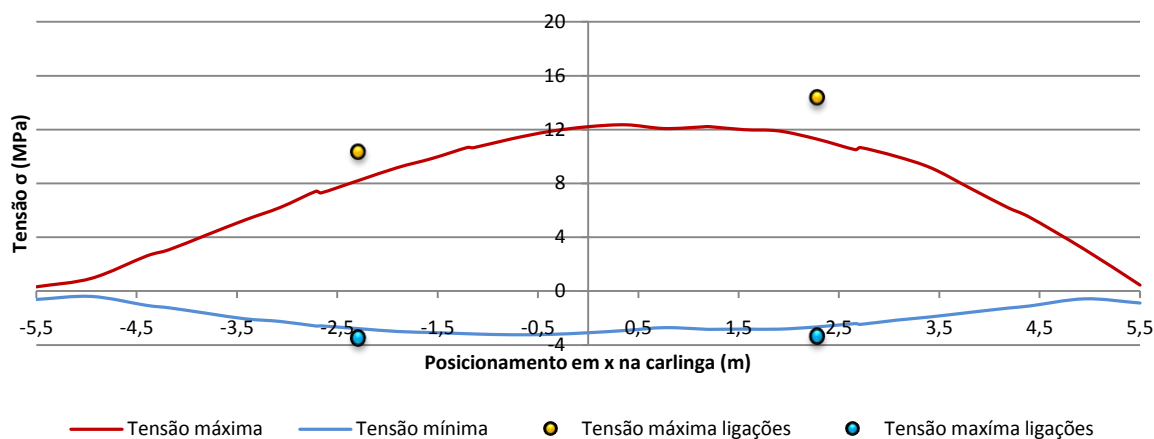
Envolvente de tensões no banco da carlinga 8 a 300 km/h



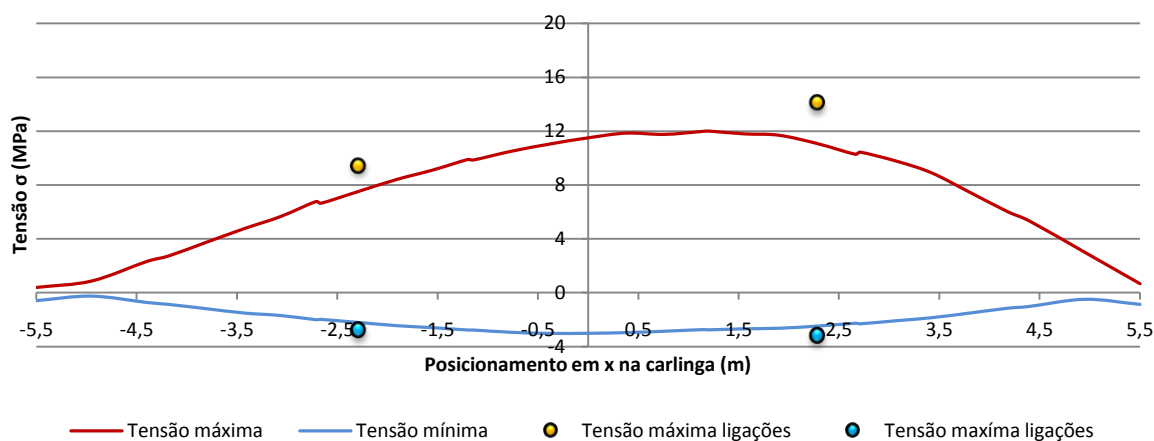
Envolvente de tensões no banco da carlinga 12 a 300 km/h



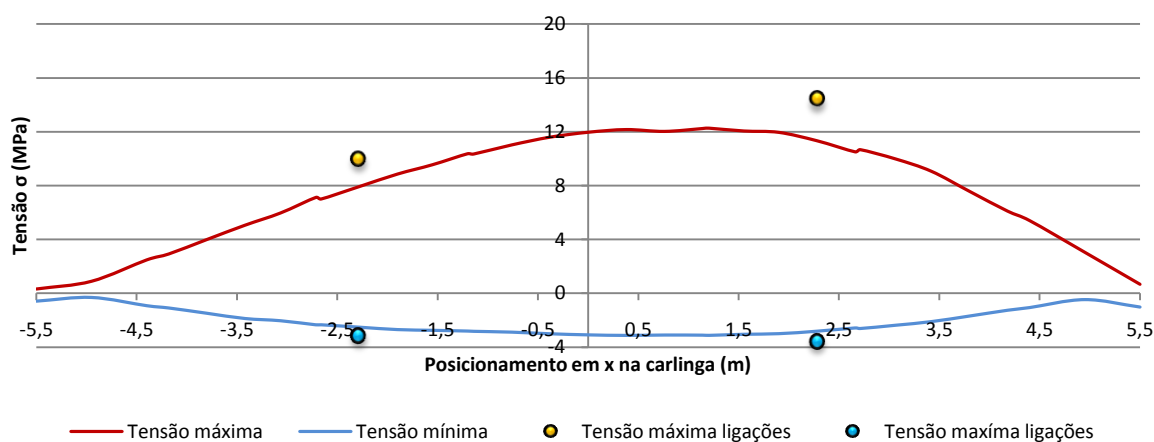
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 20 a 300 km/h



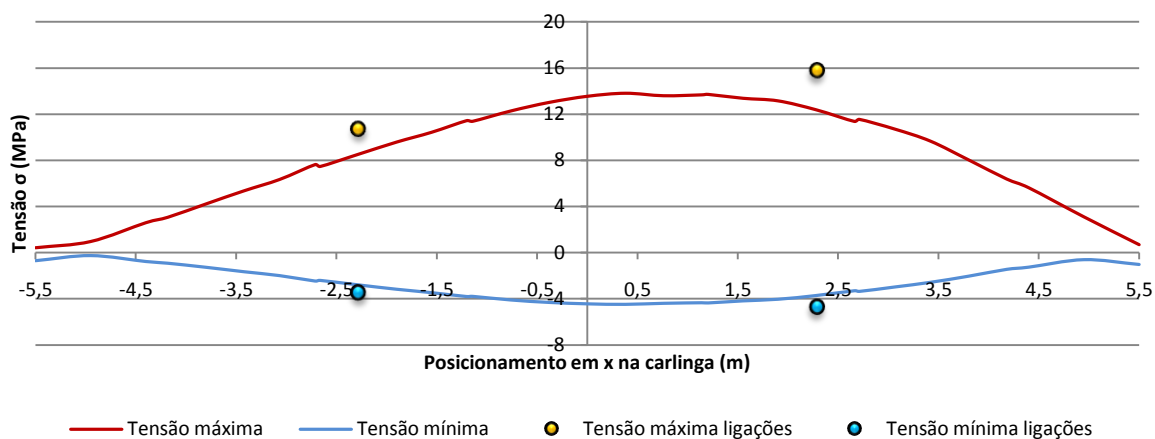
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 28 a 300 km/h



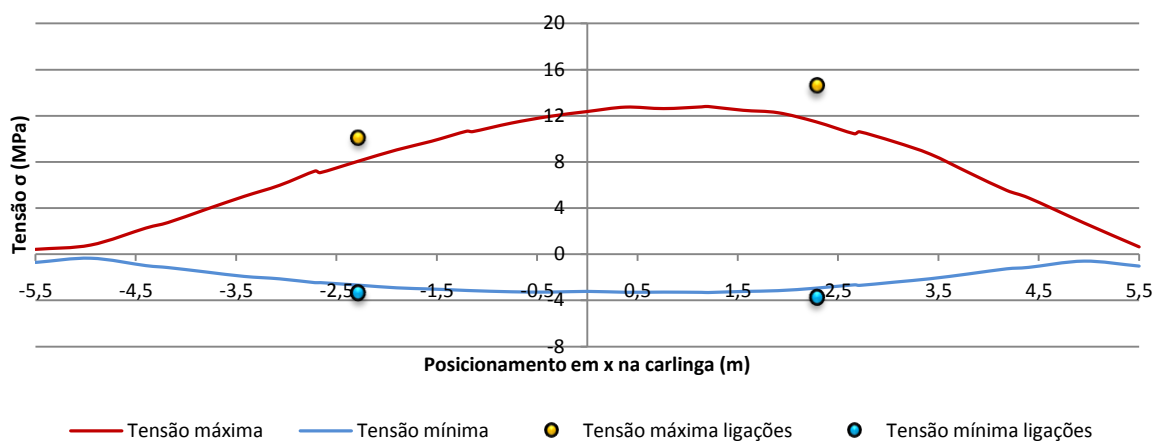
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 29a 300 km/h



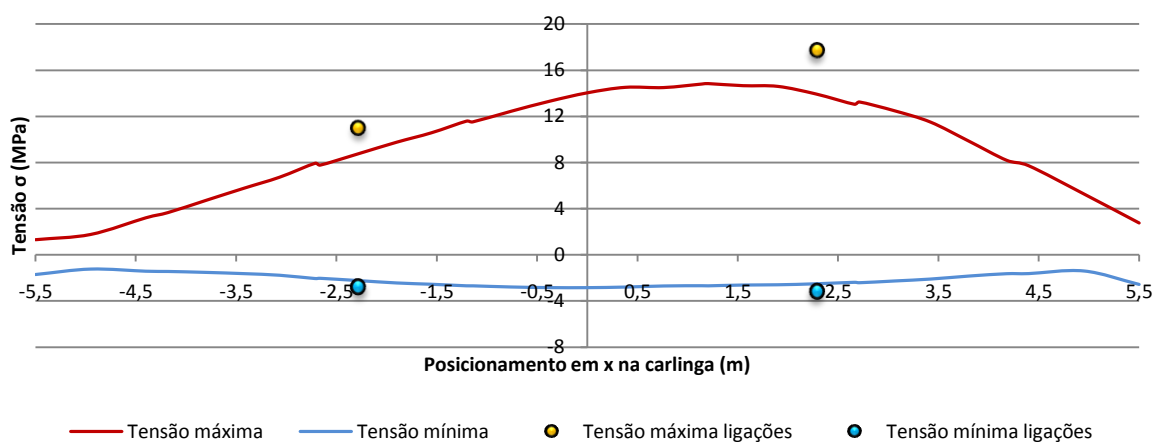
Envolvente de tensões no banco da carlinga 7 a 350 km/h



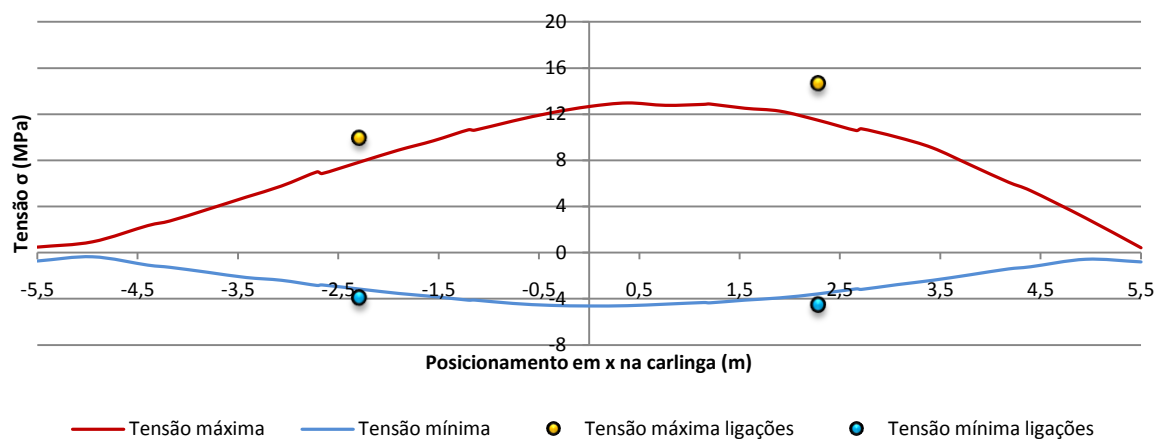
Envolvente de tensões no banco da carlinga 8 a 350 km/h



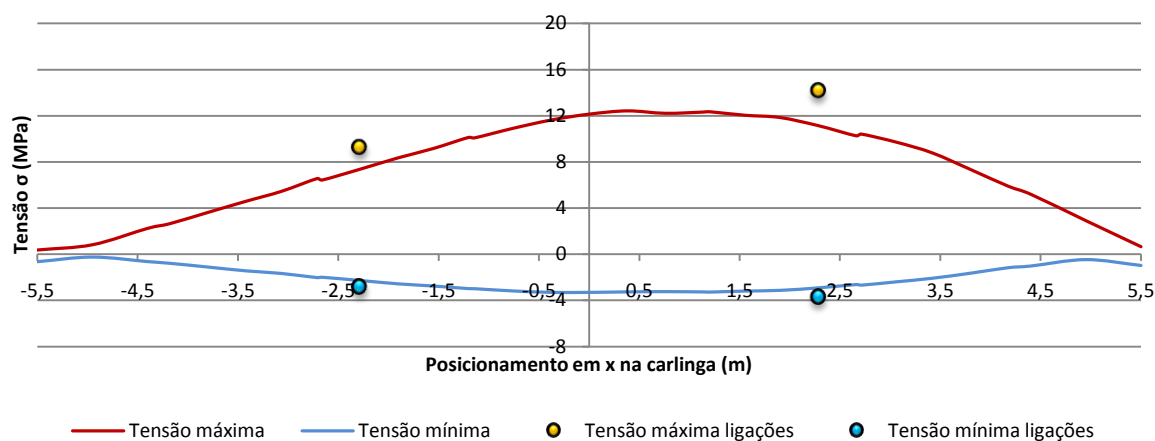
Envolvente de tensões no banco da carlinga 12 a 350 km/h



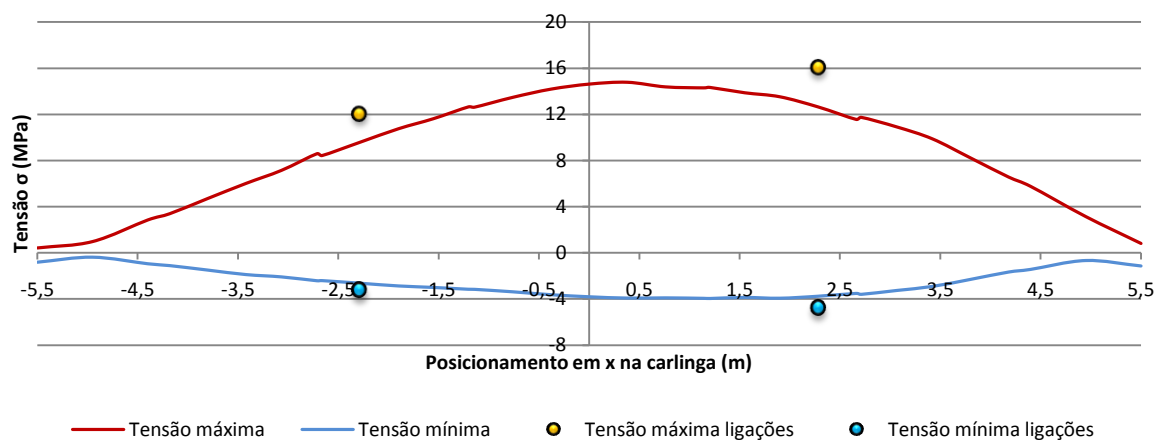
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 20 a 350 km/h



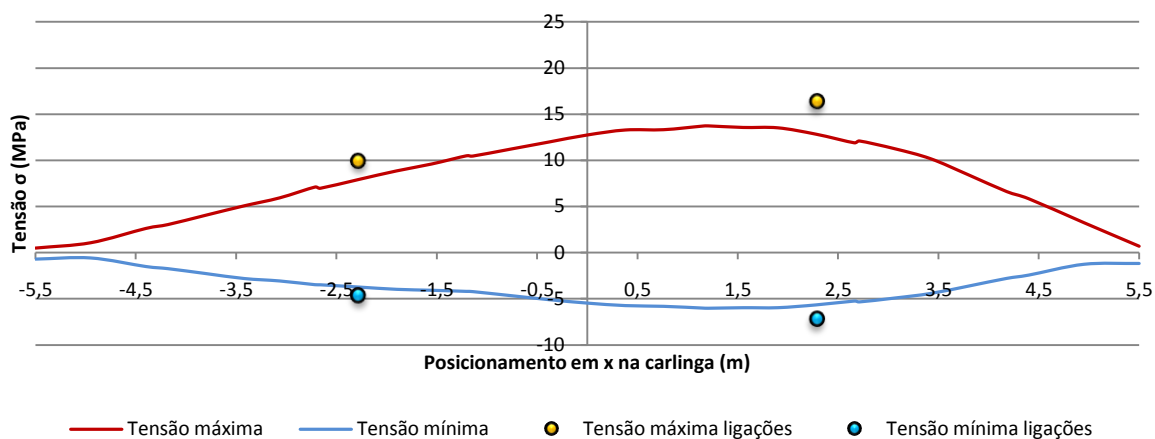
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 28 a 350 km/h



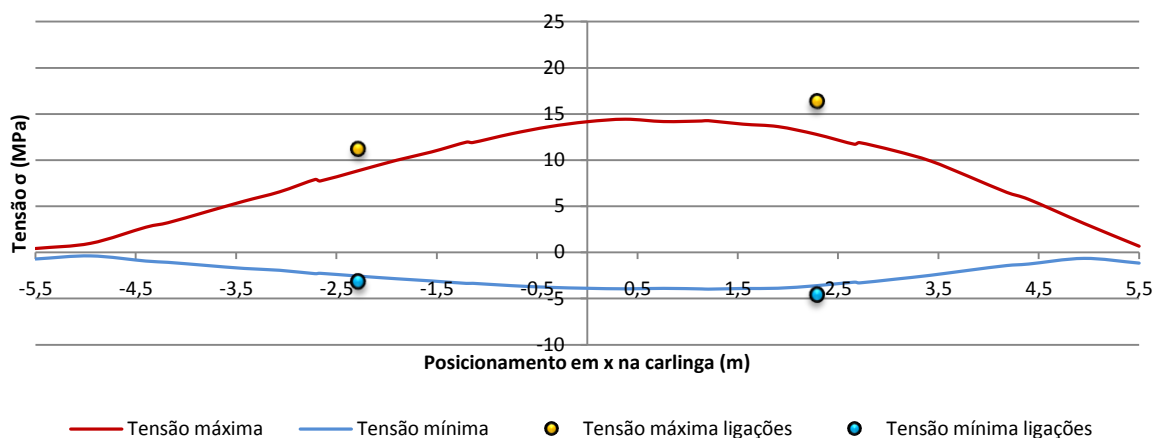
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 29a 350 km/h



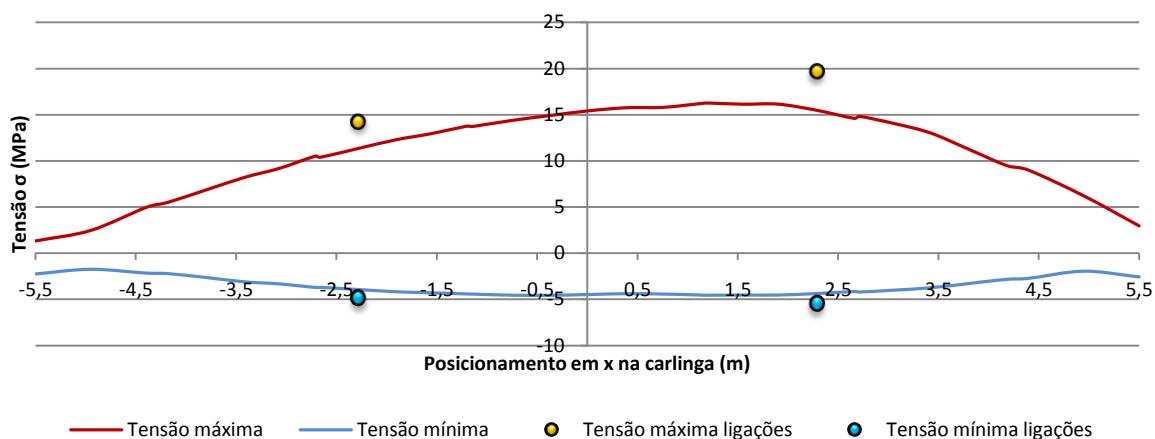
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 7 a 400 km/h



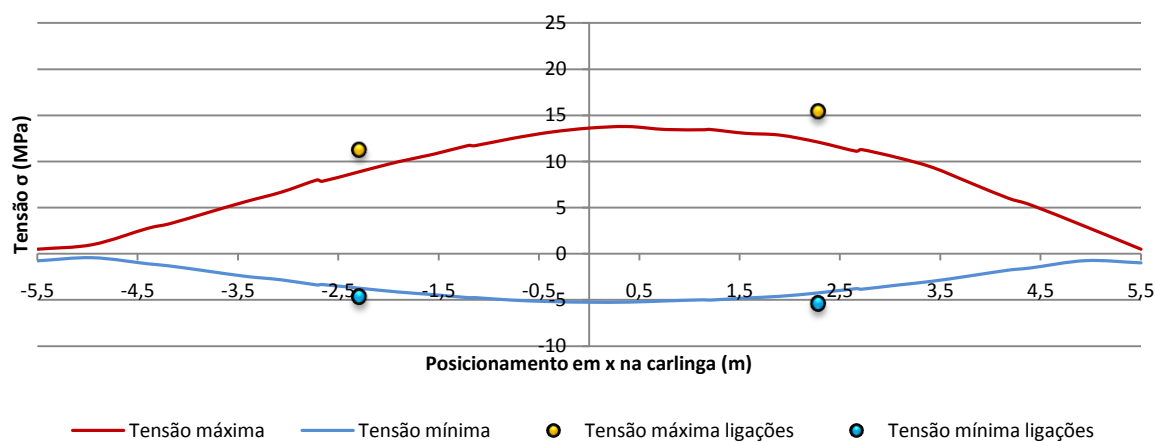
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 8 a 400 km/h



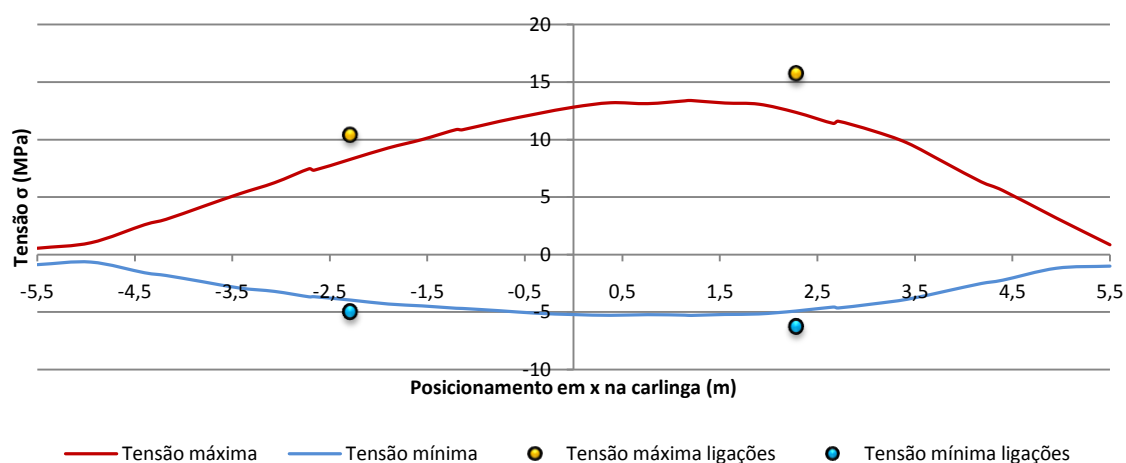
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 12 a 400 km/h



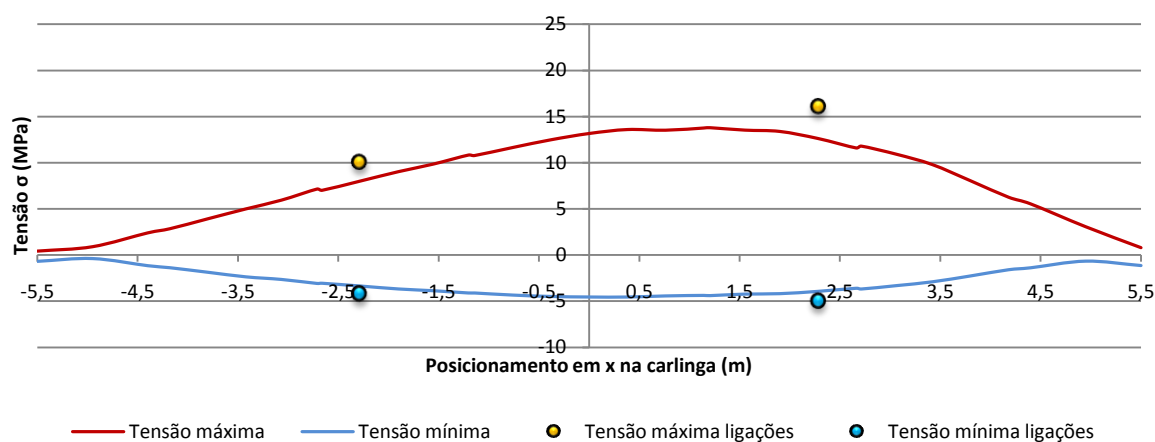
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 20 a 400 km/h



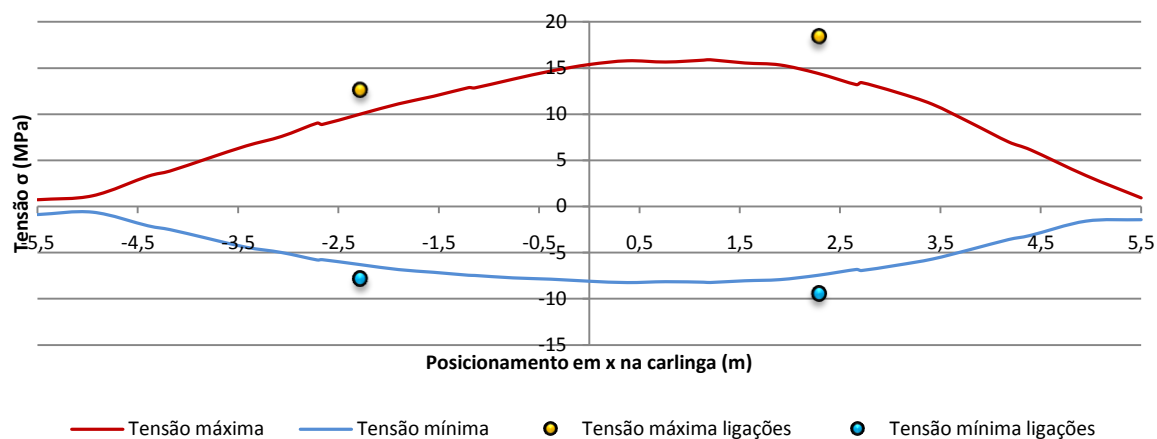
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 28 a 400 km/h



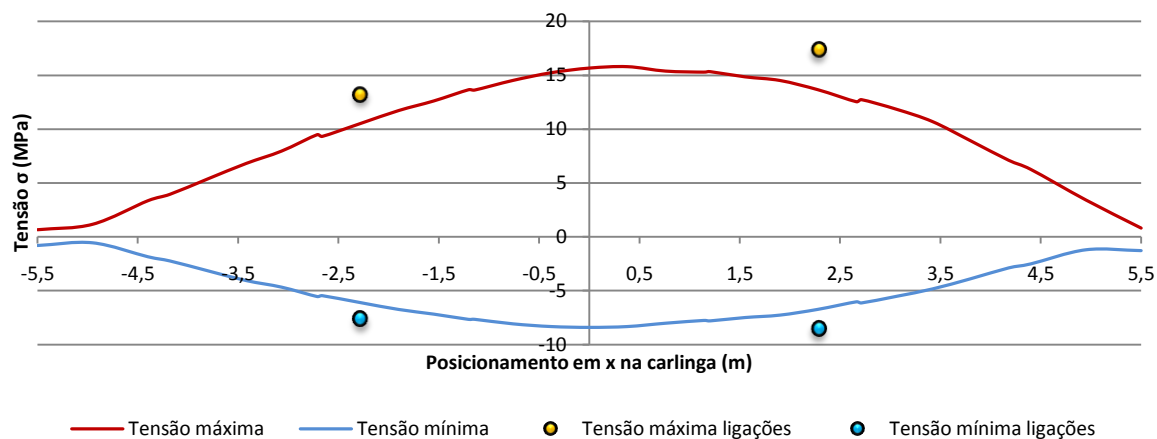
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 29a 400 km/h



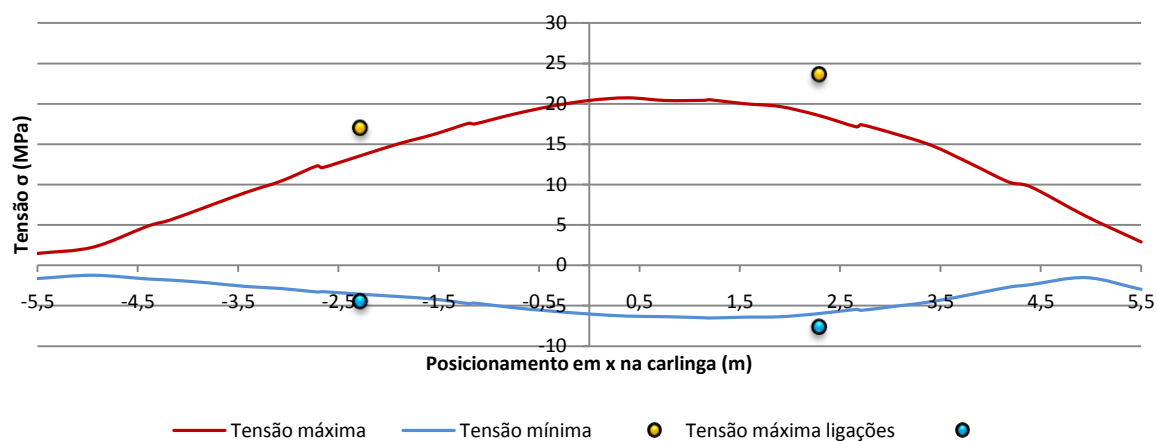
Envolvente de tensões no banco da carlinga 7 a 450 km/h



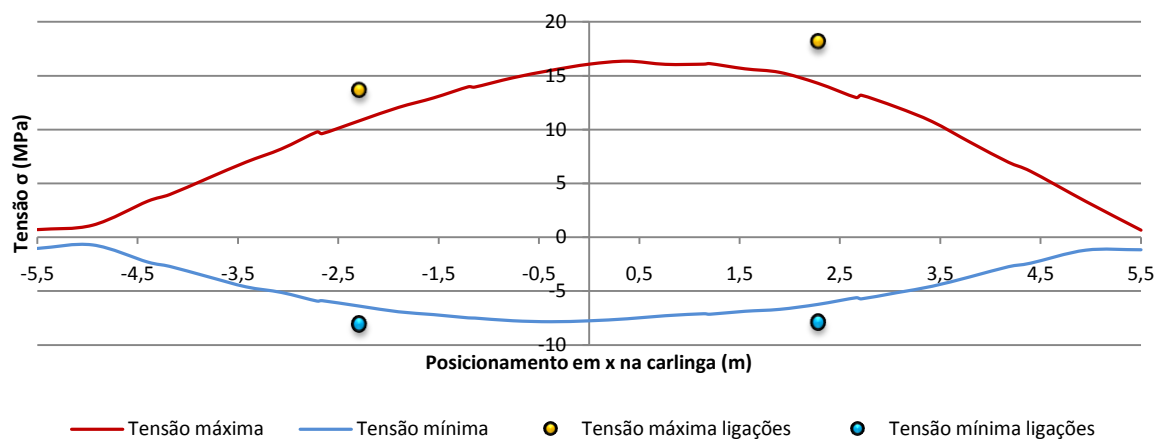
Envolvente de tensões no banco da carlinga 8 a 450 km/h



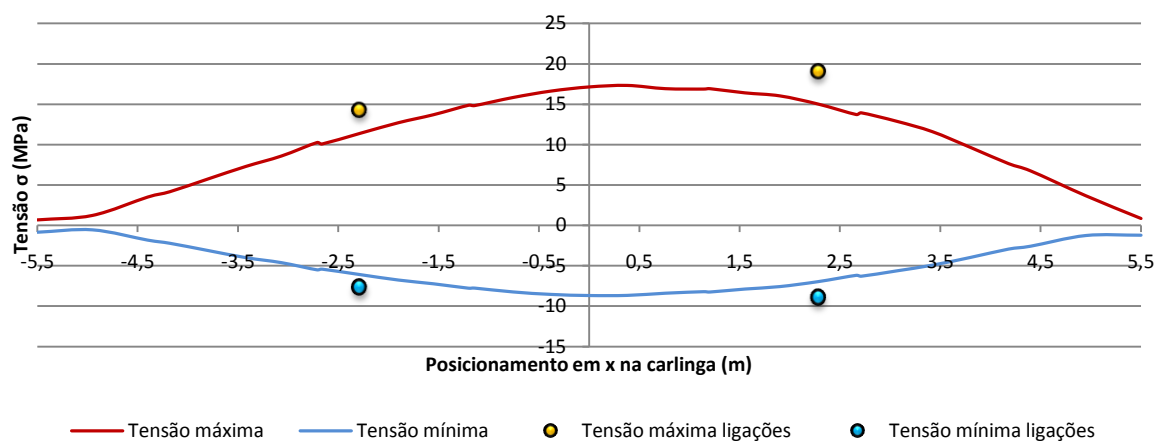
Envolvente de tensões no banco da carlinga 12 a 450 km/h



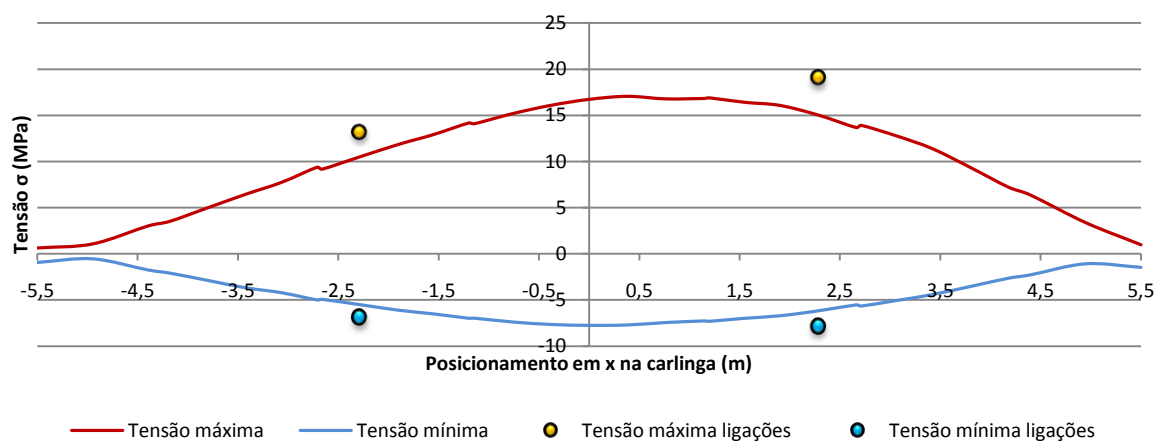
Envoltiva de tensões no banzo da carlinga 20 a 450 km/h



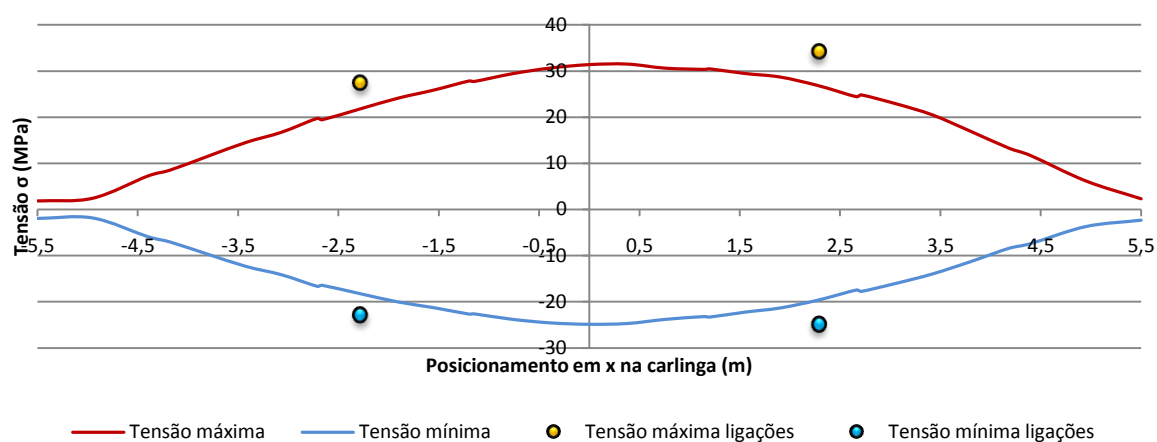
Envoltiva de tensões no banzo da carlinga 28 a 450 km/h



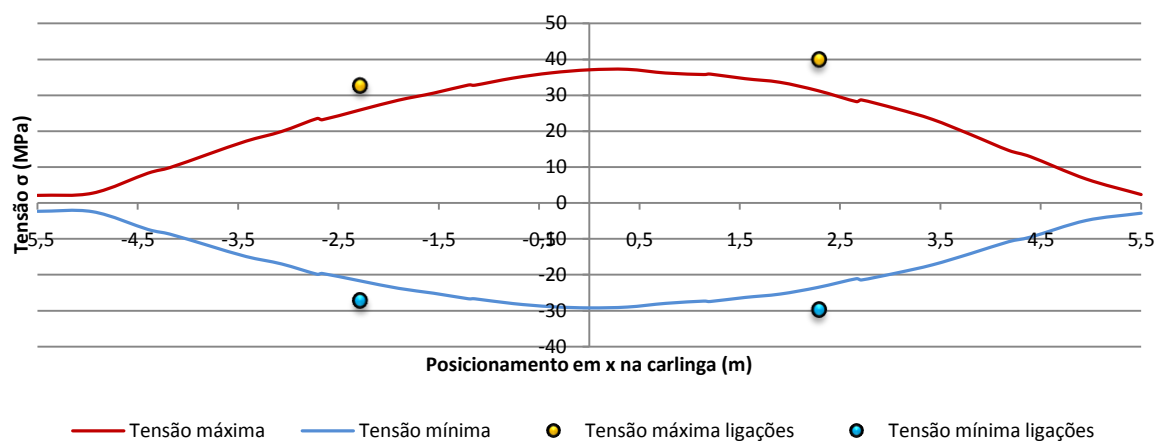
Envoltiva de tensões no banzo da carlinga 29a 450 km/h



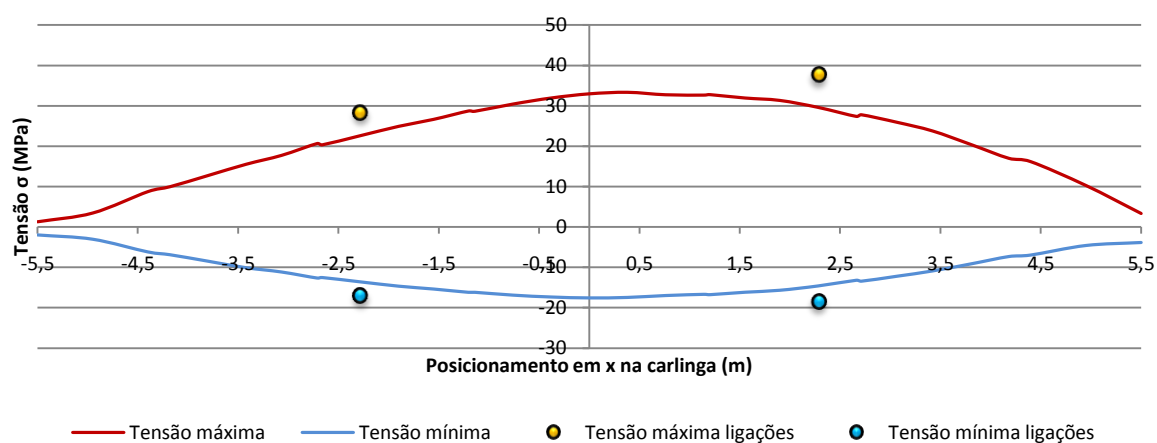
Envolvente de tensões no banco da carlinga 7 a 490 km/h



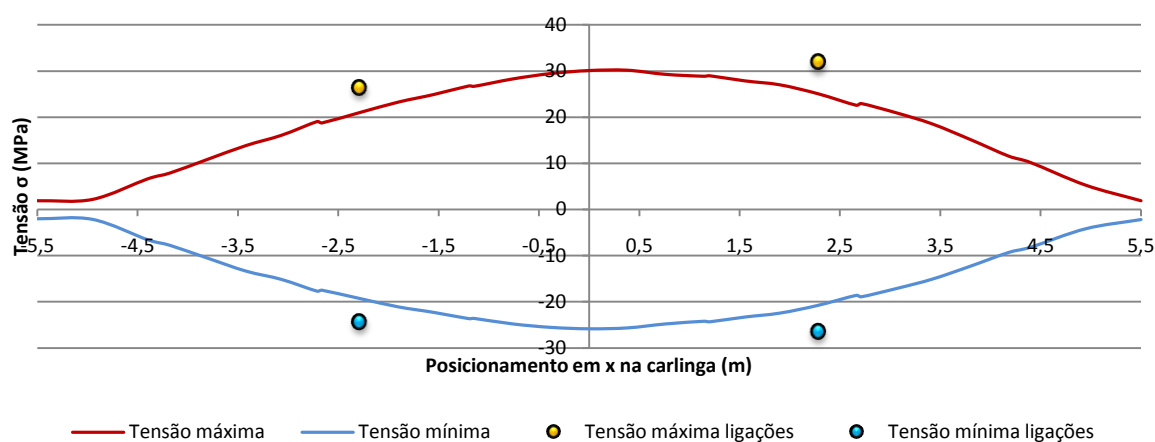
Envolvente de tensões no banco da carlinga 8 a 490 km/h



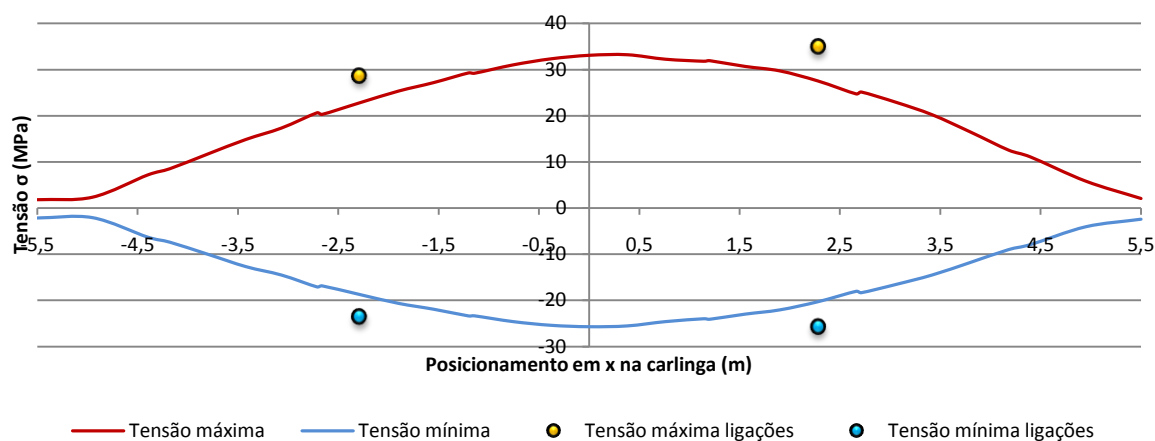
Envolvente de tensões no banco da carlinga 12 a 490 km/h



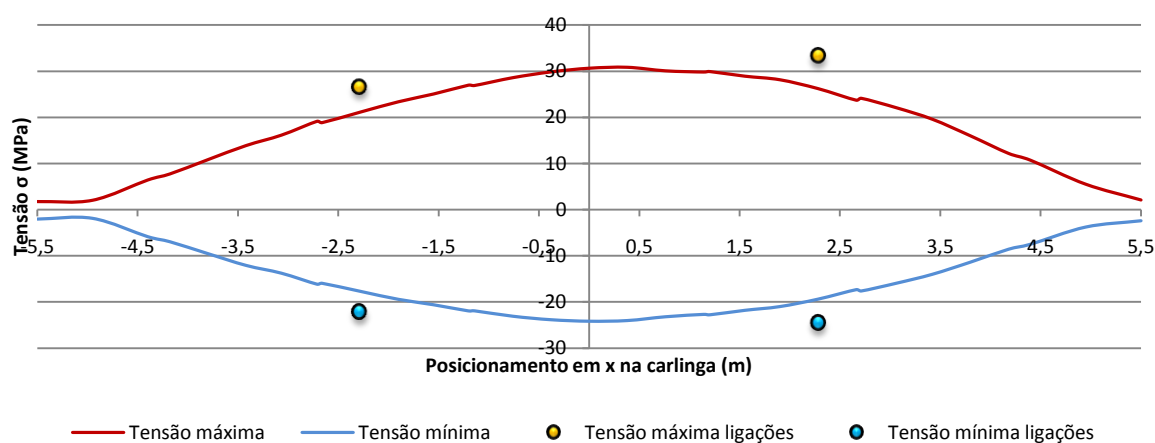
Envolvente de tensões no banzo da carlinga 20 a 490 km/h



Envolvente de tensões no banzo da carlinga 28 a 490 km/h

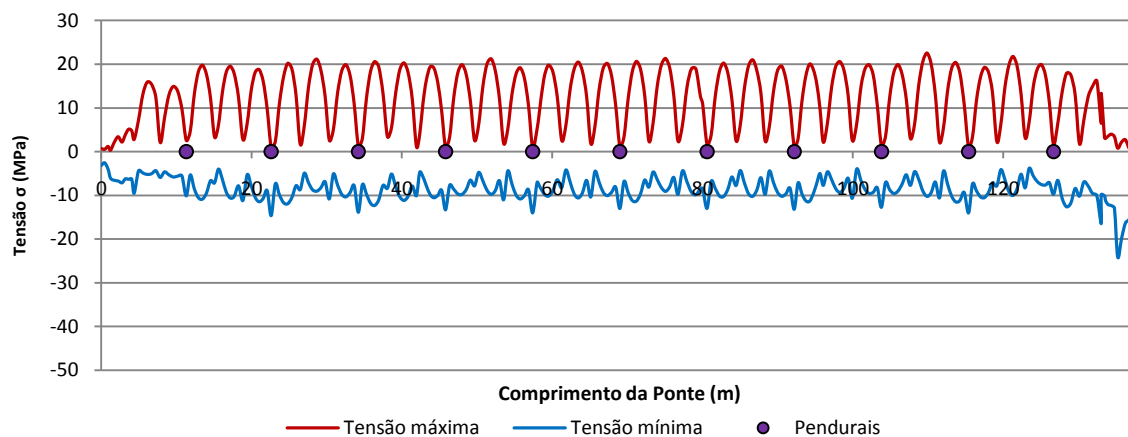


Envolvente de tensões no banzo da carlinga 29a 490 km/h

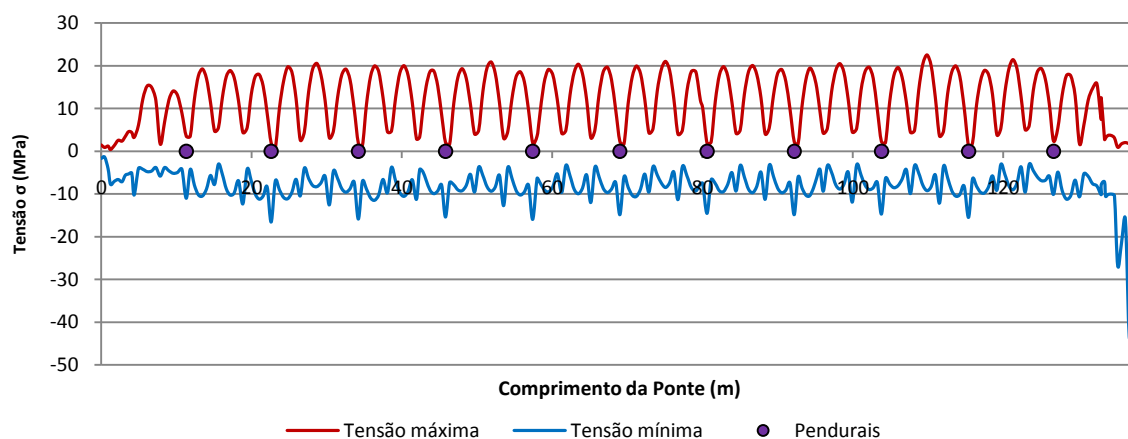


C – ENVOLVENTE DE TENSÕES NAS LONGARINAS

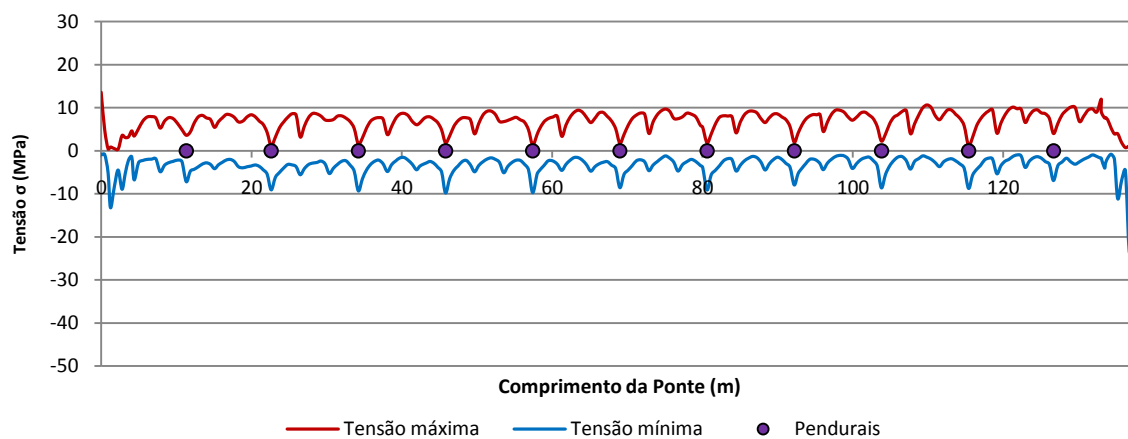
Envolvente de tensões no banzo da longarina 3 a 250 km/h



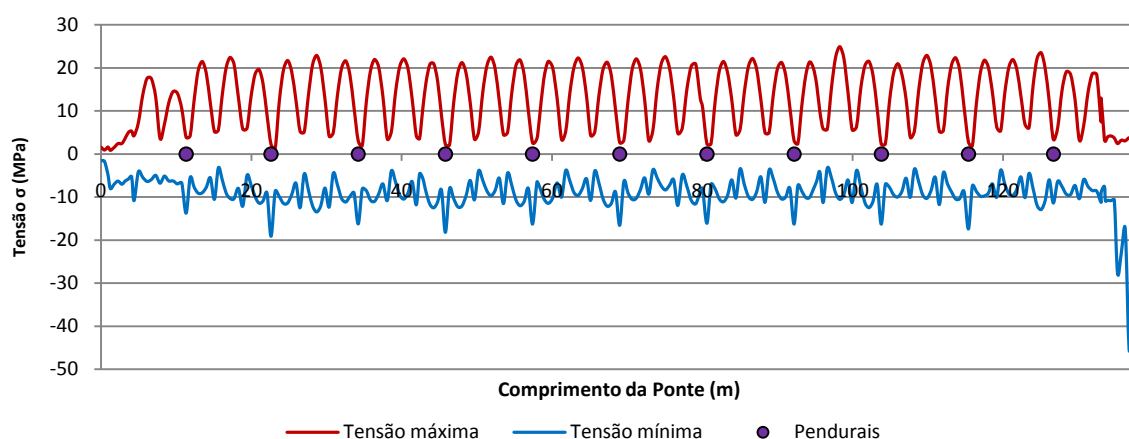
Envolvente de tensões no banzo da longarina 4 a 250 km/h



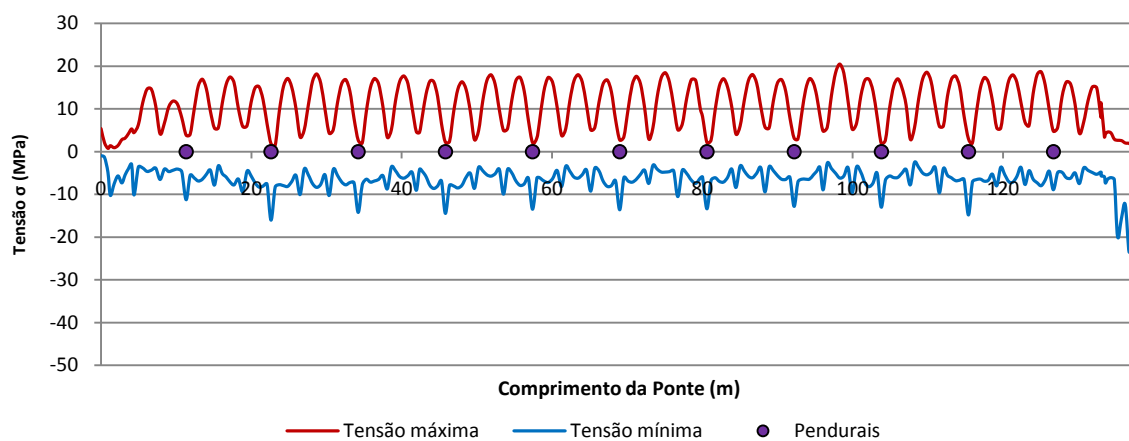
Envolvente de tensões no banzo da longarina 6 a 250 km/h



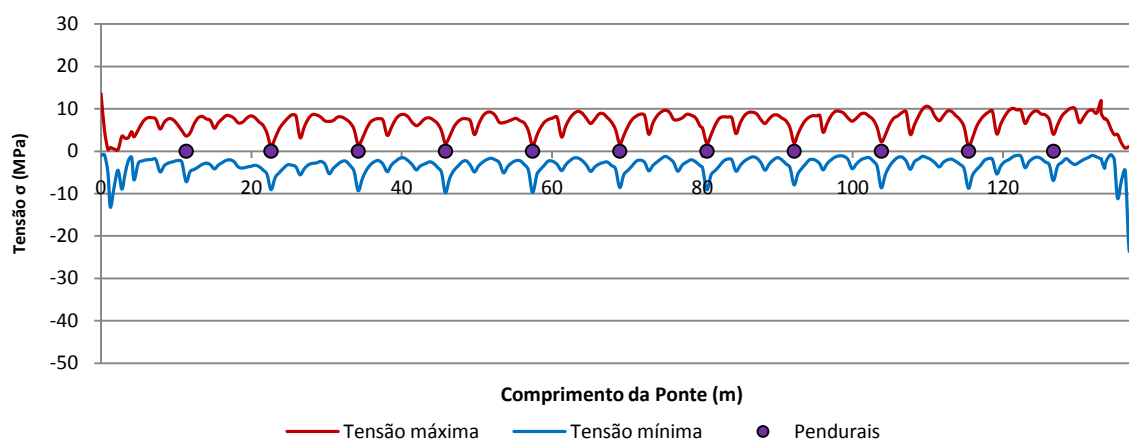
Envolvente de tensões no banzo da longarina 3 a 300 km/h

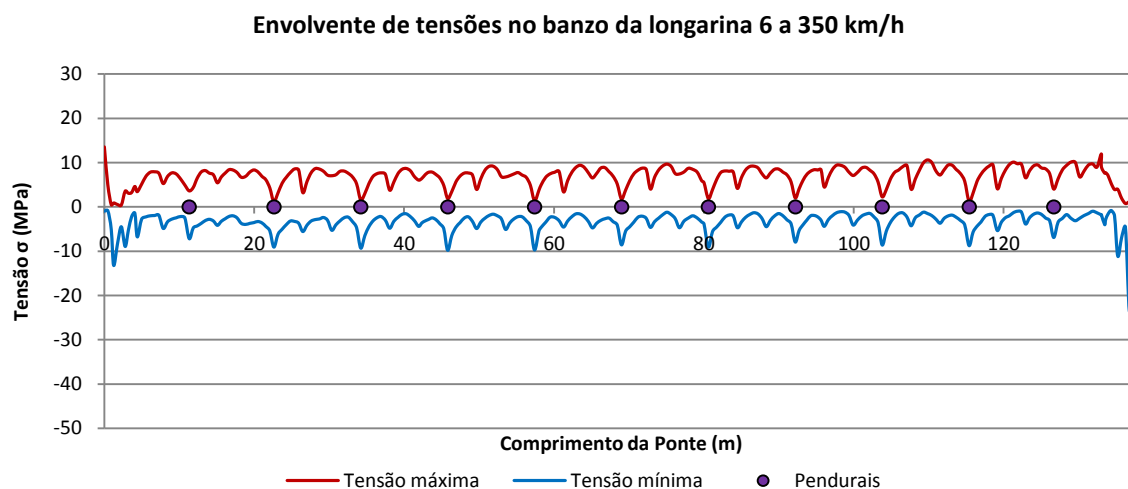
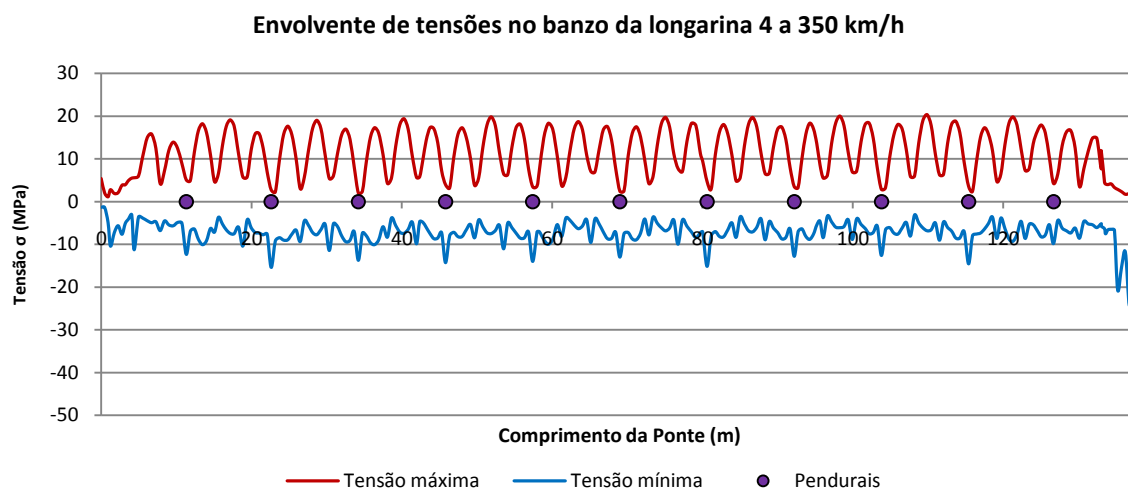
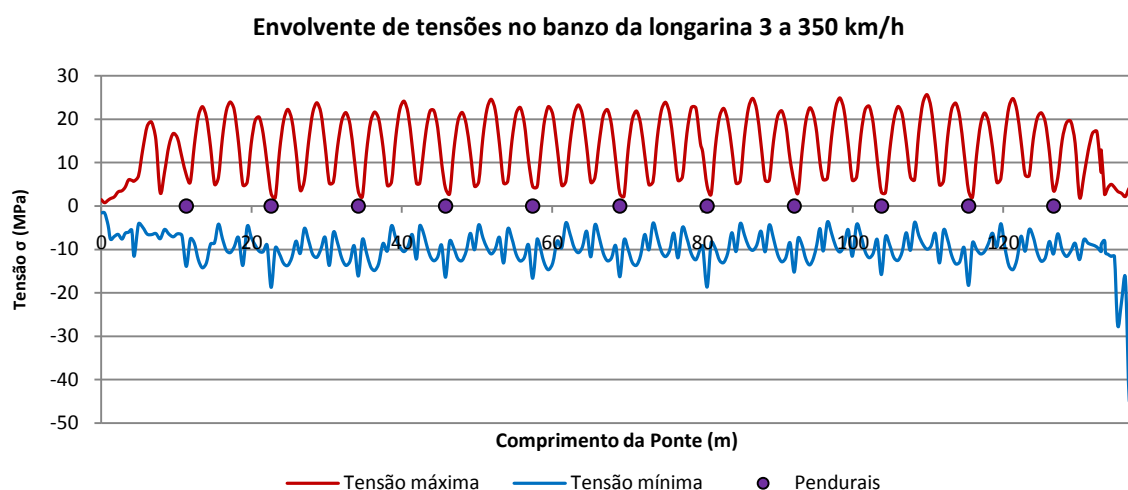


Envolvente de tensões no banzo da longarina 4 a 300 km/h

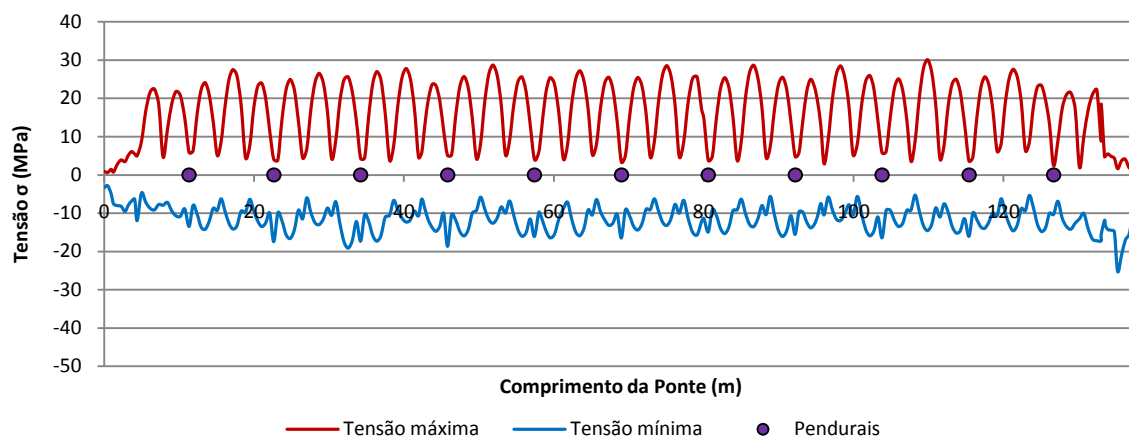


Envolvente de tensões no banzo da longarina 6 a 300 km/h

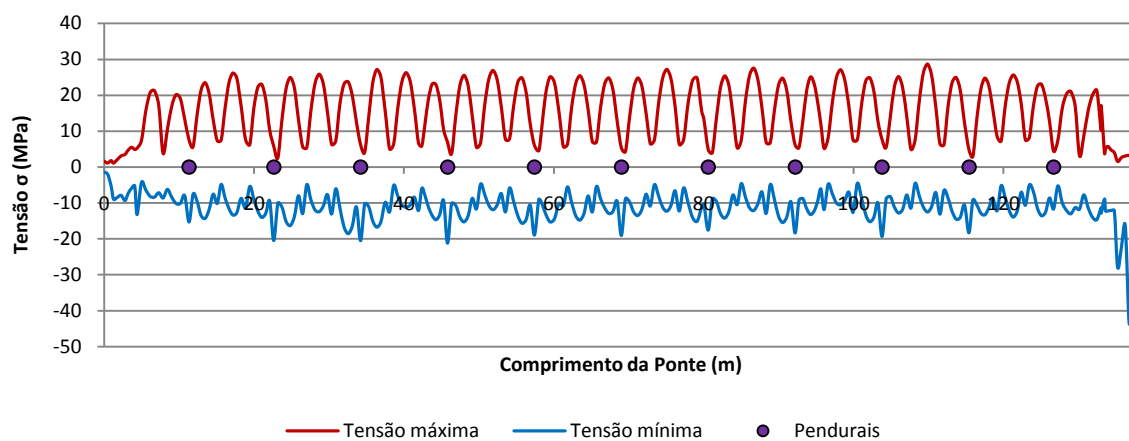




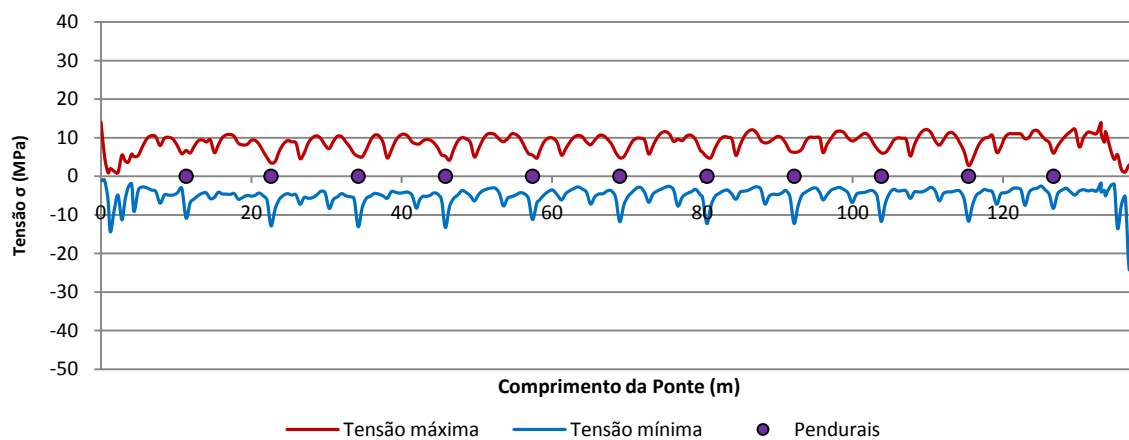
Envolvente de tensões no banzo da longarina 3 a 400 km/h

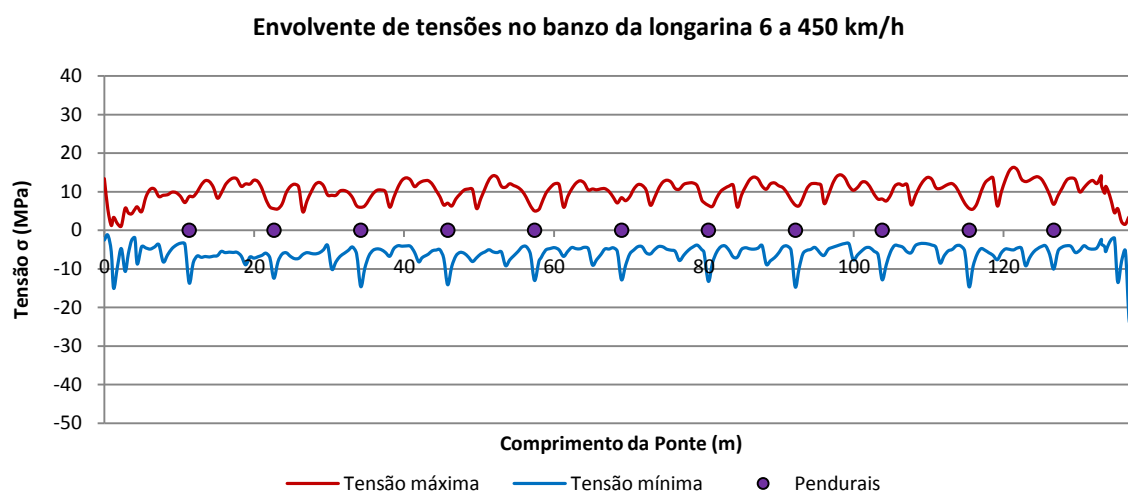
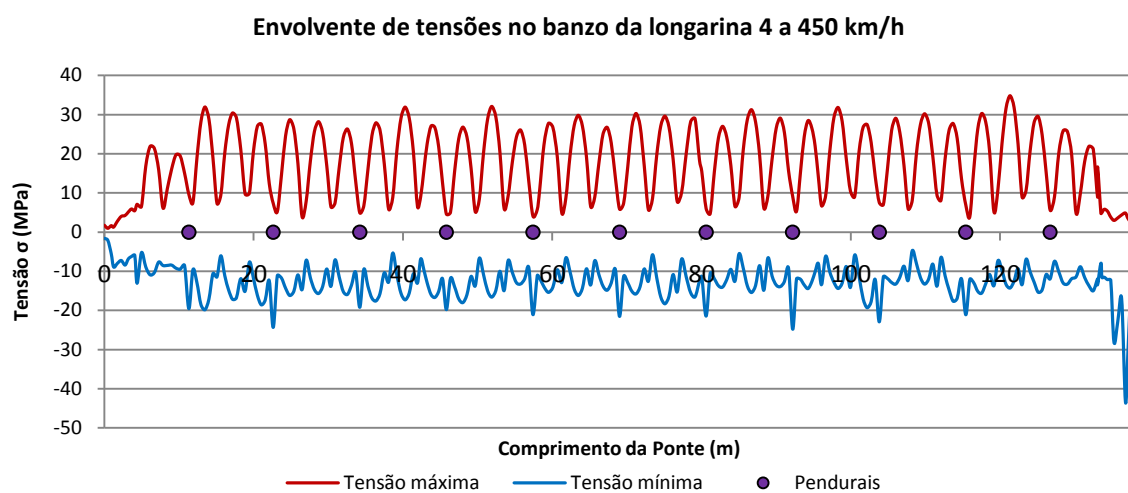
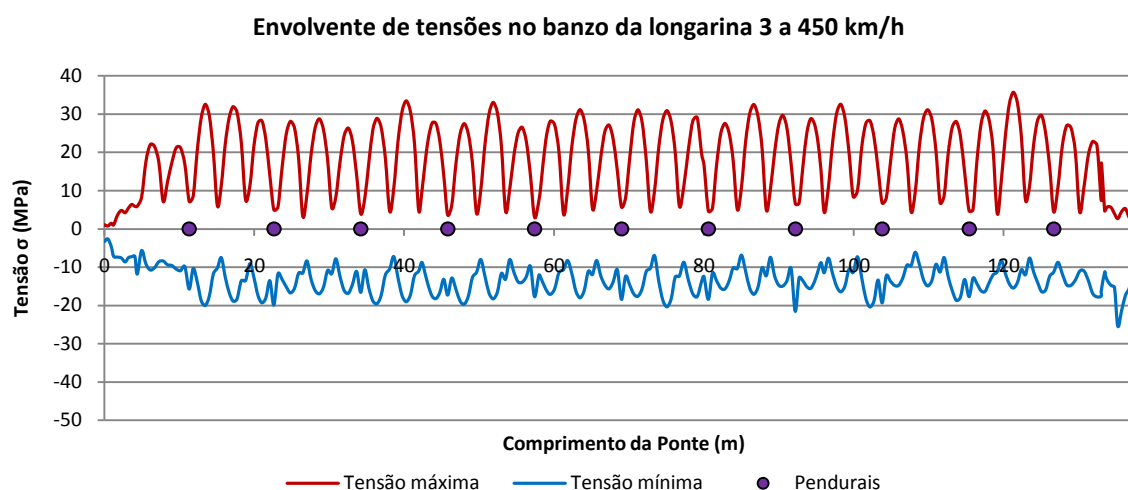


Envolvente de tensões no banzo da longarina 4 a 400 km/h

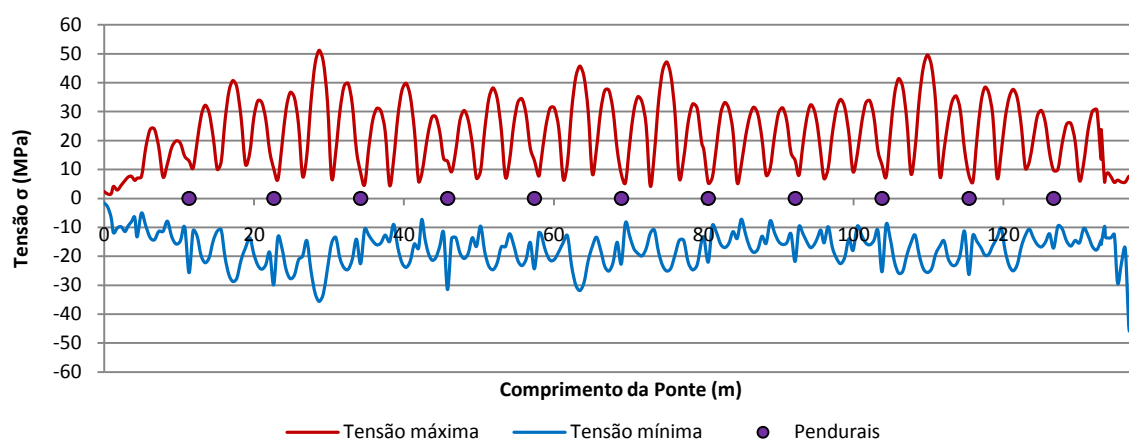


Envolvente de tensões no banzo da longarina 6 a 400 km/h

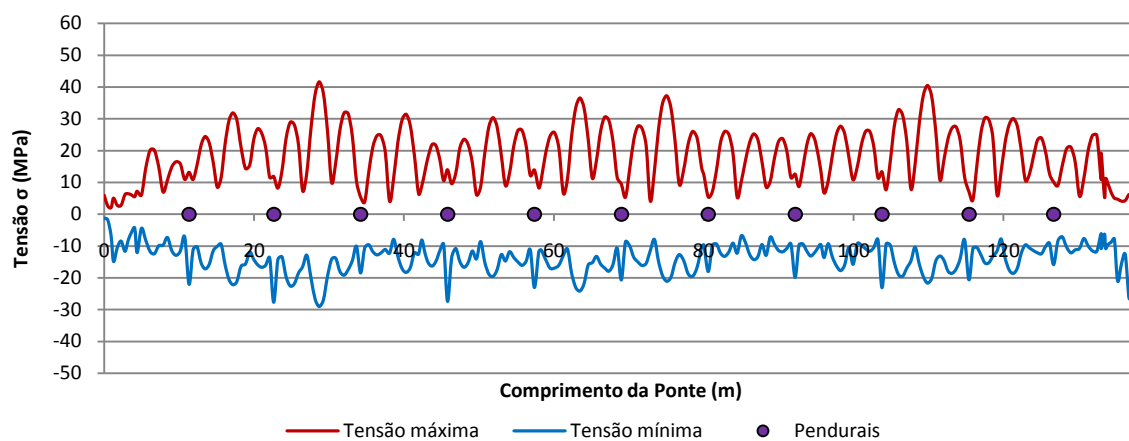




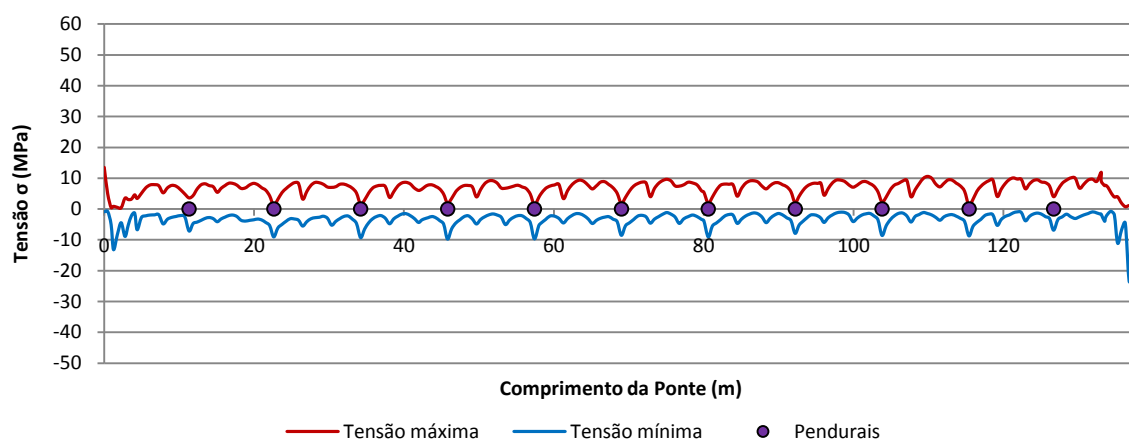
Envolvente de tensões no banzo da longarina 3 a 490 km/h



Envolvente de tensões no banzo da longarina 4 a 490 km/h

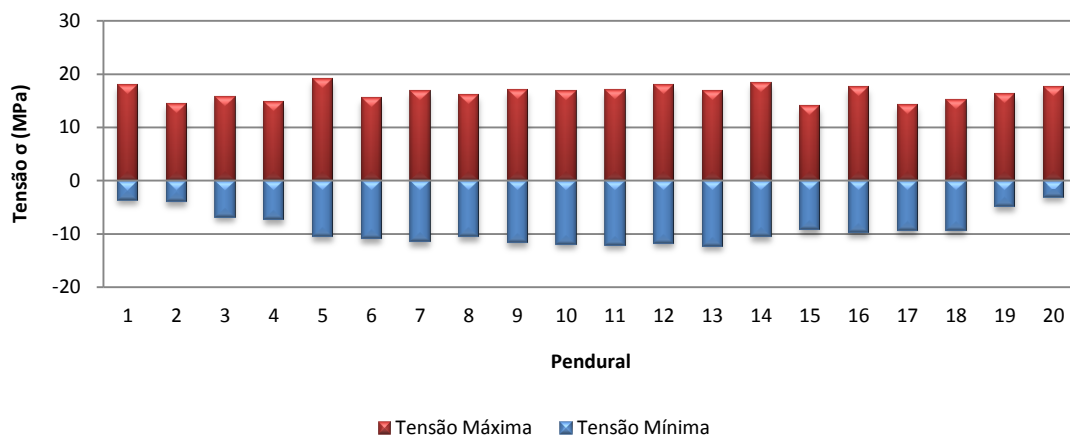


Envolvente de tensões no banzo da longarina 6 a 490 km/h

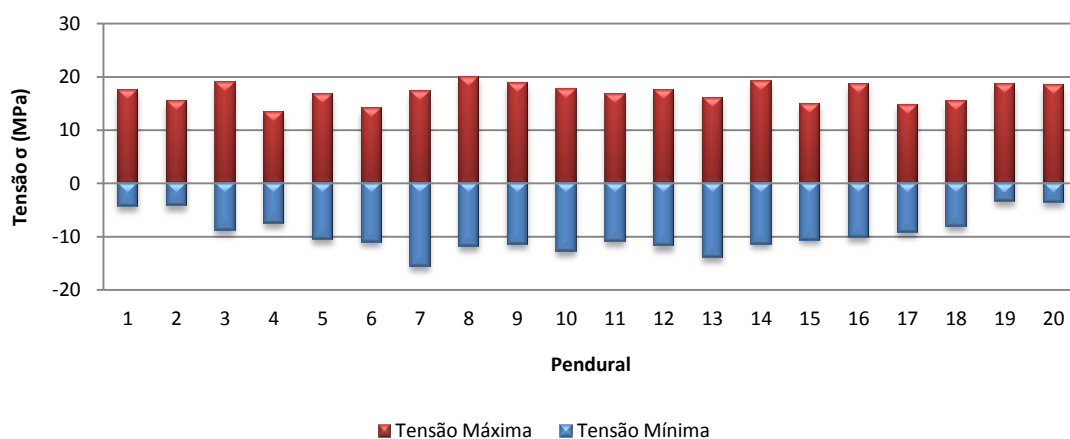


D – ENVOLVENTE DE TENSÕES NOS PENDURAIIS

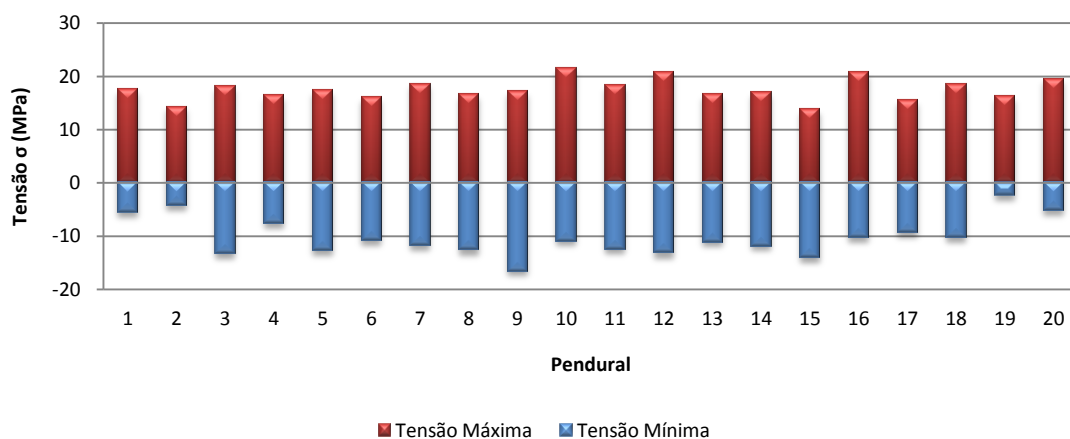
Tensões nos pendurais (Zona 1) - velocidade 250 km/h



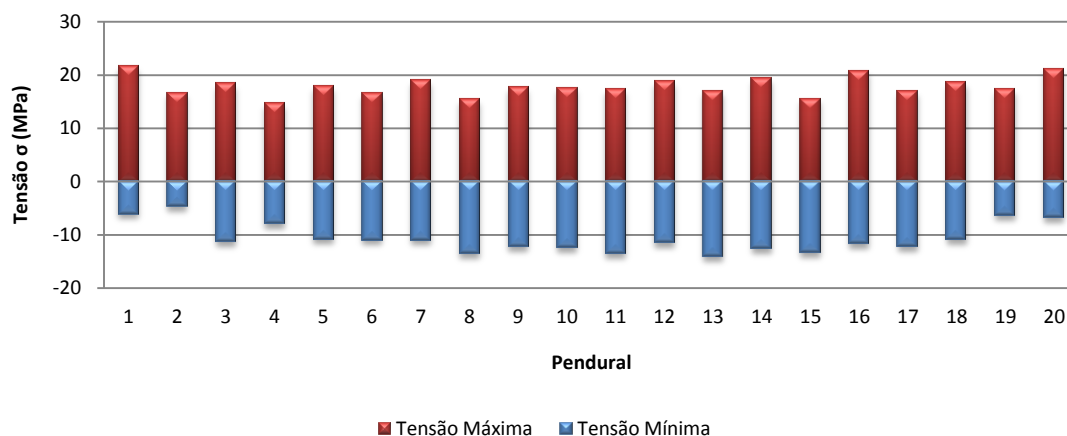
Tensões nos pendurais (Zona 1) - velocidade 300 km/h



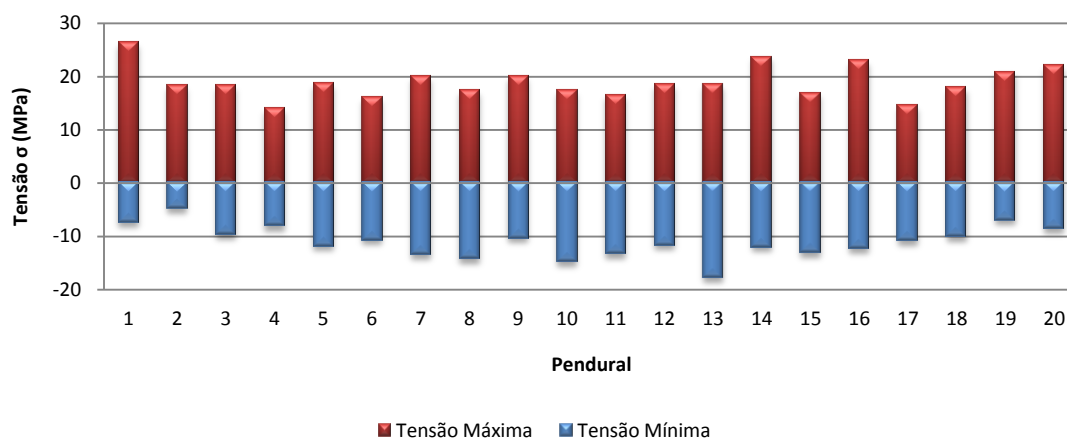
Tensões nos pendurais (Zona 1) - velocidade 350 km/h



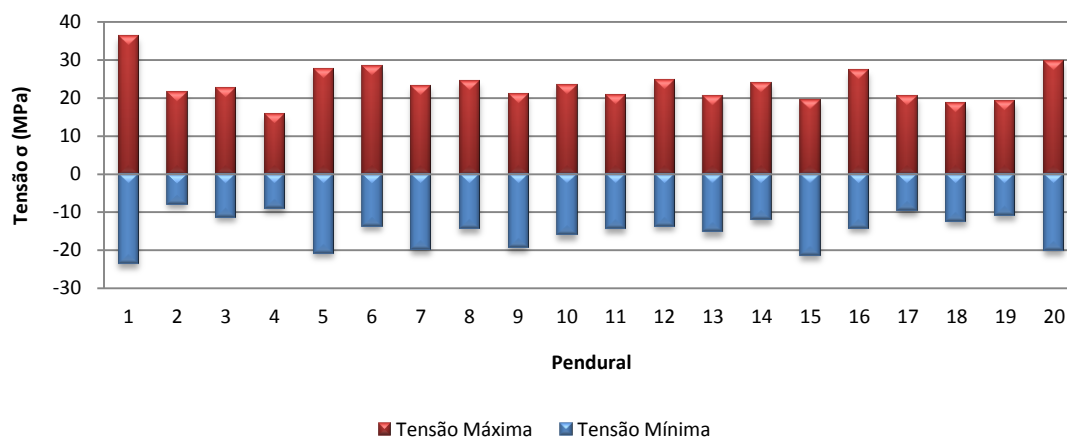
Tensões nos pendurais (Zona 1) - velocidade 400 km/h



Tensões nos pendurais (Zona 1) - velocidade 450 km/h



Tensões nos pendurais (Zona 1) - velocidade 490 km/h



ANEXO IV

RESULTADOS DO DANO NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A – DANO NAS VIGAS PRINCIPAIS

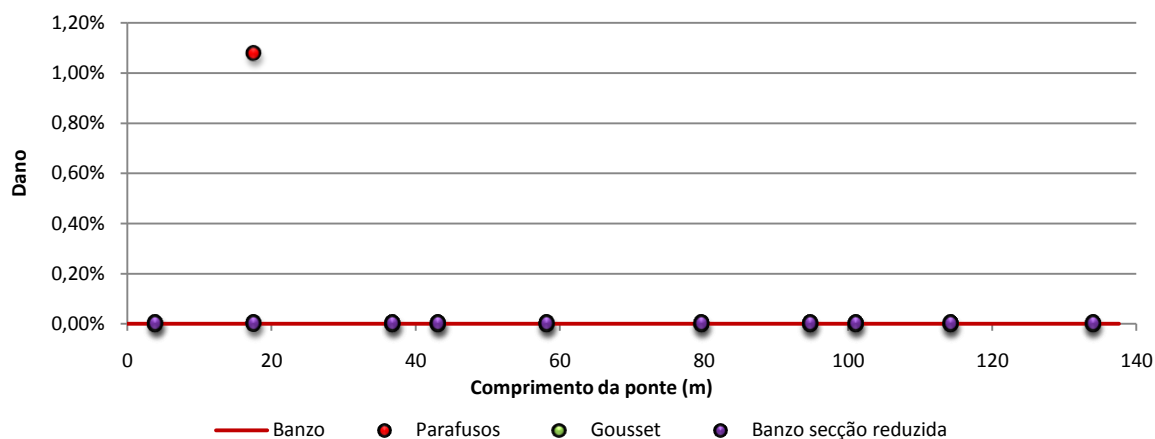
B – DANO NAS VIGAS TRANSVERSAIS

C – DANO NAS LONGARINAS

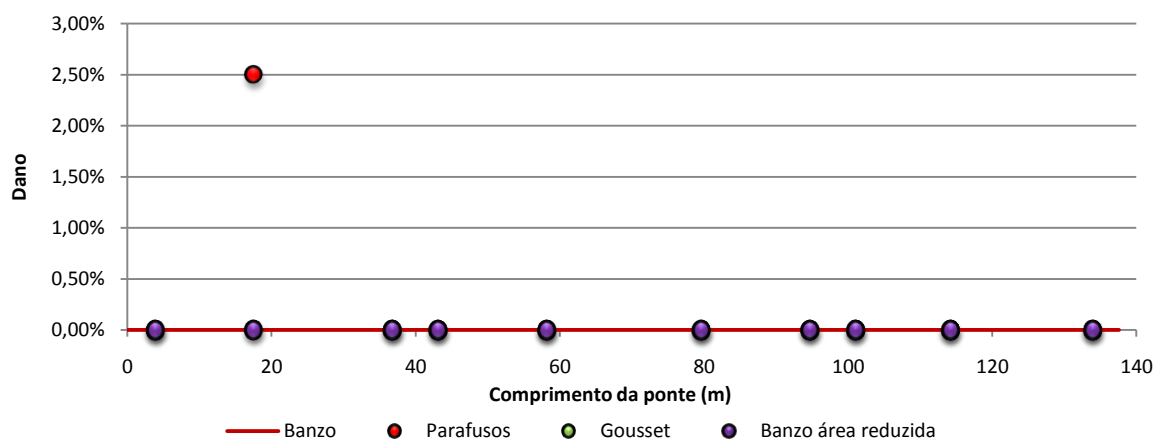
D – DANO NOS PENDURAIIS

A – DANO NAS VIGAS PRINCIPAIS

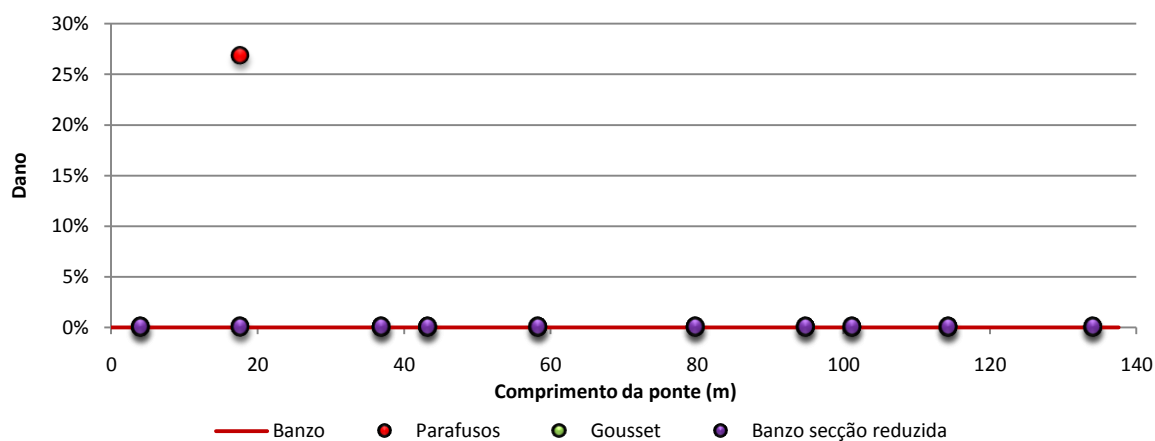
Dano ao longo da viga - velocidade 350 km/h

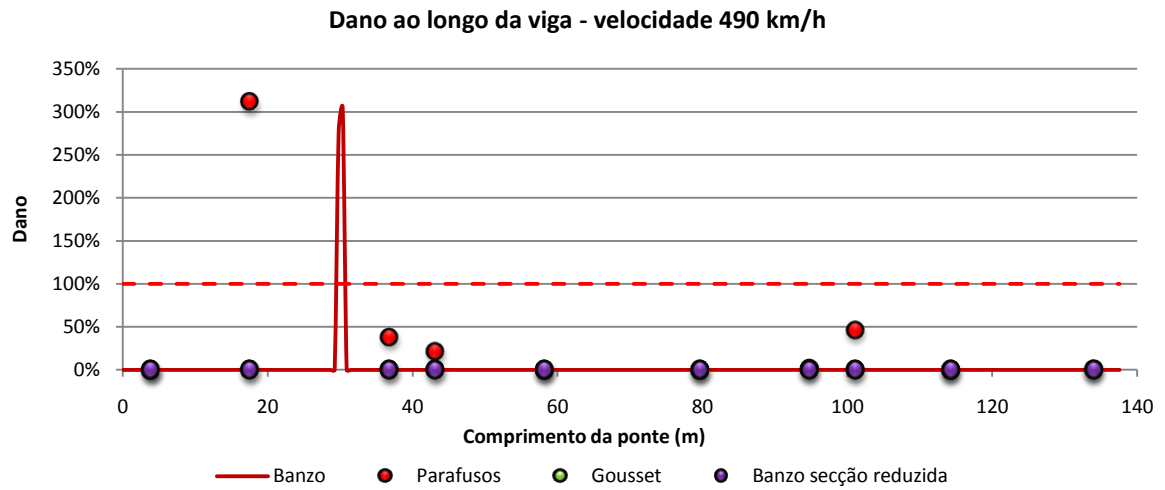


Dano ao longo da viga - velocidade 400 km/h



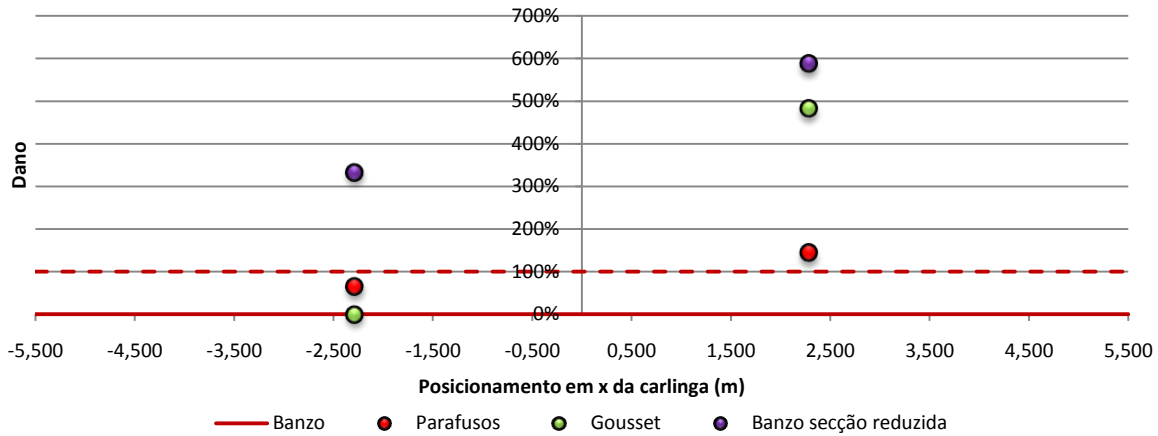
Dano ao longo da viga - velocidade 450 km/h



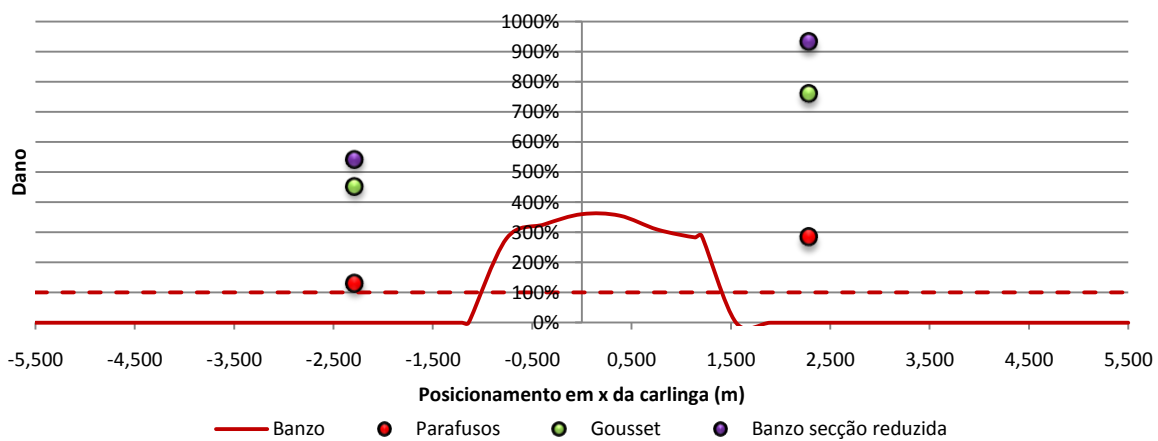


B – DANO NAS VIGAS TRANSVERSAIS

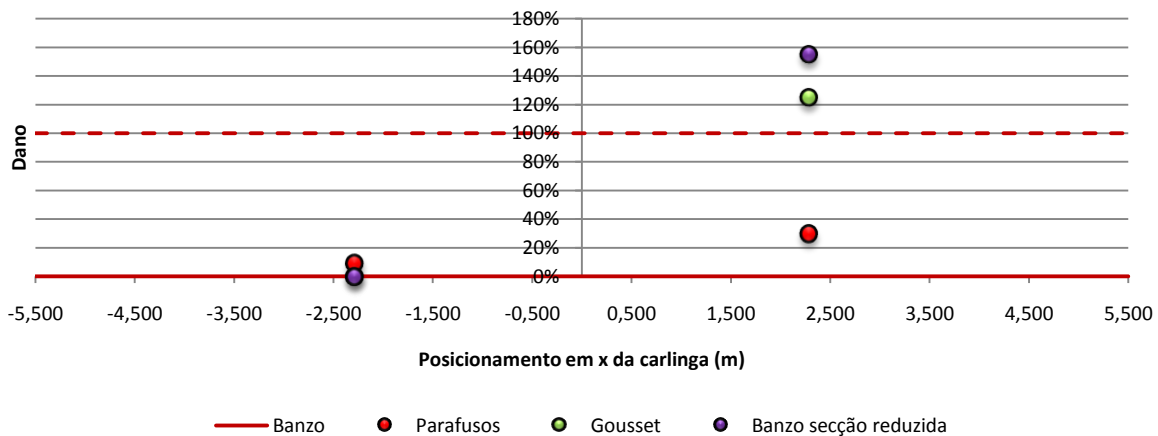
Dano ao longo da carlinga 7 - velocidade 490 km/h



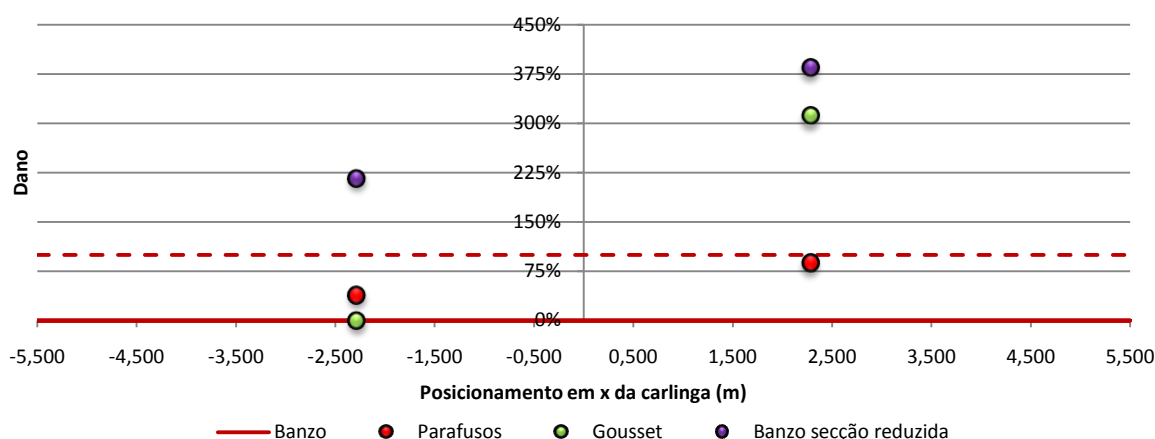
Dano ao longo da carlinga 8 - velocidade 490 km/h



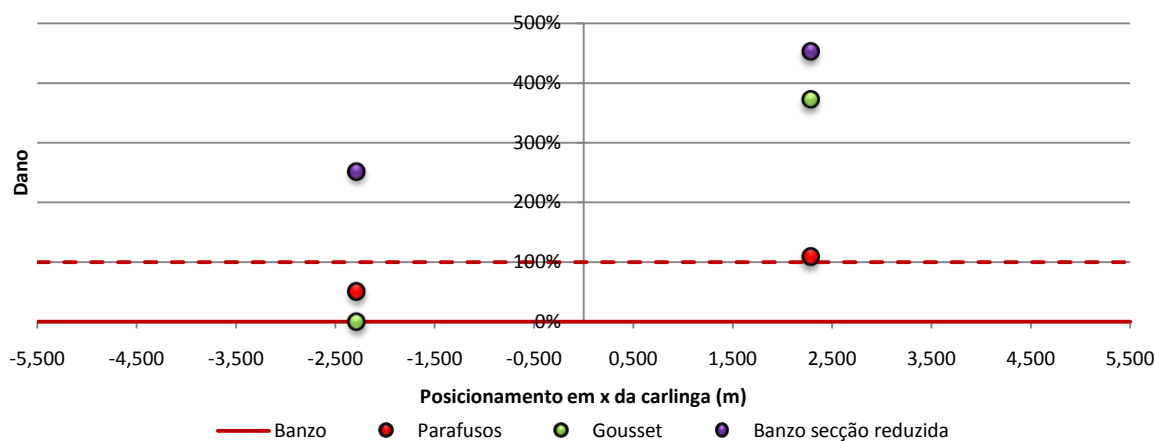
Dano ao longo da carlinga 12 - velocidade 490 km/h



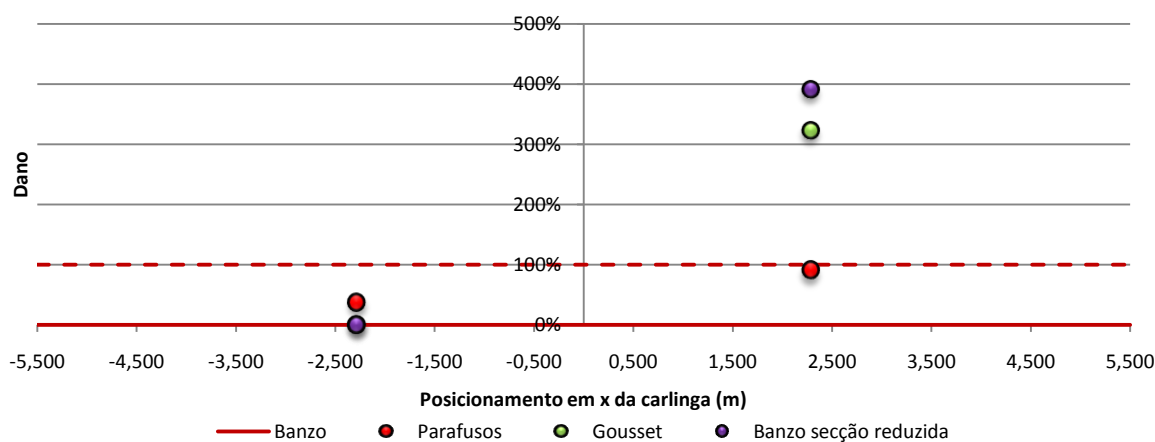
Dano ao longo da carlinga 20 - velocidade 490 km/h



Dano ao longo da carlinga 28 - velocidade 490 km/h

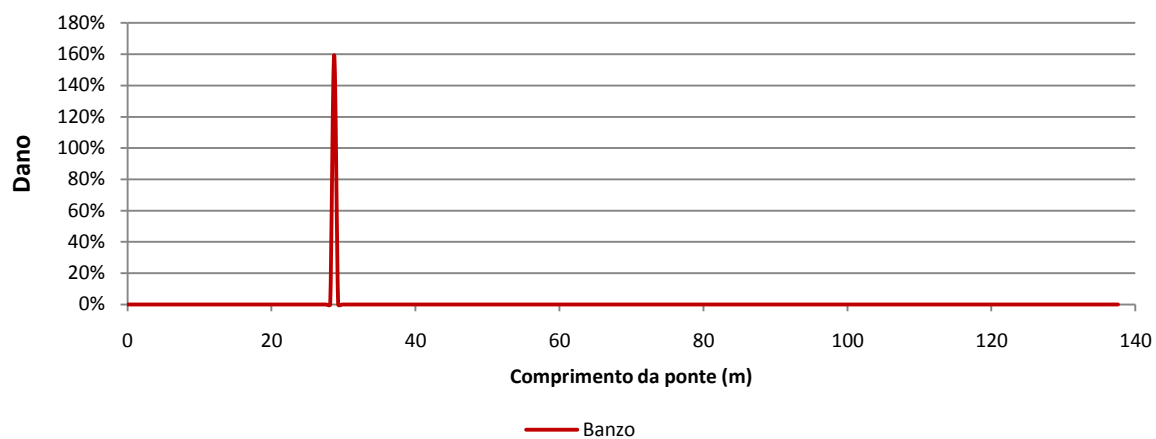


Dano ao longo da carlinga 29 - velocidade 490 km/h

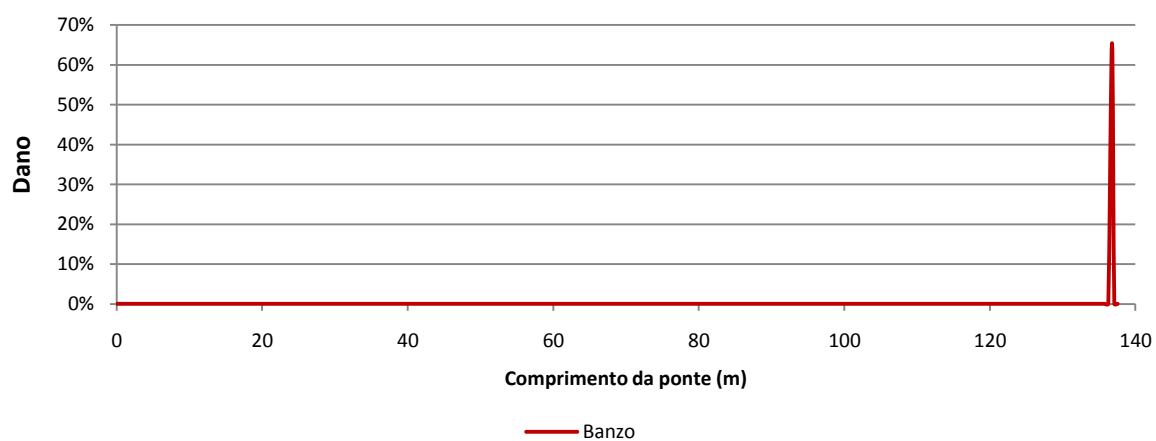


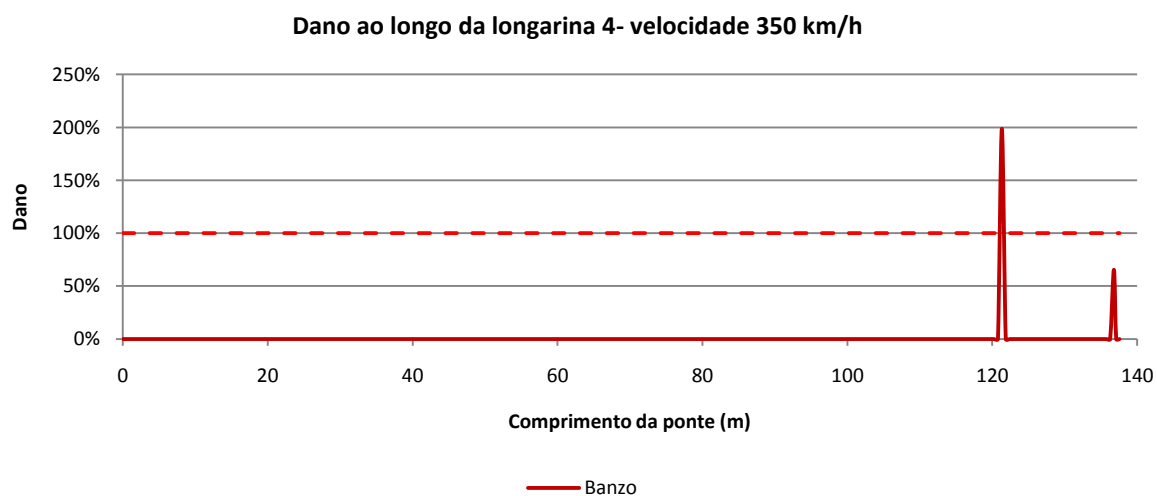
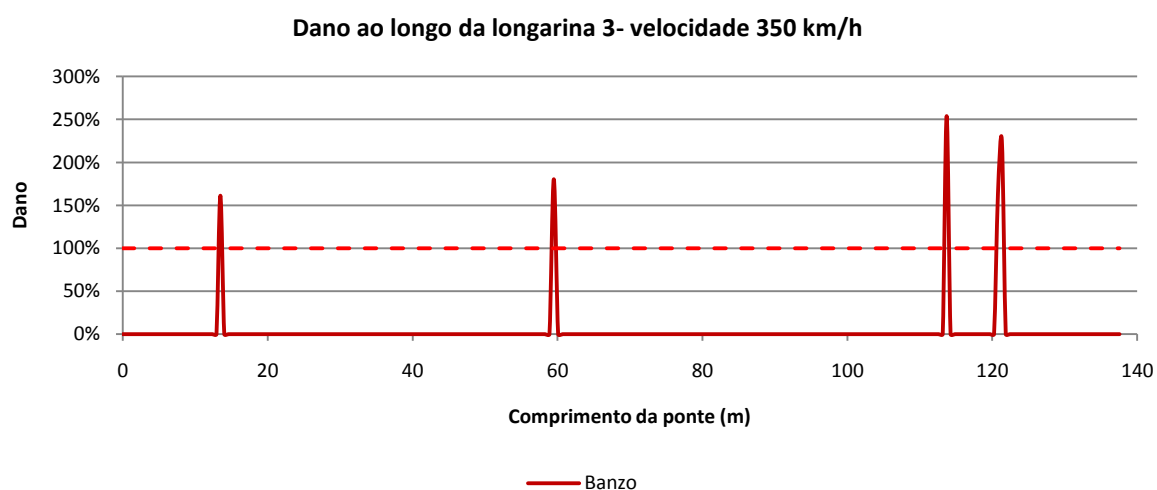
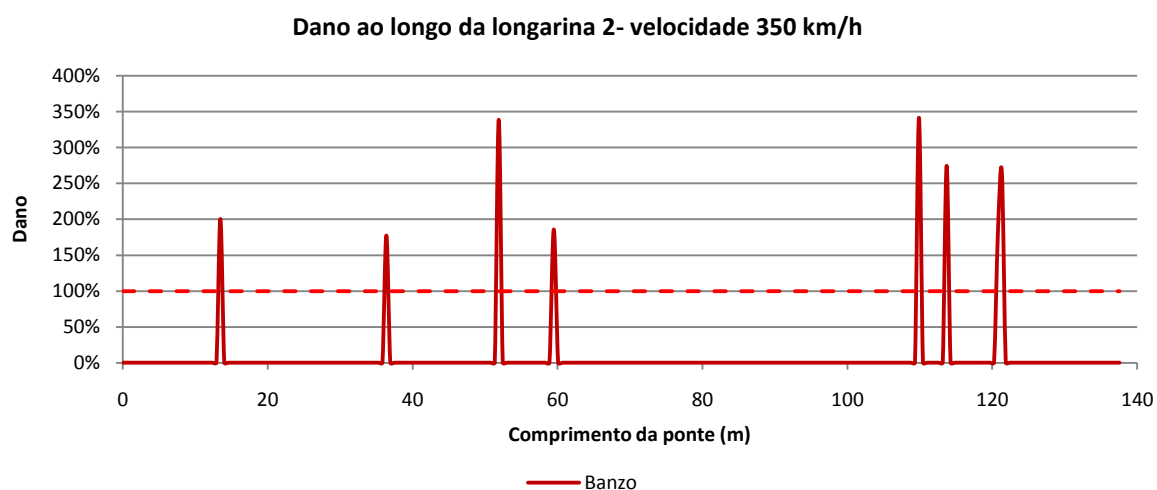
C – DANO NAS LONGARINAS

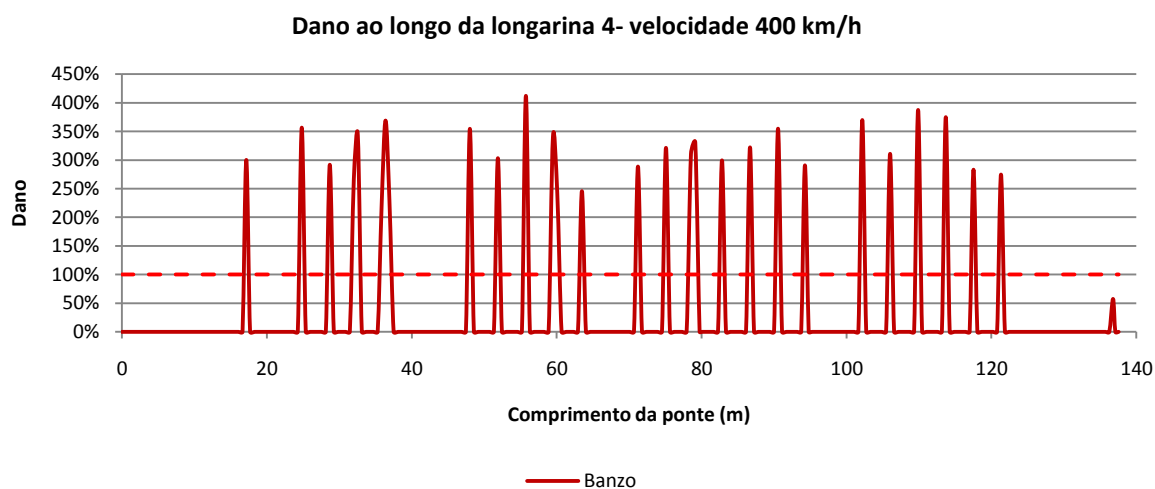
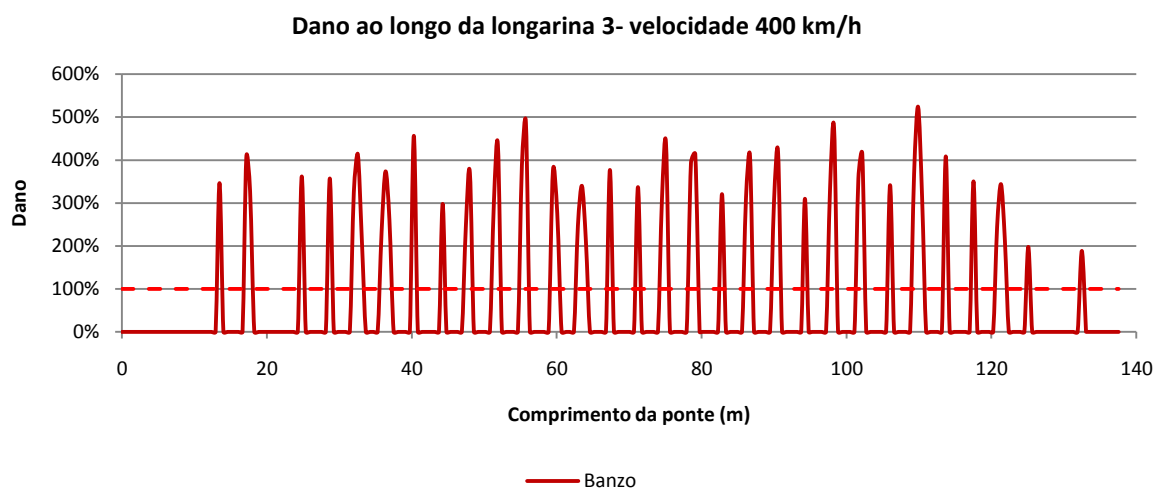
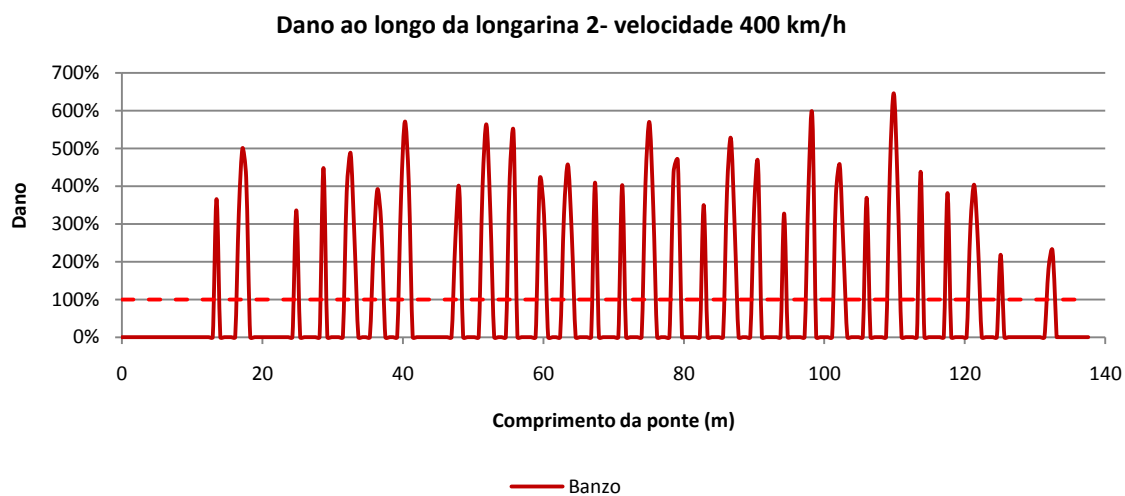
Dano ao longo da longarina 2- velocidade 300 km/h



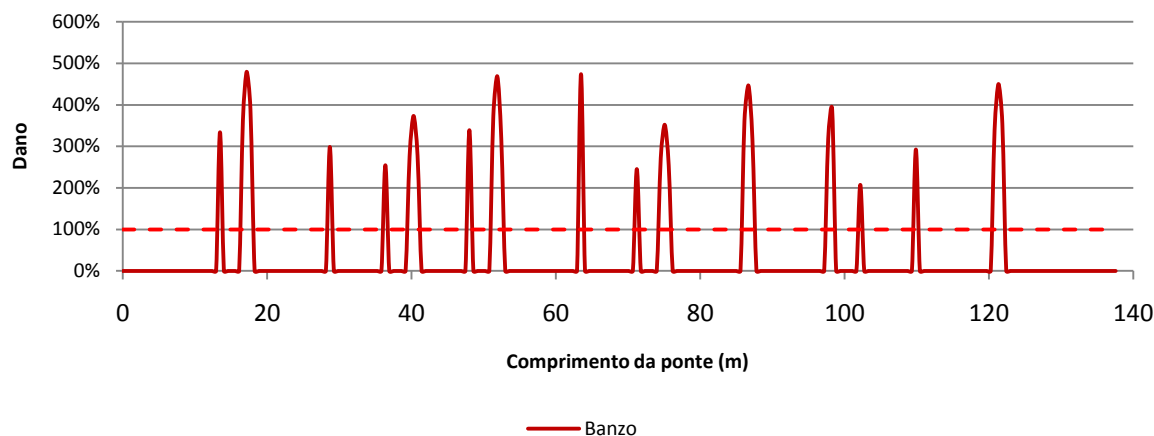
Dano ao longo da longarina 4- velocidade 300 km/h



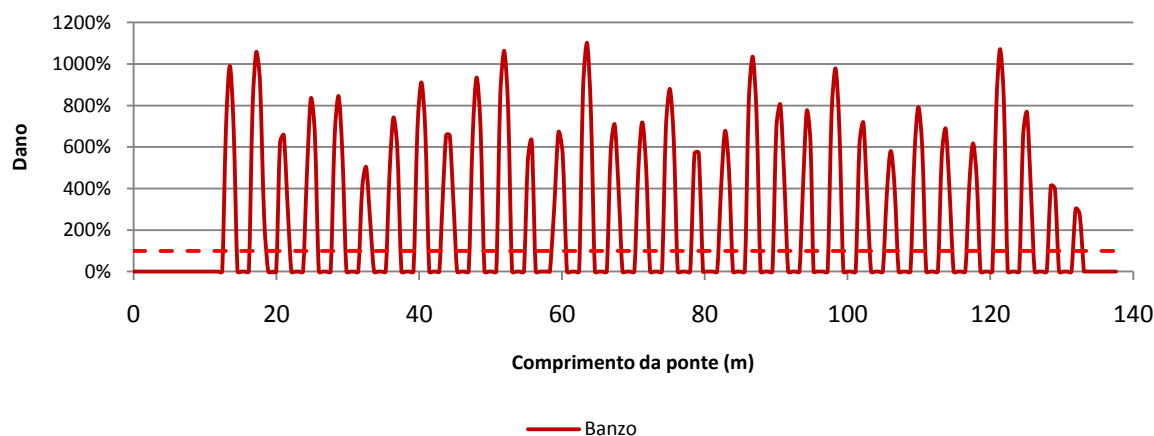




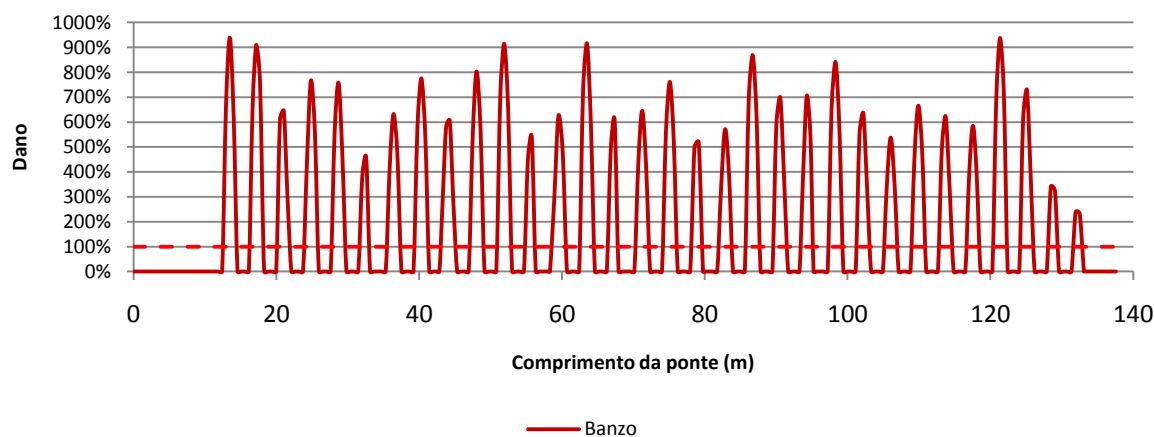
Dano ao longo da longarina 1 - velocidade 450 km/h

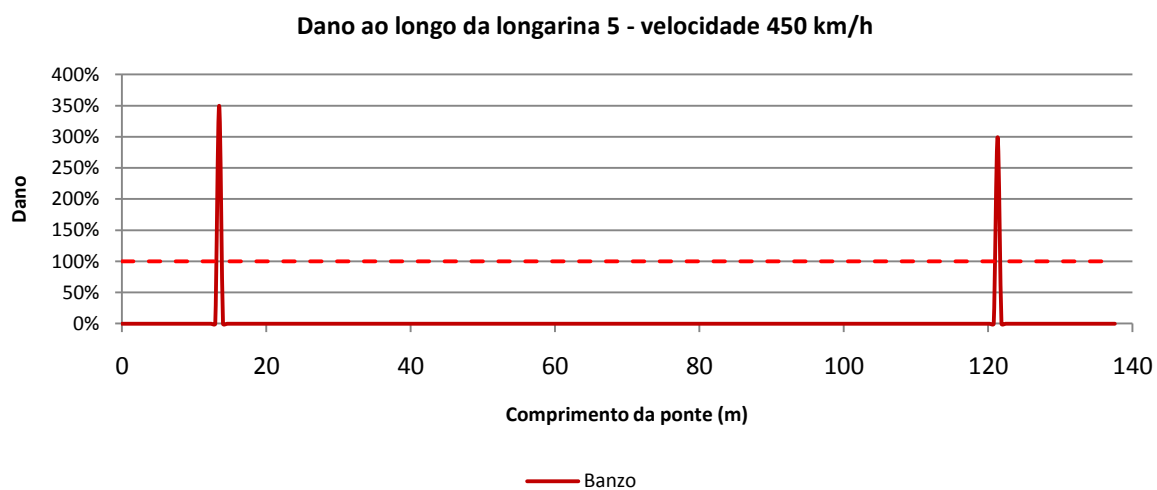
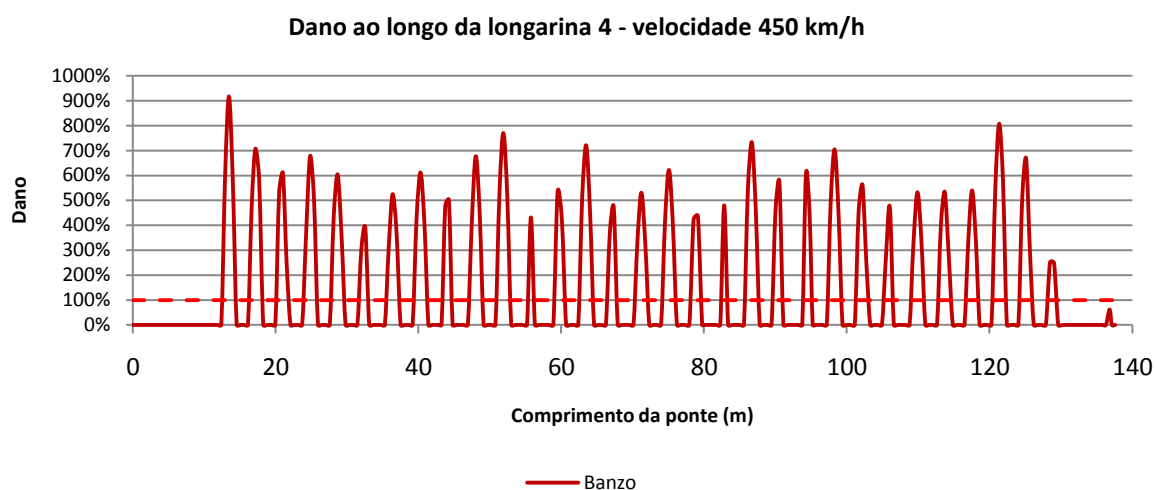


Dano ao longo da longarina 2 - velocidade 450 km/h

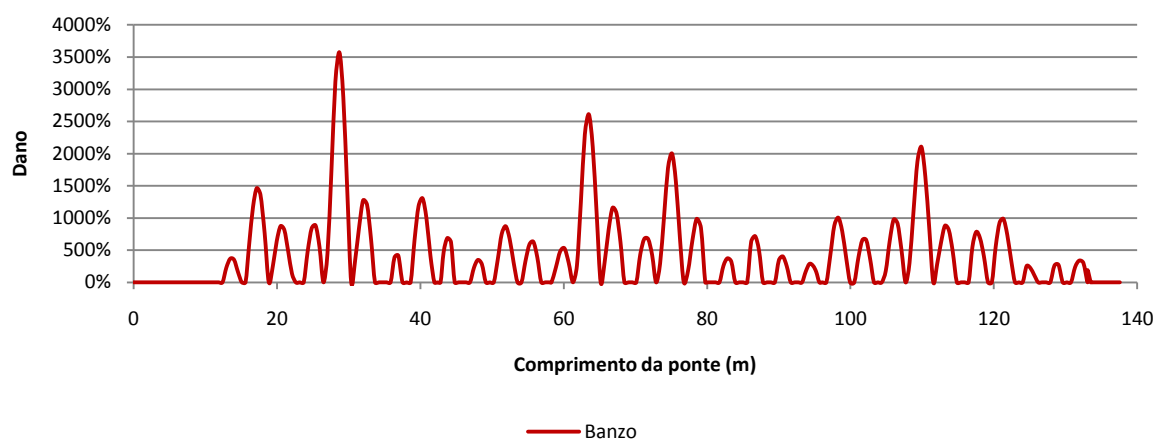


Dano ao longo da longarina 3 - velocidade 450 km/h

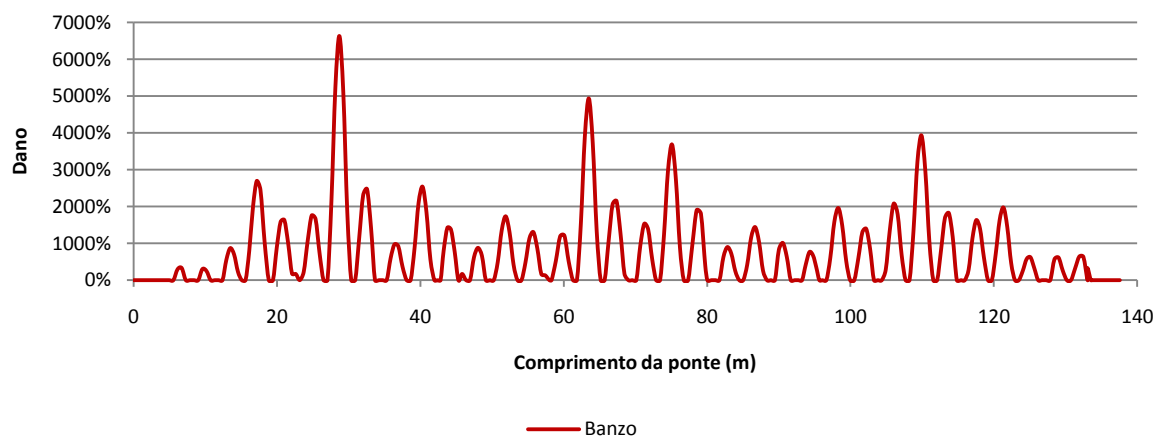




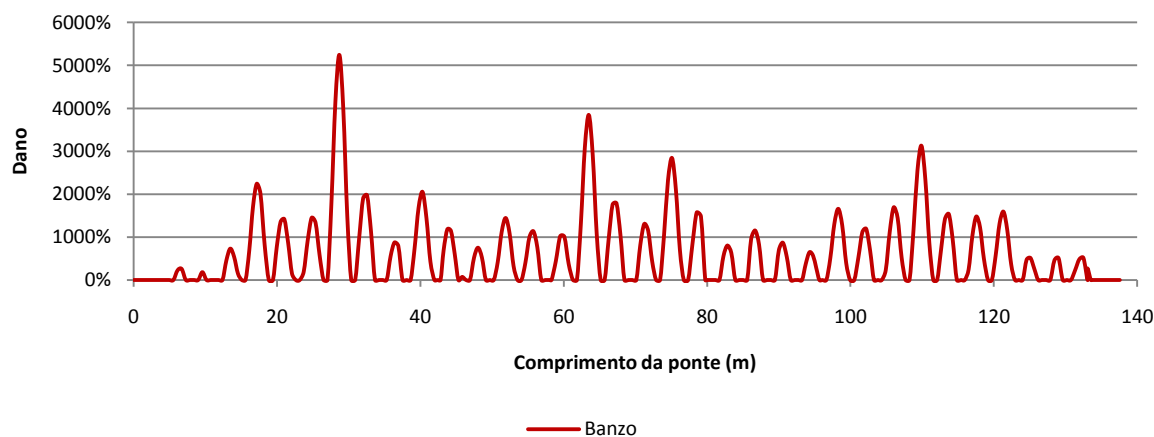
Dano ao longo do banzo da longarina 1- velocidade 490 km/h

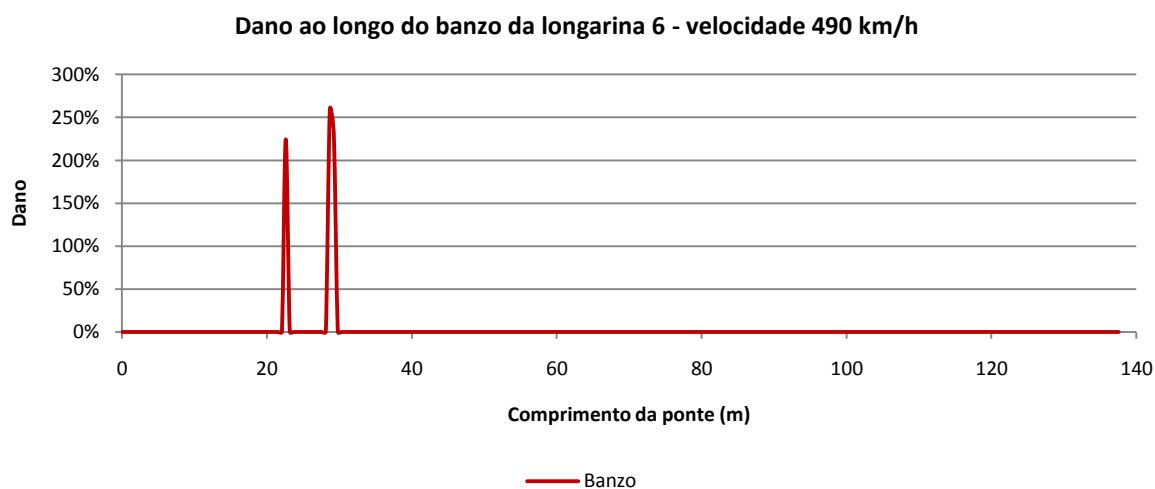
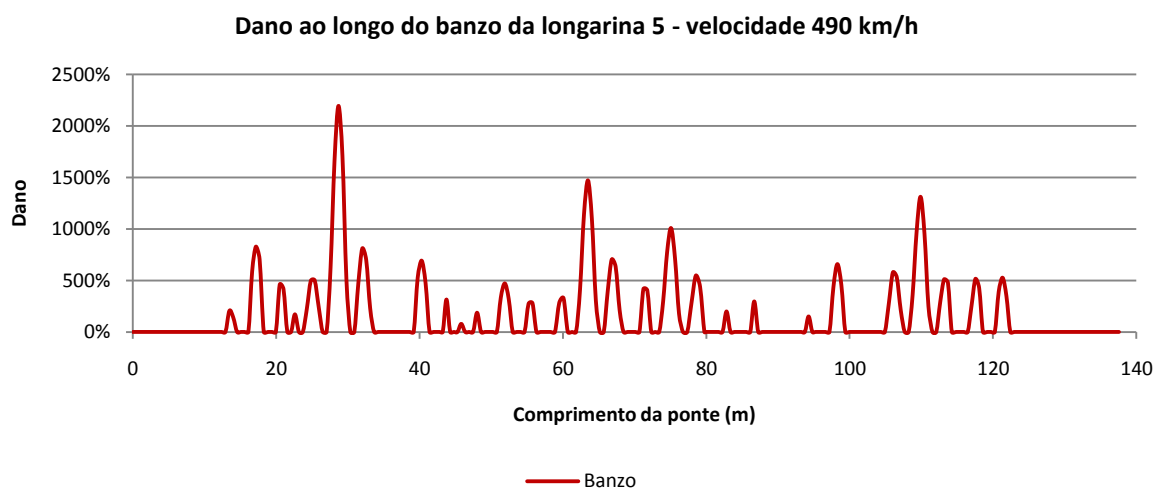
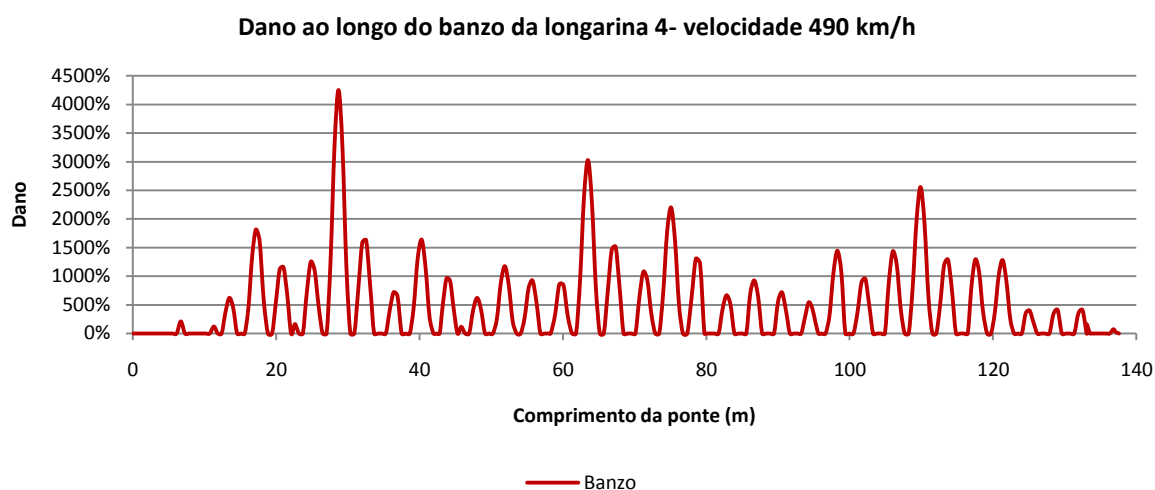


Dano ao longo do banzo da longarina 2- velocidade 490 km/h



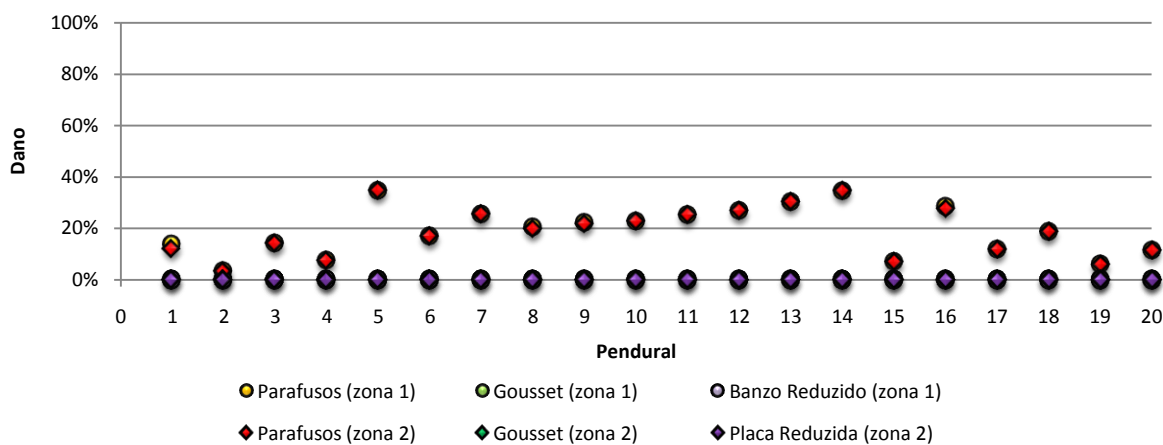
Dano ao longo do banzo da longarina 3- velocidade 490 km/h



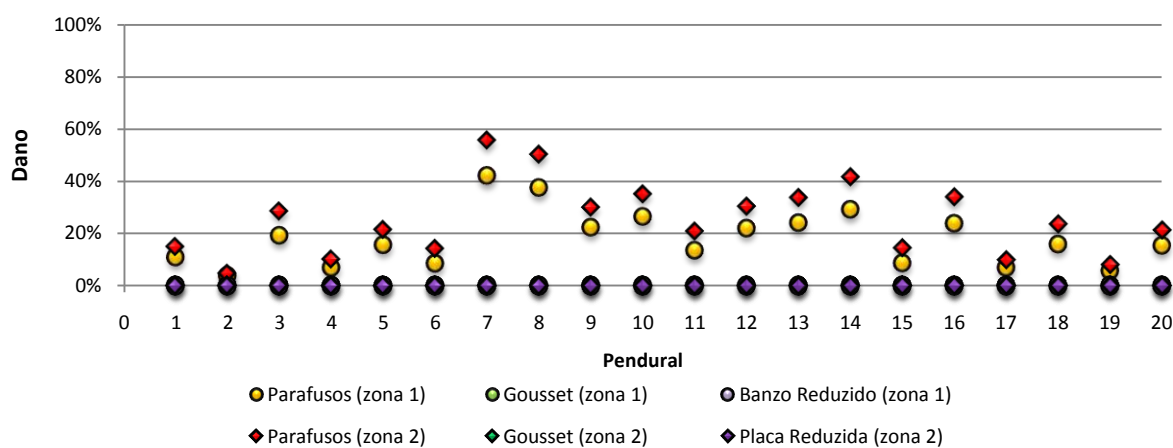


D – DANO NOS PENDURAIIS

Dano nos pendurais - velocidade 250 km/h



Dano nos pendurais - velocidade 300 km/h



Dano nos pendurais - velocidade 350 km/h

