U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

MONITORIZAÇÃO ESTRUTURAL DE CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS

ANDRÉ FILIPE DE BASTOS RESENDE

TESE APRESENTADA NA FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL

Orientador: Professor Doutor Pedro Pacheco

Co-Orientador: Professor Doutor Filipe Magalhães

JUNHO DE 2023

Ganhar o dia

[…]

É bom também ter contrariedades

Sem nunca perder a fantasia

Tentar, falhar, sofrer, perder

Um tempo a duvidar

Dobrar o empenho e humildade

É pintar cada momento de alegria

Ver que a chuva parou

O melro assobiou

Vá deixem lá contagiar-se

Que eu 'tou pronto p'ra Ganhar o dia

[…]

Jorge Cruz, in “Diabo na Cruz”

RESUMO

Com o progresso da digitalização, miniaturização e significativa redução do custo dos sistemas de sensorização, aquisição e processamento, o âmbito da monitorização estrutural tem vindo a ser alargado gradualmente. Neste trabalho são detalhados dois casos de monitorização de cimbres autolançáveis, o cimbre M1-70-S usado na construção do viaduto de acesso Oeste da ponte Lužný em Bratislava e o cimbre M38-I usado na construção do viaduto de acesso da Neckartalbrücke junto da cidade de Heilbronn, Alemanha. Em ambos foram usados anemómetros sónicos, extensómetros de resistência eléctrica e acelerómetros do tipo *force-balance* e MEMS (*Micro Electro Mechanical Systems*) em funcionamento durante a operação dos cimbres. Para a análise dos dados recolhidos, foram desenvolvidas ou adaptadas estratégias de processamento de dados, sendo estas implementadas e validadas na monitorização dos cimbres em operação.

Partindo dos modelos numéricos e dos resultados da monitorização dos cimbres, são caracterizadas as principais acções neste tipo de estruturas, as tensões em elementos-chave e as respostas dinâmicas dos cimbres. Os parâmetros modais são estimados através de métodos da Análise Modal Operacional e seguidos ao longo da construção dos viadutos. Após a minimização dos efeitos ambientais e operacionais nas frequências naturais do cimbre M1-70-S, verificou-se não ter havido modificações significativas ao longo da construção. Para testar a capacidade de detectar potenciais alterações estruturais, os dados das frequências naturais foram poluídos com várias alterações estruturais, validando-se a possibilidade de detecção dessas alterações a partir dos dados da monitorização.

A partir de aplicações anteriores do grupo de investigação CONSTRUCT da FEUP, são testados e validados sistemas customizados de monitorização de cimbres autolançáveis. Para facilitar a sua aplicação neste tipo de estruturas, foi criado, caracterizado e testado um sistema customizado de monitorização adaptado a cimbres autolançáveis e estruturas similares.

Por último, é caracterizado o endurecimento do betão através do seguimento de uma frequência natural de vibração do cimbre M1-70-S, por um lado a partir dos resultados da monitorização em obra, e por outro a partir da simulação numérica através de um modelo conjunto do cimbre e do tabuleiro durante a betonagem e primeiras idades do betão. A partir do seguimento desta frequência, é possível estabelecer a evolução da rigidez do tabuleiro, estimar a evolução do módulo de elasticidade do betão e determinar o momento a partir do qual o betão do tabuleiro tem capacidade suficiente para que lhe seja aplicado o pré-esforço.

Este trabalho é pioneiro no domínio da monitorização estrutural de cimbres autolançáveis, tendo alcançado um conjunto alargado de validações e conclusões relacionadas com a caracterização das acções, a simulação numérica das várias operações do cimbre, a selecção de sensores e o tratamento dos respectivos dados, extraindo deles informação útil.

ABSTRACT

With the progress of digitization, miniaturization, and significant cost reduction of the sensors, acquisition and processing systems, the range of structural monitoring applications has been gradually widened. In this work, two cases of movable scaffolding systems' monitoring are presented, the M1-70-S used in the construction of the West access viaduct of the Lužný bridge in Bratislava and the M38-I used in the construction of the access viaduct of the Neckartalbrücke, near Heilbronn, Germany. In both cases, sonic anemometers, electrical resistance strain gauges and force-balance and MEMS (*Micro Electro Mechanical Systems*) accelerometers were used during the operation of the movable scaffolding systems (MSSs). For the analysis of the collected data, data processing strategies were developed or adapted, and were implemented and validated for the monitoring of the MSSs in operation.

Using the numerical models and the monitoring results of the MSSs, the main actions in this type of structures, the stresses in key elements and the dynamic responses of the MSSs are characterized. The modal parameters of the MSSs are characterized with Operational Modal Analysis methods and tracked along the viaducts' construction. After the minimization of the environmental and operational effects in several natural frequencies of the M1-70-S, it was found that there were no significant structural changes during the construction. To test the ability to detect structural changes from the evolution of the natural frequencies, the collected data was polluted with several potential structural changes and was validated the possibility to detect those changes from the monitoring data.

Based on previous experiences by FEUP's CONSTRUCT research group, customized systems for monitoring MSSs were tested and validated. To simplify the use in this type of structures, a customized monitoring system adapted to MSSs and similar structures was created, characterized and tested.

Finally, the concrete hardening is characterized by tracking a natural frequency of the M1-70-S, either in the results of monitoring onsite and in the numerical model of both the movable scaffolding system and the deck that simulates concreting and early ages of concrete. From the progression of this natural frequency of the movable scaffolding system, it is possible to establish the evolution of deck stiffness, estimate the evolution of the modulus of elasticity of the concrete and determine the moment from which the deck concrete has enough capacity for the prestress.

This work pioneers in the field of structural monitoring of MSSs, achieving a wide range of validations and conclusions related with the characterization of actions, the numerical simulation of several operations of the MSSs, the selection of sensors and data processing to extract useful information from the collected data.

AGRADECIMENTOS

O meu percurso de mais de 7 anos para construir esta tese, apesar de ela ser uninominal, foi partilhado e apoiado pela minha família, por amigos e colegas que contribuíram decisivamente para que este trabalho fosse um sonho tornado realidade. A todos eles estendo o meu agradecimento e o sentimento de dívida impagável.

Por serem muito significativos, relevo de forma particular os meus agradecimentos:

- Ao Prof. Pedro Pacheco, orientador deste trabalho e força-viva da empresa BERD, onde trabalho desde sempre, por me ter dado a possibilidade de concretizar o desejo de cumprir um desafio académico desta magnitude. As suas sugestões incisivas e experientes ajudaram muito a delinear e a elevar a qualidade deste trabalho;
- Ao Prof. Filipe Magalhães, co-orientador desta tese e responsável FEUP do projecto SmartOPS, pelos conselhos fundamentais e pelo apoio permanente, essenciais para enfrentar momentos de indefinição e indecisão. A sua disponibilidade para acompanhar todo o desenvolvimento da tese e a sua revisão extremamente cuidada valorizaram bastante este documento;
- Ao Prof. Carlos Moutinho por ter desenvolvido alguns sistemas customizados de monitorização para serem aplicados a cimbres autolançáveis e outras estruturas da BERD. A sua experiência neste domínio permitiu validar a possibilidade de generalizar a monitorização estrutural nos cimbres autolançáveis;
- Aos restantes elementos do projecto SmartOPS, em especial o Eng. João Costa da FEUP e o Eng. Artur Louçano da BERD pela contribuição no desenvolvimento, instalação e desinstalação dos sistemas de monitorização empregues. Este trabalho foi realizado no âmbito do projecto SmartOPS – Sistema de monitorização inteligente para equipamentos de grande dimensão usados na construção pontes, com referência NORTE-01-0247-FEDER-033511, co-financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do Programa Operacional Regional do Norte (NORTE2020), no âmbito do PORTUGAL 2020;
- Ao Eng. André Santos, ao Eng. Manuel Ribeiro e ao Eng. Albino Santos, colegas da BERD, pela ajuda na preparação, instalação e desinstalação dos sistemas de monitorização;
- Ao Eng. Hugo Coelho, director de produção da BERD, pelo apoio firme e por me ter dado o espaço e a protecção necessários para a concretização deste trabalho;
- Ao Eng. Alberto Torres, especialista de estruturas da BERD, pelas discussões no âmbito de vários projectos da BERD e que foram importantes para o desenvolvimento e análise dos modelos numéricos descritos neste trabalho;

- Ao Eng. Diogo Carvalho, director de projecto do cimbre M1-70-S por me ter esclarecido dúvidas sobre o cimbre e a sua operação em obra;
- Aos restantes colegas da BERD, pelo incentivo e pelo interesse que sempre demonstraram neste trabalho;
- Aos colegas do PRODEC, em especial ao Dr. Sérgio Pereira, por me terem permitido manter o contacto com o ambiente de investigação da FEUP;
- À minha família, em especial aos meus pais, por me terem dado tudo sem pedir nada em troca, desde os genes à possibilidade de atingir algumas metas que lhes foram vedadas. A generosidade e verticalidade do meu pai, Fernando, e a ternura e abnegação da minha mãe, Isabel, foram sempre fundamentais na minha vida e na minha carreira académica;
- À Rute, pelo seu apoio e incentivo contínuo e por me surpreender constantemente com a bonomia com que encara os meus momentos de falta de paciência e irascibilidade.

ÍNDICE

1 Introdução 1

1.1 Enquadramento 3

1.2 Objectivos E Principais Contributos da Tese 10

1.3 Organização do Texto 13

2 Conceitos de Monitorização Estrutural 15

2.1 Introdução 17

2.2 Acções no Cimbre 19

2.2.1 Caracterização das Acções 20

2.2.2 Monitorização das Acções 26

2.3 Resposta do Cimbre 34

2.3.1 Monitorização de Extensões 34

2.3.2 Monitorização de Acelerações 40

2.4 Processamento de Sinal 41

2.4.1 Sinais Aleatórios 42

2.4.2 Análise Espectral 44

2.5 Análise Modal Operacional 48

2.5.1 Modelos Matemáticos 48

2.5.2 Identificação Modal 52

2.5.3 Métodos de Identificação Modal 55

2.6 Minimização de Efeitos Ambientais e Operacionais 66

2.7 Detecção de Alterações Estruturais 68

3 Monitorização do Cimbre M1-70-S 69

3.1 Apresentação 71

3.1.1 Ponte Lužný 71

3.1.2 Cimbre Autolançável M1-70-S 74

3.1.3 Ciclo de Construção de um Vão de tabuleiro 76

3.1.4 Cronograma de Construção 77

3.1.5 Sequência de Betonagem 79

3.1.6 Monitorização OPS 80

3.1.7 Dimensionamento do Cimbre 83

3.2 Estimativas Numéricas 84

3.2.1 Análise Estática 84

3.2.2 Análise Modal 87

3.3 Medições dos Anemómetros 87

3.3.1 Anemómetros 87

3.3.2 Tratamento Preliminar dos Dados 89

3.3.3 Velocidade Média do Vento 92

3.3.4 Direcção e Incidência Média do Vento 97

3.3.5 Componente Turbulenta do Vento 99

3.3.6 Temperatura Sónica 101

3.3.7 Análise espectral 102

3.4 Medições dos Extensómetros 106

3.4.1 Extensómetros 106

3.4.2 Dados Brutos 109

3.4.3 Compensação dos Efeitos da Temperatura 112

3.4.4 Conversão da Extensão em Tensão 113

3.4.5 Caracterização do Estado Plano de Tensão 115

3.4.6 Comparação com o Modelo numérico 116

3.4.7 Comparação com os Dados OPS 121

3.5 Medições dos Acelerómetros 124

3.5.1 Características dos Acelerómetros 124

3.5.2 Ensaio de Vibração Ambiental Cimbre Este 125

3.5.3 Disposição dos Sismógrafos 130

3.5.4 Ensaio de Vibração Ambiental Cimbre Oeste 131

3.5.5 Nível de Vibração 134

3.5.6 Identificação Modal no Domínio da Frequência 137

3.5.7 Identificação Modal no Domínio do Tempo 143

3.5.8 Efeito da Temperatura nas Frequências Modais 149

3.5.9 Detecção de Alterações Estruturais 156

3.6 Conclusões 161

4 Monitorização do Cimbre M38-I 165

4.1 Apresentação 167

4.1.1 Neckartalbrücke 167

4.1.2 Cimbre Autolançável M38-I 171

4.2 Medições dos Anemómetros 176

4.2.1 Anemómetros 176

4.2.2 Velocidade Média do Vento 177

4.2.3 Direcção e Incidência Média do Vento 179

4.2.4 Componente Turbulenta do Vento 180

4.2.5 Temperatura Sónica 182

4.2.6 Análise Espectral 182

4.3 Medições dos Extensómetros 185

4.3.1 Disposição dos Extensómetros 185

4.3.2 Processamento e Resultados 187

4.3.3 Comparação com o OPS 198

4.4 Medições dos Acelerómetros 199

4.4.1 Ensaio de Vibração Ambiental 199

4.4.2 Disposição dos Sismógrafos 205

4.4.3 Nível de Vibração 206

4.4.4 Análise no Domínio da Frequência 208

4.4.5 Análise no Domínio do Tempo 212

4.5 Conclusões 216

5 Sistema de Monitorização Customizado 219

5.1 Apresentação 221

5.2 Cimbre M1-70-S 222

5.2.1 Sismógrafos Customizados 222

5.2.2 Tratamento Preliminar de Dados 224

5.2.3 Nível de Ruído dos Sismógrafos 233

5.2.4 Identificação Modal no Domínio da Frequência 235

5.2.5 Identificação Modal no Domínio do Tempo 237

5.3 Cimbre M38-I 241

5.3.1 Sismógrafos Customizados ... 242
5.3.2 Tratamento Preliminar de Dados ... 244
5.3.3 Nível de Ruído dos Sismógrafos ... 248
5.3.4 Identificação Modal no Domínio da Frequência ... 248
5.3.5 Identificação Modal no Domínio do Tempo ... 250
5.4 Proposta de Sistema Customizado ... 252
5.4.1 Sistema de Aquisição de Anemómetros ... 253
5.4.2 Sistema de Aquisição de Extensómetros ... 253
5.4.3 Sismógrafos Triaxiais ... 253
6 Monitorização do Endurecimento do Betão ... 255
6.1 Apresentação ... 257
6.2 Betão ... 257
6.3 Propriedades Mecânicas do Betão ... 260
6.4 Monitorização do Endurecimento do Betão ... 263
6.5 Modelação Estrutural Simplificada ... 269
6.5.1 Cimbre ... 270
6.5.2 Pórticos de Apoio ... 273
6.5.3 Barras de Suspensão ... 274
6.5.4 Tabuleiro da Ponte ... 275
6.5.5 Agregação das Componentes do Modelo Simplificado ... 286
6.5.6 Evolução da Frequência do 1º Modo de Vibração ... 286
6.6 Conclusões ... 298
7 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros ... 301
7.1 Conclusões ... 303
7.2 Desenvolvimentos Futuros ... 308
Bibliografia ... 311

1 INTRODUÇÃO

Viga Principal do cimbre M70-S junto ao encontro da ponte em Levoča, Eslováquia (2014)

1.1 ENQUADRAMENTO

Apesar de ser um material usado de forma generalizada na actualidade, o betão armado e pré-esforçado é relativamente recente na escala temporal da engenharia de construção de pontes. Após a descoberta do cimento Portland em meados do séc. XVIII (John Smeaton, 1756) e a operacionalização do seu fabrico (Joseph Aspdin, 1824), o desenvolvimento do betão armado (primeira aplicação atribuída a Jean-Louis Lambot na construção de um barco em 1848) e posteriormente do betão armado e pré-esforçado (desenvolvido o conceito em 1928 e operacionalizado em 1936 por Eugène Freyssinet usando aço de alta-resistência) veio possibilitar uma grande versatilidade e um incremento significativo das possibilidades construtivas de pontes, sendo o betão armado e pré-esforçado um dos materiais mais comuns das pontes construídas actualmente. Na década de 1950, H. Wittfoht (Wittfoht, 1964) desenvolveu um método de cálculo que permitia o dimensionamento de pontes de betão armado e pré-esforçado com qualquer alinhamento em planta e alçado porque, ao contrário de outros materiais como a madeira e a pedra, o betão pode ser moldado com a forma que se deseje.

Nas primeiras construções de betão armado e de betão armado e pré-esforçado foram usados os mesmos princípios construtivos usados anteriormente em pontes de outros materiais, principalmente de pedra. Desses princípios, o mais significativo foi o de manter a ponte isenta de tensões e deformações durante a construção, sujeitando-a ao seu peso-próprio e a outras acções somente depois desta completa (ver a Figura 1.1), com o objectivo de assegurar uma análise estrutural simples, a única viável com os meios técnicos então disponíveis. No entanto, com o progresso técnico e computacional da análise de estruturas hiperestáticas complexas, este princípio foi sendo abandonado na maior parte dos casos de betonagem *in situ*, porque os apoios necessários para o conseguir têm custos muito elevados (Wittfoht, 1980). Actualmente, a excepção são os cimbres ao solo usados em pontes curtas junto ao solo, onde é praticável apoiar os prumos no solo ao longo da directriz da ponte (ver a Figura 1.2).

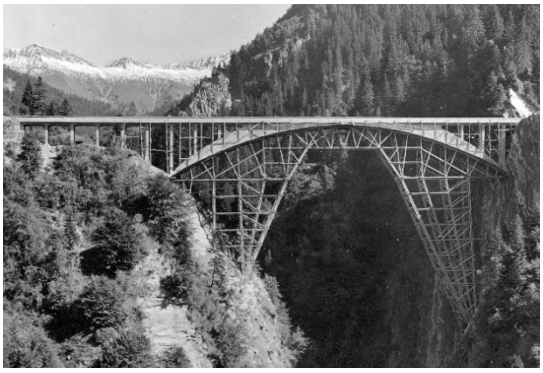

Figura 1.1: Construção da Ponte de Salginatobel, 1930 (Atlas of Places, 2020)

Figura 1.2: Cimbre ao solo dos viadutos de acesso da Ponte Pumarejo, 2018 (Lectura Press, 2020)

A progressiva alteração da estrutura de custos da construção e operação das pontes, em especial a importância crescente dos custos de mão-de-obra e o cuidado com o consumo de materiais por sustentabilidade económica e ambiental (a indústria do fabrico de cimento é responsável por cerca de 6% das emissões antropogénicas de dióxido de carbono (Gonçalves & Margarido, 2012)), levou ao desenvolvimento de novos processos construtivos. A generalidade destes processos construtivos é bastante complexa, pelo que para além do dimensionamento e análise da ponte completa, é essencial considerar também as várias fases da sequência construtiva, incluindo a influência e inter-relação da ponte em construção com os eventuais equipamentos auxiliares empregues.

A construção por lançamento incremental (ver a Figura 1.3) é o caso mais evidente de impacto do processo construtivo no dimensionamento do tabuleiro da ponte. Como cada secção de tabuleiro (com excepção do último vão) percorre todas as posições relativas do vão, todas as secções do tabuleiro têm de ser dimensionadas para os valores máximos da envolvente (as secções de meio-vão são dimensionadas para os esforços de meio-vão e os esforços sobre os apoios e as secções sobre os pilares também).

Figura 1.3: Construção do Viaduto Barbantiño, 2012 (Highest Bridges, 2020)

Figura 1.4: Construção da Ponte S. João com Ponte D. Maria Pia em fundo, 1989 (portoarc.blogspot.com, 2020)

Por sua vez, a construção por avanços sucessivos com carros de avanço (ver a Figura 1.4) impõe uma variação frequente do sistema estrutural, com esforços do tipo consola que poderão ser ajustados pela imposição de forças nos tirantes da ponte (caso seja uma ponte de tirantes, o que não é obrigatório neste tipo de construção, mas é usual). Adicionalmente, o fecho da ponte e a compatibilização das deformações nas extremidades das consolas poderá implicar a necessidade de ajustar a geometria do tabuleiro. Por fim, os efeitos diferidos como a fluência e retracção do betão e a perda de pré-esforço, induzem a redistribuição dos esforços do tabuleiro, afastando-os gradualmente dos esforços do tipo consola no instante do fecho e aproximando-os progressivamente dos esforços típicos de viga contínua.

A construção tramo-a-tramo com cimbre autolançável (designado normalmente pelo acrónimo MSS de *Moving Scaffolding System*) foi usada pela primeira vez no início dos anos 1960 na Alemanha (ver a

Figura 1.5), impulsionada por H. Wittfoht (Wittfoht, 1972). A partir desta aplicação, primeiro na Alemanha e posteriormente noutros países, muitos tabuleiros de betão armado e pré-esforçado têm vindo a ser construídos *in situ* com cimbre autolançável, especialmente tabuleiros contínuos extensos com geometria regular e vãos entre 40 e 70*m* (ver a Figura 1.6), tendo chegado a 90*m* recentemente (Pacheco *et al.*, 2020). O método construtivo de tabuleiros de betão armado e pré-esforçado com recurso a cimbre autolançável, uma estrutura com capacidade para se locomover por meios próprios, que suporta provisoriamente um tramo de tabuleiro até que este se torne autoportante, é usado frequentemente na construção de tabuleiros onde o acesso ao solo ao longo da directriz da ponte é difícil, como nos casos de construção sobre a água, zonas ambientalmente susceptíveis ou solo com relevo acentuado. As características de um cimbre autolançável estão fortemente vinculadas às características da ponte a construir, nomeadamente o vão, a altura dos pilares e as limitações do entorno.

Figura 1.5: Construção da Ponte Krahnemberg, vãos 31.75m, 1961 (Wittfoht, 1964)

Figura 1.6: Construção do viaduto de acesso esquerdo da Ponte Pumarejo, vãos 70m, 2019

A construção tramo-a-tramo tem, em relação aos avanços sucessivos, a vantagem de ser bastante menos influenciada pela redistribuição de esforços internos induzida pelos efeitos diferidos, porque os esforços internos durante a fase construtiva são muito semelhantes aos esforços internos elásticos do tabuleiro completo ((Kwak & Son, 2006) e (Kwak & Son, 2004)). Para isso, a construção tramo-a-tramo avança a junta de construção do alinhamento dos pilares para uma posição a cerca de $1/4$ ou $1/5$ do vão (próxima da posição de momento elástico nulo do tabuleiro completo) e coloca o apoio traseiro do cimbre autolançável junto da extremidade dessa consola avançada de tabuleiro para aproximar os esforços durante a construção dos esforços internos elásticos da estrutura concluída. A colocação do apoio traseiro sobre a consola tem ainda a vantagem adicional de reduzir o vão longitudinal do cimbre.

A relevância da acção do cimbre na análise e dimensionamento do tabuleiro motivou o projectista da Ponte Pumarejo a instalar extensómetros de corda vibrante nos apoios do cimbre. Neste caso, o caixão central do tabuleiro foi betonado em duas etapas, a laje inferior e as almas na primeira e a laje superior na segunda, com uma parte significativa do pré-esforço do tabuleiro a ser aplicado entre ambas. A evolução das reacções de apoio do cimbre autolançável (ver a Figura 1.6), representada na Figura 1.7, denota uma grande proximidade entre as reacções de apoio de peso próprio registadas em obra

(representadas a azul) e as estimadas pelo modelo numérico (representadas a tracejado verde). As estimativas para a primeira etapa da betonagem (representadas a tracejado magenta) são ligeiramente superiores às observadas em obra para o pórtico de pilar, enquanto no pórtico de betonagem são muito superiores às de obra. A carga do betão da 1ª etapa no pórtico de pilar é cerca de 85% da estimativa numérica e cerca de 55% no pórtico de betonagem. O tabuleiro da 1ª etapa, já autoportante e bastante rígido, suporta a quase totalidade da carga da 2ª etapa de betonagem (as estimativas numéricas estão representadas a tracejado vermelho).

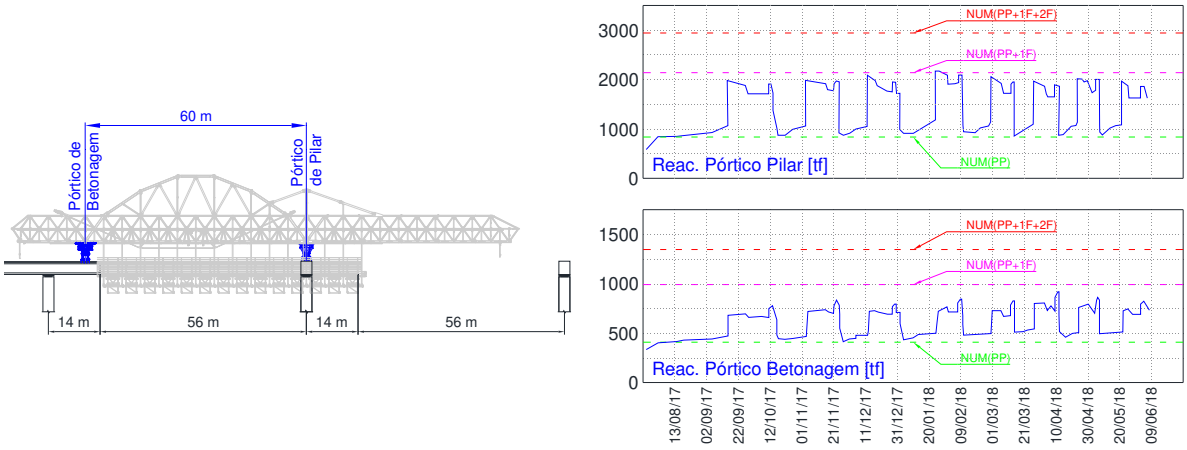

Figura 1.7: Representação esquemática do cimbre de Pumarejo em posição de betonagem (à esq.) e evolução das reacções na construção do viaduto de acesso direito (Ordín *et al.* 2020) (à dir.)

Da Figura 1.7 resulta também evidente a importância do peso-próprio do cimbre, correspondente a cerca de 45% da reacção no pórtico de betonagem e 40% da reacção no pórtico de pilar. O peso-próprio do cimbre poderá ser uma grande limitação à sua aplicação em vãos maiores que 70*m*, dado que poderá condicionar significativamente o dimensionamento da ponte (Pacheco *et al.*, 2011). Até recentemente, o limite máximo do comprimento de vãos consecutivos construídos com cimbre autolançável era a Ahrtalbrücke, construída em 1974 na Alemanha, com vãos consecutivos de 78*m* e um vão excepcional de 106*m* sobre o rio Ahr (o maior vão executado com cimbre autolançável de que há registo), assumindo uma consola de tabuleiro maior no vão de 106*m* e o reforço significativo do tabuleiro. Este cimbre autolançável (ver a Figura 1.8), tinha 170*m* de comprimento e pesava 2100tf ($\approx$ 12.4tf/*m*), sendo de esperar impactos significativos do seu peso-próprio no dimensionamento da ponte, o que provavelmente explica que uma construção semelhante não tenha sido repetida durante cerca de 40 anos.

Recentemente, foi usado um cimbre autolançável inovador para a construção de vãos consecutivos de 90*m* (ver a Figura 1.9), algo inédito neste tipo de construção. Este cimbre autolançável, fabricado em aço semelhante ao do cimbre da Ahrtalbrücke, pesava 1300tf e tinha 155*m* de comprimento ($\approx$ 8.4tf/*m*), possibilitando uma solução equilibrada e sem condicionalismos relevantes no dimensionamento da ponte (Pacheco *et al.*, 2020). O sucesso desta aplicação deve-se em parte a um sistema automático de

controlo de deformação e aplicação de uma força auto-equilibrada de pré-esforço – o OPS (*Organic Prestressing System*) (Pacheco, 1998). Para além de outras variáveis auxiliares, este sistema monitoriza em permanência a deformação de meio-vão do cimbre, ajustando automaticamente a acção do pré-esforço em conformidade, garantindo maior eficiência estrutural e, em consequência, a redução do peso-próprio do cimbre, viabilizando a construção de vãos maiores com cimbre autolançável. Na Figura 1.10 representa-se a evolução da deformação de meio-vão do cimbre e da força de pré-esforço OPS ao longo de uma operação de betonagem, onde a deformação máxima se mantém próxima de $25mm$ e a força varia de 250tf até 500tf.

Figura 1.8: Construção da Ahrtalbrücke, 1974

Figura 1.9: Construção do Viaduto V15 Kayas – Kirikale, 2016

Para além de sistemas de monitorização permanente em cimbres autolançáveis, há casos em que um aspecto isolado poderá motivar a realização de ensaios pontuais em fábrica ou em obra para a confirmação de pressupostos ou para estudar implicações de uma solução inovadora. Em 2014, em resultado de restrições dimensionais, a geometria de uma das três vigas de um cimbre autolançável inferior para vãos de $35m$ (a viga central da Figura 1.11) ficou restrita a uma secção de $0.8m \times 2.0m$ entre eixos, à qual o OPS impunha uma força de compressão máxima de 350tf nas cordas superiores durante a betonagem. Face à possibilidade desta força causar fenómenos de instabilidade geométrica lateral do plano das cordas superiores, foi tomada a decisão de avaliar experimentalmente este efeito em fábrica, comparando-o com estimativas numéricas de modelos lineares e não-lineares (respectivamente "Lin" e "NLin" dos gráficos da Figura 1.12).

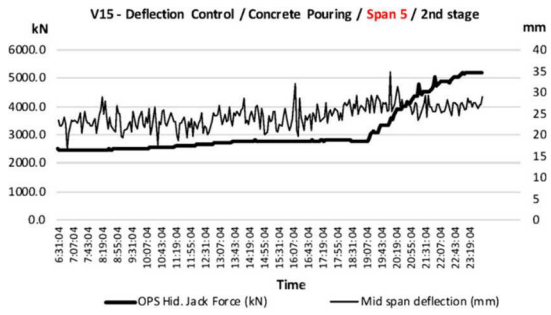

Figura 1.10: Registo de deformação e força OPS (Pacheco *et al.*, 2020)

Figura 1.11: Cimbre Viaduto A11 Bruges, vãos 35m, 2014

Para avaliar o efeito P-delta da viga central foram instalados extensómetros ópticos nas 4 cordas da viga e 4 LVDT para medir a deformação lateral (UZ – CII e UZ – CSI) e a deformação no plano principal (UY – CSS e UY – CSI) na secção A da Figura 1.12 ao longo de vários ciclos de carga-descarga (materializados pela variação do curso do cilindro hidráulico, induzindo a variação da força F de compressão da viga ensaiada). Os registos experimentais denotam uma ligeira não-linearidade, bem delimitada pelos modelos numéricos lineares e não-lineares, não apresentando um comportamento divergente para o nível de força de compressão previsto.

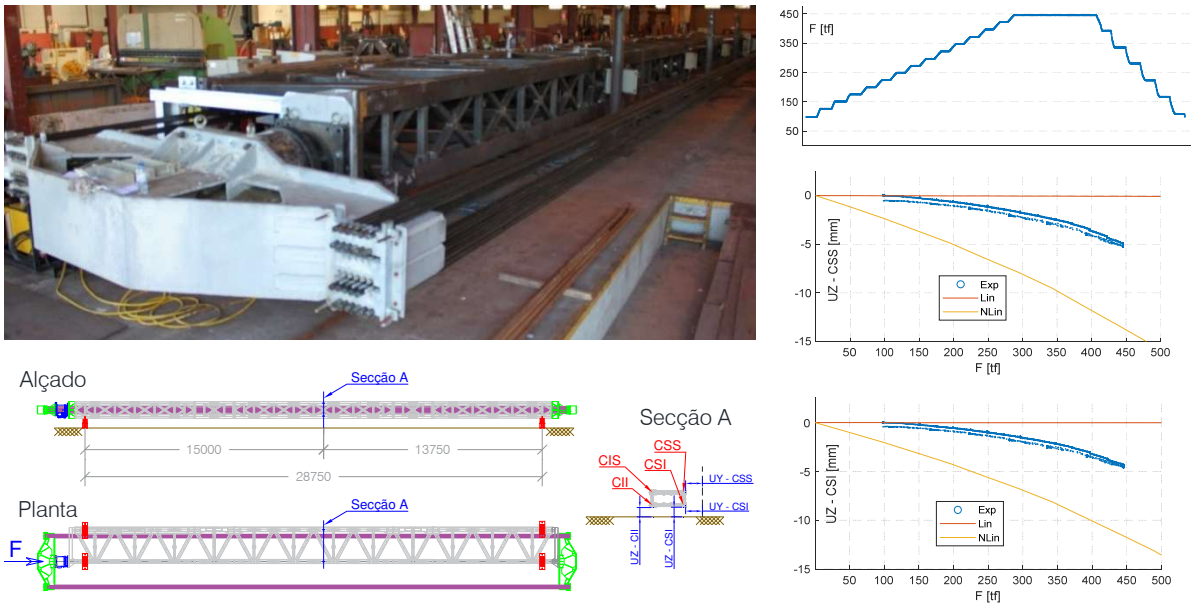

Figura 1.12: Ensaio P-delta da viga central: foto (à esq. em cima), esquema (à esq. em baixo), evolução da Força F aplicada (à dir. em cima) e comparação dos resultados experimentais com modelos lineares (Lin) e não-lineares (NLin) para a corda CSS (à dir. ao meio) e corda CSI (à dir. em baixo)

Durante o desenvolvimento do cimbre da Figura 1.9, por este ser o maior cimbre autolançável da actualidade, em 2014 foram realizados ensaios de campo num cimbre para vãos de 70m a operar na Eslováquia. Este ensaio teve como objectivo avaliar as características dinâmicas do cimbre num Ensaio de Vibração Ambiental e compará-las com as estimativas do modelo numérico correspondente. Foram instrumentados os 15 pontos identificados na parte superior da Figura 1.13 com 4 acelerómetros triaxiais, em vários *setups*, para a situação em que o cimbre é excitado apenas por acções ambientais. Os espectros obtidos (representados na parte inferior da Figura 1.13 a azul) foram comparados com as frequências dos modos de vibração estimados com base no modelo numérico (representadas na parte inferior da Figura 1.13 a traço-ponto vermelho). As frequências e configurações dos modos são bastante próximas, especialmente para os primeiros 3 modos. Estes ensaios de campo permitiram validar os pressupostos usados na construção do modelo numérico e comprovar a viabilidade da aplicação de técnicas da análise modal operacional à estrutura principal de um cimbre, permitindo a identificação dos parâmetros modais para frequências na gama de interesse deste tipo de estrutura (0 a 5Hz).

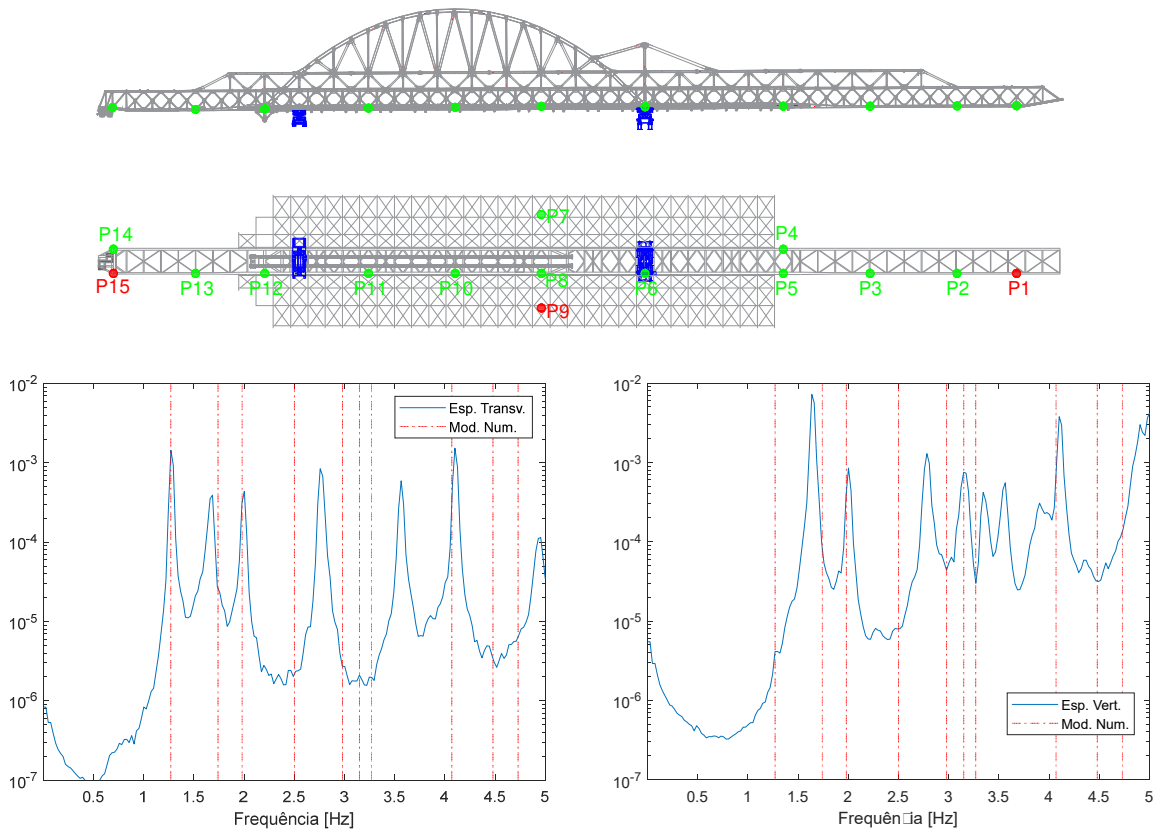

Figura 1.13: Ensaio de vibração ambiental: pontos instrumentados (em cima) e espectros obtidos em comparação com frequências dos modos do modelo numérico (direcção transversal à esq. e vertical à dir.)

Apesar de não ser prática generalizada, a monitorização de equipamentos de construção de pontes tem vindo a ser aplicada em diversos contextos e com vários objectivos (monitorização contínua ao longo da construção ou testes específicos em fábrica ou em obra). No entanto, a abordagem à monitorização tem vindo a ser centrada em objectivos muito específicos, não havendo, até ao momento, uma abordagem integrada à monitorização de equipamentos de construção de pontes, visando a recolha de informação das principais acções e da correspondente resposta estática e dinâmica.

Este trabalho foi desenvolvido no contexto do projecto SmartOPS – Sistema de monitorização inteligente para equipamentos de grande dimensão usados na construção pontes. Este projecto é uma co-promoção da BERD (*Bridge Engineering Research and Design*) e da FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto), com o objectivo de investigar e viabilizar uma solução de monitorização inteligente, incluindo a monitorização remota e o processamento automático de dados. Este projecto pretende preparar o caminho para o alargamento do âmbito do OPS actualmente aplicado na maioria dos cimbres da BERD.

1.2 OBJECTIVOS E PRINCIPAIS CONTRIBUTOS DA TESE

Tendo em conta o enquadramento apresentado, a motivação da tese está relacionada com a melhoria dos três aspectos essenciais da construção de pontes usando cimbres autolançáveis: os níveis de segurança, a racionalidade económica e as condições da operação.

Para materializar esta motivação são apontados os seguintes objectivos concretos:

i. Caracterização das acções no cimbre, quer directamente através das características do vento não perturbado, quer indirectamente através da resposta estrutural.

ii. Validação e ajuste dos modelos numéricos para que reflictam da melhor forma as reais condições de uso dos protótipos em obra;

iii. Definição e implementação de estratégias de monitorização aplicáveis a cimbres autolançáveis e correspondente processamento de dados;

iv. Monitorização em contínuo da evolução das tensões em elementos-chave da estrutura do cimbre e da evolução dos parâmetros modais do cimbre;

v. Identificação e caracterização dos efeitos de factores ambientais e operacionais na evolução das tensões e parâmetros modais do cimbre;

vi. Identificação de eventuais alterações estruturais no cimbre ou na ponte em construção através da variação dos parâmetros modais identificados em contínuo;

vii. Discussão de soluções customizadas de monitorização para cimbres autolançáveis;

viii. Caracterização da interacção cimbre – ponte em construção, nomeadamente através do seguimento do endurecimento do betão e da determinação do momento a partir do qual o betão tem capacidade suficiente para que lhe seja aplicado o pré-esforço.

O primeiro objectivo está relacionado com a adequada caracterização das acções no cimbre, de forma a reduzir a incerteza na sua quantificação e, consequentemente, melhorar a qualidade da representação do modelo numérico do cimbre.

O segundo objectivo está relacionado com a modelação numérica do cimbre autolançável, nomeadamente a melhoria da representatividade do modelo numérico face à realidade do protótipo. Um modelo numérico mais afinado permite uma melhor análise e optimização estrutural, com vantagens quer ao nível da segurança quer ao nível de custos associados ao cimbre (incluindo custo inicial, custo de operação e custo de manutenção), podendo ter também repercussões positivas no dimensionamento da ponte (o peso-próprio do cimbre pode ser uma acção relevante para o dimensionamento da ponte durante a fase construtiva).

O terceiro objectivo visa a pesquisa de estratégias de monitorização que possam ser viáveis no contexto muito particular de um cimbre autolançável (uma estrutura de grandes dimensões que é ao mesmo tempo uma máquina). Associado ao sistema físico de monitorização é necessário considerar também as estratégias necessárias para o processamento automático de volumes muito significativos de dados e extrair deles informação relevante.

O quarto objectivo pretende desenvolver sistemas fiáveis que permitam a monitorização em contínuo, a sua implementação em cimbres autolançáveis e o acompanhamento da recolha de dados ao longo da operação do cimbre de forma a minimizar ou mesmo eliminar os riscos de períodos de inactividade ou de funcionamento deficitário.

O quinto objectivo está relacionado com a avaliação dos efeitos de factores ambientais, como por exemplo a temperatura do ar, e de factores operacionais do cimbre, como por exemplo a betonagem do tabuleiro, na evolução dos esforços na estrutura e nos parâmetros modais do cimbre.

O sexto objectivo está relacionado com a fiabilidade e a segurança da operação de construção, com vista a testar estratégias de detecção atempada de eventuais alterações estruturais, nas suas primeiras fases de desenvolvimento, quando ainda não está posta em causa a segurança e é possível tomar medidas correctivas com impactos operacionais e custos mais baixos. A construção com cimbre autolançável está habitualmente associada a operações de grande visibilidade, com prazos apertados, muitas vezes vinculados a compromissos políticos, envolvendo uma grande quantidade de recursos financeiros e humanos, onde uma paragem implica necessariamente custos económicos e reputacionais muito elevados para todas as partes envolvidas.

O sétimo objectivo visa a especificação de um sistema de monitorização fiável, ajustado em termos de rácio informação disponibilizada / custo, que possa ser de uso generalizado em cimbres autolançáveis e, com pequenos ajustes, em outros equipamentos de construção de pontes e estruturas similares.

Por último, o oitavo objectivo pretende caracterizar a simbiose entre cimbre autolançável e o tabuleiro em construção, oferecendo informação essencial para o dimensionamento ajustado da ponte e do próprio cimbre. Adicionalmente, pode ser uma forma indirecta de melhorar a qualidade e a duração do ciclo construtivo, por permitir caracterizar a evolução da rigidez do tabuleiro em construção e o momento a partir do qual pode ser aplicado o pré-esforço.

No seguimento dos objectivos apresentados, resumem-se de seguida os principais contributos desta tese:

- Aplicação pioneira da monitorização estrutural em contínuo no domínio dos cimbres autolançáveis e dos equipamentos de construção de pontes em geral;
- Caracterização das acções mais relevantes para os cimbres autolançáveis e outros equipamentos de construção de pontes, nomeadamente as acções de peso-próprio e a acção do vento;
- Adaptação e ajuste dos modelos numéricos de dimensionamento do cimbre à simulação de situações correntes de funcionamento em obra;
- Aplicação da Análise Modal Operacional Automática aos dados recolhidos na monitorização em obra, em particular no contexto de uma máquina com cinemática e variações significativas das suas principais características, nomeadamente o sistema estrutural, a massa e a rigidez;
- Validação de uma estratégia de detecção de alterações estruturais devidas a eventuais falhas humanas na operação do cimbre ou outras situações que ponham em causa a segurança da operação do cimbre.
- Especificação de um sistema de monitorização customizado com vista a generalizar a monitorização estrutural à generalidade dos cimbres autolançáveis e outras estruturas com características semelhantes;
- Modelação estrutural conjunta cimbre – ponte para caracterizar a inter-relação entre ambos e o endurecimento do betão ao longo da betonagem e primeiras idades. Determinação do momento a partir do qual o betão tem características adequadas para a aplicação do pré-esforço no tabuleiro;
- Patente "Processo e sistema de determinação de momento de aplicação de pré-esforço em tabuleiros de pontes" em processo de passagem a patente definitiva junto do Instituto Nacional da Propriedade Industrial (INPI) com o número 117719.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

Este documento está organizado em sete capítulos. As relações de sequência entre os vários capítulos estão representadas esquematicamente na Figura 1.14. De seguida descreve-se sumariamente o conteúdo de cada um dos sete capítulos da tese.

O primeiro capítulo enquadra e contextualiza a investigação, apresenta os principais objectivos e contributos do trabalho e caracteriza a organização do documento.

O segundo capítulo expõe algumas noções gerais sobre cimbres autolançáveis, em relação ao seu dimensionamento e funcionamento em obra, nomeadamente em termos de acções e resposta a estas. São abordados os sistemas de monitorização com anemómetros sónicos, extensómetros de resistência eléctrica e acelerómetros, bem como as técnicas de tratamento de dados destes sensores e conceitos de processamento de sinal. São ainda descritos os algoritmos e critérios da Análise Modal Operacional aplicáveis ao processamento de dados de aceleração, quer de um pequeno volume de dados, quer de forma automatizada a um grande volume de dados como aquele que resulta da monitorização em contínuo de um cimbre durante alguns meses. Por último, são abordadas as técnicas de minimização de efeitos ambientais e operacionais nos parâmetros modais e as estratégias de detecção de alterações estruturais usando esses parâmetros modais descontados das estimativas dos efeitos ambientais e operacionais.

O terceiro capítulo descreve a monitorização estrutural do cimbre M1-70-S usando anemómetros sónicos, extensómetros de resistência eléctrica e acelerómetros, todos eles baseados em sistemas comerciais. São apresentadas as características do vento no local e comparadas com os pressupostos considerados no dimensionamento do cimbre. As extensões em elementos-chave do cimbre são convertidas em tensões e comparadas com as respectivas estimativas numéricas do modelo estático usado no dimensionamento do cimbre. Os parâmetros modais são estimados com Ensaios de Vibração Ambiental e comparados com as estimativas numéricas do modelo. Os parâmetros modais são identificados e seguidos ao longo de toda a operação do cimbre. Por último, é minimizado o efeito da temperatura do ar nas frequências de vibração identificadas e são analisados os efeitos de eventuais alterações estruturais do cimbre nas frequências naturais.

O quarto capítulo descreve a monitorização estrutural do cimbre M38-I com base nos mesmos sistemas comerciais e técnicas usados no cimbre M1-70-S. São apresentadas as características do vento no local, as tensões em elementos-chave do cimbre e os parâmetros modais, sendo confrontados com os pressupostos e critérios usados no dimensionamento do cimbre.

O quinto capítulo compara os sistemas comerciais de monitorização e os respectivos resultados, descritos nos capítulos 3 e 4 – respectivamente para os cimbres M1-70-S e M38-I, com sistemas customizados pelo Grupo CONSTRUCT da FEUP em termos de desempenho e necessidades de

processamento de dados. Por fim, é apresentada uma proposta de um sistema de monitorização customizado adaptado ao uso em cimbres autolançáveis.

O sexto capítulo analisa o endurecimento do betão do tabuleiro durante a betonagem e primeiras idades, por um lado através da monitorização em obra do cimbre M1-70-S, e por outro através da modelação numérica do conjunto cimbre – tabuleiro em construção. O estudo da monitorização em obra e da modelação numérica parte dos resultados descritos no capítulo 3.

O sétimo capítulo resume as principais conclusões do trabalho e aponta algumas possibilidades de prossecução da investigação neste domínio.

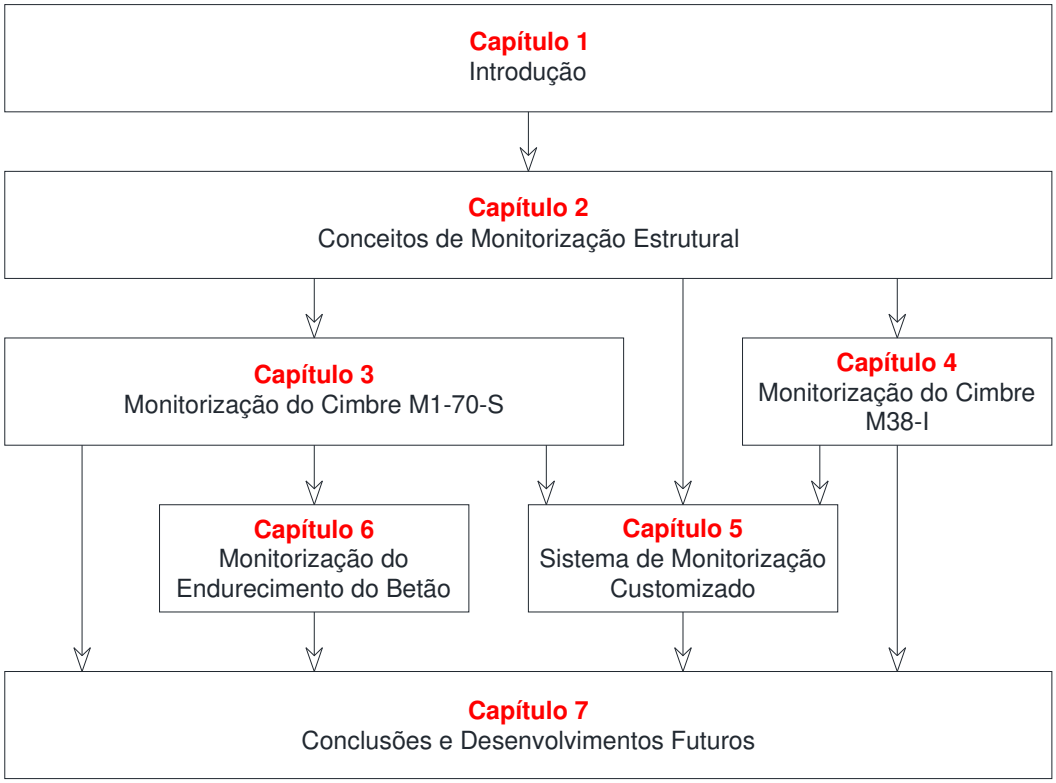

Figura 1.14: Organização da tese

2 CONCEITOS DE MONITORIZAÇÃO ESTRUTURAL

Cimbre M53-I durante a construção do viaduto Norte da Talbrücke Eisern (Siegen, Alemanha) com os dois sentidos da auto-estrada A45 concentrados no viaduto Sul (2022)

2.1 INTRODUÇÃO

Em termos históricos, a monitorização estrutural deu os seus primeiros passos na década de 1930 em aplicações aeronáuticas. Posteriormente, o conceito de monitorização estrutural foi sendo estendido a várias aplicações como as estruturas aeroespaciais, as máquinas industriais e as estruturas da engenharia civil. Neste domínio as aplicações da monitorização poderão ser bastante diversas, atravessando practicamente todos os tipos de estrutura, como barragens (historicamente o primeiro tipo de estrutura da engenharia civil onde foi aplicada a monitorização estrutural), pontes e viadutos, túneis e escavações, edifícios e torres, estruturas *offshore* e instalações nucleares (Brownjohn, 2007).

Pela grande variedade de características, funções, ambientes e impactos na sociedade, o objectivo ou a motivação para a instalação de um sistema de monitorização estrutural pode ser também bastante diverso. Pode ser a introdução de inovações (ao nível dos materiais usados ou do procedimento construtivo, por exemplo), a relevância da estrutura a monitorizar (as grandes pontes e barragens poderão ter um impacto muito negativo na vida das pessoas em caso de falha ou colapso), a comparação da estrutura real com os pressupostos da fase de projecto e a eventual adaptação dos pressupostos a considerar no desenho de estruturas semelhantes, a análise de fadiga (convertida normalmente em estimativa de vida útil remanescente), o declínio da importância da construção nova face às situações de manutenção e reabilitação de estruturas existentes, a degradação estrutural, as modificações em estruturas existentes, as estruturas afectadas por construções adjacentes, a monitorização durante fases de maior susceptibilidade da estrutura (por exemplo a construção ou demolição parcial) ou a avaliação do estado da estrutura após um evento extraordinário (Moss & Matthews, 1995).

Em termos tecnológicos, os primeiros instrumentos de medição eram analógicos e baseados em sistemas mecânicos e electromecânicos (cujo primeiro exemplo foi o galvanómetro de A. Ampère em 1824). A partir de meados do século XX, apoiados na evolução dos computadores, os instrumentos de medição evoluíram muito, transformando-se em cadeias de complexos sistemas digitais, eléctricos e electrónicos. Uma cadeia de medição genérica actual inclui vários elementos que vão desde a captação da informação da grandeza física de interesse até à disponibilização do registo da medição em formato digital (ver a representação esquemática da Figura 2.1).

A cadeia de medição pode ser subdividida em duas partes. Na primeira parte, o sinal é analógico (com representação contínua no tempo), enquanto na segunda parte o sinal é digital (sinal com representação discreta em instantes espaçados). A parte analógica é constituída normalmente pelos seguintes componentes: (1) transdutor: este elemento responde a um estímulo físico ou outro de forma conhecida, o que permite a representação desse estímulo através de um sinal eléctrico. A grandeza que se pretende medir – a mensuranda, está associada a esse estímulo e pode ser bastante diversa, como por exemplo a

temperatura, a extensão ou a aceleração; (2) unidade de condicionamento de sinal: amplifica (normalmente em 2 passos) e filtra o sinal eléctrico (retira as zonas de frequência não relevantes ou associadas a ruído de características conhecidas e atenua as frequências demasiado altas para serem digitalizadas); e (3) conversor analógico-digital (ADC): o sinal analógico à entrada é transformado numa representação digital do sinal discretizada em instantes afastados de t_S com amplitude discretizada em 2^n possibilidades (sendo $f_S = 1/t_S$ a frequência de amostragem e n o número de bits do conversor). A frequência de amostragem deverá ser escolhida tendo em conta a caracterização pretendida para a mensuranda, devendo ser pelo menos o dobro da maior frequência relevante para a mensuranda (decorre do Teorema de Nyquist). No caso de fenómenos com uma variação lenta, designados muitas vezes como estáticos, são adoptadas frequências de amostragem da ordem de 1 amostra por hora ou 1 amostra por minuto (correspondentes a $0.00028Hz$ e $0.017Hz$, respectivamente). Nos fenómenos com variação rápida, designados como dinâmicos no domínio da engenharia civil, as frequências são bastante mais elevadas, da ordem dos 50 ou $100Hz$. O sinal digital discretizado é armazenado em ficheiros de dados com uma duração pré-estabelecida e instantes de início e fim claramente identificados. Estes ficheiros são armazenados localmente e associados a sistemas de comunicação que permitem o acesso remoto.

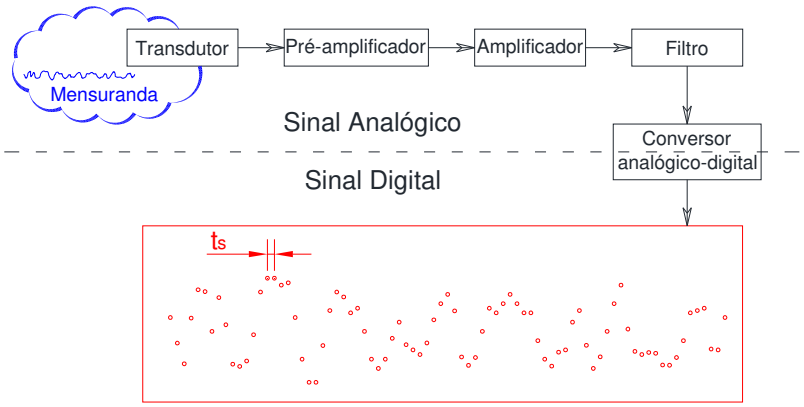

Figura 2.1: Diagrama esquemático de uma cadeia de medição genérica (van Drongelen, 2018)

Nos sistemas reais de medição, associada ao sinal da grandeza física de interesse, há uma componente de ruído, que se refere à parte da representação do sinal que não é relativa à mensuranda ou que não é relevante para o fenómeno em análise. O ruído pode ser sistemático (por exemplo se for escolhida uma frequência de amostragem desadequada para captar as principais frequências do sinal), ou aleatório (por exemplo devido à quantização do sinal na conversão analógico-digital). Adicionalmente, há uma parte do ruído que não é independente do processo em questão, estando interrelacionada e interagindo com este (por exemplo o efeito da variação de temperatura em extensómetros eléctricos e a sua interacção com a extensão do provete). Quando não são conhecidos os detalhes para representar com precisão as suas fontes e a sua complexa rede de interacções e inter-relações, o ruído é muitas vezes representado por um processo aleatório que agrega todas estas parcelas.

Em função da sua gama de frequências, o ruído pode ser gaussiano (caracterizado por ser aleatório e se estender a uma gama alargada de frequências, sendo representativo do ruído de fundo quando nenhuma fonte é dominante) ou tonal (caracterizado por estar restrito a uma gama estreita de frequência, normalmente associado a uma fonte identificável de interferência harmónica) (Halfpenny, 2009). Nos casos em que o sinal de interesse e o ruído estão associados a diferentes gamas de frequência, é possível separar o sinal de interesse do ruído através de filtros que atenuam a gama de frequência do ruído.

Nos últimos 30 anos, o extraordinário desenvolvimento da tecnologia de sensorização (em termos de miniaturização e redução de preço dos sensores) aliado ao grande aumento da capacidade de processamento e à redução de custo e dimensão dos microprocessadores, abriu novas possibilidades de agregar a componente de monitorização estrutural à condição estrutural e a consequente necessidade de manutenção/reparação em casos de condição estrutural precária. Esta nova vertente designa-se por Monitorização da Condição Estrutural (normalmente referida como SHM, acrónimo de *Structural Health Monitoring*) e caracteriza-se pela integração na estrutura em causa de sensores para medição das acções actuantes e/ou da resposta estrutural, que através de processamento e tratamento com algoritmos específicos permite caracterizar a condição estrutural. Repetindo a análise da condição estrutural ao longo do tempo consegue-se caracterizar a evolução da condição estrutural podendo, em função desta, definir momentos de manutenção, reparação ou até o fim de vida da estrutura.

Em relação à mensuranda, um sistema de monitorização poderá ser dividido em sistemas que monitorizam as acções na estrutura (peso-próprio, sobrecarga, acção do vento, entre outras) e sistemas que monitorizam a resposta da estrutura a estas acções (como por exemplo acelerações, extensões e deformações). Naturalmente, para ter um conhecimento completo do comportamento estrutural é necessário ter informação simultânea das acções e da correspondente resposta estrutural (Moss & Matthews, 1995). No entanto, considerando como válidos alguns pressupostos verificáveis dentro de limites razoáveis, em alguns casos basta monitorizar a resposta estrutural. Um exemplo recorrente é o da monitorização das acelerações de uma estrutura, considerando-a sujeita a uma excitação aproximadamente constante numa vasta gama de frequências, não havendo frequências privilegiadas dentro desta gama. Neste caso, a excitação pode ser assumida como do tipo ruído branco, o que corresponde a uma idealização teórica de uma distribuição uniforme ao longo do eixo das frequências.

2.2 ACÇÕES NO CIMBRE

Em termos gerais, um cimbre autolançável é uma estrutura metálica que suporta provisoriamente um tramo de tabuleiro até que este se torne autoportante, e tem capacidade para se locomover por meios próprios da posição de construção de um tramo para o tramo seguinte (e também entre posições de montagem e desmontagem) (Confederación Nacional de la Construcción, 2007). Desta forma, os

cimbres autolançáveis são por um lado estruturas metálicas de grandes dimensões, às quais podem ser aplicadas as normas e regulamentos das estruturas metálicas, e por outro lado são máquinas com cinemática às quais se requere que cumpram com a Directiva Máquinas (Directiva 2006/42/CE, 2006).

Ao contrário da generalidade das estruturas, um cimbre autolançável está sujeito a várias operações com características bastante diferentes, habitualmente divididas em dois grupos:

- Fase fixa (designada genericamente por betonagem): inclui todas as operações com o cimbre estabilizado, como a preparação da cofragem, a colocação das armaduras passivas e de pré-esforço, a colocação do betão, o início da cura do betão e o pré-esforço do tabuleiro;
- Fase móvel (designada genericamente por avanço): envolve todas as operações entre duas fases fixas consecutivas, nomeadamente desmontagem e montagem de elementos de fixação, troca de apoios, abertura e fecho da cofragem e movimentação longitudinal com recurso a meios próprios. Durante a fase móvel o cimbre experimenta uma grande variedade de sistemas estruturais diferentes, quer pela troca de apoios quer pelo movimento sobre apoios fixos.

Os cimbres autolançáveis estão em fase fixa a maior parte do tempo. A fase móvel ocupa habitualmente algumas horas em cada ciclo de construção. Nos casos mais comuns, o ciclo de construção de um vão de tabuleiro demora de uma semana a um mês, variando em função do tamanho e complexidade do tramo, do nível de pré-fabricação da armadura e da mão-de-obra e meios auxiliares envolvidos.

As acções a considerar no dimensionamento e análise de um cimbre autolançável reflectem naturalmente as suas particularidades e multiplicidade de atributos. Por facilidade de exposição, as acções são agrupadas de seguida segundo as suas características. Em primeiro lugar são elencadas as acções do tipo peso-próprio, que têm atributos semelhantes aos da generalidade das estruturas. Seguidamente são listadas as acções decorrentes da operação do cimbre, que são específicas deste tipo de estrutura e que podem variar de cimbre para cimbre. Por fim, são consideradas as acções climáticas ou geográficas, que são aquelas que dependem da localização da obra onde é usado o cimbre.

2.2.1 CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES

2.2.1.1 Acções do tipo peso-próprio

Num cimbre autolançável, as acções mais significativas em termos de magnitude são do tipo peso-próprio, nomeadamente o peso-próprio do cimbre e o peso-próprio do tramo de tabuleiro em construção. Apesar de serem ambas acções do tipo peso-próprio, em termos formais o peso-próprio do tabuleiro é uma acção variável para o dimensionamento do cimbre.

Exceptuando situações especiais de montagens e desmontagens parciais, logo bem definidas e forçosamente previstas e preparadas com antecipação, o peso-próprio do cimbre é constante ao longo

da construção. Ademais, considerando os processos actuais de modelação tridimensional de estruturas metálicas e o seu fabrico, transporte e montagem, o peso-próprio de um cimbre é conhecido com bastante precisão, podendo estimar-se uma variabilidade máxima da ordem de $\pm 2\%$ do peso (o que para um cimbre de 1000 tf corresponderia uma variação absoluta ainda bastante significativa de 20 tf).

O peso do betão fluido tem duas fontes de variabilidade principais. Por um lado, o peso-próprio do betão poderá variar em função do peso volúmico dos agregados usados no seu fabrico e da sua relação água / cimento. Por outro lado, o volume de betão usado para preencher a cofragem poderá também variar. No primeiro caso, apesar de ser possível identificar variações razoáveis entre os betões usados em estruturas diferentes, dentro de uma mesma ponte os betões são bastante controlados, pelo que se crê razoável uma variação máxima da ordem de $\pm 5\%$ do peso. No que respeita ao segundo caso, a geometria do tabuleiro é geralmente controlada de forma muito cuidada, tanto por imperativos funcionais como estéticos. A acrescentar às razões anteriores, dado que o volume de betão envolvido na betonagem de um vão é bastante grande, mesmo uma variabilidade pequena é significativa em termos absolutos. Em suma, prevê-se que uma variabilidade máxima da ordem de $\pm 2.5\%$ seja suficiente para atender à variabilidade dimensional do tabuleiro. Exemplificando para um tabuleiro eventual com volume de betão de $1000 m^3$ por vão, a variabilidade de $\pm 2.5\%$ corresponde a uma variação de $25 m^3$, o que corresponde a cerca de 3 camiões-betoneira.

Na definição da acção de peso-próprio de betão no cimbre deverá ainda ser considerado o efeito do endurecimento do betão, já que a betonagem de um vão envolve um volume de betão significativo e um período de colocação que por vezes se alonga até 30 horas. Durante este período o betão vai endurecendo e, consequentemente, o tabuleiro em construção vai incrementando a sua participação de rigidez no sistema estrutural cimbre + tabuleiro, donde resulta que algum do peso de betão fluido não chega ser suportado directamente pelo cimbre. O peso de betão fluido suportado pelo cimbre é tanto maior quanto mais lenta for a presa do betão, mais rápida for a colocação de betão e menor for a ligação de continuidade estrutural do tramo em construção com os elementos da ponte construídos em fases anteriores. Em casos de betonagens muito longas ou mesmo em várias etapas, poderá acontecer que o peso de betão fluido suportado pelo betão endurecido seja maior que o peso suportado pelo cimbre.

2.2.1.2 Acções decorrentes da operação

As acções relacionadas com a operação do cimbre são frequentemente pouco significativas ou limitadas em termos de magnitude. O exemplo mais claro do primeiro caso é a sobrecarga máxima de $60 kN$ ou $20 kN$, respectivamente para a fase fixa ou móvel do cimbre (Confederación Nacional de la Construcción, 2007), correspondente a cerca de 1-2% do peso-próprio de um cimbre corrente. Os casos de magnitude limitada estão normalmente associados a equipamentos eléctricos ou hidráulicos cerceados na sua capacidade. Por exemplo, uma ponte-rolante é afinada para elevar uma carga máxima

de 110% da sua capacidade nominal e tem um caminho de rolamento completamente definido. A capacidade usual de pontes-rolantes ou outros equipamentos de movimentação de cargas em cimbres varia entre cerca de 5tf e 40tf, consoante se destinem a transportar cargas ligeiras como armaduras ou cofragem ou se usem para transportar cargas maiores como elementos de apoio do cimbre.

Em alguns cimbres há circuitos hidráulicos complexos agregando vários cilindros, para os quais é necessário considerar as múltiplas possibilidades de funcionamento hidráulico em conjunto com a eventual possibilidade de afinação do circuito hidráulico. Como no caso geral os sistemas hidráulicos incluem válvulas limitadoras de pressão ou outras que restringem a sua capacidade hidráulica, estes circuitos hidráulicos impõem normalmente uma distribuição de esforços diferente daquela ditada pelo funcionamento estrutural.

Em operações específicas de alguns cimbres modernos é por vezes definido um intervalo de segurança da pressão hidráulica (disponibilizada aos operadores em manómetros ou mostradores digitais). Associadas a estes intervalos de segurança, estão muitas vezes acções e situações de cálculo para simular a operação fora dos intervalos prescritos, sempre que tal seja possível em termos físicos. Um exemplo comum desta prescrição é o valor alvo de pressão hidráulica nos cilindros de apoio dum cimbre em situações de hiperestaticidade de apoios. Caso não seja cumprido o intervalo definido surge no cimbre uma acção similar a um assentamento de apoio. Outro exemplo é a medição da força de locomoção durante o avanço longitudinal com células de carga, sendo esta informação disponibilizada ao operador que controla o avanço (nalguns casos a força de locomoção máxima disponível é limitada por regulações acessíveis apenas a operadores privilegiados). Nestes dois exemplos, a acção no cimbre é medida apenas na perspectiva de a disponibilizar em tempo real para facilitar uma operação segura.

No caso dos cimbres autolançáveis da empresa BERD, há ainda a considerar a acção auto-equilibrada do OPS (*Organic Prestressing System*). O OPS é um sistema de pré-esforço adaptativo que tem a capacidade de ajustar as forças de pré-esforço em função da acção externa (peso-próprio de betão durante a betonagem). O algoritmo OPS usa como variável de controlo a deformação de meio-vão do cimbre, monitorizada com transdutores de pressão em diversas posições de um circuito próprio (nos apoios e no meio-vão do cimbre). Com base na deformação do cimbre, o algoritmo de controlo toma decisões de actuação – variação de curso dos actuadores hidráulicos – que consequentemente afectam a tensão nos cabos de pré-esforço. A decisão de actuação é baseada na tendência de deformação, filtrando variações instantâneas devidas à vibração do cimbre e ao ruído do sinal. Para garantir um nível de robustez adequado, o OPS tem sensores redundantes e medições comparadas em contínuo para garantir que as decisões de actuação do algoritmo são baseadas em informação fidedigna. Para tal, são medidas algumas grandezas com uma frequência de amostragem de $1\,Hz$, nomeadamente a flecha vertical de meio-vão do cimbre, a temperatura média no interior dos 3 quadros de medição e o curso e pressão hidráulica nos actuadores das ancoragens activas.

Os componentes mais importantes do OPS estão representados na Figura 2.2, para um cimbre autolançável inferior (que se posiciona sob o tabuleiro da ponte a construir), onde se identificam: (1) actuador e respectiva ancoragem activa; (2) monocordões de pré-esforço; (3) sensores de flecha; (4) controlador electrónico e unidade de controlo; (5) ancoragem passiva; (6) escoras de desvio.

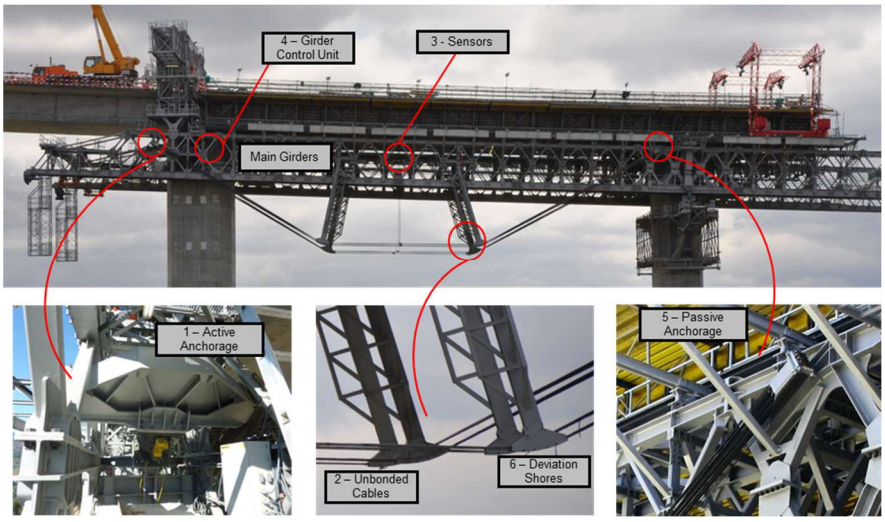

Figura 2.2: Principais componentes do OPS

2.2.1.3 Acções climáticas / Sismo

Uma das especificidades de um cimbre autolançável em relação à generalidade das estruturas da engenharia civil, é que este não é usualmente projectado para uma localização geográfica específica, sendo previsível e desejável o seu uso na construção de várias pontes, o que acontece frequentemente em países e continentes distintos. Esta característica conduz a alguma dificuldade na caracterização das acções climáticas (ligadas ao clima local como acções térmicas ou vento, por exemplo) ou acções dependentes da localização, como por exemplo as relacionadas com a propensão para eventos sísmicos.

A abordagem mais frequente face às acções resultantes de variações térmicas baseia-se na limitação da acção máxima decorrente destas. Nos casos em que a estrutura principal do cimbre tem mais de um apoio longitudinal durante a fase fixa, um dos apoios é usado como apoio fixo e os restantes são colocados sobre superfícies de baixo atrito. Desta forma, a força longitudinal máxima é a correspondente ao atrito materializável na superfície de baixo atrito, normalmente 10-15% da reacção vertical no apoio "deslizante" quando são usadas placas tipo "*teflon*", 3-5% nos casos em que são usados apoios com roletes e <1% se forem usadas rodas com rolamentos.

A acção sísmica, devido à raridade do fenómeno e à imensa gama de possibilidades em função da localização, é considerada na análise do cimbre apenas quando é conhecida à partida a localização onde este será usado. No entanto, mesmo nesse caso, não é possível antever as localizações de usos futuros, sendo necessária uma análise caso-a-caso sempre que haja um novo uso do cimbre.

Depois de identificada a localização e obtido o espectro de cálculo sísmico associado, surge uma nova dificuldade. A massa e rigidez do sistema cimbre + ponte em construção é bastante variável, tanto em termos de massa como de rigidez (o amortecimento também é variável, mas é menos relevante). Por exemplo, na fase inicial da betonagem a massa aumenta bastante com a colocação de betão e a rigidez mantém-se porque o betão está fluido. Com o avançar da betonagem, a massa de betão vai aumentando e o seu endurecimento gradual vai fazendo com que a rigidez global do sistema aumente também. Após a conclusão da betonagem, a massa do sistema cimbre + ponte mantém-se constante, mas o endurecimento prossegue e, em consequência, a rigidez aumenta. A abordagem a esta variedade é muitas vezes harmonizada através da introdução do conceito de risco sísmico agregado para as várias fases da operação do cimbre. Decompondo o risco sísmico em duas componentes, a probabilidade e a consequência, resultam desde logo duas situações bastante distintas. Por um lado, durante a maior parte do ciclo de construção o cimbre está numa situação fixa com massa reduzida e por isso menos vulnerável à acção sísmica. Computando o risco sísmico, resulta normalmente baixo porque a maior probabilidade de ocorrência é mais do que compensada pela menor relevância das consequências. Na situação oposta está a fase de colocação do betão, em que uma probabilidade baixa, correspondente a algumas horas por ciclo, está associada uma grande massa de betão sem rigidez e, portanto, a maior vulnerabilidade à acção sísmica. Avaliando o risco sísmico desta fase, resulta normalmente intermédio.

Apesar das considerações anteriores, os efeitos da acção sísmica nos cimbres são quase sempre inferiores aos da acção do vento, mesmo nalguns casos em que a propensão sísmica do local é moderada. Na maior parte dos casos, esta realidade conduz a que sejam definidas acções devidas ao vento e dimensionado o cimbre e, posteriormente, verificado para a acção sísmica prescrita. Na maioria das situações a acção sísmica não é condicionante para nenhum elemento do cimbre, tendo por vezes impacto em aspectos de detalhe como, por exemplo, elementos de fixação ou apoios.

Para a acção do vento, como este é um fenómeno ubíquo relacionado com os fenómenos climáticos locais, são definidos normalmente limites operacionais específicos em função das características particulares de cada operação e de cada cimbre. Como as operações do cimbre com maior vulnerabilidade à acção do vento são de curta-duração, são definidos limites mais restritos nestas situações e limites mais abrangentes na situação corrente do cimbre fixo sem cargas de betão. Os limites da velocidade de rajada são normalmente da ordem de $60 km/h$ para a colocação do betão e avanço longitudinal e da ordem de $160 km/h$ para a fase fixa sem betão (por vezes é considerada uma velocidade intermédia da ordem de $100 km/h$ a partir da qual se requere a montagem de elementos específicos de travamento). Esta abordagem é praticável porque os fenómenos climáticos que originam ventos fortes são passíveis de serem previstos com uma antecipação de 2-3 dias. No caso de se preverem ventos fortes, as configurações mais vulneráveis do cimbre deverão ser evitadas, adiando operações susceptíveis como o avanço e a betonagem até que os limites operacionais sejam cumpridos. Por se tratar de uma acção

fundamental no dimensionamento e segurança da operação do cimbre, este é equipado com um anemómetro que disponibiliza ao operador o valor da velocidade instantânea do vento no local.

A acção do vento, além de proporcional ao quadrado da velocidade, é também proporcional ao coeficiente de forma e à área exposta para a direcção em causa. A obtenção do coeficiente de forma de um cimbre é muito complexa. Em primeiro lugar porque o cimbre é uma estrutura com formas irregulares e heterogéneas em termos de opacidade, variando desde zonas opacas como a cofragem, até zonas com opacidade de 15-20% (por exemplo as zonas treliçadas do nariz), levando a que não se enquadre nos exemplos da bibliografia da especialidade. Em segundo lugar porque o coeficiente de forma varia ao longo da operação, em especial pela influência da posição da cofragem (para o avanço do cimbre a cofragem é movida ou rodada, alterando o coeficiente de forma). A área exposta é bastante variável em função da direcção do vento, havendo claramente direcções mais susceptíveis (a área exposta a um vento transversal ao cimbre é significativamente maior que a área exposta a um vento longitudinal). À semelhança de outras estruturas, para obter o efeito conjunto do coeficiente de forma e da área exposta ao vento, podem ser feitos ensaios à escala reduzida em túnel de vento ou contruídos modelos de fluidodinâmica computacional (*Computational Fluid Dynamics* – CFD).

Para validar os pressupostos adoptados no cálculo do cimbre para vãos de 90*m* da Figura 1.9, foram feitos ensaios seccionais em túnel de vento à escala 1/100 a uma velocidade máxima de 25*m*/*s*. Como o cimbre é composto por zonas com características geométricas e opacidade bastante distintas, foram consideradas sete secções representativas desde os narizes (ver a Figura 2.3 à esquerda) até ao ponto mais alto do arco (ver a Figura 2.3 à direita), considerando ainda a possibilidade dos painéis de cofragem estarem fechados (fase fixa do cimbre) ou abertos (fase móvel). Para além da acção do vento transversal, foi ainda considerada a acção vertical devida a ventos com ângulos de incidência entre -10º e 10º (através da rotação do modelo reduzido em relação à direcção das linhas de corrente do escoamento no túnel).

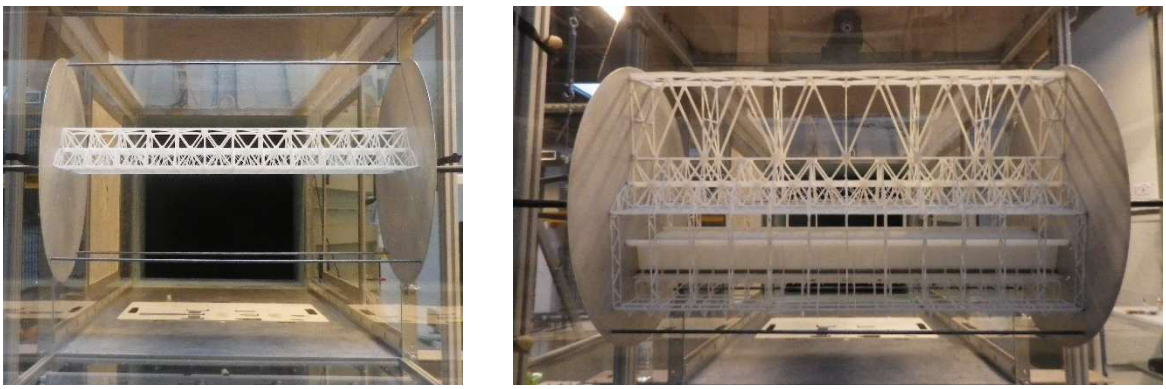

Figura 2.3: Ensaios em túnel de vento: secção do nariz (à esq.) e secção do centro do arco (à dir.)

Ponderando os resultados das várias secções pela a respectiva extensão longitudinal, e considerando nulos os efeitos de extremidade na transição entre secções diferentes, resulta uma força característica

transversal exercida pelo vento no cimbre de cerca de 85% da estimativa com base nos preceitos regulamentares para a cofragem fechada e 85%-95% para a cofragem aberta (variável em função do ângulo de incidência do vento). Na direcção vertical, a estimativa com base na bibliografia é muito difícil e com pouco paralelismo com a estrutura do cimbre, pelo que as estimativas adoptadas no cálculo são normalmente bastante conservativas. No dimensionamento deste cimbre, a força característica na direcção vertical foi cerca de 1/3 da estimada na direcção transversal. Os resultados do túnel de vento reflectem essa diferença, variando entre 3% e 23% da força transversal para cofragem fechada e 6% a 15% para cofragem aberta, para um ângulo de incidência de 0º e 10º, respectivamente.

2.2.2 MONITORIZAÇÃO DAS ACÇÕES

A monitorização directa da acção de peso-próprio do cimbre é normalmente descartada, por não apresentar incerteza ou variação relevante e por envolver na maior parte dos casos a colocação de células de carga de muito grande capacidade em zonas de apoio, fragilizando-as. A acção de peso-próprio do betão, apesar de poder ter alguma variabilidade associada nomeadamente às características do endurecimento do betão, também não é habitualmente monitorizada de forma directa pelas mesmas razões. A forma mais usual de monitorização de acções do tipo peso-próprio é indirectamente através da resposta em termos de extensão em elementos seleccionados do cimbre (conforme descrito no ponto 2.3.1). As extensões podem ser convertidas em tensões e posteriormente em forças nos elementos do cimbre. Finalmente, as acções podem ser obtidas no modelo de cálculo como aquelas que conduzem aos valores de força medida nos elementos correspondentes do cimbre. Este procedimento é viável apenas quando o modelo de cálculo reflecte de forma adequada o protótipo.

As acções decorrentes da operação podem também ser identificadas através da evolução das extensões, através de variações de curta duração em torno da tendência de evolução ditada pelas acções do tipo peso-próprio. A acção auto-equilibrada do OPS é monitorizada directamente, mas pode ser também obtida com base na evolução das extensões nas ancoragens. Os períodos de operação e as operações específicas do cimbre poderão ser identificados directamente pela resposta em termos de aceleração (descrita no ponto 2.3.2) ou através da evolução dos parâmetros modais do cimbre de acordo com os procedimentos descritos no ponto 2.5.

No caso de ocorrência de um evento sísmico relevante, a aceleração no cimbre pode ser medida com acelerómetros (ver o ponto 2.3.2) e transformada na acção sísmica considerando as características da resposta dinâmica do cimbre. Quanto às acções climáticas, a acção térmica pode ser estimada através dos registos de variação de temperatura associada à medição dos extensómetros (descrita no ponto 2.3.1). A acção do vento, pela sua relevância para o dimensionamento do cimbre e a complexidade da sua caracterização, motivou uma análise mais detalhada do fenómeno e a monitorização directa da respectiva velocidade e direcção.

2.2.2.1 Características do Vento

Em termos simples, o vento é o movimento do ar da atmosfera em relação à superfície da Terra. Este movimento é causado por diversas forças, especialmente devidas a diferenças de pressão na atmosfera, impostas por aquecimento diferencial da superfície terrestre pela radiação solar e por forças geradas pela rotação da Terra (Holmes, 2007). Apesar do vento surgir devido a diferenças de pressão na atmosfera, há um efeito de retorno, porque em resposta o vento causa variações significativas da pressão atmosférica. Assim, não existe uma relação causa-efeito, mas sim um fenómeno global que agrega o movimento das massas de ar e a distribuição de pressão na atmosfera (Dyrbye & Hansen, 1997).

O movimento de massas de ar na atmosfera ocorre em diferentes padrões mutuamente independentes em termos temporais e espaciais. Em ambos cobre uma gama bastante abrangente: em termos temporais de poucos segundos até 1 ano e de alguns centímetros a milhares de quilómetros em termos espaciais. O espectro de van der Hoven (van der Hoven, 1957), obtido a cerca de 100*m* do solo em Brookhaven (Nova Iorque), indica a energia da variação da velocidade do vento em função da frequência (ou do seu inverso, o período), o que permite caracterizar os movimentos atmosféricos em termos temporais de acordo com a Figura 2.4.

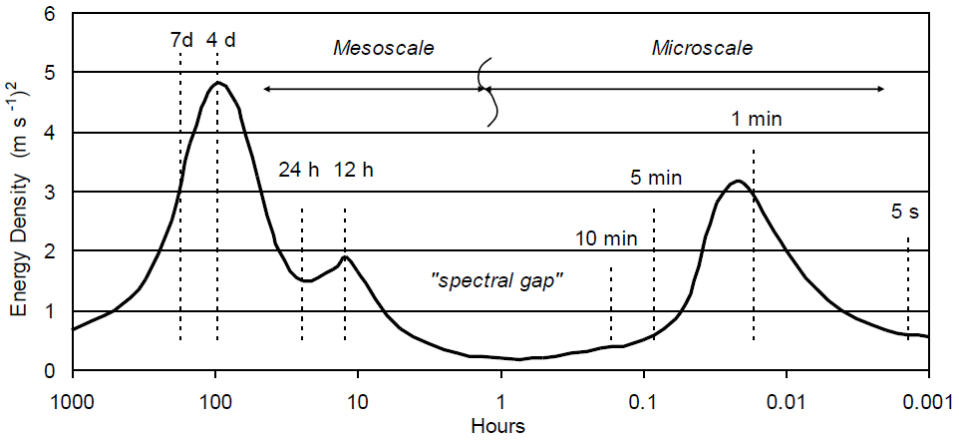

Figura 2.4: Representação ilustrativa do espectro de van der Hoven (Harper *et al.*, 2010)

O esquema de densidade energética da Figura 2.4 apresenta vários picos em correspondência com os períodos preferenciais do vento. O mais significativo em torno dos 4 dias é representativo da passagem de sistemas locais como depressões, enquanto o pico próximo de 1 minuto está associado à turbulência mecânica e convectiva. Na zona das 12 horas há um pico menos pronunciado relacionado com variação dia / noite. Entre o pico das 12 horas e o pico próximo de 1 minuto existe uma zona de baixo conteúdo espectral – o vazio espectral (*spectral gap*), cujo mínimo espectral marca a separação entre mesoescala e microescala. O mesmo aspecto genérico do espectro foi obtido posteriormente para vários lugares, quer em terra quer sobre a água, divergindo em questões de detalhe relacionadas com a estabilidade do clima, a altura ao solo e os processos climáticos locais (Harper *et al.*, 2010).

A existência de um vazio espectral significa que os movimentos atmosféricos na mesoescala e a turbulência atmosférica (microescala) são mutuamente independentes, e por isso podem ser tratados separadamente e os seus efeitos sobrepostos (Dyrbye & Hansen, 1997). Na prática, a mesoescala e a microescala são consideradas respectivamente através de uma componente média da velocidade do vento – U e uma componente turbulenta – u, tal como representado na expressão (2.1) para o vector velocidade do vento V.

$$V = U + u \tag{2.1}$$

Na zona do vazio espectral a variabilidade da velocidade do vento é menor (a variância da velocidade do vento é proporcional à área abaixo da curva da Figura 2.4 conforme justificado no ponto 2.4.2). A consideração de um intervalo para a obtenção da velocidade média nesta zona significa que a velocidade média obtida é relativamente independente da duração do intervalo de tempo considerado.

Velocidade do Vento

A rugosidade da crosta terrestre reduz o movimento da massa de ar, diminuindo a sua influência com o aumento da distância ao solo (ver a Figura 2.5). Este efeito é disseminado por uma mistura turbulenta ao longo da camada inferior da atmosfera designada por Camada Limite Atmosférica (CLA). A espessura da CLA poderá estar entre algumas centenas de metros e alguns quilómetros, dependendo da velocidade do vento, da rugosidade do terreno, da latitude e do movimento atmosférico acima da CLA. Acima da CLA a movimentação de ar depende apenas do gradiente de pressão horizontal e da força de Coriolis originada pela rotação da Terra – vento geostrófico.

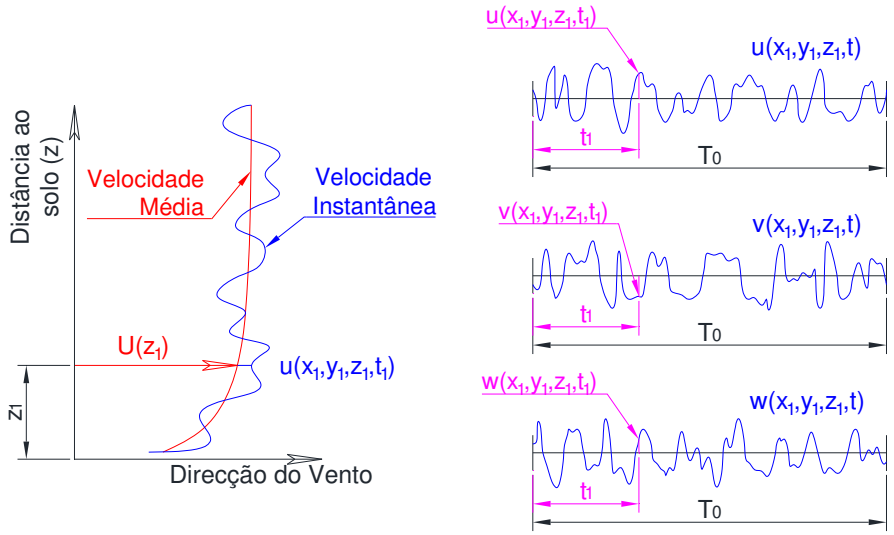

Figura 2.5: Representação esquemática da variação da velocidade do vento em altura

Em termos matemáticos, para um instante temporal genérico t_1, a velocidade do vento num ponto de coordenadas (x_1, y_1, z_1) é uma entidade vectorial que pode ser caracterizada no espaço tridimensional

por 3 coordenadas. Considerando um referencial cartesiano com o eixo OX alinhado com a direcção da componente média da velocidade do vento, o eixo OY coincidente com a direcção horizontal transversal e o eixo OZ na direcção e sentido que completa o referencial directo, o vector velocidade do vento $\vec{V}(x_1, y_1, z_1, t_1)$, pode ser descrito pela expressão (2.2).

$$\vec{V}(x_1, y_1, z_1, t_1) = \left[U(z_1) + u(x_1, y_1, z_1, t_1)\right]\hat{x} + \left[v(x_1, y_1, z_1, t_1)\right]\hat{y} + \left[w(x_1, y_1, z_1, t_1)\right]\hat{z} \tag{2.2}$$

Na expressão (2.2) a componente média da velocidade $U(z_1)$ depende apenas da distância ao solo z e do intervalo de tempo da média considerada (representado como T_0 na Figura 2.5). As componentes turbulentas $u(x_1, y_1, z_1, t_1)$, $v(x_1, y_1, z_1, t_1)$ e $w(x_1, y_1, z_1, t_1)$ representadas do lado direito da Figura 2.5 têm média nula no intervalo T_0 e podem ser caracterizadas de uma forma probabilística através de processos estocásticos estacionários. As componentes turbulentas u, v e w são designadas respectivamente por longitudinal, transversal e vertical.

Quanto ao intervalo de tempo T_0 para a obtenção da componente média da velocidade do vento, este é escolhido na zona do vazio espectral, sendo usado $T_0 = 10$ minutos nalguns dos mais recentes documentos normativos, como por exemplo o Eurocódigo (NP EN 1991-1-4, 2010). Este período é suficientemente longo para incluir a maior parte das flutuações de velocidade de curta duração (turbulência) e é suficientemente curto para que a velocidade média obtida em períodos adjacentes seja razoavelmente homogénea.

Para a consideração de efeitos de rajada é considerada normalmente a máxima velocidade média para períodos de 3 segundos dentro de um determinado intervalo de tempo. O rácio G_{G,T_0} entre a velocidade de rajada V_{G,T_0} com duração G e a velocidade média V_{T_0} para um intervalo de tempo T_0 é designado normalmente por factor de rajada de acordo com a expressão (2.3).

$$G_{G,T_0} = \frac{V_{G,T_0}}{V_{T_0}} \tag{2.3}$$

Para condições de ciclones tropicais, em (Harper *et al.*, 2010) são indicados valores de $G_{3,600}$ no intervalo [1.23; 1.66] e valores de $G_{3,3600}$ no intervalo [1.30; 1.75]. Em ambos os casos, as durações da rajada e da média são indicadas no factor de rajada em unidades do Sistema Internacional.

Turbulência

O escoamento do ar na atmosfera é turbulento na grande maioria dos casos. Os casos de escoamento laminar são pouco frequentes e requerem condições especiais de temperatura e baixa velocidade do vento. Desta forma, na prática, os casos relevantes para o cálculo e análise de estruturas de engenharia civil envolvem situações de escoamento turbulento com flutuações de velocidade no espaço e no tempo de forma caótica, não permitindo a sua caracterização determinística. É por isso necessário recorrer a

métodos estatísticos para descrever as componentes turbulentas u, v e w (indicadas na expressão (2.2) e representadas na Figura 2.5). Estas componentes turbulentas são normalmente descritas através da intensidade de turbulência, escalas temporais e espaciais, e espectros de potência que caracterizam a sua distribuição em frequência.

A intensidade de turbulência é crescente com o aumento da rugosidade da crosta terrestre e com a diminuição da distância ao solo. Considerando a superfície terrestre aproximadamente homogénea, o escoamento de ar será aproximadamente homogéneo (as características estatísticas não variam ao logo de um plano horizontal, variando apenas com a distância ao solo). Nestas condições os desvios-padrão σ_u, σ_v e σ_w das componentes turbulentas u, v e w dependerão apenas da distância ao solo (Dyrbye & Hansen, 1997).

A intensidade de turbulência I_u é definida como o rácio entre o desvio-padrão e o valor médio da velocidade, descrito pela expressão (2.4) para a direcção da componente turbulenta u.

$$I_u(z_1) = \frac{\sigma_u(z_1)}{U(z_1)} \tag{2.4}$$

Considerando a expressão disponibilizada no Eurocódigo (NP EN 1991-1-4, 2010), o valor de I_u para um terreno do tipo "Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos" varia de 14% a 10m do solo a 12% a 50m do solo. Para um solo com rugosidade superior, do tipo "zona com cobertura regular de vegetação e edifícios ou com obstáculos isolados", o valor de I_u varia de 29% a 10m de altura a 20% a 50m de altura. Verifica-se que a intensidade de turbulência é proporcional à rugosidade do solo, decrescendo em altura especialmente para maiores valores de rugosidade do solo.

De acordo com (Dyrbye & Hansen, 1997), as intensidades de turbulência nas outras duas direcções são cerca de $I_v \approx 0.75 I_u$ e $I_w \approx 0.5 I_u$. Em (Cremona & Foucriat, 2002) refere-se que os valores de turbulência poderão ir até de $I_v \approx 0.85 I_u$ e $I_w \approx 0.6 I_u$.

O processo de desenvolvimento da turbulência atmosférica inicia-se com turbilhões extensos, com dimensões da ordem de grandeza da espessura da CLA, e que extraem energia do escoamento de transporte devido às instabilidades geradas à superfície. A ruptura destes turbilhões, com elevado comprimento de onda e baixa frequência, em turbilhões sucessivamente mais pequenos e com maior frequência designa-se normalmente por cascata de energia de Kolmogorov (processo de transferência de energia das baixas para as altas frequências) (Mendes, 1994). Consequentemente, as flutuações da velocidade do vento num ponto podem ser idealizadas como a sobreposição de turbilhões de diferentes dimensões e frequências. A distribuição de energia das flutuações da velocidade do vento é normalmente descrita por espectros de densidade de energia (semelhantes ao da Figura 2.4, mas restritos às abcissas

da microescala). Na bibliografia existem várias expressões empíricas dos espectros de turbulência, entre as quais as de von Kármán, as expressões (2.5) e (2.6) ($b = v, w$) (Strømmen, 2010).

$$\frac{f \cdot S_u(f)}{\sigma_u^2} = \frac{4 \cdot \widehat{f}_u}{\left(1 + 70.8 \cdot \widehat{f}_u^{\,2}\right)^{5/6}} \tag{2.5}$$

$$\frac{f \cdot S_b(f)}{\sigma_b^2} = \frac{4 \cdot \widehat{f}_b \cdot \left(1 + 755.2 \cdot \widehat{f}_b^{\,2}\right)}{\left(1 + 283.2 \cdot \widehat{f}_b^{\,2}\right)^{11/6}} \tag{2.6}$$

Nas expressões de von Kármán, para além da frequência f e do desvio padrão da componente turbulenta, intervém ainda a frequência reduzida definida na expressão (2.7), com $b = u, v, w$.

$$\widehat{f}_b = \frac{f \cdot {L_b}^x}{U} \tag{2.7}$$

As escalas integrais de turbulência ${L_b}^x$ são medidas da dimensão média dos maiores turbilhões do escoamento. Em particular, a escala ${L_u}^x$ é uma medida da dimensão da componente longitudinal da velocidade dos turbilhões. Caso ${L_u}^x$ seja maior que a dimensão da estrutura na direcção do vento, o turbilhão envolverá a estrutura e a rajada afectará tanto a zona de barlavento como de sotavento. As escalas ${L_u}^y$ e ${L_u}^z$ são, respectivamente, medidas da extensão transversal e vertical da componente longitudinal da flutuação da velocidade do vento, u. Tomando o exemplo de um painel perpendicular à velocidade média do vento, se os valores de ${L_u}^y$ e ${L_u}^z$ forem maiores que a dimensão do painel, significa que o turbilhão envolverá o painel e, consequentemente, o efeito da flutuação da velocidade poderá ser significativo no valor da acção do vento no painel. A escala integral ${L_w}^x$ é uma medida da extensão longitudinal da flutuação vertical da velocidade do vento. Caso a velocidade do vento seja perpendicular a uma estrutura com desenvolvimento horizontal, como uma ponte ou um cimbre autolançável, e ${L_w}^x$ for maior que a largura da ponte ou cimbre, a flutuação vertical da velocidade actuará ao mesmo tempo em toda a largura do tabuleiro (Simiu & Yeo, 2019).

As escalas integrais de turbulência podem ser obtidas directamente dos registos da flutuação da velocidade do vento. Exemplificando para a escala ${L_u}^x$, e considerando a flutuação longitudinal em pontos ao longo do eixo longitudinal x definida por $u(\zeta) = (x_1 + \zeta, y_1, z_1, t)$, o valor de ${L_u}^x$ pode ser obtido formalmente através da expressão (2.8).

$${L_u}^x = \int_0^\infty \frac{1}{m_{u(\zeta)^2}} R_{u(0)u(\zeta)}(\zeta) \cdot d\zeta \tag{2.8}$$

Na expressão (2.8) estão incluídos o valor quadrático médio e a função de auto-correlação definidas pelas expressões (2.28) e (2.32), respectivamente. No entanto, é normalmente invocada a hipótese de

Taylor, que considera que a turbulência é fixa e se move com velocidade igual à média, U. Considerando esta hipótese, a definição Lagrangeana da escala ${L_u}^x$ (que acompanha a partícula de ar em movimento) pode ser convertida na definição Euleriana (movimento do ar num ponto fixo), consubstanciada pela expressão (2.9). Desta forma, é possível usar as medições de apenas um anemómetro.

$$ {L_u}^x = U \cdot \int_0^\infty \frac{1}{m_{u(\tau)^2}} R_{u(0)u(\tau)}(\tau) \cdot d\tau = U \cdot T_u \tag{2.9} $$

O cálculo das escalas integrais de turbulência directamente pela expressão (2.9), aplicada a dados atmosféricos reais, resulta frequentemente disperso, não sendo possível organizar de forma coerente os resultados. O que, de acordo com (Panofsky & Dutton, 1984), desaconselha o uso da expressão (2.9). Como alternativa, podem ajustar-se as curvas das expressões (2.5) e (2.6) aos dados atmosféricos e obter o valor da escala integral correspondente como aquela que minimiza os desvios entre os dados e a expressão empírica. Para estimar ou para comparar com os resultados obtidos, podem usar-se as relações entre ${L_u}^x$ e as restantes escalas integrais indicadas na expressão (2.10) (Strømmen, 2010).

$$ \begin{bmatrix} {L_u}^x & {L_u}^y & {L_u}^z \\ {L_v}^x & {L_v}^y & {L_v}^z \\ {L_w}^x & {L_w}^y & {L_w}^z \end{bmatrix} \approx {L_u}^x \cdot \begin{bmatrix} 1 & 1/3 & 1/4 \\ 1/4 & 1/4 & 1/12 \\ 1/12 & 1/16 & 1/16 \end{bmatrix} \tag{2.10} $$

As escalas temporais T_b (com $b = u, v, w$), que podem ser obtidas das escalas integrais a partir de expressões com a forma da expressão (2.9), caracterizam o tempo característico de memória da componente turbulenta *b*. Esta propriedade significa que as medições da componente turbulenta *b* feitas no instante t_1, $b(t_1)$, estão bastante relacionadas com a mesma componente turbulenta *b* num instante τ depois, $b(t_1 + \tau)$, apenas se $\tau \ll T_b$.

Medição das Características do Vento

A medição das características do vento pode ser feita com anemómetros de vários tipos, nomeadamente anemómetros sónicos (ver a Figura 2.6). Nos anemómetros sónicos a medição da velocidade é feita a partir da medição do tempo de trânsito de uma onda sónica nos dois sentidos (avanço e recuo) entre dois sensores afastados de uma distância conhecida.

Figura 2.6: Anemómetro sónico típico

A partir da medição da componente do vector velocidade em 3 eixos ortogonais, cada um deles correspondente a um dos 3 pares de sensores (identificados pela distância entre eles d_1, d_2 e d_3 na Figura 2.6), é possível caracterizar o vector velocidade no espaço tridimensional (incluindo magnitude, direcção e sentido) usando a expressão (2.11), em função da distância entre sensores d_j e tempo de avanço e retorno da onda sónica (t_{Aj} e t_{Rj}, respectivamente).

$$V_{d_j} = \frac{d_j}{2}\left(\frac{1}{t_{Aj}} - \frac{1}{t_{Rj}}\right) \tag{2.11}$$

A opção por anemómetros sónicos deveu-se à sua boa precisão e boa resposta em frequência que permite a medição com uma frequência de amostragem de cerca de $25Hz$, suficiente para a caracterizar as componentes turbulentas da velocidade do vento até pelo menos $10Hz$.

As medições do anemómetro sónico permitem quantificar a velocidade do som no ar, c, usando tempos de trânsito entre sensores e a velocidade da onda sónica perpendicular ao alinhamento dos sensores respectivos, V_n, de acordo com a expressão (2.12) (Kaimal & Finnigan, 1994).

$$c^2 = \frac{{d_j}^2}{4}\left(\frac{1}{t_{Aj}} - \frac{1}{t_{Rj}}\right)^2 + {V_n}^2 \tag{2.12}$$

Adicionalmente, é possível calcular a temperatura sónica do ar, T_{Sonic}, através da expressão (2.13), em função dos parâmetros já referidos e das velocidades V_X e V_Y , em duas direcções ortogonais à trajectória d_j considerada (normalmente d_j é vertical e consequentemente OX e OY são duas direcções no plano horizontal) (Kaimal & Finnigan, 1994).

$$T_{Sonic} = T\left(1 + 0.32\frac{e}{p}\right) = \frac{{d_j}^2}{1612}\left(\frac{1}{t_{Aj}} - \frac{1}{t_{Rj}}\right)^2 + \frac{1}{403}\left({V_X}^2 + {V_Y}^2\right) \tag{2.13}$$

O valor absoluto da temperatura sónica T_{Sonic} medida pelo anemómetro é sempre ligeiramente superior ao da temperatura do ar, T, porque o rácio entre a pressão de vapor saturado de água, e, e a pressão

atmosférica, p, é sempre positivo. Usando a expressão de Tetens para estimar o valor da pressão de vapor para uma temperatura do ar de $-10ºC$, $15ºC$ e $40ºC$, obtêm-se respectivamente $0.259kPa$, $1.705kPa$ e $7.375kPa$. Considerando a pressão atmosférica p como o valor médio ao nível do mar $101.325kPa$, a temperatura sónica medida seria cerca de $-10.008ºC$, $15.081ºC$ e $40.932ºC$, respectivamente para a temperatura do ar de $-10ºC$, $15ºC$ e $40ºC$. A partir destes exemplos, confirma-se que a temperatura sónica é uma boa aproximação da temperatura do ar, especialmente para valores de temperatura do ar baixos a moderados.

2.3 RESPOSTA DO CIMBRE

A resposta estrutural pode ser caracterizada por qualquer uma das grandezas cinemáticas que descrevem o movimento duma estrutura em função do tempo (deslocamento, velocidade e aceleração) ou através da evolução temporal dos esforços (obtidos normalmente através de extensões em elementos específicos da estrutura).

Em termos de grandezas cinemáticas, o OPS monitoriza por padrão o deslocamento vertical do ponto médio do vão principal considerando fixos os apoios (usando este deslocamento no seu algoritmo de controlo). Para a análise dinâmica do cimbre foi escolhido monitorizar as acelerações por ser, na prática, a estratégia mais equilibrada em termos de disponibilidade de sensores e processamento de dados para obtenção das características dinâmicas do cimbre.

Para além das grandezas cinemáticas, a resposta estrutural pode ser também caracterizada pelos esforços na estrutura. A evolução das medições de extensão não indica directamente o esforço instalado, mas antes a sua variação, porque na prática não é possível instalar os extensómetros na estrutura sem esforços. De qualquer forma, como há várias fases de operação com esforços marcadamente diferentes, compatibilizando os resultados do modelo numérico com as variações de extensão medida, é possível obter uma estimativa bastante próxima do esforço absoluto. Ademais, a monitorização de extensões é bastante frequente, havendo no mercado uma vasta gama de sistemas versáteis e robustos.

2.3.1 MONITORIZAÇÃO DE EXTENSÕES

O único método directo para a medição de deformação ao longo de uma linha à superfície de um provete é através da utilização de um extensómetro mecânico. Este método, por não permitir a saída da informação de deformação sob a forma eléctrica, não admite a possibilidade de armazenamento e tratamento automático de dados, pelo que a sua utilização é muito limitada (Restivo *et al.*, 2013).

As deformações são medidas quase sempre através de métodos indirectos, em que a deformação num dispositivo solidário com o provete produz uma variação numa grandeza física mensurável, que tem uma correspondência conhecida com o valor de extensão do provete. Alguns exemplos de métodos

indirectos são: (1) vernizes frágeis (rotura de revestimentos frágeis aplicados na superfície do provete, que permite apenas verificar que a extensão ultrapassou um determinado valor qualitativo), (2) extensómetros de cordas vibrantes (variação de frequência de uma corda vibrante), (3) extensómetros de fibra óptica (variação da reflexão óptica em fibras ópticas) e (4) extensómetros de resistência eléctrica (variação da resistência eléctrica).

2.3.1.1 Extensómetros de Resistência Eléctrica

O princípio de funcionamento de um extensómetro de resistência baseia-se na variação da resistência eléctrica de um material com a deformação a que é sujeito (Restivo *et al.*, 2013). Este princípio, identificado por Lord Kelvin em 1856, começou a ter aplicação prática em extensómetros de resistência eléctrica em 1936 e desde aí o seu uso tem-se generalizado. Actualmente é a forma mais comum de medição de extensões, mesmo tendo em conta as suas limitações, como a susceptibilidade a campos electromagnéticos ou a menor sensibilidade e precisão que sistemas de fibra óptica, por exemplo. No entanto, como estão implantados no mercado há bastante tempo, os sistemas eléctricos são muito mais baratos que sistemas ópticos. Quanto às limitações dos extensómetros eléctricos, os seus efeitos podem ser minimizados com a escolha adequada dos sensores e uma disposição cuidada da instrumentação e, posteriormente, no tratamento dos dados recolhidos.

A sensibilidade de um extensómetro de resistência, S_ε, é o rácio entre a variação de resistência normalizada ($\Delta R/R$) e a variação de comprimento normalizado (extensão $\varepsilon = \Delta l/l$). Este rácio, normalmente designado factor do extensómetro (*Gauge Factor* – GF), pode ser dividido nas duas parcelas da expressão (2.14), uma correspondente a variações de comprimento e área do filamento do extensómetro (a parcela $(1 + 2\nu)$) e outra devida ao efeito piezoresistivo do material (a parcela $(\Delta\rho/\rho)/(\Delta l/l)$, sendo ρ a resistividade do filamento) (Restivo *et al.* 2013).

$$GF = S_\varepsilon = \frac{\Delta R/R}{\Delta l/l} = (1 + 2\nu) + \frac{\Delta\rho/\rho}{\Delta l/l} \Rightarrow \frac{\Delta R}{R} = GF \cdot \frac{\Delta l}{l} \tag{2.14}$$

O valor do GF é obtido em ensaios uniaxiais pelo fabricante para cada lote de extensómetros. Vem habitualmente indicado na embalagem para que possa ser usado na conversão da resistência eléctrica medida nos correspondentes valores de extensão. Se o extensómetro for usado em condições diferentes de uniaxiais, que são as adoptadas nos ensaios de calibração do GF, há um erro de medição causado pela sensibilidade transversal. Os casos típicos de condições diferentes do ensaio de calibração são: (i) material com coeficiente de Poisson diferente do material de calibração, (ii) estado de tensão diferente de uniaxial e (iii) desalinhamento do extensómetro com a direcção da tensão principal (TN-509, 2011). Para valores baixos de sensibilidade transversal do extensómetro, o erro associado à não consideração deste efeito é pequeno, especialmente se o rácio entre extensão transversal e axial também for. Para um coeficiente de sensibilidade transversal típico do extensómetro de 0.8%, a diferença na extensão axial

devida a este efeito é inferior a 1% se a extensão axial for maior que a extensão transversal (TN-509, 2011).

Como a variação da resistência eléctrica associada a valores típicos de extensão é muito baixa, a variação do sinal eléctrico associado é também muito pequena. Para contornar esta dificuldade e aumentar a precisão da medição, o sistema de medição incorpora normalmente um circuito em ponte de *Wheatstone*. Há várias configurações de ponte de *Wheatstone* em função do número de extensómetros activos, podendo incorporar apenas um (1/4 de ponte), dois extensómetros activos (1/2 ponte) ou quatro extensómetros activos (ponte completa). Com excepção de células de carga e algumas aplicações pontuais, a configuração mais usual é em 1/4 de ponte por ser a mais versátil. No entanto, nesta configuração os efeitos da temperatura não são compensados e, consequentemente, a variação da resistência eléctrica é devida à soma dos efeitos mecânicos com os da temperatura. Para aferir o efeito da temperatura e subtraí-lo ao total é necessário incluir elementos adicionais para medir a temperatura.

Numa montagem clássica em 1/4 de ponte, se os cabos de ligação entre o extensómetro e a ponte de medição forem muito compridos, a variação de resistência nos cabos poderá ser significativa face à variação de resistência no extensómetro. Para minimizar este efeito, os extensómetros são ligados à ponte de *Wheatstone* por 3 cabos, dois deles ligados a braços adjacentes da ponte e um terceiro ligado ao aparelho de medição. Neste caso, o efeito da variação de resistência dos cabos dos ramos adjacentes compensa-se e a variação de resistência do cabo do aparelho de medição é desprezável porque o circuito interno do aparelho de medição tem uma resistência constante muito elevada.

A medição de temperatura pode ser feita através de vários tipos de sensores como termopares ou termómetros de resistência com sensores metálicos (*Resistance Temperature Detector* – RTD), onde a temperatura é caracterizada pela variação da resistência eléctrica num sensor metálico. O RTD mais usado é o Pt100 (termómetro de platina com resistência de 100Ω a 0ºC) porque tem boa linearidade, resistividade e repetibilidade, para além de boa resistência à oxidação. A medição de temperatura com Pt100 é feita normalmente com um circuito potenciométrico de corrente constante. Neste circuito são usados 4 cabos para compensar as variações de resistência nos cabos de ligação.

2.3.1.2 Compensação da Temperatura

Idealmente, a variação da resistência num extensómetro solidário com um provete dependeria apenas da extensão mecânica do provete e não seria afectada por nenhuma outra variável. No entanto, a resistência eléctrica do extensómetro varia também com a temperatura através de dois efeitos que poderão ser somados algebricamente para determinar a contribuição total da temperatura. O primeiro efeito é devido à variação da resistividade eléctrica do extensómetro com a temperatura. O segundo efeito é devido à expansão térmica diferencial do extensómetro e do provete. Estes efeitos estão representados matematicamente na expressão (2.15) (TN-504-1, 2014).

$$\frac{\Delta R}{R} = \left[\beta_G + GF_a\left(\frac{1+K_t}{1-\nu_0 K_t}\right)(\alpha_S - \alpha_G)\right]\Delta T = F_T \times \Delta T \tag{2.15}$$

Na expressão (2.15), β_G representa o coeficiente térmico de resistência do extensómetro, GF_a o factor do extensómetro obtido em ensaios uniaxiais, K_t o coeficiente de sensibilidade transversal, ν_0 o coeficiente de Poisson do provete de calibração, $(\alpha_S - \alpha_G)$ a diferença entre o coeficiente de expansão térmica do provete (α_S) e do extensómetro (α_G) e ΔT a variação de temperatura em relação à temperatura de referência. Para minimizar o impacto da temperatura na medição de extensões, actualmente são usadas ligas metálicas específicas no fabrico de extensómetros autocompensados, onde o factor de temperatura F_T é próximo de zero para determinada combinação extensómetro – provete.

Nas aplicações práticas, a compensação do efeito da temperatura não é feita directamente através da expressão (2.15), mas sim com base em coeficientes obtidos pelo fabricante para cada lote de extensómetros. O efeito de variação da resistividade eléctrica é caracterizado pelo coeficiente de variação do GF com a temperatura e o valor do GF para um determinado valor de temperatura, normalmente 24ºC. O efeito de expansão térmica diferencial ou extensão térmica aparente, é caracterizado por um polinómio de 4º ou 5º grau da temperatura, definido para um GF de 2.0 e compensação nula para 24ºC. Na Figura 2.7 representam-se os valores associados a estes dois efeitos em função da temperatura para um extensómetro uniaxial autocompensado típico.

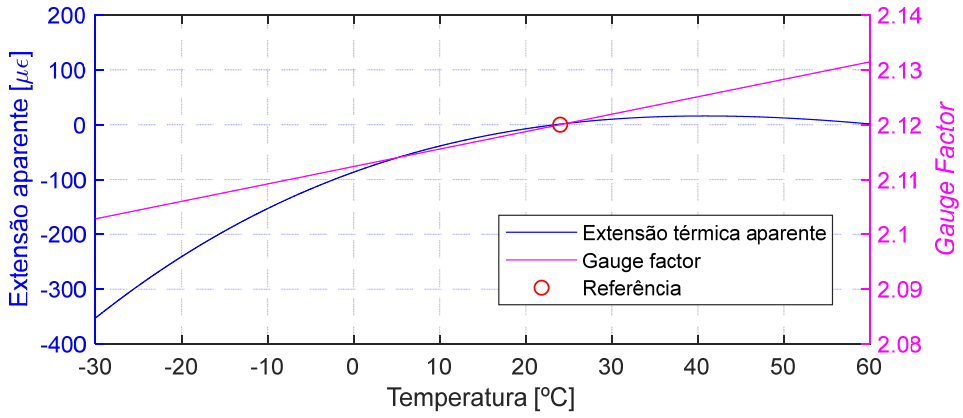

Figura 2.7: Efeito da temperatura num extensómetro uniaxial autocompensado típico

Se a variação térmica for pequena, especialmente para temperaturas entre 10ºC e 40ºC, estes extensómetros podem efectivamente ser considerados como autocompensados. Nos casos em que haja uma variação térmica relevante ou se pretenda maior precisão, deverá ser considerada a influência da temperatura. A expressão (2.16) permite estimar a influência da temperatura T [ºC] no GF enquanto a expressão (2.17) avalia a extensão térmica aparente.

$$GF(T) = GF(24ºC)\left[1 + \frac{\Delta GF}{100} \times (T - 24)\right] \tag{2.16}$$

$$\varepsilon_{TO}(T) = A_0 + A_1 T + A_2 T^2 + A_3 T^3 + A_4 T^4 + A_5 T^5 \tag{2.17}$$

Os coeficientes destas expressões, $GF(24ºC)$, ΔGF e $A_0, \ldots, A_5$ são indicados na embalagem do extensómetro. Os dois efeitos podem ser considerados simultaneamente na compensação da extensão medida $\varepsilon_{Meas.}$, obtida com um *gauge factor* $GF_{\varepsilon_{Meas.}}$, através da expressão (2.18).

$$\varepsilon_{Corr.} = \left[\varepsilon_{Meas.} - \varepsilon_{TO}(T)\right] \frac{GF_{\varepsilon_{Meas.}}}{GF(T)} \tag{2.18}$$

2.3.1.3 Efeito do Estado de Tensão

O tipo de extensómetro e o alinhamento dos seus eixos deverá ser escolhido em função do estado de tensão no elemento a monitorizar. Caso se trate de um estado de tensão uniaxial numa barra, onde existe apenas uma tensão normal, basta colocar um extensómetro de uma grelha alinhado com a direcção da tensão. No caso mais geral de estado de tensão planar, caracterizado pela existência de tensões normais e de corte, onde as direcções principais de tensão não são conhecidas à partida, é necessário usar um extensómetro de três grelhas (normalmente designado por roseta – ver a Figura 2.8).

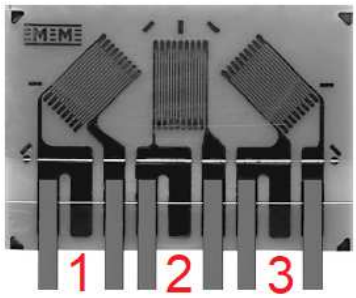

Figura 2.8: Roseta rectangular 45º

A partir da medição simultânea da extensão nestas três grelhas, é possível determinar o alinhamento das direcções principais bem como as extensões em qualquer direcção, incluindo nas direcções principais. Para o caso paticular da roseta rectangular 45º, as extensões nas direcções principais P e Q (com $\varepsilon_P > \varepsilon_Q$) e as orientações correspondentes obtêm-se a partir das extensões ε_1, ε_2 e ε_3 (nas direcções 1, 2 e 3 da Figura 2.8) pelas expressões (2.19) e (2.20), respectivamente.

$$\varepsilon_{P,Q} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2} \tag{2.19}$$

$$\phi_{P,Q} = -\theta = \frac{1}{2} tan^{-1} \left(\frac{2\varepsilon_2 - \varepsilon_1 - \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3} \right) \tag{2.20}$$

O alinhamento da direcção principal obtido com a expressão (2.20), o ângulo agudo $\phi_{P,Q}$ (simétrico do ângulo θ da Figura 2.9), tanto pode ser do alinhamento P como do alinhamento Q, dependendo dos valores das extensões nos 3 eixos medidos, havendo 5 casos distintos (TN-515):

i. Se $\varepsilon_1 > \varepsilon_3$, então $\phi_{P,Q} = \phi_P$

ii. Se $\varepsilon_1 < \varepsilon_3$, então $\phi_{P,Q} = \phi_Q$

iii. Se $\varepsilon_1 = \varepsilon_3$ e $\varepsilon_2 < \varepsilon_1$, então $\phi_{P,Q} = \phi_P = -45°$

iv. Se $\varepsilon_1 = \varepsilon_3$ e $\varepsilon_2 > \varepsilon_1$, então $\phi_{P,Q} = \phi_P = +45°$

v. Se $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3$, então $\phi_{P,Q}$ é indeterminado

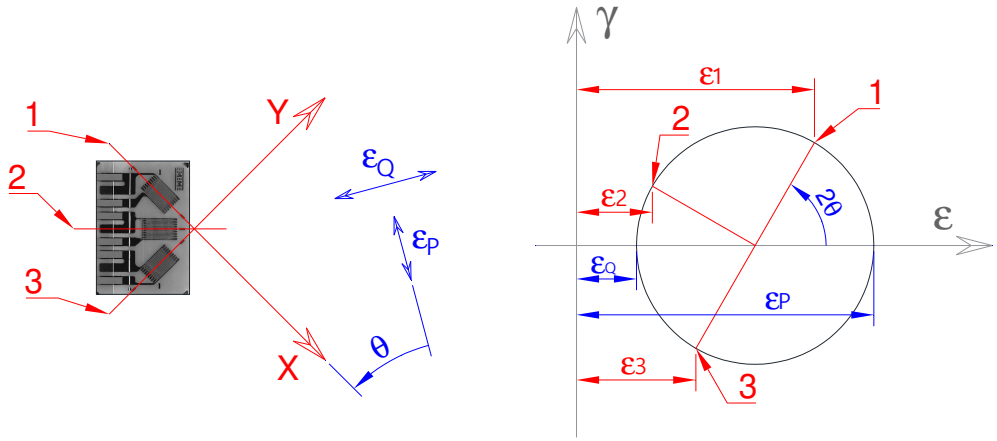

Figura 2.9: Alinhamento das direcções principais (à esq.) e representação das extensões principais no círculo de Mohr (à dir.)

Considerando homogéneo e isotrópico o material onde está instalado o extensómetro, as tensões nas direcções principais são obtidas das extensões nestas direcções usando a Lei de Hooke generalizada para estados planos de tensão, representada pelas expressões (2.21) e (2.22) (Gere, 2001).

$$\sigma_P = \frac{E}{1-\nu^2}\left(\varepsilon_P + \nu\varepsilon_Q\right) \tag{2.21}$$

$$\sigma_Q = \frac{E}{1-\nu^2}\left(\varepsilon_Q + \nu\varepsilon_P\right) \tag{2.22}$$

As tensões nas direcções principais definem as tensões numa qualquer orientação genérica α, de acordo com a representação de Mohr da Figura 2.10 (Dias da Silva, 2013).

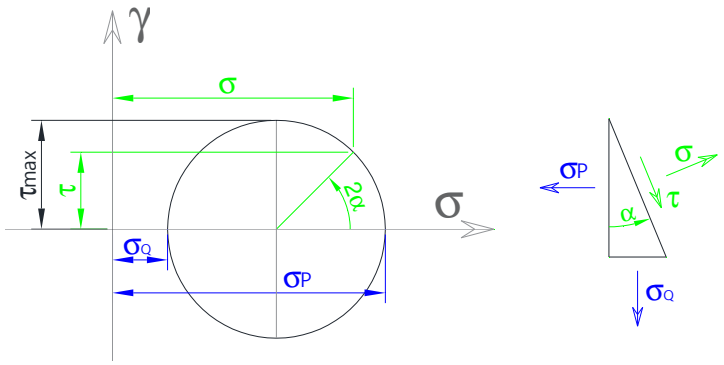

Figura 2.10: Representação de Mohr para um estado plano de tensão

A representação geométrica de Mohr pode ser transferida para cálculo algébrico da tensão normal σ e da tensão tangencial τ em qualquer orientação genérica α, medida a partir da orientação das tensões principais, através das expressões (2.23) e (2.24). A tensão tangencial máxima verifica-se em orientações a 45º com as direcções principais e tem o valor indicado pela expressão (2.25).

$$\sigma = \frac{\sigma_P + \sigma_Q}{2} + \frac{\sigma_P - \sigma_Q}{2}\cos 2\alpha \tag{2.23}$$

$$\tau = -\frac{\sigma_P - \sigma_Q}{2}\sin 2\alpha \tag{2.24}$$

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_P - \sigma_Q}{2} \tag{2.25}$$

2.3.2 MONITORIZAÇÃO DE ACELERAÇÕES

A medição de acelerações é feita com acelerómetros, que juntam uma massa calibrada a um sistema vibratório ou outro com características e resposta conhecidas. O sistema associado à massa calibrada em movimento mede a aceleração através da variação da carga eléctrica em cristais piezoeléctricos (acelerómetros piezoeléctricos), da variação da resistência eléctrica em semicondutores sujeitos a deformação (acelerómetros piezoresistivos) ou através do desequilíbrio de uma meia-ponte capacitiva (acelerómetros capacitivos).

Nas estruturas de Engenharia Civil, caracterizadas normalmente por frequências e níveis de vibração baixos, são normalmente usados acelerómetros do tipo servo por terem grande sensibilidade e resposta dinâmica até DC (analogia com *direct current* ou corrente contínua e por isso com frequência nula). Os acelerómetros do tipo servo (*force-balance* na terminologia inglesa) são constituídos por uma massa e por um mecanismo servo que controla a posição da massa. Ao ser sujeita a uma aceleração, a massa tende a mover-se, havendo um elemento sensível que detecta um desajuste no ciclo servo. Esta discrepância origina um fluxo de corrente numa bobina, que por sua vez gera uma força magnética que equilibra a força induzida pela aceleração na massa. O valor da corrente necessária para manter a massa

na sua posição de equilíbrio é, por isso, proporcional à aceleração que sobre ela actua (Rodrigues, 2004). Devido à impossibilidade de acertar completamente o zero dos transdutores com a posição de equilíbrio, resulta usualmente uma série temporal de acelerações com valor médio diferente de zero. Para corrigir este efeito em pós-processamento, à série de acelerações medida é retirada a sua tendência de longo prazo para obter uma série de acelerações com média aproximadamente nula.

O sinal de aceleração é muito susceptível a perda de qualidade e interferências, pelo que a tendência actual vai no sentido de reduzir os cabos de ligação ou mesmo evitá-los de todo, fazendo localmente a conversão analógico-digital. Resulta daqui que os acelerómetros são frequentemente associados em conjuntos de 2 ou 3, todos colocados no mesmo ponto segundo direcções ortogonais, para partilhar a mesma cadeia de medição e abastecimento eléctrico (com excepção dos acelerómetros piezoeléctricos, é necessário um sinal eléctrico de entrada para todos os outros acelerómetros citados).

A tendência actual é também de uma maior miniaturização, utilizando tecnologia MEMS (*Micro Electro Mechanical Systems*), sendo possível a incorporação dos circuitos de condicionamento e digitalização dos sinais nos próprios transdutores. Os acelerómetros MEMS usados para monitorização de estruturas da Engenharia Civil são do tipo capacitivo, onde as massas calibradas são elementos de silício de muito pequena dimensão. Apesar de terem maior nível de ruído que sensores do tipo servo de boa qualidade, os sensores MEMS têm um custo muito acessível, o que pode tornar viável a monitorização estrutural mesmo em casos de menor disponibilidade orçamental.

2.4 PROCESSAMENTO DE SINAL

Os sistemas de monitorização actuais produzem extensas sequências de valores da mensuranda com espaçamento temporal regular designados por sinais temporais digitais discretos. Assim, a análise e processamento de sinais assume um papel essencial nos sistemas de monitorização modernos.

Em termos genéricos, o objectivo do processamento de sinal é realçar componentes do sinal ou transformar o sinal medido para que as suas características fiquem visíveis. Outras aplicações incluem a caracterização de sistemas com base em relações *input-output*, a compressão de dados ou a estimativa de valores futuros do sinal (van Drongelen, 2018).

Um sinal genérico $x(t)$ é a representação da variação de uma grandeza física em relação a pelo menos uma variável independente, normalmente o tempo t. Um sinal simples como o da expressão (2.26) pode ser descrito pelas suas características: a amplitude A, a frequência angular $\omega = 2\pi f = 2\pi/T$ (sendo f a frequência linear e T o período de vibração) e a fase ϕ.

$$x(t) = A\,sin(\omega t + \phi) \tag{2.26}$$

Os sinais podem ser divididos em três tipos consoante o seu conteúdo em frequência: (i) sinais periódicos (sinais que se repetem com período T, tal como o da expressão (2.26)); (ii) sinais aleatórios (sinais em que o valor num determinado instante é independente do valor nos restantes instantes e em que o valor $x(t_0)$ num instante específico t_0 só pode ser estimado como pertencendo a um intervalo com determinada probabilidade); e (iii) sinais transientes (sinais com duração limitada e que após algum tempo se anulam). Além desta divisão, é possível classificar os sinais como determinísticos se há uma expressão que os define inequivocamente em cada instante, como o sinal da expressão (2.26). Com excepção de alguns casos muito específicos, os sinais recolhidos por sistemas de monitorização estrutural são aleatórios.

2.4.1 SINAIS ALEATÓRIOS

Os sinais aleatórios são caracterizados com recurso a conceitos probabilísticos, idealizando o sinal como um processo estocástico. O processo estocástico representado esquematicamente na Figura 2.11 inclui 5 realizações (teoricamente o número de realizações deverá ser infinito), cada uma delas encarada como sendo o resultado de um teste isolado de medição da grandeza física.

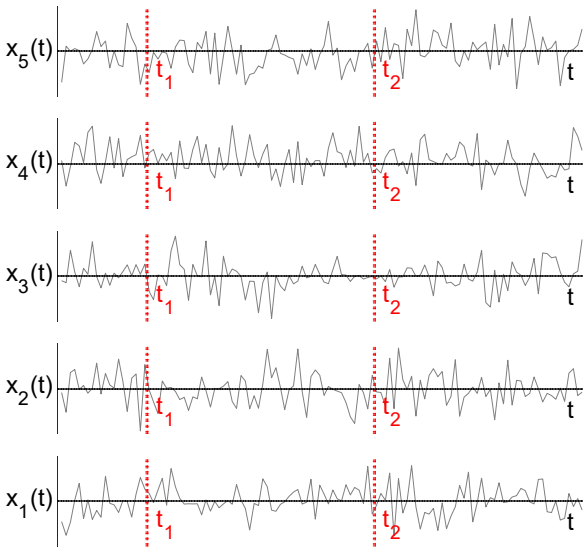

Figura 2.11: Processo estocástico $x(t)$ caracterizado por 5 realizações (adaptado de Newland, 1993)

Para simplificar o tratamento matemático, é comum assumir-se nas aplicações práticas processos estocásticos, estacionários e ergódicos. Um processo estocástico diz-se estacionário se as suas características estatísticas, como por exemplo a média e a variância, são independentes do instante temporal (se o processo da Figura 2.11 for estacionário as características estatísticas são as mesmas para os instantes t_1 e t_2). Apesar dos sinais recolhidos em aplicações práticas não poderem ser classificados como estritamente estacionários, é muito usual considerá-los como estacionários ou dividi-los em trechos onde o sinal é aproximadamente estacionário (Newland, 1993). Um processo estacionário é

ergódico se as características estatísticas para além de serem as mesmas para os instantes t_1 e t_2, são também as mesmas para cada uma das realizações. Na prática, para um processo estocástico, estacionário e ergódico, cada uma das realizações representa completamente o processo estocástico, evitando assim a necessidade de recolher um número infinito de realizações para o caracterizar. Basta calcular as características estatísticas de uma realização $x_i(t)$ através das expressões (2.27) a (2.33) e assumi-las para o processo estocástico.

Média	$m_{x_i} = E\left[x_i(t)\right] = \lim_{T\to\infty}\left(\frac{1}{T}\int_{-T/2}^{+T/2} x_i(t)dt\right)$	(2.27)
Valor quadrático médio	$m_{x_i{}^2} = E\left[\left(x_i(t)\right)^2\right]$	(2.28)
Valor eficaz (ou *Root Mean Square – RMS*)	$RMS_{x_i} = \sqrt{m_{x_i{}^2}}$	(2.29)
Variância	$\mu_{x_i} = E\left[\left(x_i(t) - m_{x_i}\right)^2\right]$	(2.30)
Desvio padrão	$\sigma_{x_i} = \sqrt{\mu_{x_i}}$	(2.31)
Função de auto-correlação	$R_{x_i x_i}(\tau) = E\left[x_i(t)x_i(t+\tau)\right]$	(2.32)
Função de auto-covariância	$\mu_{x_i x_i}(\tau) = E\left[\left(x_i(t) - m_{x_i}\right)\left(x_i(t+\tau) - m_{x_i}\right)\right] = R_{x_i x_i}(\tau) - m_{x_i} m_{x_i}$	(2.33)

As funções de auto-correlação e auto-covariância, caso o processo estocástico seja estacionário, são independentes dos instantes temporais em que são calculadas, dependendo apenas do desfasamento temporal τ entre os dois instantes.

As funções de auto-correlação são reais, simétricas, têm um máximo na origem, variam entre $\left[-\sigma_x^2 + m_x^2 \;;\; \sigma_x^2 + m_x^2\right]$ e tendem para m_x^2 quando $|\tau| \to \infty$. A função de auto-correlação está relacionada com a função de auto-covariância, havendo apenas um desfasamento vertical entre ambas correspondente ao quadrado do valor médio do sinal. No entanto, como em muitas aplicações práticas os sinais têm média nula ou são transformados em sinais de média nula, as funções de auto-covariância e auto-correlação são coincidentes nestes casos. Na Figura 2.12 representa-se esquematicamente a função de auto-correlação de um sinal genérico x.

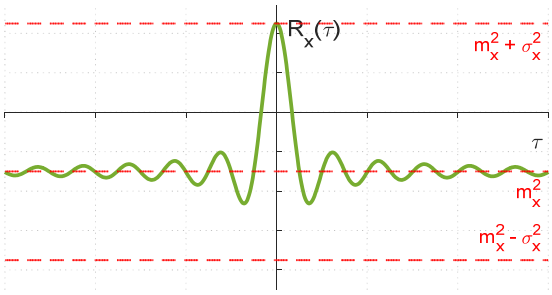

Figura 2.12: Função de auto-correlação R_x de um sinal genérico x (adaptado de Newland, 1993)

A partir da representação da função de auto-correlação é possível identificar um sinal aleatório ideal (ou do tipo ruído branco) se esta for diferente de m_x^2 apenas na origem. Tal significa que há correlação no sinal somente quando $\tau = 0$, sendo nula para os restantes pontos. Em consequência, considerando um sinal de uma aplicação real, é possível identificar a sua gama de frequências pela largura do lóbulo central da função de auto-correlação. O lóbulo central será tanto mais aguçado quanto maior for a largura de banda do sinal.

A função de correlação cruzada entre dois sinais estacionários $x(t)$ e $y(t)$ obtém-se através da expressão (2.34).

$$R_{xy}(\tau) = E[x(t)y(t+\tau)] \tag{2.34}$$

Na Figura 2.13 representa-se esquematicamente a função de correlação cruzada entre dois sinais. Esta tem características semelhantes às da função de auto-correlação, com excepção do desfasamento do máximo para a abcissa τ_0. O desfasamento de fase τ_0 entre os sinais é nulo se $x(t)$ e $y(t)$ estiverem em fase. As duas correlações cruzadas entre os sinais $x(t)$ e $y(t)$ estão relacionadas, com $R_{xy}(\tau) = R_{yx}(-\tau)$.

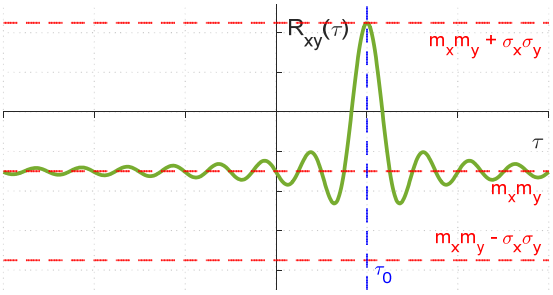

Figura 2.13: Função de correlação cruzada R_{xy} entre dois sinais genéricos x e y (adaptado de Newland, 1993)

2.4.2 Análise Espectral

O conceito base da análise espectral é o de decomposição em série de Fourier. Um sinal contínuo genérico $x(t)$ com período T, é representado em série de Fourier pela soma dos seus componentes harmónicos (por serem avaliados nas frequências dos harmónicos $\omega_k = 2\pi k/T$ com $k = 1,2,\ldots,\infty$). Como a decomposição de Fourier consiste em aproximar sinais por uma soma de senos e cossenos com

frequências múltiplas de uma frequência base $\omega = 2\pi/T$, é possível interpretar a análise de Fourier como uma análise do sinal no domínio da frequência. Tirando partido da representação complexa com $i = \sqrt{-1}$, a decomposição de Fourier pode ser representada pela expressão (2.35) (Newland, 1993):

$$x(t) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} c_k e^{ik\omega t} \tag{2.35}$$

Os coeficientes de Fourier, c_k da expressão (2.35), são definidos pela expressão (2.36).

$$c_k = \frac{1}{T}\int_{-T/2}^{T/2} x(t)e^{-ik\omega t}dt \tag{2.36}$$

Nas funções periódicas, a representação dos coeficientes de Fourier é discreta, em pontos afastados de $\Delta\omega = 2\pi/T$. No entanto, quando as funções não são periódicas (logo o período $T \to \infty$), os coeficientes de Fourier passam a ser contínuos na frequência ω ($\Delta\omega \to 0$ se $T \to \infty$) e a ser designados por transformada de Fourier do sinal $x(t)$, sendo representados por $X(\omega)$ e obtidos pela expressão (2.37) caso o sinal respeite as condições de Dirichlet.

$$X(\omega) = \frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty} x(t)e^{-i\omega t}dt \tag{2.37}$$

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(\omega)e^{i\omega t}d\omega \tag{2.38}$$

A função descrita pela expressão (2.38) é a transformada inversa de Fourier e permite obter o sinal $x(t)$ a partir da sua transformada $X(\omega)$. As expressões (2.37) e (2.38) são um par de transformadas de Fourier.

No entanto, para um sinal $x(t)$ estacionário, a condição de Dirichlet representada na expressão (2.39) não pode ser satisfeita, pelo que não é possível aplicar directamente a transformada de Fourier ao sinal $x(t)$ (Newland, 1993).

$$\int_{-\infty}^{\infty} |x(t)|dt < \infty \tag{2.39}$$

Esta dificuldade pode ser contornada se a transformada de Fourier for aplicada à função de auto-correlação $R_x(\tau)$, que dá informação indirecta das frequências presentes no sinal $x(t)$. Os máximos de $R_x(\tau)$ indicam a situação de fase e os mínimos de $R_x(\tau)$ assinalam situações de oposição de fase. Caso o sinal $x(t)$ seja aperiódico e tenha média nula, então $R_x(\tau \to \infty) = 0$ e consequentemente as condições de Dirichlet são satisfeitas (Newland, 1993). A transformada de Fourier de $R_x(\tau)$ é designada por densidade espectral $S_x(\omega)$ (*Power Spectral Density* – PSD) e é dada pela expressão (2.40), enquanto que a transformada inversa é dada pela expressão (2.41).

$$S_x(\omega) = \frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty} R_x(\tau)e^{-i\omega\tau}d\tau \tag{2.40}$$

$$R_x(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega)e^{i\omega\tau}d\omega \tag{2.41}$$

Usando a expressão (2.32) para $\tau = 0$, resulta que $R_x(0) = E\left[x^2\right]$, o que significa que a área do diagrama de densidade espectral é o valor quadrático médio do sinal de acordo com (2.42).

$$\int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega)d\omega = E\left[x^2\right] \tag{2.42}$$

A função de densidade espectral de um sinal aleatório estacionário é uma função real da frequência angular ω, par e não-negativa, que quantifica a distribuição do conteúdo energético do sinal em função de ω. As unidades da densidade espectral são por isso [quadrado da unidade do sinal $x(t)$ / unidade de frequência ω].

A transformada de Fourier também pode ser aplicada à função de correlação cruzada, resultando em dois novos pares de transformadas. As expressões (2.43) e (2.44) identificam um dos pares (o outro obtém-se trocando a ordem dos sinais x e y).

$$S_{xy}(\omega) = \frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty} R_{xy}(\tau)e^{-i\omega\tau}d\tau \tag{2.43}$$

$$R_{xy}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{xy}(\omega)e^{i\omega t}d\omega \tag{2.44}$$

As funções de densidade espectral cruzada $S_{xy}(\omega)$ e $S_{yx}(\omega)$ (*Cross Power Spectral Density* – CPSD) são complexos conjugados (expressão (2.45)) por terem a mesma parte real e parte imaginária simétrica.

$$S_{xy}(\omega) = S_{yx}^{*}(\omega) \tag{2.45}$$

A exposição anterior refere-se apenas a casos de sinais com representação contínua. Para sinais com representação discreta, como os que se obtêm com a instrumentação digital actual, é necessário adaptar as expressões anteriores (Oppenheim & Schafer, 2010). Adicionalmente, como as séries temporais disponíveis nas aplicações práticas têm duração finita, apenas se obtém uma estimativa da densidade espectral ($\hat{S}$). A função de densidade espectral cruzada pode ser estimada a partir dos sinais discretos $x(n)$ e $y(n)$ com N pontos através da expressão (2.46).

$$\hat{S}_{xy}(\omega) = \frac{\mathrm{X}^{*}(\omega)\cdot Y(\omega)}{N\cdot t_S} \tag{2.46}$$

$$X^*(\omega) = \sum_{n=1}^{N} x(n)e^{i\omega n} \tag{2.47}$$

$$Y(\omega) = \sum_{n=1}^{N} y(n)e^{-i\omega n} \tag{2.48}$$

As transformadas discretas de Fourier (*Discrete Fourier Transform* – DFT) podem ser obtidas directamente das expressões (2.47) e (2.48). No entanto, por uma questão de eficiência de processamento, é usado normalmente o algoritmo FFT (*Fast Fourier Transform*) (Cooley & Tukey, 1965). Para aplicação adequada do algoritmo, o número de pontos, N, deverá ser uma potência inteira de 2 ($N_{FFT} = 2^k = 2, 4, 8, \ldots, 512, 1024, 2048, 4096, 8192, \ldots$).

Verifica-se que a aplicação directa de transformadas de Fourier a sinais discretos de duração finita implica erros de *leakage* e *aliasing* inaceitáveis. O erro de *leakage* é devido ao carácter finito da série temporal e manifesta-se através da distribuição de energia associada a uma frequência específica pelas frequências na sua vizinhança. O erro de *aliasing* surge por o sinal estar discretizado e tem como consequência o aparecimento de energia associada a frequências superiores a metade da frequência de amostragem (frequência de Nyquist) nas frequências inferiores à frequência de Nyquist (Magalhães, 2004). Para reduzir o erro de *aliasing* é habitualmente aplicado um filtro passa-baixo de forma a atenuar a energia associada a frequências superiores à de Nyquist.

Nas aplicações práticas, as estimativas de PSD e CPSD são obtidas geralmente pelo método de Welch representado esquematicamente na Figura 2.14. Este método compreende as seguintes fases: (i) divisão dos sinais originais $x(n)$ e $y(n)$ em segmentos de N_{FFT} pontos; (ii) aplicação de uma janela temporal a cada um dos segmentos para minimizar o erro de *leakage*; (iii) cálculo da FFT de cada um dos segmentos e (iv) realização de médias das estimativas espectrais de cada um dos segmentos para "alisar" a estimativa da densidade espectral.

Podem ser usadas várias configurações de janelas temporais, sendo a janela de Hann a mais usual (em (Heinzel *et al.*, 2002) são caracterizados vários tipos de janelas temporais). Para serem eficazes na redução do erro de *leakage*, as janelas temporais têm valores bastante baixos junto das extremidades. Deste modo, os pontos do sinal original junto dessas zonas serão practicamente ignorados na análise. Para melhorar o aproveitamento dos dados, são consideradas janelas temporais sobrepostas, com níveis de sobreposição variáveis consoante o tipo de janela. Para janelas de Hann, o valor de sobreposição usual é 50% por garantir que o peso atribuído a cada um dos pontos do sinal é o mesmo (com excepção das extremidades do sinal, a soma da área abaixo de janelas de Hann 50% sobrepostas é constante) e por conduzir a uma correlação por sobreposição baixa (o processamento repetido de dados muito correlacionados é um desperdício de esforço de cálculo).

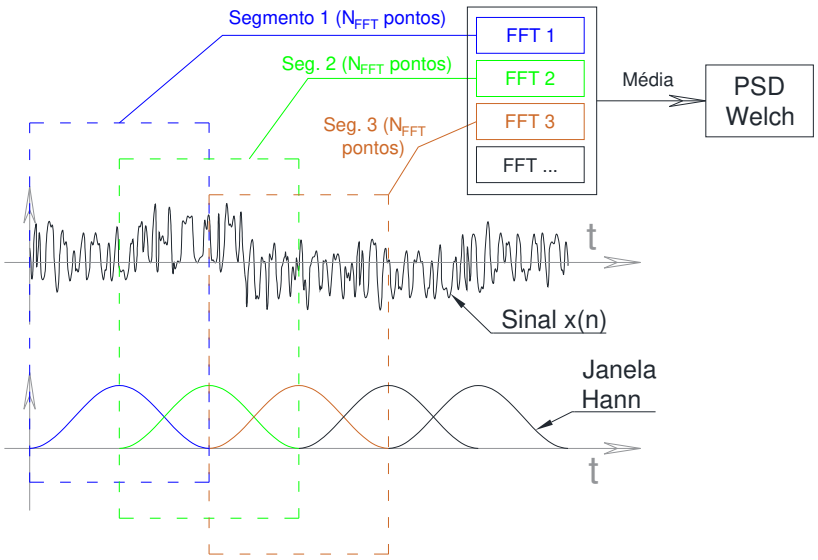

Figura 2.14: Representação esquemática do método de Welch

2.5 ANÁLISE MODAL OPERACIONAL

2.5.1 MODELOS MATEMÁTICOS

As propriedades dinâmicas de uma estrutura genérica com N_{DOF} graus-de-liberdade podem ser descritas por três tipos de modelos: (i) modelos espaciais, (ii) modelos modais e (iii) modelos de resposta. Estas três formas de representação estão interrelacionadas, sendo possível convertê-las entre si se se tratarem modelos completos (Maia *et al.*, 1997).

Nos programas de cálculo de elementos finitos as estruturas são representadas segundo o modelo espacial, com características dinâmicas contidas na descrição espacial da massa M, rigidez K e amortecimento C, normalmente consideradas como matrizes de dimensão $N_{DOF} \times N_{DOF}$ (Maia *et al.*, 1997). No caso de uma estrutura com amortecimento do tipo viscoso e sujeita a uma força externa $p(t)$, o modelo espacial pode ser descrito pela expressão (2.49), onde $u(t)$ representa o deslocamento no sentido lato segundo cada um dos graus-de-liberdade, enquanto $\dot{u}(t)$ e $\ddot{u}(t)$ representam respectivamente a sua primeira e segunda derivada em relação ao tempo t. O sistema estrutural assim descrito é dinâmico (tem memória, logo o estado no instante $t+1$ depende do estado no instante t, e por isso é necessário usar uma equação diferencial para descrever o sistema) e causal (a resposta do sistema depende do seu estado passado e presente, mas não depende do seu estado futuro).

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = p(t) \tag{2.49}$$

A representação diferencial no domínio do tempo da expressão (2.49) pode ser transferida para o domínio da frequência aplicando a transformada de Fourier a cada um dos membros, tirando partido de

uma derivação no domínio do tempo se transformar numa multiplicação por $i\omega$ no domínio da frequência, resultando a expressão algébrica (2.50). Nesta expressão, $U(\omega)$ e $P(\omega)$ são as transformadas de Fourier de $u(t)$ e $p(t)$, e $H(\omega)$ é a matriz das funções de resposta em frequência (*Frequency Response Function* – FRF), o coeficiente de proporcionalidade entre as transformadas da força externa e da resposta da estrutura, sendo por isso designado por modelo de resposta.

$$\begin{aligned} M\left[(i\omega)^2 \cdot U(\omega)\right] + C[i\omega \cdot U(\omega)] + K \cdot U(\omega) = P(\omega) \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow U(\omega) = \left[K - \omega^2 M + i\omega C\right]^{-1} P(\omega) \Leftrightarrow U(\omega) = H(\omega) \cdot P(\omega) \end{aligned} \tag{2.50}$$

Do modelo espacial resultam N_{DOF} equações diferenciais acopladas, que poderão ser desacopladas através de uma transformação de coordenadas $u(t) = \Phi \cdot q(t)$ e pré-multiplicação por Φ^T, sendo Φ a matriz dos modos de vibração natural do sistema ou matriz modal. Considerando as propriedades de ortogonalidade da matriz modal, as matrizes $\left[\Phi^T \cdot M \cdot \Phi\right]$, $\left[\Phi^T \cdot C \cdot \Phi\right]$ (caso se considere o amortecimento do tipo proporcional, como é usual) e $\left[\Phi^T \cdot K \cdot \Phi\right]$ são diagonais, desagregando assim um sistema de equações acoplado de N_{DOF} graus-de-liberdade em N_{DOF} sistemas de um grau-de-liberdade. Estas operações permitem a definição do modelo modal representado pela expressão (2.51) para cada um dos graus-de-liberdade j.

$$m_j \cdot \ddot{q}(t) + c_j \cdot \dot{q}(t) + k_j \cdot q(t) = p_j(t) \text{ com } j = 1,2,\dots,N_{DOF} \tag{2.51}$$

A matriz modal é normalizada habitualmente de acordo com a expressão (2.52), resultando daí massas modais unitárias em todos os graus de liberdade. Esta normalização conduz ao amortecimento modal, rigidez modal e força generalizada caracterizadas respectivamente pelas expressões (2.53), (2.54) e (2.55), onde se incluem a frequência angular, ω_j, e o coeficiente de amortecimento modal, ξ_j, ambos específicos do modo j.

$$m_j = \Phi^T \cdot M \cdot \Phi = 1 \tag{2.52}$$

$$c_j = \Phi^T \cdot C \cdot \Phi = 2\xi_j\omega_j \tag{2.53}$$

$$k_j = \Phi^T \cdot K \cdot \Phi = \omega_j^2 \tag{2.54}$$

$$p_j(t) = \Phi^T \cdot P(t) \tag{2.55}$$

A componente estacionária da resposta, $u(t) = u_0 \cdot e^{i\omega t}$, a uma excitação harmónica forçada definida por $p(t) = p_0 \cdot e^{i\omega t}$, pode ser obtida substituindo directamente na expressão (2.49), obtendo-se a descrição do modelo de resposta consubstanciado pela expressão (2.56).

$$\left[K - \omega^2 M + i\omega C\right]u_0 e^{i\omega t} = p_0 e^{i\omega t} \Leftrightarrow u_0 = \left[K - \omega^2 M + i\omega C\right]^{-1} p_0 = [H(\omega)]p_0 \tag{2.56}$$

No modelo de resposta, $H(\omega)$ representa a matriz de receptância e tem dimensão $N_{DOF} \times N_{DOF}$. Cada elemento da matriz $H_{jk}(\omega)$ corresponde uma FRF individual, que descreve a relação entre a resposta na coordenada j a uma força aplicada na coordenada k. Como a matriz de receptância contém toda a informação das características dinâmicas do sistema, esta é uma forma alternativa de representar o sistema estrutural.

O modelo de resposta pode ser aplicado ao espaço modal, resultando uma matriz de receptância $H_m(\omega)$, diagonal com dimensão $N_{DOF} \times N_{DOF}$, definida pela expressão (2.57).

$$H_m(\omega) = \begin{bmatrix} 1/\left(\omega_1^2 - \omega^2 + 2i \cdot \xi_1 \cdot \omega \cdot \omega_1\right) & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 1/\left(\omega_{N_{DOF}}^2 - \omega^2 + 2i \cdot \xi_{N_{DOF}} \cdot \omega \cdot \omega_{N_{DOF}}\right) \end{bmatrix} \quad (2.57)$$

Como os primeiros modos são os mais relevantes para a descrição do comportamento dinâmico, a análise dinâmica pode ser truncada sem perda significativa de informação, reduzindo a dimensão do problema em relação aos modelos completos com dimensão N_{DOF}.

A transformação de coordenadas modais para coordenadas espaciais pode ser feita através da matriz modal usando a expressão (2.58).

$$H(\omega) = \Phi^T \cdot H_m(\omega) \cdot \Phi \quad (2.58)$$

Em alternativa à expressão diferencial de segunda ordem do modelo espacial, poderá ser usada uma formulação de estado. Esta transforma o sistema de segunda ordem da expressão (2.49) com dimensão N_{DOF}, num sistema de equações diferenciais de primeira ordem com dimensão $2 \cdot N_{DOF}$ através da definição do vector de estado $s(t)$ definido pela expressão (2.59) (Magalhães, 2004).

$$\{s(t)\} = \begin{Bmatrix} u(t) \\ \dot{u}(t) \end{Bmatrix} \quad (2.59)$$

$$\mathcal{P} = \begin{bmatrix} C & M \\ M & 0 \end{bmatrix}; \qquad \mathcal{Q} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & -M \end{bmatrix}; \qquad p(t) = B_2 \cdot \mathcal{p}(t) \quad (2.60)$$

Considerando as expressões (2.59) e (2.60), a expressão (2.49) do modelo espacial pode ser reescrita, dando origem à equação de estado (2.61).

$$\mathcal{P} \cdot \dot{s}(t) + \mathcal{Q} \cdot s(t) = \begin{bmatrix} B_2 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot \mathcal{p}(t) \Leftrightarrow \dot{s}(t) = A_C \cdot s(t) + B_C \cdot \mathcal{p}(t) \quad (2.61)$$

A matriz de estado A_C e a matriz de influência da excitação B_C podem ser obtidas através das expressões (2.62) e (2.63) em função das matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez e de B_2 que define os graus-de-liberdade excitados, apresentando valores unitários nessas posições e valor nulo nas restantes.

$$A_C = -\mathcal{P}^{-1} \cdot \mathcal{Q} = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1} \cdot K & -M^{-1} \cdot C \end{bmatrix} \tag{2.62}$$

$$B_C = -\mathcal{P}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} B_2 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1} \cdot B_2 \end{bmatrix} \tag{2.63}$$

Porém, nas situações correntes, as estruturas são modeladas com um número de graus-de-liberdade N_{DOF} bastante grande, o que na prática inviabiliza quase sempre a possibilidade de instrumentar todos os graus-de-liberdade. Assim, são usualmente instrumentados apenas l graus-de-liberdade (com $l < N_{DOF}$), cuja resposta é organizada de acordo com a expressão (2.64), designada por equação de observação.

$$y_l(t) = C_a \cdot \ddot{u}(t) + C_v \cdot \dot{u}(t) + C_d \cdot u(t) \tag{2.64}$$

A equação de observação caracteriza o vector de resposta medida nos l graus-de-liberdade instrumentados y_l em função dos diferentes tipos de sensor. As matrizes C_a, C_v e C_d servem para compatibilizar os graus-de-liberdade do modelo numérico com os graus-de-liberdade instrumentados, caso sejam instrumentadas respectivamente acelerações, velocidades ou deslocamentos. As matrizes C_a, C_v e C_d têm dimensão $l \times N_{DOF}$ e são preenchidas com elementos nulos nas posições não instrumentadas e elementos unitários nas posições correspondentes aos graus-de-liberdade instrumentados por cada tipo de sensor.

Considerando vector de estado $s(t)$, a expressão (2.49) do modelo espacial, a matriz de resposta C_C e a matriz de transmissibilidade directa D_C, descritas respectivamente pelas expressões (2.65) e (2.66), resulta a forma mais comum da equação de observação, expressa em (2.67).

$$C_C = \begin{bmatrix} C_d - C_a \cdot M^{-1} \cdot K & C_v - C_a \cdot M^{-1} \cdot C \end{bmatrix} \tag{2.65}$$

$$D_C = \begin{bmatrix} C_a \cdot M^{-1} \cdot B_2 \end{bmatrix} \tag{2.66}$$

$$y_l(t) = C_C \cdot s(t) + D_C \cdot \wp(t) \tag{2.67}$$

O modelo de estado (*state-space model* na terminologia inglesa) combina a equação de estado (2.61) com a equação de observação (2.67) e permite relacionar as respostas medidas y_l com a correspondente excitação $\wp(t)$. A matriz de estado A_C contém a informação essencial do sistema dinâmico, sendo possível extrair desta matriz todos os parâmetros modais do sistema. A ordem do modelo é definida pela dimensão do vector de estado $s(t)$, que contém os deslocamentos em sentido lato e a sua primeira derivada temporal em todos os graus-de-liberdade, tendo por isso dimensão $2 \cdot N_{DOF}$.

Nos desenvolvimentos anteriores, os modelos de estado foram considerados contínuos no tempo, o que não corresponde à prática corrente das aplicações experimentais. Usualmente as medições estão

disponíveis em instantes de tempo t_k, discretos e uniformemente espaçados ($t_k = k \cdot \Delta t$, $k \in \mathbb{N}$). No intervalo de tempo entre dois pontos consecutivos t_k e t_{k+1}, onde não há informação, os sinais são normalmente assumidos constantes e iguais ao valor em t_k, resultando numa representação em degraus (*Zero-Order Hold Assumption* – ZOH). Nestas condições, o modelo de estado contínuo pode ser convertido na sua correspondente discreta, consubstanciada pelas equações (2.68) e (2.69) (Magalhães, 2004).

$$s_{k+1} = A \cdot s_k + B \cdot p_k \tag{2.68}$$

$$y_k = C \cdot s_k + D \cdot p_k \tag{2.69}$$

As matrizes A, B, C e D incluídas no modelo de estado discreto estão relacionadas com as matrizes do modelo de estado contínuo através das expressões (2.70) a (2.73).

$$A = e^{A_C \cdot \Delta t} \tag{2.70}$$

$$B = (A - I) \cdot {A_C}^{-1} \cdot B_C \tag{2.71}$$

$$C = C_C \tag{2.72}$$

$$D = D_C \tag{2.73}$$

Os dados recolhidos experimentalmente incluem ruído não mensurável, que é incorporado no modelo de estado discreto por dois processos estocásticos w_k e v_k, representativos respectivamente do ruído relacionado com imprecisões e aproximações da modelação e com o ruído introduzido pela cadeia de medição. O modelo de estado discreto e estocástico é descrito pelas expressões (2.74) e (2.75).

$$s_{k+1} = A \cdot s_k + B \cdot p_k + w_k \tag{2.74}$$

$$y_k = C \cdot s_k + D \cdot p_k + v_k \tag{2.75}$$

Nas aplicações práticas, os processos estocásticos representativos do ruído, w_k e v_k, são considerados do tipo ruído branco com média nula.

2.5.2 IDENTIFICAÇÃO MODAL

Nas suas primeiras aplicações, os métodos de identificação modal foram aplicados no contexto da Engenharia Mecânica e Eléctrica a máquinas e pequenas estruturas, representadas através do modelo de resposta no espaço modal. Esta disciplina foi chamada de Análise Modal Experimental (*Experimental*

Modal Analysis – EMA) ou Identificação Modal *Input-Output* por se basear na medição simultânea da excitação e da resposta, obtendo experimentalmente a matriz de receptância do sistema em causa.

Em termos práticos, os sistemas estruturais reais podem normalmente ser aproximados a sistemas lineares e invariantes (*Linear Time Invariant* – LTI). O sistema A é linear se verificar o princípio da sobreposição representado em (2.76) para quaisquer *inputs* $x_1(t)$ e $x_2(t)$, *outputs* $y_1(t)$ e $y_2(t)$ e constantes α e β.

$$\begin{aligned} &\text{Se} \quad x_1(t) \longrightarrow \boxed{\begin{matrix}Sistema\\A\end{matrix}} \longrightarrow y_1(t) \quad \text{e} \quad x_2(t) \longrightarrow \boxed{\begin{matrix}Sistema\\A\end{matrix}} \longrightarrow y_2(t) \quad \text{logo} \\ &\alpha \cdot x_1(t) + \beta \cdot x_2(t) \longrightarrow \boxed{\begin{matrix}Sistema\\A\end{matrix}} \longrightarrow \alpha \cdot y_1(t) + \beta \cdot y_2(t) \end{aligned} \tag{2.76}$$

O sistema A é invariante no tempo se verificar a condição de invariância para qualquer *input* $x(t)$, *output* $y(t)$ e desfasamento temporal τ, tal como representado em (2.77).

$$\begin{aligned} &\text{Se} \quad x(t) \longrightarrow \boxed{\begin{matrix}Sistema\\A\end{matrix}} \longrightarrow y(t) \quad \text{logo} \\ &x(t-\tau) \longrightarrow \boxed{\begin{matrix}Sistema\\A\end{matrix}} \longrightarrow y(t-\tau) \end{aligned} \tag{2.77}$$

Nos sistemas com uma ligeira não-linearidade ou variância, a análise é normalmente subdividida em janelas temporais em que seja razoável considerar o sistema linear e invariante.

Na Figura 2.15 representa-se esquematicamente a Identificação Modal *Input – Output*. A análise pode ser conduzida no domínio do tempo ou da frequência, sendo sempre possível transitar entre eles através da transformada directa de Fourier (*Direct Fourier Transform* – DFT) ou transformada inversa de Fourier (*Inverse Fourier Transform* – IFT).

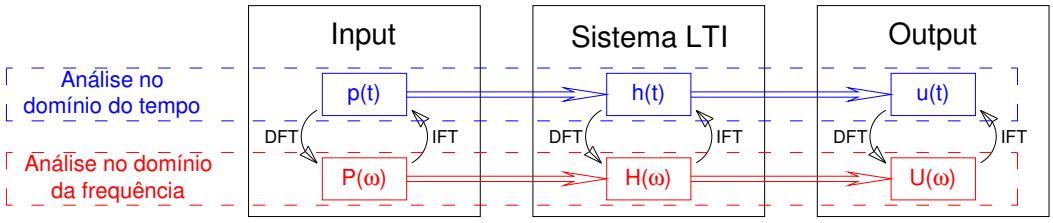

Figura 2.15: Representação esquemática da Identificação Modal *Input – Output*

No domínio da frequência, os sistemas de múltiplos graus-de-liberdade podem ser representados pela expressão (2.78), que relaciona a matriz dos espectros de excitação $S_p(\omega)$ com a matriz dos espectros de resposta $S_u(\omega)$ através da matriz das funções de resposta em frequência $H(\omega)$ e da sua hermitiana $H^H(\omega)$ (transposta conjugada de $H(\omega)$). O desenvolvimento matemático da expressão (2.78) pode ser consultado na secção 1.2.7 de (Maia, et al., 1997).

$$S_u(\omega) = H(\omega) \cdot S_p(\omega) \cdot H^H(\omega) \tag{2.78}$$

No espaço modal, a matriz $H(\omega)$ é diagonal e a transformada inversa de Fourier de cada um dos seus elementos compõe a matriz de funções de impulso unitário $h_{jj}(t-\tau)$ (*Impulse Respose Function* – IRF), também diagonal, sendo cada elemento da diagonal obtido pela expressão (2.79).

$$h_{jj}(t-\tau) = \frac{1}{m_j \cdot \omega_{ja}} e^{-i \cdot \omega_j \cdot \xi_j (t-\tau)} \cdot \sin\left[\omega_{ja} \cdot (t-\tau)\right] \qquad \text{com } t > \tau \tag{2.79}$$

A frequência amortecida ω_{ja} é obtida da frequência natural ω_j e do coeficiente de amortecimento ξ_j do modo j através da expressão (2.80).

$$\omega_{ja} = \omega_j \cdot \sqrt{1-\xi_j^2} \tag{2.80}$$

A função de impulso unitário permite obter a resposta do sistema no espaço modal através do integral de convolução de Duhamel, descrito pela expressão (2.81).

$$q_j(t) = \int_0^t h_{jj}(t-\tau) \cdot p_j(\tau) \cdot d\tau \qquad \text{com } t > 0 \tag{2.81}$$

A aplicação da função de impulso unitário e do integral de Duhamel é mais indicada para sistemas de um grau-de-liberdade, sendo pouco prática em sistemas de múltiplos graus-de-liberdade descritos pelo modelo espacial. Obtida a resposta no espaço modal, esta pode ser convertida para o modelo espacial usando a matriz modal.

Apesar de bastante usada noutros domínios, a aplicação da Identificação Modal *Input-Output* à maioria das estruturas da Engenharia Civil depara-se com dificuldades técnicas e económicas difíceis de ultrapassar. A generalidade das estruturas da Engenharia Civil tem grandes dimensões e frequências de vibração baixas e, em consequência, a excitação (*input*) teria de ser obtida através de equipamentos de excitação grandes, pesados, difíceis de transportar e de posicionar na estrutura. Adicionalmente, dado o impacto significativo na vida das pessoas, a interdição de estruturas em serviço para ensaios dinâmicos tem também um custo significativo. Estas dificuldades, em conjunto com o desenvolvimento assinalável dos transdutores e conversores analógico-digital, levou ao desenvolvimento da Identificação Modal *Output-Only* ou Análise Modal Operacional (*Operational Modal Analysis* – OMA), onde é medida apenas a resposta estrutural, assumindo que a excitação é assegurada por acções naturalmente existentes (vento, microtremores das fundações, tráfego rodoviário, acções decorrentes da operação, acções hidrodinâmicas, etc.). Apesar de não ser medida, e como tal não conhecida de forma determinística, a excitação deverá viabilizar a sua consideração como processo estocástico gaussiano com média nula, do tipo ruído branco (com densidade espectral constante para todas as frequências). Na Figura 2.16 representa-se esquematicamente o processo de Identificação Modal *Output-Only*.

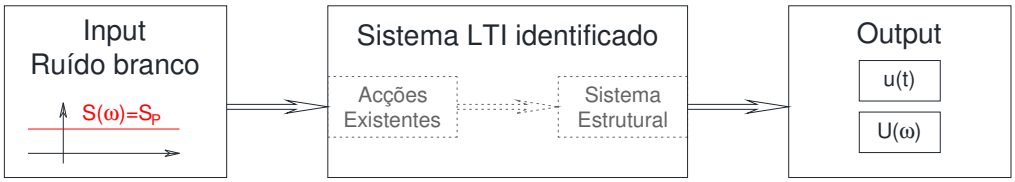

Figura 2.16: Representação esquemática da Identificação Modal *Output-Only* (adaptada de (Rodrigues, 2004))

A expressão (2.78) pode ser adaptada à Identificação Modal *Output-Only*, resultando na expressão (2.82). Como neste caso a excitação admitida é do tipo ruído branco, a densidade espectral S_p é constante e, por isso, as características das funções de resposta em frequência (logo as características dinâmicas do sistema identificado) são obtidas directamente das características do espectro de resposta.

$$S_u(\omega) = H(\omega) \cdot S_p \cdot H^H(\omega) \tag{2.82}$$

Da análise da Figura 2.16 ressalta o maior óbice da Identificação Modal *Output-Only*. Como o sistema identificado agrega as acções e o sistema estrutural, os picos de amplitude de $H(\omega)$ poderão estar relacionados com as acções ou com a estrutura. No entanto, na prática, a distinção entre picos associados ao sistema estrutural (modos de vibração da estrutura) e às acções (frequências privilegiadas da excitação) é, na maior parte das situações, clara. Por um lado, porque os sistemas estruturais têm características específicas (em geral amortecimento muito baixo, o que significa picos muito aguçados na representação de $H(\omega)$). Por outro lado, apesar da excitação não ser perfeitamente idealizável por um processo do tipo ruído branco é, ainda assim, um processo de banda larga (com densidade espectral razoavelmente uniforme num intervalo extenso de frequências, não apresentando, em geral, picos de amplitude nessa gama). As limitações e dificuldades da Identificação Modal *Output-Only* surgem habitualmente quando a excitação tem frequências claramente dominantes (implicando picos de $H(\omega)$ que poderão ser confundidos com os associados ao sistema estrutural) ou quando o sistema estrutural tem frequências próprias muito próximas ou amortecimentos de valor elevado (conduzindo a picos alargados que poderão ser confundidos com os da excitação) (Rodrigues, 2004).

2.5.3 MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO MODAL

Os métodos de identificação modal são usualmente divididos em métodos no domínio da frequência e no domínio do tempo. Os métodos no domínio do tempo são paramétricos por se basearem no ajuste de parâmetros de modelos estabelecidos com base nas funções de covariância da resposta ou mesmo directamente nas séries de resposta. Os métodos no domínio da frequência são, normalmente, não-paramétricos por analisarem os sinais de resposta através da sua transposição para o domínio da frequência (por oposição aos métodos paramétricos no domínio da frequência onde é feito o ajuste de modelos matemáticos à matriz dos espectros de resposta).

Em muitas situações, para contornar a limitação do número de sensores disponíveis, são realizados ensaios em múltiplos *setups* de forma a obter uma melhor caracterização espacial dos modos de vibração, dividindo os sensores disponíveis em dois grupos: sensores de referência (mantidos na mesma posição ao longo de todo o ensaio) e sensores móveis (sensores com posição variável ao longo dos vários *setups*). Como em análise modal operacional é medida apenas a resposta estrutural, a agregação dos vários *setups* num único *setup* pseudo-simultâneo requer a sua normalização, uma vez que a excitação ambiental e operacional será, em princípio, diferente para todos os *setups*. A normalização dos *setups* é conseguida mantendo alguns pontos instrumentados em vários *setups* de forma que estes possam ser usados como referência na normalização dos pontos móveis que são alterados de *setup* para *setup*.

De forma genérica, podem ser consideradas três abordagens no processo de extracção dos parâmetros modais de ensaios em múltiplos *setups* conforme a sequência escolhida para as suas etapas principais. A abordagem clássica PoSER (na terminologia inglesa *Post Separate Estimation Re-scaling*) segue a sequência identificação – normalização – agregação, enquanto a PoGER (*Post Global Estimation Re-scaling*) organiza em agregação – identificação – normalização e a abordagem PreGER (*Pre Global Estimation Re-scaling*) que ordena em normalização – agregação – identificação (Döhler *et al.*, 2010).

2.5.3.1 Método da Selecção dos Picos

O método da Selecção dos Picos (*Peak-Picking* – PP) ou método básico no domínio da frequência foi o primeiro método de identificação a ser usado, mantendo a sua aplicabilidade actual, dado que é de fácil interpretação física e implementação rápida com bons resultados, sendo por isso especialmente adequado para fases de análise preliminar dos dados.

Este método baseia-se na aplicação da expressão (2.82) e no pressuposto de que para frequências próximas de um pico de ressonância do espectro, a resposta dinâmica do sistema estrutural é ditada essencialmente pela contribuição do modo ressonante. Consequentemente, nos casos em que o sistema estrutural tem frequências ressonantes próximas, o método da Selecção dos Picos não permite separar a contribuição de cada um deles, dificultando o seu uso. As frequências associadas aos picos são frequências amortecidas, mas como os valores de amortecimento são usualmente baixos, a frequência amortecida é bastante próxima da frequência natural. O método da Selecção dos Picos não é muito adequado para obter boas estimativas de amortecimento, podendo estas ser obtidas pelo método da meia potência (Clough & Penzien, 1993).

A sistematização do método que se resume de seguida foi descrita por Felber (Felber, 1993) e está detalhada em numerosas referências da especialidade, como por exemplo (Magalhães, 2004) e (Rainieri & Fabbrocino, 2014).

Identificação das frequências

A identificação das frequências dos modos de vibração da estrutura começa com a obtenção da estimativa dos auto-espectros de resposta pelo método de Welch para cada *setup k* (PSD_k). Para assegurar uniformidade na contribuição de cada um dos *setups* (como as séries de resposta não são medidas em simultâneo, poderá haver diferenças de intensidade de excitação), os auto-espectros são normalizados de acordo com a expressão (2.83) para uniformizar a área sob cada um dos auto-espectros (esta área é dependente da energia associada ao espectro).

$$NPSD_k(\omega) = \frac{PSD_k(\omega)}{\sum_l PSD_k(\omega_l)} \tag{2.83}$$

O auto-espectro médio normalizado $ANPSD(\omega)$ obtém-se fazendo a média dos auto-espectros normalizados de cada um dos *setups* $NPSD_k(\omega)$, de acordo com a expressão (2.84).

$$ANPSD(\omega) = \frac{1}{k}\sum_k NPSD_k(\omega) \tag{2.84}$$

As frequências amortecidas dos modos vibração correspondem aos picos de $ANPSD(\omega)$, facilmente identificáveis na sua representação gráfica.

O método da Selecção dos Picos segue uma abordagem PoSER. A identificação corresponde à obtenção do auto-espectro para cada *setup k* (PSD_k), a normalização é feita quando são ligados excertos de modos de vibração determinados em vários *setups* e, finalmente, a agregação resulta da média de todos os auto-espectros normalizados ($ANPSD$).

Identificação das configurações modais

A partir das expressões (2.58) e (2.78) é possível relacionar as respostas observadas em diferentes graus-de-liberdade da estrutura para um modo de vibração com frequência ω_j, nomeadamente o ponto instrumentado *n* (que pode ser um sensor móvel ou sensor de referência) e o ponto associado a um sensor de referência ref. Esta correspondência, definida pelo quociente da expressão (2.85), designa-se por função de transferência.

$$T_{n,ref}(\omega_j) = \frac{S_u(\omega_j)_{(n,ref)}}{S_u(\omega_j)_{(ref,ref)}} \tag{2.85}$$

Como o espectro cruzado é um número complexo (o numerador de (2.85)), da expressão resulta que também $T_{n,ref}$ é um número complexo, cuja amplitude relaciona a amplitude do modo de vibração ω_j nos dois graus-de-liberdade (n e ref). A fase será 0º ou 180º (no caso de um modo de vibração real), conforme o movimento nestes dois graus-de-liberdade seja no mesmo sentido ou em sentidos opostos.

Comparação entre modos de vibração

A comparação entre dois modos de vibração é muito frequente em análises dinâmicas, podendo ser aplicada a modos identificados experimentalmente, a modos obtidos no modelo numérico e também à comparação entre modos experimentais e numéricos. Uma comparação simples e directa pode ser feita desde logo pelas frequências de vibração. Adicionalmente, para comparação de configurações modais é usado habitualmente o coeficiente MAC (Modal Assurance Criterion) (Allemang & Brown, 1982), que traduz a correlação entre as duas configurações modais, através de um índice escalar compreendido entre 0 e 1 (0 indica sem correlação e 1 indica modos coincidentes). Para duas configurações modais *a* e *b*, descritas respectivamente pelos vectores-coluna φ_a e φ_b, o valor do coeficiente MAC é obtido pela expressão (2.86).

$$MAC_{a,b} = \frac{\left(\varphi_a{}^T \cdot \varphi_b\right)^2}{(\varphi_a{}^T \cdot \varphi_a) \cdot (\varphi_b{}^T \cdot \varphi_b)} \tag{2.86}$$

Na comparação de um conjunto de modos obtidos experimentalmente com o conjunto correspondente de modos numéricos, é usual construir uma matriz de índices MAC. Se os modos experimentais e numéricos forem idênticos, os valores da diagonal da matriz serão próximos de 1 (indicando que a correlação entre modos correspondentes é elevada) e os valores fora da diagonal serão próximos de 0 (a correlação entre modos não correspondentes é baixa).

2.5.3.2 Método da Decomposição no Domínio da Frequência

Versão base

O método da Decomposição no Domínio da Frequência (*Frequency Domain Decomposition* – FDD) apresentado por (Brincker *et al.*, 2000), tem a vantagem em relação ao método da Selecção dos Picos de permitir a identificação de modos com frequências próximas e também uma melhor estimativa das características dinâmicas, especialmente o amortecimento. Este método pressupõe excitação do tipo ruído branco, amortecimento baixo e modos de vibração ortogonais sempre que haja modos com frequências próximas (apenas esta última é adicional em relação ao método da Selecção dos Picos). Usa também como base a densidade espectral de resposta S_u, introduzindo uma operação adicional de decomposição em valores singulares, conforme definido pela expressão (2.87) para uma frequência genérica ω_k. O objectivo desta decomposição é obter um conjunto de funções de densidade espectral de osciladores de um grau-de-liberdade, cada um deles correspondente a um modo de vibração do sistema.

$$S_u(\omega_k) = U_k \cdot S_k \cdot U_k{}^H \tag{2.87}$$

Para cada frequência ω_k, os valores singulares da matriz S_u aparecem na diagonal da matriz S_k, ordenados por ordem decrescente. O primeiro valor singular corresponde à ordenada do auto-espectro

do oscilador de um grau-de-liberdade do modo de vibração dominante para a frequência ω_k. Cada um dos restantes valores singulares corresponde também a um oscilador de um grau-de-liberdade diferente. Nos casos em que não há modos com frequências próximas, basta considerar o primeiro valor singular porque os restantes têm uma ordenada espectral significativamente inferior. No entanto, quando há modos com frequências próximas, as ordenadas dos valores singulares poderão ser próximas e, como tal, poderá ser necessário considerar vários valores singulares para identificar outros modos. Tal como no método da Selecção de Picos, os modos são identificados através dos picos do espectro, neste caso associados à variação dos valores singulares em função da frequência.

A matriz U_k tem, nas suas colunas, as configurações dos modos mutuamente ortogonais (a 1ª coluna corresponde ao modo dominante associado ao primeiro valor singular, e assim sucessivamente). Daqui advém a restrição de modos ortogonais no caso de frequências próximas.

Versão melhorada

A versão melhorada da decomposição no domínio da frequência (*Enhanced Frequency Domain Decomposition* – EFDD) pressupõe a selecção e análise da função de densidade espectral apenas na zona da ressonância de cada um dos modos. Nas aplicações correntes, a definição da banda de ressonância é feita com base no coeficiente MAC (expressão (2.86)), comparando a configuração modal associada ao pico do espectro para o modo identificado com as configurações modais adjacentes até que o MAC atinja um limite mínimo pré-estabelecido, normalmente da ordem de 0.8-0.9 (desta forma garante-se que é o mesmo modo). O espectro do oscilador de um grau-de-liberdade idealizado obtém-se igualando as ordenadas do espectro de resposta para todos os pontos na zona de ressonância e considerando ordenadas nulas em todos os restantes pontos do eixo das frequências.

Transformando para o domínio do tempo o espectro do oscilador idealizado (usando a transformação inversa de Fourier), obtém-se a função de auto-correlação correspondente. Assumindo que este oscilador é excitado por um processo do tipo ruído branco, a função de auto-correlação é proporcional à resposta em vibração livre, permitindo desta forma obter as características dinâmicas do oscilador através dos conceitos da dinâmica clássica (detalhados por exemplo em (Chopra, 2007)). Dada a natureza discreta da função de auto-correlação obtida, a estimativa dos seus zeros e extremos relativos poderá resultar difícil. Assim, na maioria das situações, a discretização da função de correlação é aumentada através de interpolações que garantam a continuidade da função e das suas primeira e segunda derivadas.

O coeficiente de amortecimento do modo de vibração j pode ser estimado através do decremento logarítmico associado a dois extremos relativos da função de auto-correlação R_n e R_{n+m} afastados de m ciclos de vibração completos através da expressão (2.88) (Magalhães, 2004).

$$\xi_j = \frac{{}^{1}\!/_{m} \cdot ln\left({}^{R_n}\!/_{R_{n+m}}\right)}{\sqrt{4 \cdot \pi^2 + \left({}^{1}\!/_{m} \cdot ln\left({}^{R_n}\!/_{R_{n+m}}\right)\right)^2}} \approx \frac{ln\left({}^{R_n}\!/_{R_{n+m}}\right)}{2 \cdot \pi \cdot m} \tag{2.88}$$

Nos casos em que o amortecimento não é puramente viscoso, é conveniente estimar o amortecimento com base em vários pares de extremos relativos, tomando o coeficiente de amortecimento como a média desses valores.

A frequência amortecida do modo *j* é o inverso do período de vibração, obtido como o tempo entre dois extremos relativos da mesma natureza da função de auto-correlação (dois máximos relativos ou dois mínimos relativos). Para uma estimativa mais rigorosa, aqui também se aconselha o cálculo da frequência associada a diversos pares de extremos relativos, adoptando o valor médio. A frequência natural pode ser obtida pela expressão (2.80).

A estimativa das configurações modais é semelhante à versão base, sendo neste caso melhorada pelo uso das configurações modais para todos os pontos da banda de ressonância, ponderando os seus valores com as respectivas ordenadas espectrais do oscilador de um grau-de-liberdade idealizado.

2.5.3.3 Método de Identificação Estocástica em Sub-espaços a partir de Covariâncias

Ao contrário dos métodos PP e FDD apresentados anteriormente, o método de Identificação Estocástica em Sub-espaços a partir de Covariâncias (na terminologia inglesa *Covariance-driven Stochastic Subspace Identification*, abreviado normalmente para SSI-Cov) é um método sustentado no ajuste de parâmetros baseados nas funções de covariância da resposta. No caso específico de dados de aceleração com média nula, a covariância é igual à correlação (ver expressões (2.32) e (2.33)), pelo que estes conceitos são equivalentes neste contexto. Em suma, método SSI-Cov é paramétrico e opera no domínio do tempo.

O método SSI-Cov usa como base o modelo de estado discreto e estocástico descrito pelas expressões (2.74) e (2.75), repetidas abaixo.

$$s_{k+1} = \boldsymbol{A} \cdot s_k + \boldsymbol{B} \cdot \not{p}_k + w_k \tag{2.74}$$

$$y_k = \boldsymbol{C} \cdot s_k + \boldsymbol{D} \cdot \not{p}_k + v_k \tag{2.75}$$

No entanto, como no contexto da Análise Modal Operacional as excitações não são medidas, não há informação sobre a parcela $\not{p}_k$. Desta forma, as parcelas da excitação são incorporadas nas componentes do ruído, o que equivale a assumir que a excitação é do tipo ruído branco tal como assumido na hipótese de base dos métodos de Identificação Modal *Output-Only*.

$$s_{k+1} = A \cdot s_k + w_k \tag{2.89}$$

$$y_k = C \cdot s_k + v_k \tag{2.90}$$

As parcelas de ruído das expressões (2.89) e (2.90) são consideradas como processos estocásticos estacionários do tipo ruído branco com média nula e matrizes de correlação para dois instantes genéricos a e b dado pelas expressões (2.91) a (2.94).

$$E\left[w_a \cdot {w_b}^T\right] = Q \qquad \text{para } a = b \tag{2.91}$$

$$E\left[w_a \cdot {v_b}^T\right] = \left(E\left[v_a \cdot {w_b}^T\right]\right)^T = S \qquad \text{para } a = b \tag{2.92}$$

$$E\left[v_a \cdot {v_b}^T\right] = T \qquad \text{para } a = b \tag{2.93}$$

$$E\left[w_a \cdot {w_b}^T\right] = E\left[w_a \cdot {v_b}^T\right] = E\left[v_a \cdot {w_b}^T\right] = E\left[v_a \cdot {v_b}^T\right] = [0] \quad \text{para } a \neq b \tag{2.94}$$

As parcelas de ruído w_k e v_k são independentes do vector de estado e por isso têm com este correlação nula, conforme resume a expressão (2.95).

$$E\left[s_k \cdot {w_k}^T\right] = E\left[s_k \cdot {v_k}^T\right] = 0 \tag{2.95}$$

Considerando a matriz Σ de correlação de estado para desfasamento temporal nulo ($\tau = 0$) e a matriz de de correlação de estado seguinte-resposta G, definidas nas expressões (2.96) e (2.97), pode obter-se a correlação das respostas para desfasamento nulo através da expressão (2.98) e para um desfasamento genérico j ($\tau = j \cdot \Delta t$ com $\Delta t = 1/f_S$) usando a expressão (2.99). O desenvolvimento mais detalhado destas expressões pode encontrar-se por exemplo em (van Overschee & de Moor, 1996).

$$\Sigma = E\left[s_k \cdot {s_k}^T\right] \Leftrightarrow \Sigma = A \cdot \Sigma \cdot A^T + Q \tag{2.96}$$

$$G = E\left[s_{k+1} \cdot {y_k}^T\right] \Leftrightarrow \mathrm{G} = A \cdot \Sigma \cdot C^T + S \tag{2.97}$$

$$R_0 = E\left[y_k \cdot {y_k}^T\right] = C \cdot \Sigma \cdot C^T + T \tag{2.98}$$

$$R_j = E\left[y_k \cdot {y_{k+j}}^T\right] = C \cdot A^{j-1} \cdot G \tag{2.99}$$

A expressão (2.99) é fundamental para a identificação modal *Output-Only* de modelos de estado, uma vez que relaciona a matriz das correlações das respostas medidas com a matriz de estado A que contém a informação do sistema dinâmico.

Caso se admita a hipótese de ergodicidade do processo estocástico de resposta, nas aplicações prácticas em que se dispõe de séries discretas e finitas de dados de resposta u_k com dimensão $N \times l$ (resultantes

de l sensores e N observações), a estimativa da matriz de correlação não enviesada de resposta $\left[\hat{R}_j\right]$ pode ser obtida pela expressão (2.100) (Rainieri & Fabbrocino, 2014).

$$\left[\hat{R}_j\right] = \frac{1}{N-j}\left[u_{(1:N-j,1:l)}\right]^T \cdot \left[u_{(j:N,1:l)}\right] \tag{2.100}$$

As matrizes de correlação $\left[\hat{R}_j\right]$ têm dimensão $l \times l$, sendo normalmente arrumadas numa matriz composta de Toeplitz, conforme detalhado na expressão (2.101).

$$\left[T_{1|j}\right] = \begin{bmatrix} \left[\hat{R}_j\right] & \left[\hat{R}_{j-1}\right] & \cdots & \left[\hat{R}_1\right] \\ \left[\hat{R}_{j+1}\right] & \left[\hat{R}_j\right] & \cdots & \left[\hat{R}_2\right] \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \left[\hat{R}_{2j-1}\right] & \left[\hat{R}_{2j-2}\right] & \cdots & \left[\hat{R}_j\right] \end{bmatrix} \tag{2.101}$$

A matriz composta de Toeplitz agrega matrizes de correlação com desfasamento positivo entre $1 \cdot \Delta t$ e $(2j-1) \cdot \Delta t$ e tem dimensão $j \cdot l \times j \cdot l$. Para uma frequência de amostragem de dados de f_S, o desfasamento máximo das correlações da matriz de Toeplitz é $(2j-1) \cdot 1/f_S$.

A matriz de Toeplitz pode ser decomposta usando a expressão (2.99), resultando na matriz de observabilidade estendida (O_j) e na matriz de controlabilidade estocástica estendida invertida (Γ_j), tal como detalhado na expressão (2.102).

$$\left[T_{1|j}\right] = \begin{bmatrix} C \\ C \cdot A \\ \vdots \\ C \cdot A^{j-1} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} A^{j-1} \cdot G & \cdots & A \cdot G & G \end{bmatrix} = O_j \cdot \Gamma_j \tag{2.102}$$

Por outro lado, a matriz de Toeplitz pode ser também decomposta em valores singulares segundo a expressão (2.103).

$$\left[T_{1|j}\right] = U \cdot S \cdot V^T = \begin{bmatrix} U_1 & U_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} S_1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} V_1 \\ V_2 \end{bmatrix} = U_1 \cdot S_1 \cdot {V_1}^T \tag{2.103}$$

O número de valores singulares não nulos indica a ordem do modelo matemático, n_o, e coincide com a dimensão da matriz de estado A, que contém a informação do sistema dinâmico. No entanto, devido a aproximações do modelo matemático, ruído na cadeia de medição e erros numéricos, não há valores singulares nulos. Em estruturas complexas e de grandes dimensões como as da Engenharia Civil, normalmente não é possível identificar diferenças acentuadas entre valores singulares consecutivos. Nestes casos, a estratégia passa por calcular os parâmetros modais para modelos de ordens crescentes, considerando estáveis em cada ordem os modos que mantêm parâmetros modais dentro de intervalos pré-estabelecidos, quando comparados com os parâmetros modais da ordem inferior. Os modos estáveis e não estáveis são normalmente representados em diagramas de estabilização, onde a existência sucessiva de modos estáveis com características semelhantes para várias ordens, permite distinguir as

frequências reais da estrutura – modos estáveis, dos modos espúrios associados a erros numéricos e ruído.

A dimensão da matriz de Toeplitz limita a ordem máxima do modelo a $j \cdot l$, correspondente ao caso em que todos os valores singulares resultantes da decomposição são não nulos.

Agregando as expressões (2.102) e (2.103), é possível obter as matrizes O_j e Γ_j a partir dos valores e vectores singulares da matriz de Toeplitz, tal como detalhado nas expressões (2.104) e (2.105).

$$O_j = U_1 \cdot {S_1}^{1/2} \tag{2.104}$$

$$\Gamma_j = {S_1}^{1/2} \cdot {V_1}^T \tag{2.105}$$

Conforme expresso em (2.102), a matriz de resposta C com dimensão $l \times n$ pode ser obtida directamente a partir do primeiro bloco de l linhas da matriz de observabilidade estendida como descreve a expressão (2.106).

$$C_{(l \times n)} = {O_j}_{(1:l \times 1:n)} \tag{2.106}$$

A matriz de estado A pode ser obtida por diferentes processos, nomeadamente através das características da matriz de observabilidade estendida, que poderá ser dividida em j blocos de l linhas, onde o bloco seguinte se obtém do anterior por multiplicação por A (ver a expressão (2.102)). Esta propriedade da matriz de observabilidade estendida permite escrever a expressão (2.107), onde intervêm as matrizes com as primeiras $(j-1) \cdot l$ linhas e as últimas $(j-1) \cdot l$ linhas, respectivamente $O_j^{\uparrow}$ e $O_j^{\downarrow}$.

$$\begin{bmatrix} C \\ C \cdot A \\ \vdots \\ C \cdot A^{j-2} \end{bmatrix} \cdot A = \begin{bmatrix} C \cdot A \\ C \cdot A^2 \\ \vdots \\ C \cdot A^{j-1} \end{bmatrix} \Longleftrightarrow {O_j^{\uparrow}}_{(1:(j-1)l \times 1:n)} \cdot A_{(n \times n)} = {O_j^{\downarrow}}_{(l+1:j \cdot l \times 1:n)} \tag{2.107}$$

O sistema matricial da expressão (2.107) pode ser resolvido usando a pseudo-inversa de Moore-Penrose (representada por $\blacksquare^{\dagger}$) tal como descreve a expressão (2.108). Esta pseudo-inversa é uma generalização do conceito de inversa de uma matriz (que é aplicável apenas a matrizes quadradas não-singulares) e é usada para resolver sistemas indeterminados, e por isso associados a matrizes rectangulares. A solução apurada é aquela que minimiza a soma dos quadrados dos resíduos (critério dos mínimos quadrados).

$$A = \begin{bmatrix} C \\ C \cdot A \\ \vdots \\ C \cdot A^{j-2} \end{bmatrix}^{\dagger} \cdot \begin{bmatrix} C \cdot A \\ C \cdot A^2 \\ \vdots \\ C \cdot A^{j-1} \end{bmatrix} = {O_j^{\uparrow}}^{\dagger} \cdot O_j^{\downarrow} \tag{2.108}$$

A estimativa dos parâmetros modais da estrutura resulta da decomposição da matriz de estado em valores e vectores próprios de acordo com a expressão (2.109). Nesta expressão todas as matrizes são quadradas de ordem n_o e as matrizes Ψ e Λ_d são complexas.

$$A = \Psi \cdot \Lambda_d \cdot \Psi^{-1} \tag{2.109}$$

A matriz de valores próprios Λ_d é diagonal, contém $n_o/2$ pares de complexos conjugados que são os valores próprios em tempo discreto μ_k. Os valores próprios em tempo contínuo λ_k são relacionáveis com os valores próprios em tempo discreto pela expressão (2.110).

$$\mu_k = \mathrm{e}^{\lambda_k \cdot \Delta t} \Leftrightarrow \lambda_k = \frac{ln(\mu_k)}{\Delta t} \tag{2.110}$$

Os pares de complexos conjugados λ_k e ${\lambda_k}^*$ contêm a informação das frequências angulares da estrutura ω_k e os coeficientes de amortecimento modal ξ_k, de acordo com (2.111).

$$\lambda_k \; ; \; {\lambda_k}^* = -\xi_k \cdot \omega_k \pm i \cdot \sqrt{1 - {\xi_k}^2} \cdot \omega_k \tag{2.111}$$

Destes valores próprios podem ser obtidas as frequências lineares f_k e os coeficientes de amortecimento modal através das expressões (2.112) e (2.113), respectivamente. Como a informação de cada par de complexos conjugados é a mesma, por convenção são normalmente escolhidos apenas os valores próprios com parte imaginária positiva. Nestas expressões, $Real(\blacksquare)$ representa a parte real do número complexo $\blacksquare$ e $Abs(\blacksquare)$ representa valor absoluto que pode ser obtido como $Abs(\blacksquare) = \sqrt{Real(\blacksquare)^2 + Imag(\blacksquare)^2}$, sendo $Imag(\blacksquare)$ a parte imaginária de $\blacksquare$.

$$f_k = \frac{Abs(\lambda_k)}{2\pi} \tag{2.112}$$

$$\xi_k = -\frac{Real(\lambda_k)}{Abs(\lambda_k)} \tag{2.113}$$

Finalmente, as configurações modais podem ser obtidas através da expressão (2.114).

$$\phi_k = Real(C \cdot \Psi) \tag{2.114}$$

O algoritmo SSI-Cov depende de parâmetros de entrada, designadamente a gama de ordens do modelo e o desfasamento temporal máximo a considerar nas funções de correlação. Como indicação práctica, de acordo com (Magalhães, 2010), são obtidos bons resultados se o tempo de correlação escolhido incluir entre 1 e 10 ciclos de vibração dos modos de interesse. Num caso genérico com frequências de interesse entre $[f_{min}, f_{max}]$, o desfasamento j deverá ser um número inteiro do intervalo $[j_{min}, j_{max}]$, de acordo com as expressões (2.115). Em qualquer caso, o cumprimento do limite mínimo é essencial para

incluir pelo menos 1 ciclo completo do modo com frequência mínima f_{min} e assim garantir a sua adequada identificação.

$$j_{min} = \frac{1 \times f_S + 1}{2 f_{min}} \qquad j_{max} = \frac{10 \times f_S + 1}{2 f_{max}} \tag{2.115}$$

Numa aplicação práctica, estas indicações são apenas um ponto de partida, uma vez que cada situação tem características específicas (nível de ruído, nível de amortecimento, distribuição da frequência na gama de interesse, etc.), pelo que é aconselhável testar diversos parâmetros no processo de identificação e escolher o mais adequado.

Para automatizar o método SSI-Cov, os modos identificados para as várias ordens do modelo são agrupados usando métodos e critérios da análise de *clusters*.

Análise de Clusters

Os métodos de análise de *clusters* ou agrupamentos são procedimentos de estatística multivariada que a partir de um conjunto de N indivíduos para os quais é conhecida informação detalhada de p variáveis, os organizam em grupos homogéneos (designados por *clusters*). A distribuição dos indivíduos é feita para que os indivíduos do mesmo grupo sejam tão homogéneos quanto possível e sempre mais semelhantes entre si que quaisquer indivíduos de grupos diferentes.

As medidas de semelhança entre indivíduos podem ser de vários tipos, sendo os coeficientes de correlação de Pearson e as medidas de distância as mais frequentes. Na base das medidas de distância está a representação dos indivíduos num determinado espaço de coordenadas de forma que as semelhanças observadas correspondem a distâncias métricas entre os respectivos pontos. As medidas de distância são sensíveis a diferenças de escala entre as variáveis, que pode sobrevalorizar a relevância de variáveis com maior valor absoluto. Para contornar este problema, é frequente normalizar os dados de cada uma das variáveis para tornar a sua média nula e o seu desvio-padrão unitário. A medida de semelhança usada nesta aplicação foi uma distância que agrega uma parcela dada pelo rácio das frequências dos modos i e j e outra parcela relacionada com as respectivas configurações modais, conforme representado na expressão (2.116). As estimativas de amortecimento modal não foram incluídas na medida de semelhança porque vários modos poderão ter amortecimento semelhante e, por outro lado, porque as estimativas de amortecimento têm uma grande dispersão (Magalhães, 2010).

$$d_{i,j} = \left| \frac{f_i - f_j}{f_i} \right| + \left(1 - \boldsymbol{MAC}_{i,j}\right) \tag{2.116}$$

O processo de agregação adoptado foi o do vizinho mais próximo ou *single linkage*. Este método define como medida de semelhança entre dois grupos a semelhança entre quaisquer dois indivíduos pertencentes a cada um dos grupos.

Uma vez que a análise de *clusters* tem como objectivo criar grupos homogéneos, não havendo à partida restrição de número de *clusters*, a aplicação de métodos hierárquicos conduz à representação dos agrupamentos sob a forma de dendrograma. Num dendrograma representam-se todas as fases do processo de agrupamento desde a separação total dos indivíduos até à sua inclusão apenas num grupo. Como neste caso não é possível estabelecer à partida o número de *clusters*, não é possível definir o nível de corte do dendrograma com base nesse critério. A opção foi impor um limite máximo da distância representada na expressão (2.116), aplicada a cada um dos pontos e o seu vizinho mais próximo do mesmo grupo. A escolha deste limite deve ser criteriosa, já que uma distância demasiado grande poderá incluir num mesmo grupo modos diferentes e uma distância demasiado pequena poderá dividir o mesmo modo por grupos diferentes. Como referência, nas aplicações detalhadas nesta tese foi usado normalmente como limite 2%.

Nesta fase, os grupos definidos incluem ainda modos físicos da estrutura e modos espúrios. A distinção essencial entre eles é que os grupos associados a modos físicos terão maior dimensão porque estes tendem a surgir recorrentemente para várias ordens do modelo. Havendo expectativa de encontrar N modos físicos, são escolhidos os N grupos com maior número de elementos.

Depois de definidos os grupos, o amortecimento modal é alvo de tratamento especial porque frequentemente surgem valores discrepantes. Sendo $Q_{25\%}$ o valor do primeiro quartil e $Q_{75\%}$ o do terceiro quartil, foram seleccionados como discrepantes os amortecimentos fora do intervalo $\left[Q_{25\%} - 1.5(Q_{75\%} - Q_{25\%}) , Q_{75\%} + 1.5(Q_{75\%} - Q_{25\%})\right]$. Os indivíduos com amortecimentos discrepantes são removidos do *cluster*.

O resultado desta aplicação automatizada do método SSI-Cov são as frequências, os amortecimentos e as configurações modais médias dos N modos, cada um deles associado a um *cluster*.

A implementação do método SSI-Cov e a sua automatização foi baseada em (Magalhães, 2010).

2.6 MINIMIZAÇÃO DE EFEITOS AMBIENTAIS E OPERACIONAIS

Da aplicação a casos reais dos processos de identificação modal expostos, resulta normalmente alguma variabilidade nos valores da frequência e demais parâmetros modais associados a cada um dos modos identificados. Esta variabilidade engloba efeitos devido ao ruído dos sensores, às características da excitação (assumida como constante numa gama de frequências alargada) e a eventuais alterações estruturais. Nestas alterações podem incluir-se danos estruturais, mas também variações de rigidez associada às características ambientais como a temperatura e a humidade. Tomando como exemplo a temperatura, na bibliografia encontram-se estimativas da variação do módulo de elasticidade E com a temperatura (ver a Figura 2.17 para o aço (ASME B31.1, 2001) e o betão (fib MC2010, 2013)). Esta variação afecta a rigidez K da estrutura ($K \sim E$) e por sua vez as suas frequências próprias de vibração

f ($f \sim \sqrt{K}$). No entanto, em estruturas de engenharia civil, a variação dos parâmetros modais com a temperatura é, em geral, complexificada pelas especificidades da estrutura, como por exemplo ligações, comportamento específico dos diversos materiais constituintes e interacção solo-estrutura. Na bibliografia encontram-se também casos em que se verifica influência diferenciada para temperaturas inferiores e superiores a 0ºC (por exemplo (Peeters *et al.*, 2001)).

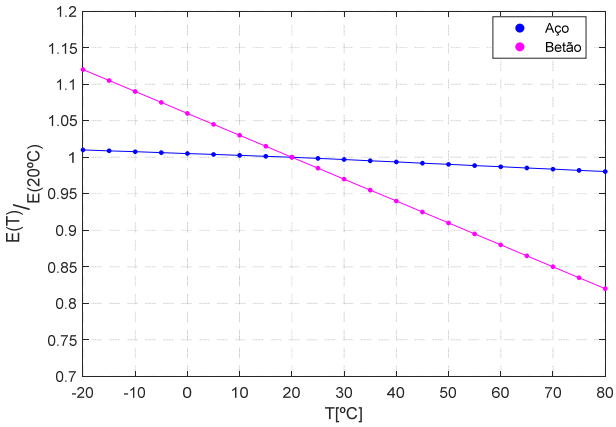

Figura 2.17: Variação do módulo de elasticidade do aço e do betão com a temperatura

A minimização dos efeitos de factores ambientais (nomeadamente temperatura e humidade) e factores operacionais (por exemplo intensidade de tráfego numa ponte e situação operacional de um cimbre) pode seguir diversas estratégias. Numa primeira abordagem, poderia pensar-se numa modelação física detalhada dos efeitos que causam a variação das frequências naturais. No entanto, a descrição quantitativa de todos os fenómenos envolvidos é muito complexa, o que inviabiliza esta abordagem na maior parte dos casos práctico (Peeters *et al.*, 2001). Uma segunda abordagem pode ser a caracterização da relação entre os efeitos ambientais e operacionais e as características modais com base em medições na estrutura. As relações obtidas não têm um significado físico determinado, representando unicamente o modelo de *input-output* e, como tal, os parâmetros do modelo não derivam de qualquer lei física. Para além do uso das relações estimadas estar limitado à estrutura e às condições específicas em que foram determinadas, esta abordagem está também condicionada pelo conhecimento prévio dos factores ambientais e operacionais relevantes e pela a possibilidade de os medir. Esta abordagem tem sido por vezes aplicada à minimização dos efeitos da temperatura (por exemplo (Peeters *et al.*, 2001) e (Ni *et al.*, 2005)). Para evitar estes condicionalismos, pode ser usada uma terceira abordagem baseada na decomposição da matriz de covariância de características modais identificadas ao longo de extensos períodos com condições ambientais e operacionais variáveis (mas não directamente medidas) (Deraemaeker *et al.*, 2008). Esta terceira abordagem é representada por um modelo *output-only*, que apesar de não requerer a medição das variáveis influenciadoras dos parâmetros modais, exige ainda assim que seja possível o seguimento simultâneo de vários modos de vibração, aumentando a sua eficácia com o aumento do número de modos considerados na análise.

2.7 DETECÇÃO DE ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS

Para além dos efeitos ambientais e operacionais, os parâmetros modais de uma estrutura, e particularmente as suas frequências naturais, poderão alterar-se em função de eventuais alterações estruturais. Estas alterações estruturais poderão ter diferentes origens e características, nomeadamente a deterioração, pequenos danos ou mesmo a operação incorrecta (muito importante nos cimbres autolançáveis por poder estar associada a falha humana). Como no caso geral a variação das frequências naturais induzida por efeitos ambientais e operacionais difere de modo para modo e é maior que a associada a alterações estruturais, a variação dos parâmetros modais devida às alterações estruturais pode ser ocultada pelos efeitos ambientais e operacionais. Portanto, para poder usar as frequências naturais como características sensíveis a alterações estruturais, é crucial minimizar os efeitos devidos à operação e às condições ambientais. Para isso podem ser usados modelos de previsão da evolução esperada das frequências naturais com base num curto período de treino que se presume sem alterações estruturais (Hair, 2009; Pereira *et al.*, 2021; Rainieri *et al.*, 2018 e Kullaa, 2010), permitindo então obter resíduos isentos de efeitos ambientais e operacionais, através do cálculo da diferença entre os resultados experimentais e as respectivas previsões.

3 MONITORIZAÇÃO DO CIMBRE M1-70-S

Fase de avanço do Cimbre M1-70-S em Bratislava, Eslováquia (2019) (D4R7, 2020)

3.1 APRESENTAÇÃO

Este capítulo descreve a monitorização estrutural do cimbre M1-70-S usando anemómetros sónicos, extensómetros de resistência eléctrica e acelerómetros *force-balance*, todos eles baseados em sistemas comerciais. São apresentadas as características do vento no local da obra e comparadas com os pressupostos considerados no dimensionamento do cimbre. As extensões em elementos-chave são convertidas em tensões e comparadas com as correspondentes estimativas numéricas do modelo estático usado no dimensionamento do cimbre. Os parâmetros modais são estimados com base em ensaios de vibração ambiental e comparados com as estimativas numéricas do modelo usando uma análise modal. Considerando uma posição fixa dos acelerómetros no cimbre, são identificados e seguidos os parâmetros modais ao longo de toda a operação de construção do tabuleiro. Por último, é minimizado o efeito da temperatura do ar nas frequências de vibração identificadas e são analisados os efeitos de eventuais alterações estruturais nas frequências naturais do cimbre.

3.1.1 PONTE LUŽNÝ

A ponte Lužný é uma ponte rodoviária com duas faixas de três vias de trânsito, com tabuleiro de $34.5m$ de largura e $2934.5m$ de extensão, parcialmente sobre o rio Danúbio, a cerca de $10km$ do centro da cidade de Bratislava, Eslováquia. Em termos estruturais e construtivos esta ponte está dividida em viaduto de acesso Oeste com $784m$ (vãos de $53m + 10 \times 67.5m + 53m$), viaduto de acesso Este com $1250.5m$ (vãos de $62.5m + 16 \times 70m + 65m$) e duas pontes centrais com $900m$ no total ($130m + 210m + 130m$ e $130m + 170m + 130m$). Em termos longitudinais ambos os viadutos são ligeiramente ascendentes em direcção à ponte central, onde há uma concordância convexa (o viaduto Oeste tem inclinação constante de 0.90% e o viaduto Este tem uma inclinação de 1.03%). Em planta o tabuleiro segue um alinhamento recto, numa direcção que faz um ângulo com o Norte de cerca de 73º no sentido horário.

Por facilidade construtiva, optou-se por construir a secção transversal do tabuleiro em duas fases distintas, a célula central/caixão do tabuleiro na primeira e as abas laterais em segunda fase (ver a Figura 3.3). O caixão de ambos os viadutos de acesso foi construído como viga contínua usando cimbre autolançável, enquanto que o caixão das pontes centrais foi construído por avanços sucessivos com carros de avanços. As abas laterais foram construídas com carro de abas tanto nos viadutos de acesso como nas pontes centrais. Todos estes equipamentos foram desenhados especificamente para a construção deste tabuleiro, em simultâneo e em interacção com o seu dimensionamento.

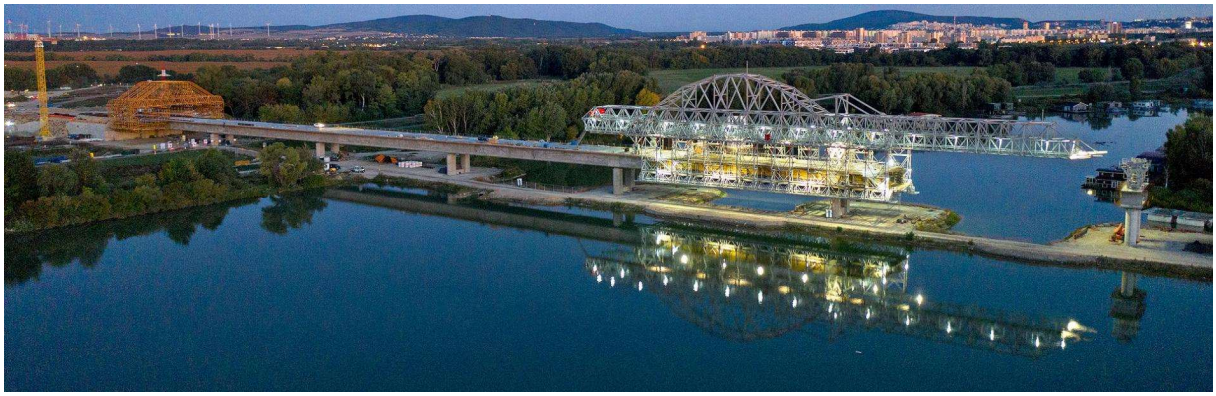

Figura 3.1: Viaduto Oeste: Cimbre M1-70-S no 5º vão e carro de abas no início do 1º vão (D4R7, 2020)

Os viadutos de acesso foram construídos com dois cimbres autolançáveis semelhantes, sendo que a instrumentação descrita nos pontos 3.3, 3.4, 3.5 e 5.2 foi instalada no cimbre Oeste para permitir a monitorização dos 12 vãos a construir (por ser mais curto, a construção do viaduto Oeste começou cerca de 3 meses após o início do viaduto Este). Adicionalmente, para comparar o comportamento do cimbre Este com o cimbre Oeste, foi feito um ensaio de vibração ambiental no cimbre do viaduto Este, de forma a validar a semelhança entre eles. A opção pelo uso de cimbre autolançável deveu-se à rapidez de construção, à possibilidade de minimizar a interferência com o solo (havendo apenas acesso longitudinal de veículos ao longo da ponte), ao apoio permanente de equipamentos específicos (por exemplo diferenciais de transporte de cargas ao longo do cimbre), à possibilidade de planeamento e organização atempada de tarefas e, por fim, à garantia de trabalho seguro em plataformas e acessos pensados para o efeito. Neste caso, tal como na maioria dos cimbres da BERD, o OPS (*Organic Prestressing System*, ver o ponto 3.1.6) garante também uma segurança acrescida pela monitorização do cimbre em tempo real durante a fase fixa, emitindo avisos no caso de detecção de anomalia.

A viaduto Oeste é constituído por 12 vãos, os da extremidade com 53*m* e os centrais com 67.5*m*. O alçado do tabuleiro está representado na Figura 3.2. A distância do topo do tabuleiro ao solo varia entre 10.6*m* e 18.5*m*, rondando cerca de 15*m* para a maioria dos vãos.

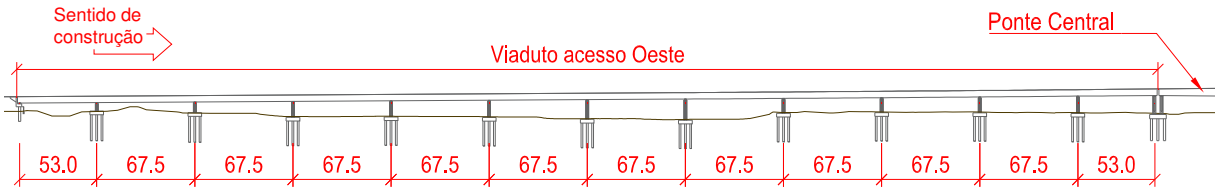

Figura 3.2: Alçado do viaduto Oeste

Em termos transversais, a secção do tabuleiro dos viadutos de acesso tem um contorno externo constante ao longo de toda a extensão (ver a Figura 3.3). O caixão central com largura 14.3*m* é construído com o cimbre (visível do lado direito da Figura 3.1), as abas são betonadas em segunda fase com carro de abas

que se apoia directamente no caixão central do tabuleiro (visível do lado esquerdo da Figura 3.1) e as escoras de betão armado são pré-fabricadas em estaleiro e montadas durante a construção das abas.

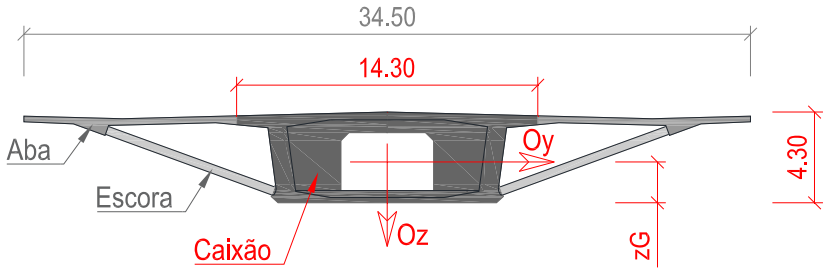

Figura 3.3: Secção transversal do viaduto Oeste

A secção transversal do caixão central tem algumas variações do contorno interno ao longo do vão, de acordo com o esquematizado na Figura 3.4 para um vão corrente de 67.5*m* (a linha magenta da Figura 3.4 é proporcional à área da secção do tabuleiro). Nos vãos de extremidade apenas a extensão da secção A é encurtada enquanto a das restantes secções é mantida semelhante.

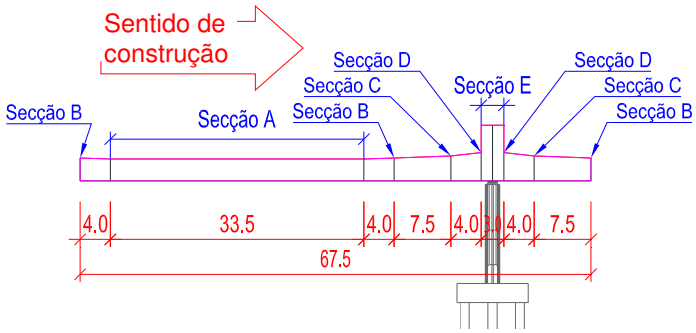

Figura 3.4: Secção transversal do viaduto oeste em correspondência com a posição longitudinal

As características geométricas das secções transversais da Figura 3.4 são detalhadas na Tabela 3.1 de acordo com o referencial da Figura 3.3, incluindo a área da secção transversal (A_x), as inércias medidas em relação aos eixos OY e OZ (I_y e I_z, respectivamente) e a posição do centro de gravidade em relação à base do tabuleiro (z_G). A transição entre secções é gradual, sendo considerada uma variação linear das características do tabuleiro entre as várias secções. A excepção é a transição entre a secção E e D que é abrupta por ser devida ao diafragma do tabuleiro sobre os aparelhos de apoio.

O volume total de um vão de 67.5*m* é cerca de 1039m^3 (a aduela zero, de 4m sobre o pilar, é betonada antecipadamente e tem um volume de cerca de 127m^3). Considerando um peso corrente de 2.5tf/m^3 para o betão armado e pré-esforçado, o peso de um vão corrente é cerca de 2595tf (2278tf sem contar com a aduela zero).

Tabela 3.1: Características geométricas do tabuleiro

Secção	A_x $[m^2]$	I_y $[m^4]$	I_z $[m^4]$	z_G [m]
A	13.74	37.39	270.37	2.401
B	14.34	37.90	284.32	2.387
C	15.74	43.14	289.59	2.207
D	16.97	44.10	316.18	2.197
E	36.66	67.40	572.86	2.327

3.1.2 CIMBRE AUTOLANÇÁVEL M1-70-S

O cimbre autolançável com designação comercial M1-70-S (ver a Figura 3.5) é o modelo M1 da BERD para a construção de tabuleiros de betão armado e pré-esforçado com vãos até 70*m* (no caso do viaduto Oeste vãos de 53*m* e 67.5*m*, mas o viaduto Este tem vãos de 70*m*), usando para o efeito um cimbre superior (refere-se aos casos em que a estrutura principal do cimbre se coloca a uma cota superior à do tabuleiro em construção).

Figura 3.5: Cimbre M1-70-S em fase final de montagem no primeiro vão do viaduto Oeste

Em termos genéricos, o cimbre M1-70-S é constituído por: (i) Viga Principal, (ii) Estruturas Transversais, (iii) Pórticos de Apoio, (iv) Cofragem, (v) Plataformas e (vi) Equipamentos. A viga principal é o componente mais importante do cimbre, e aquele que assegura o seu funcionamento longitudinal. Estruturalmente, a viga principal é uma treliça metálica tridimensional de altura variável com um arco na zona central e tirantes de suspensão da consola dianteira. Por sua vez, as estruturas transversais suportam a cofragem e incluem os mecanismos cinemáticos necessários para o ajuste da cofragem e para a abertura dos seus painéis para passagem do cimbre no pilar dianteiro durante o movimento longitudinal entre vãos adjacentes. Quanto aos pórticos de apoio, há três tipos consoante a sua posição e função: o pórtico de pilar colocado sobre a aduela zero, directamente apoiada no pilar da ponte, e que é usado durante todo o ciclo de construção, o pórtico de betonagem fixo à viga principal e que é o apoio traseiro durante a fase fixa do cimbre, sendo apenas usado durante esta fase, e o pórtico

de avanço montado sobre o vão construído e que é usado apenas durante a fase de movimentação longitudinal do cimbre. A cofragem serve de molde do tabuleiro de betão ao longo das faces inferiores e laterais do contorno, sendo dividida em exterior e interior consoante se refira às faces externas ou internas do caixão do tabuleiro. As plataformas e acessos permitem a entrada e deslocação das pessoas às áreas de trabalho em condições de segurança e conforto. Por fim, os equipamentos estão distribuídos pelo cimbre e permitem realizar de forma fácil as várias funções cinemáticas do cimbre, nomeadamente o transporte de cargas (através de diferenciais de corrente), a movimentação longitudinal (através de guinchos hidráulicos), a elevação/descofragem e abertura/fecho de estruturas transversais (através de cilindros hidráulicos). A energia eléctrica necessária ao funcionamento do cimbre é disponibilizada por um gerador colocado na parte traseira da viga principal para facilitar o acesso para o seu abastecimento.

O cimbre M1-70-S está representado, respectivamente, pelo seu alçado longitudinal e transversal na Figura 3.6 e Figura 3.7 com indicação das dimensões mais relevantes. Para movimentar longitudinalmente as cargas, nomeadamente trechos de armadura pré-fabricada e pórticos de apoio, o cimbre está equipado com 4 diferenciais de corrente de 7.5tf de capacidade (no nível azul da Figura 3.6) e 4 diferenciais de corrente de 5.0tf (no nível verde da Figura 3.6). Em cada nível há dois caminhos de rolamento conforme representado na Figura 3.7.

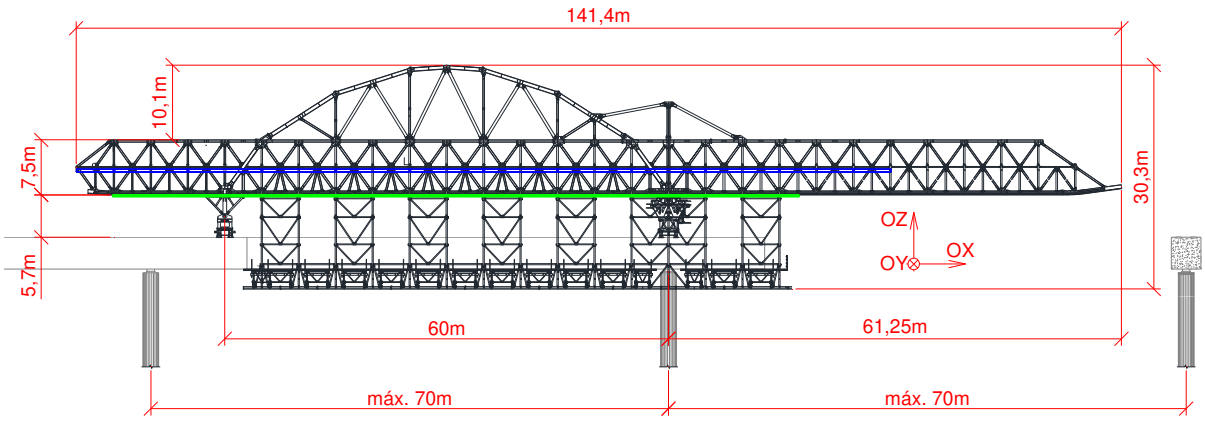

Figura 3.6: Cimbre M1-70-S em alçado longitudinal

O cimbre M1-70-S está representado na Figura 3.7 em corte transversal nas duas posições extremas das estruturas transversais. Do lado esquerdo a posição da fase fixa (com as estruturas transversais fechadas) e do lado direito a posição de avanço longitudinal (com as estruturas transversais abertas).

Comparando as duas posições da Figura 3.7, ressalta uma das vantagens mais relevantes deste cimbre, que é a possibilidade de construir tabuleiros muito próximos do solo, já que a abertura das estruturas transversais faz com que o seu ponto baixo desça apenas cerca de $1.6m$ $(= 14.3m - 12.7m)$.

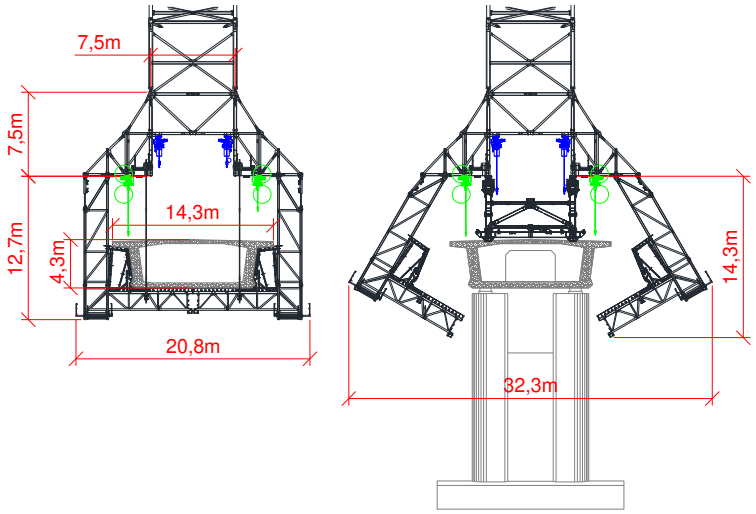

Figura 3.7: Cimbre M1-70-S em alçado transversal

Dadas a dimensões do cimbre M1-70-S, este tem também uma massa muito significativa. Na Tabela 3.2 apresenta-se a massa do cimbre, separada pelos seus principais componentes.

Tabela 3.2: Peso dos principais componentes do cimbre M1-70-S

ID	Componente	Peso [tf]
1	Viga Principal + Pórt. Betonagem	625.6
2	Estruturas Transversais	206.2
3	Plataformas	52.6
4	Pórtico de Betonagem	21.9
5	Pórtico Dianteiro (2 uni.)	91.0
6	Pórtico Avanço	20.0
7	Cofragem Exterior	147.0
8	Cofragem Interior	88.7
TOTAL		1253

3.1.3 Ciclo de Construção de um Vão de Tabuleiro

A construção com cimbre autolançável é baseada numa sequência cíclica de tarefas, organizada de forma a optimizar o tempo de construção, maximizando a segurança. A sequência construtiva começa pelo posicionamento e fixação do cimbre no vão a construir através de dois apoios (ver a Figura 3.8 (i)). Usando como referência o sentido de construção do tabuleiro, o apoio dianteiro do cimbre é na aduela 0 sobre o pilar e o apoio traseiro é na consola avançada de tabuleiro betonada anteriormente. Com o cimbre nesta posição, a cofragem é ajustada topograficamente e colocada a armadura. De seguida o tabuleiro é betonado. Após o período de cura do betão e quando haja garantia de que o betão do tabuleiro tem a

resistência adequada, o pré-esforço é aplicado na face dianteira do tabuleiro. Com a aplicação do pré-esforço, o tabuleiro fica autoportante e o cimbre autolançável pode ser movido para o vão seguinte. Esta operação, designada correntemente por avanço, envolve a abertura das estruturas transversais para permitir a passagem no pilar dianteiro, a troca de apoios do cimbre e o movimento longitudinal propriamente dito (Figura 3.8 (ii) a (iv)). Chegando ao vão seguinte, as estruturas transversais são novamente fechadas e o cimbre é posicionado e fixado nesse vão (Figura 3.8 (v)). As operações anteriores são repetidas para todos os vãos a construir.

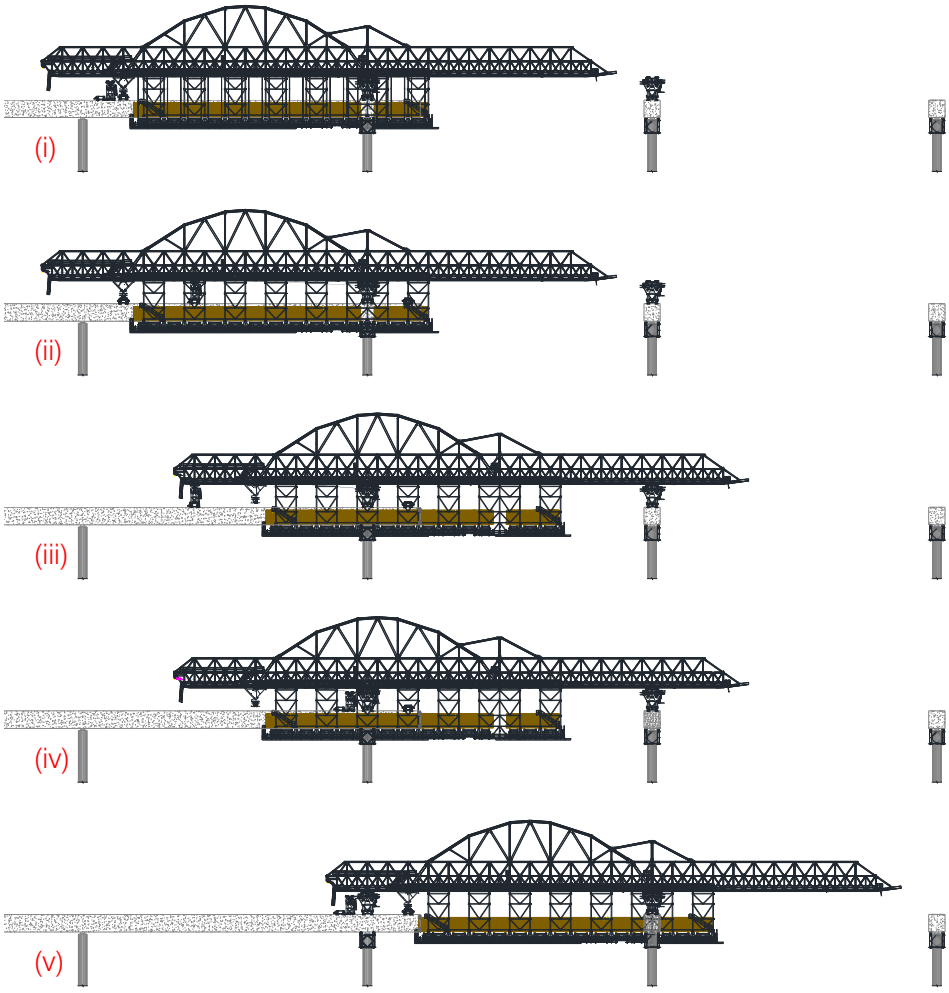

Figura 3.8: Ciclo construtivo de um vão de tabuleiro

3.1.4 Cronograma de Construção

O cimbre M1-70-S foi montado entre meados de Março e finais de Abril de 2019. A construção do caixão central do tabuleiro do viaduto Oeste decorreu entre o início de Maio de 2019 e meados de Fevereiro de 2020. A desmontagem e armazenamento do cimbre em estaleiro decorreu no mês seguinte.

Os sistemas de monitorização foram instalados em dois momentos distintos. Os acelerómetros foram montados durante a fase final de montagem, ficando operacionais entre 28/04/2019 e 04/03/2020. Os sistemas associados aos extensómetros e anemómetros necessitaram mais trabalho de desenvolvimento, e por isso só foi possível instalá-los no cimbre no final de Setembro de 2019, quando o cimbre estava posicionado no quinto vão do viaduto Oeste. Os extensómetros estiveram operacionais entre 25/09/2019 e 02/03/2020 e os anemómetros entre 13/09/2019 e 12/02/2020. A construção esteve parada 19/12/2019 e 07/01/2020 (Natal e Ano Novo) e durante esse período não há dados de nenhum dos sistemas porque o gerador que garantia o abastecimento eléctrico esteve desligado. Na Figura 3.9 representa-se a evolução da construção do tabuleiro do viaduto de acesso Oeste, representado pelo vão onde está fixado o cimbre, e o período de actividade dos componentes do sistema de monitorização. Para além destes, há ainda o OPS que se manteve em funcionamento ao longo de toda a obra.

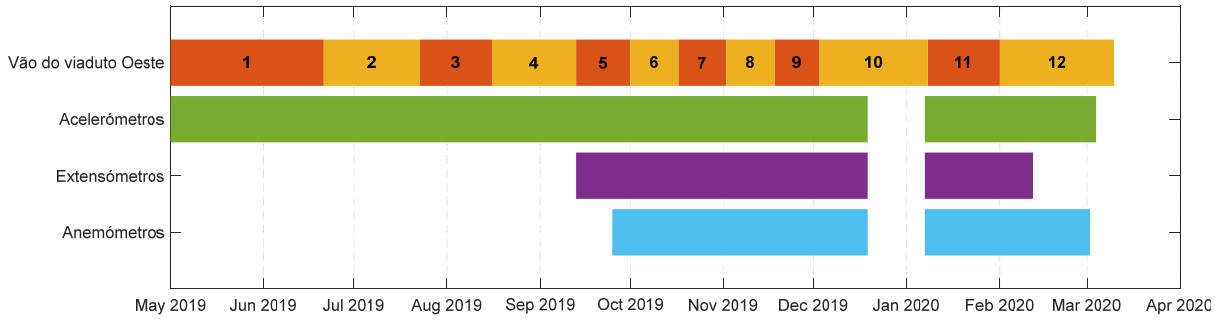

Figura 3.9: Cronograma da construção do viaduto Oeste e período de actividade dos sistemas de monitorização

O registo de dados foi sempre referido à hora GMT (*Greenwich Mean Time*) por facilidade e homogeneidade. Assim, no período entre 28/04/2019 e 27/10/2019 02:00 (horário de Verão) os registos estão com um desfasamento de $-2h$ em relação à hora local de Bratislava e $-1h$ em relação à hora portuguesa. A partir de 27/10/2019 01:00 até ao final da monitorização os registos estão com um desfasamento de $-1h$ em relação à hora local e sem desfasamento em relação à hora portuguesa.

Em ritmo de cruzeiro, o ciclo de construção de um vão de tabuleiro foi de cerca de 17 dias de calendário. A betonagem de cada vão durou entre 20 e 25 horas e a movimentação do cimbre entre vãos adjacentes cerca de 12 horas (medidas desde que é desmontada a estabilização no vão n até que é montada a estabilização no vão $n+1$). Na Tabela 3.3 são indicadas as datas da betonagem do tabuleiro do viaduto de acesso Oeste.

Tabela 3.3: Datas de Betonagem do viaduto Oeste

Vão	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**
Data	30/mai	18/jul	12/ago	10/set	27/set	14/out	29/out	14/nov	29/nov	16/dez	27/jan	14/fev

Nos primeiros dois meses de operação (Maio e Junho de 2019) o cimbre construiu apenas o 1º vão. Este vão é especial em termos de massa do cimbre (o segmento betonado tem 66m e por isso foi construído

sem a totalidade do cimbre montado) e em termos de condições de apoio (o pórtico de betonagem estava apoiado no maciço do encontro com uma viga metálica específica). Neste vão surgiram também dificuldades no pré-esforço do tabuleiro porque a vibração do betão junto das cabeças de ancoragem e bainhas de pré-esforço não foi eficaz e por isso foi necessário proceder a reforço dessas zonas, o que levou cerca de três semanas. A transição para o segundo vão foi em 21/06/2019 e posteriormente foram montados os componentes em falta no cimbre, ficando o cimbre completo a partir do início de Julho.

O último vão também é particular porque, não tendo consola avançada de tabuleiro, o comprimento de betonagem é apenas 40*m*. Para além disso, para que o cimbre fosse compatível com o último pilar, foi necessário desmontar a cofragem e as estruturas transversais dianteiras (do pilar da ponte para diante). O último vão acaba num pilar duplo que de um lado apoia o viaduto de acesso e do outro apoia o tramo lateral da ponte central construída com carros de avanço.

Em suma, entre o início de Julho de 2019 e 27 de Janeiro de 2020 o cimbre construiu os dez vãos centrais, todos eles com 67.5*m* e com características semelhantes.

3.1.5 SEQUÊNCIA DE BETONAGEM

A sequência de betonagem é pensada com o objectivo de minimizar o número de juntas frias e os esforços residuais no tabuleiro construído. A betonagem começa em torno do pilar dianteiro e avança desse ponto até à extremidade traseira do tabuleiro, na junta de betonagem com o tabuleiro anterior. A sequência de betonagem dos vãos centrais representa-se esquematicamente na Figura 3.10 num corte longitudinal do tabuleiro. O primeiro vão é semelhante aos centrais, com excepção do comprimento atrás do pilar que é 53*m* em vez de 54.5*m*. No último vão as diferenças são maiores, já que o comprimento atrás do pilar é 40*m* e não há consola dianteira.

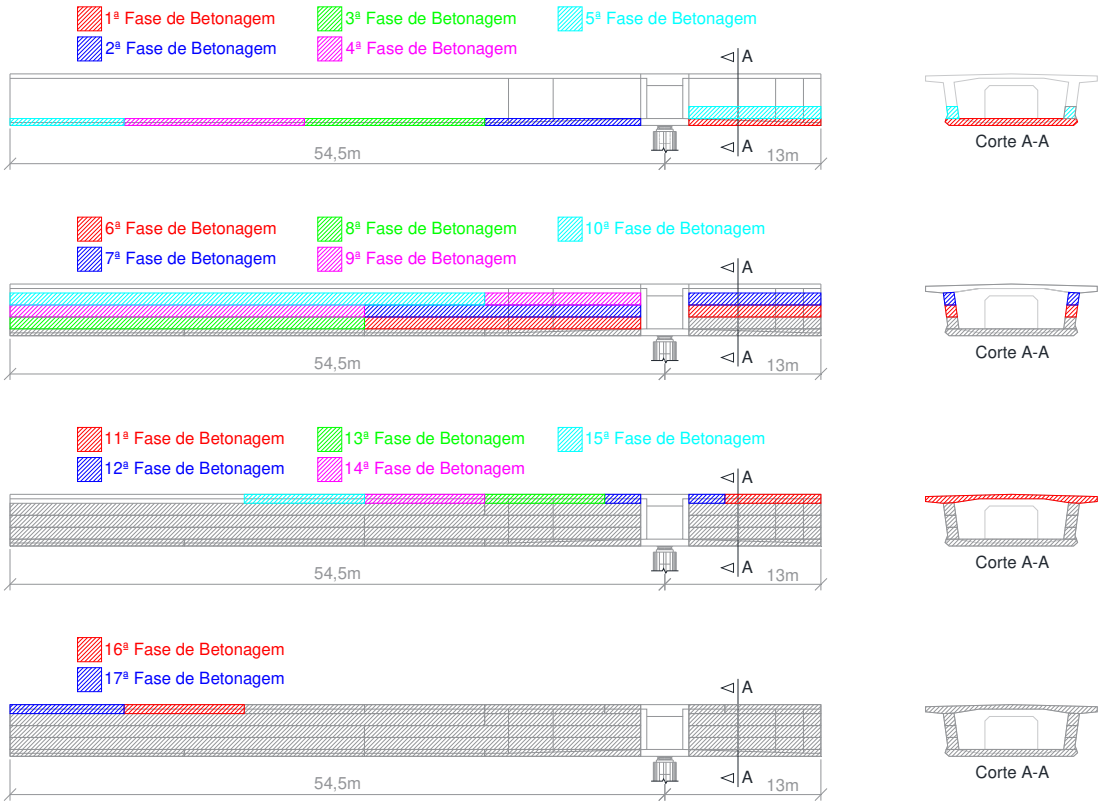

Figura 3.10: Fases de betonagem

3.1.6 MONITORIZAÇÃO OPS

O cimbre M1-70-S está equipado com um sistema de monitorização e compensação automática da flecha de meio-vão da viga principal (OPS). Para a medição da flecha da viga principal é usado um circuito hidráulico com um reservatório numa extremidade e transdutores de pressão em ambos os apoios e a meio-vão. A deformação de meio-vão causa variação de pressão dos transdutores de meio-vão em relação à referência definida pelo alinhamento recto estabelecido pelos transdutores sobre os apoios e, como tal, teoricamente não deformáveis. Ao atingir um determinado limite pré-definido de deformação de meio-vão, o algoritmo de controlo faz accionar os actuadores hidráulicos no sentido de compensar a variação de flecha e recolocar o valor de flecha dentro dos limites definidos como aceitáveis no algoritmo de controlo. Para evitar a perda descontrolada de força nos actuadores, estes têm anéis de bloqueio que permitem a retenção mecânica da força em caso de rotura do circuito hidráulico. Para garantir um funcionamento adequado, o OPS mede em contínuo diversas variáveis como a flecha de meio-vão, a força e curso dos actuadores, a posição do anel de bloqueio e a temperatura dos quadros onde estão colocados os sensores e a temperatura do óleo de ambos os circuitos hidráulicos (sistema de medição de flecha e accionamento dos actuadores). Estas variáveis são registadas em ficheiros do tipo caixa negra que permitem a análise e verificação posterior de eventuais anomalias e mau-funcionamento.

A distribuição dos componentes do OPS no cimbre M1-70-S está representada na Figura 3.11, incluindo (1) ancoragem activa (actuador hidráulico), (2) unidade hidráulica, (3) cabos de pré-esforço, (4) quadro traseiro de medição de flecha, (5) quadro central de medição de flecha, (6) quadro dianteiro de medição de flecha e (7) ancoragem passiva.

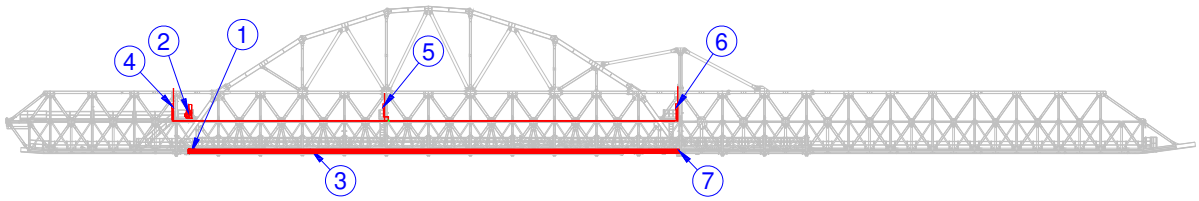

Figura 3.11: Distribuição dos componentes do OPS

No cimbre há dois planos semelhantes de ancoragens e cabos de pré-esforço, colocados à cota das cordas inferiores da viga principal e externamente a estas. Cada um dos alinhamentos tem 48 monocordões de $1.5cm^2$, com módulo de elasticidade de $195GPa$ e cerca de $51.98m$ de comprimento. Os actuadores são cilindros hidráulicos de simples efeito com anel de bloqueio mecânico e têm uma capacidade nominal de 500tf ($4905kN$) a $400bar$, curso de $200mm$ e diâmetro da câmara principal de $400mm$. O sistema hidráulico é comum aos dois actuadores, pelo que a pressão hidráulica é igual em ambos.

A flecha de controlo de meio-vão assumida no dimensionamento do cimbre foi $25mm$, o que concorda com os registos do sistema na construção dos onze primeiros vãos (ver a Figura 3.12). A betonagem destes onze vãos é claramente identificável na Figura 3.12, correspondendo aos momentos de transição da flecha dum valor próximo de zero para valores próximos da flecha de controlo. Conforme referido anteriormente, a construção do primeiro vão demorou bastante mais tempo devido à necessidade de reforçar as zonas de ancoragem dos cabos de pré-esforço. No último vão a flecha de controlo foi reduzida para rentabilizar a capacidade do OPS.

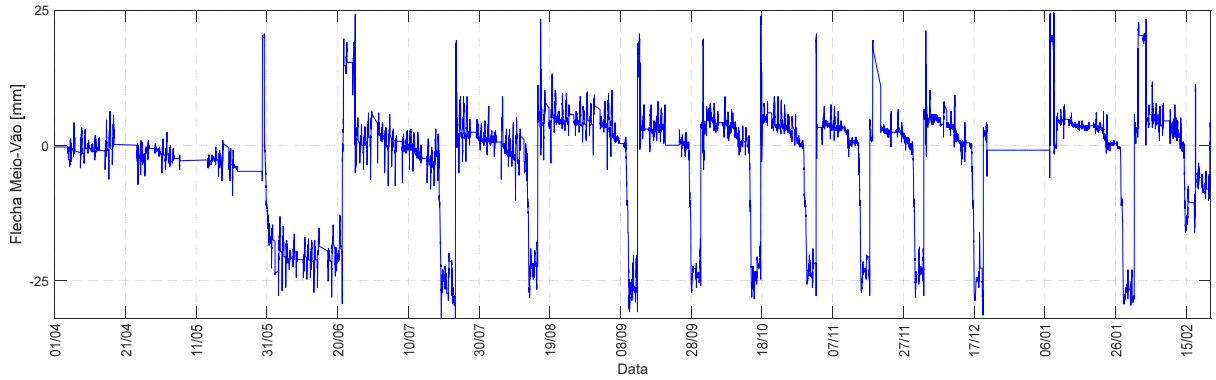

Figura 3.12: Registo OPS da flecha de controlo de meio-vão

Para além da flecha de meio-vão, o OPS permite o registo de parâmetros relacionados com a força nos actuadores OPS. Na Figura 3.13 representa-se o curso dos cilindros OPS ao longo da operação do cimbre e na Figura 3.14 a força nos cilindros obtida através da pressão no circuito hidráulico. A medida do

curso é bastante mais estável, porque a medida da pressão hidráulica é influenciada por diversos factores como a temperatura do óleo, o volume de óleo submetido à pressão e se a bomba hidráulica está ou não em funcionamento. Nos momentos de funcionamento da bomba hidráulica há picos de pressão devidos ao choque instantâneo, que não têm necessariamente correspondência directa com a variação de força nos actuadores OPS.

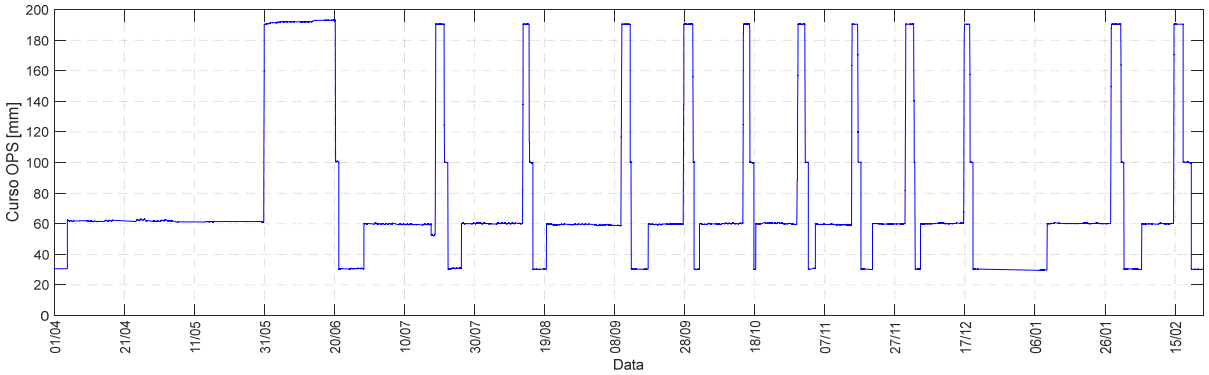

Figura 3.13: Curso dos actuadores hidráulicos registado no OPS

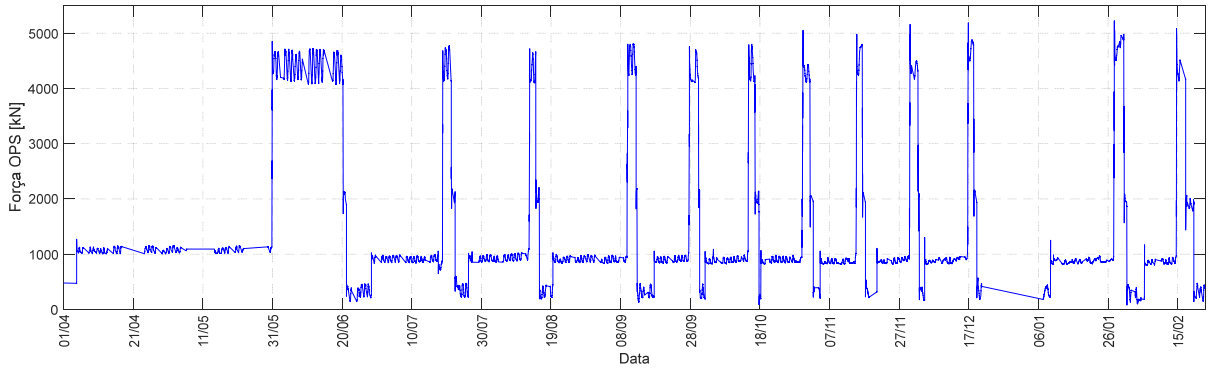

Figura 3.14: Força nos actuadores hidráulicos registada no OPS

A força de posicionamento registada pelo OPS nos vãos correntes é cerca de $900kN$ (zonas de patamar mais extenso da Figura 3.14). Como os registos de curso OPS são mais estáveis, estes foram transformados na força OPS considerando a rigidez axial dos cabos OPS (um esticamento de $10mm$ na fase elástica dos cabos corresponde a um aumento da força OPS de cerca de $270kN$). Na Figura 3.15 comparam-se os registos de força com base nos dados dos transdutores de pressão do circuito hidráulico e dos cursos dos cilindros, verificando-se uma grande proximidade especialmente para o patamar da força de posicionamento dos vãos correntes.

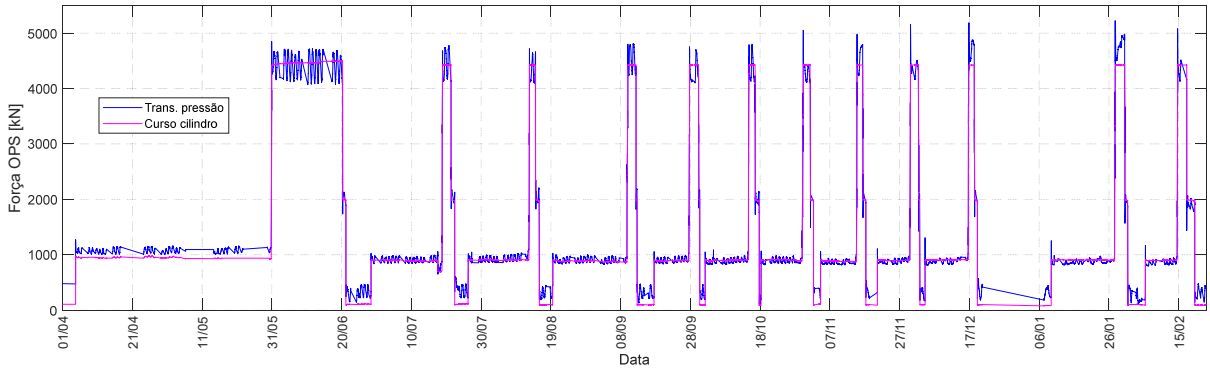

Figura 3.15: Força nos cilindros OPS resultante dos registos do transdutor de pressão e do curso

A força OPS máxima registada é cerca de $4430kN$, aproximadamente 90.3% do valor nominal de $4905kN$. Para garantir o funcionamento correcto do sistema, o curso dos cilindros OPS está limitado pelo algoritmo a $195mm$, $5mm$ abaixo do curso máximo de $200mm$. Esta limitação do sistema impediu que fosse atingido o nível de força nominal.

3.1.7 DIMENSIONAMENTO DO CIMBRE

De forma genérica, no dimensionamento e análise do cimbre autolançável M1-70-S são considerados modelos numéricos de dois tipos: modelos de barras e modelos de elementos finitos do tipo casca. Os modelos de barras constituem a base do dimensionamento e os modelos de elementos finitos são usados para detalhes como ligações e peças com geometria ou carregamento complexo.

Os modelos de barras são divididos em modelos de betonagem e de avanço. Os modelos de betonagem incluem todas as situações em que o cimbre está fixo, nomeadamente a colocação de armaduras, a betonagem e o pré-esforço do tabuleiro. Nestes modelos considera-se que o OPS actua sempre que a deformação de meio-vão da viga principal ultrapassa 25mm (este valor é configurável em qualquer momento no ecrã táctil do quadro OPS). Os modelos de avanço incluem todas as situações cinemáticas associadas à transição do cimbre entre dois vãos adjacentes.

Numa primeira fase, os modelos de barras são construídos isoladamente para cada um dos componentes do cimbre (Viga Principal e Pórtico de Betonagem, Estruturas Transversais, Pórtico de Pilar, Pórtico de Avanço e Cofragem), através dos quais é feito o dimensionamento essencial das barras. Numa fase posterior, os modelos são agregados e é construído um modelo global que permite verificar a compatibilidade da divisão em modelos parciais e considerar eventuais efeitos do funcionamento global do cimbre.

3.2 ESTIMATIVAS NUMÉRICAS

Usando como base os modelos numéricos de dimensionamento do cimbre, no âmbito deste trabalho foram feitas análises específicas para definir o posicionamento mais adequado para os acelerómetros e extensómetros de forma a maximizar a qualidade da informação recolhida com a monitorização. Na fase de análise dos dados, os resultados da monitorização foram confrontados com as correspondentes estimativas numéricas. Foram considerados modelos numéricos de dois tipos, os modelos de análise modal onde se obtêm as frequências e configurações modais numéricas e os modelos estáticos onde se estimam os esforços nos elementos da estrutura, que posteriormente são convertidos em tensões. As características das acções no cimbre usado na construção dos viadutos de acesso à ponte Lužný são referidas no ponto 2.2.

3.2.1 ANÁLISE ESTÁTICA

A análise estática foi realizada com recurso a vários modelos de barras construídos no *software Autodesk ROBOT* onde foram incluídos todos os elementos do cimbre e dois vãos de tabuleiro com os respectivos pilares de apoio (ver a Figura 3.16).

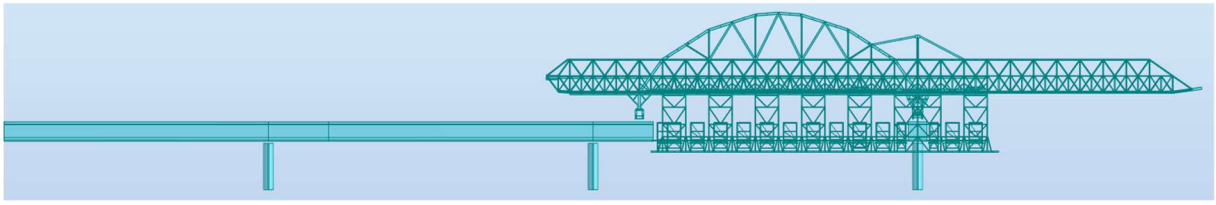

Figura 3.16: Modelo Estático de posição fixa em alçado

Ao longo do ciclo de construção são usados diversos modelos de cálculo para simular os vários sistemas estruturais, definidos em função dos apoios do cimbre e do respectivo posicionamento. Desta forma, foram considerados quatro modelos-base de acordo com a sequência representada na Figura 3.17 (para facilitar a legibilidade, as estruturas transversais e a cofragem não estão representadas): modelo de Betonagem ou posição fixa (cimbre apoiado no pórtico de betonagem e no pórtico de pilar), modelo de Avanço A (cimbre apoiado no pórtico de avanço e no pórtico de pilar), modelo de Avanço B (cimbre em 3 apoios, pórtico de avanço e 2 pórticos de pilar) e modelo de Avanço C (cimbre apoiado em 2 pórticos de pilar). Depois da situação de Avanço C o cimbre retorna à posição fixa (última imagem da Figura 3.17), desta vez no vão seguinte ao da primeira imagem da Figura 3.17.

Nos modelos de Avanço há várias posições dentro dos modelos A, B e C já que o movimento longitudinal do cimbre implica uma alteração constante do sistema estrutural. Os modelos A, B e C indicados na Figura 3.17 representam a posição inicial e final com um grupo de apoios específico, havendo a considerar um movimento contínuo entre cada uma destas posições extremas.

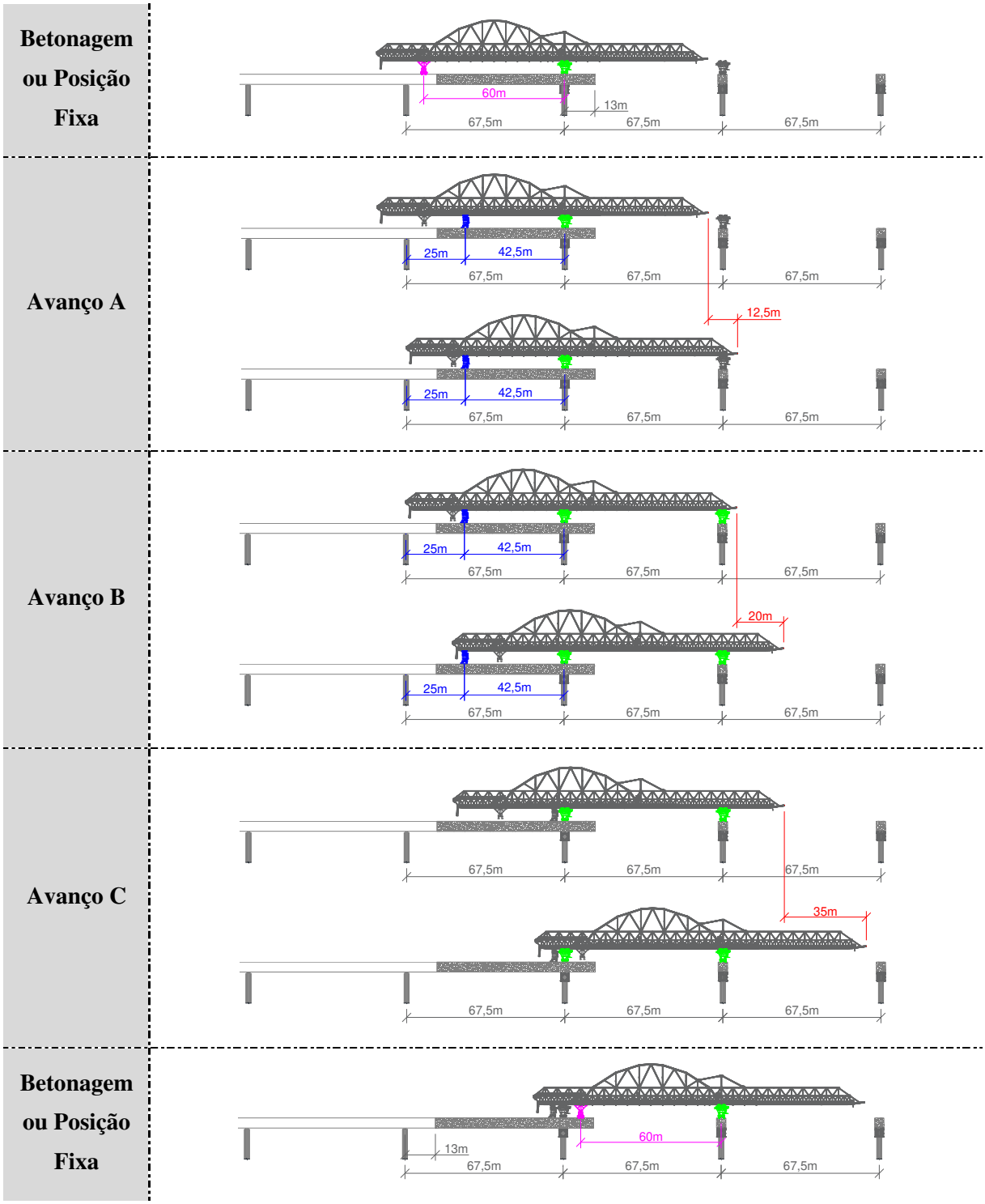

Figura 3.17: Modelos de Cálculo em função da fase do ciclo de construção

Adicionalmente, para o dimensionamento de componentes com geometria complexa, como por exemplo as ancoragens OPS, são usados modelos de elementos finitos do tipo casca, onde é controlada a tensão elástica de forma a limitar as zonas de plastificação. Na Figura 3.18 representa-se o modelo elástico e

linear para a análise e dimensionamento da ancoragem activa OPS que foi construído no *software Autodesk ROBOT*.

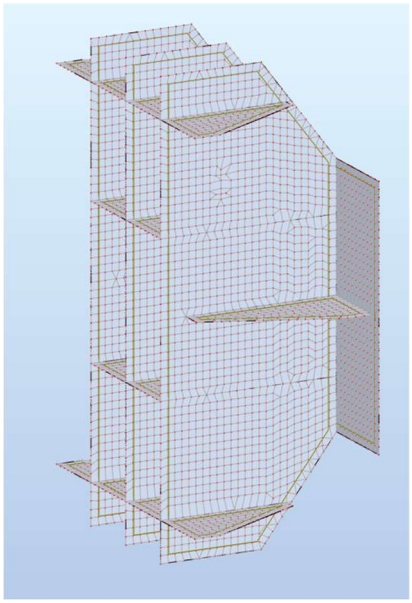

Figura 3.18: Modelo de Elementos Finitos da Ancoragem Activa

Em termos estruturais, a ancoragem activa OPS funciona como uma consola curta e está sujeita a três situações de carga imposta pelos actuadores hidráulicos OPS em função da deformação e da fase da operação do cimbre. Durante a fase de avanço o OPS está desligado e sem carga, enquanto que durante a fase fixa o OPS tem três regimes de carga. Na fase inicial da fase fixa, correspondente à montagem de armadura e preparação das cofragens, o OPS tem uma carga baixa apenas para manter uma tensão mínima e controlar a deformação relativamente baixa do cimbre nesta fase. Na fase de colocação do betão, o OPS tem accionado o controlo activo que faz aumentar a tensão nos cabos de forma a controlar a deformação da viga principal do cimbre. Ao longo da fase de pré-esforço do tabuleiro, o OPS está novamente em controlo activo, desta vez reduzindo a tensão nos cabos à medida que o pré-esforço do tabuleiro faz reduzir a deformação do cimbre. Em resumo, existem três patamares de carga na ancoragem activa que se indicam na Tabela 3.4. Durante a betonagem a força nos actuadores aumenta do patamar de força de posicionamento até ao de betonagem completa enquanto durante o pré-esforço do tabuleiro a variação da força nos actuadores é no sentido inverso.

Tabela 3.4: Patamares de carga da Ancoragem Activa

Fase do ciclo de construção	Força Cilindro OPS [kN]
Avanço	0
Posicionamento	900
Betonagem Completa	4905

3.2.2 ANÁLISE MODAL

A análise modal foi feita para a situação do cimbre estabilizado sem carga de betão, para comparar directamente com os ensaios de vibração ambiental descritos no ponto 3.5.2. O modelo foi construído no *software Autodesk ROBOT*, com os mesmos elementos dos modelos da análise estática (ver a Figura 3.16).

Neste modelo foi considerado o peso-próprio da estrutura metálica do cimbre multiplicado por um factor de 1.26, correspondente ao rácio entre o peso real do cimbre e o peso no modelo numérico (de forma a contabilizar o peso das ligações, não considerado no peso das barras do modelo). Foi também incluído o peso da cofragem exterior e 10% do peso das armaduras para simular a situação em que foram feitos os ensaios de vibração ambiental (na altura do ensaio estava a decorrer a fase inicial de montagem de armaduras).

3.3 MEDIÇÕES DOS ANEMÓMETROS

3.3.1 ANEMÓMETROS

O sistema de medição da velocidade e direcção do vento inclui dois anemómetros sónicos, colocados na treliça direita da viga principal do cimbre, um deles no topo do arco e o outro na ponta do nariz dianteiro, conforme representado na Figura 3.19. A escolha destas posições teve por base o objectivo de recolher informação do vento não perturbado que incide no cimbre (os anemómetros estão cerca de 3.4*m* acima do nível dos elementos estruturais mais próximos). A opção por dois anemómetros permite ter redundância em caso de falha de um deles e comparar as características do vento em duas posições do cimbre. A informação do vento nestas duas posições pode ainda apoiar a escolha da posição mais adequada em futuras aplicações com apenas um anemómetro. Em termos operacionais, a posição do anemómetro 01 da Figura 3.19 é melhor porque a montagem é mais fácil e mais barata. Em compensação, a posição 02 é mais adequada para captar o vento não perturbado na direcção do tabuleiro, no sentido traseira-dianteira do cimbre.

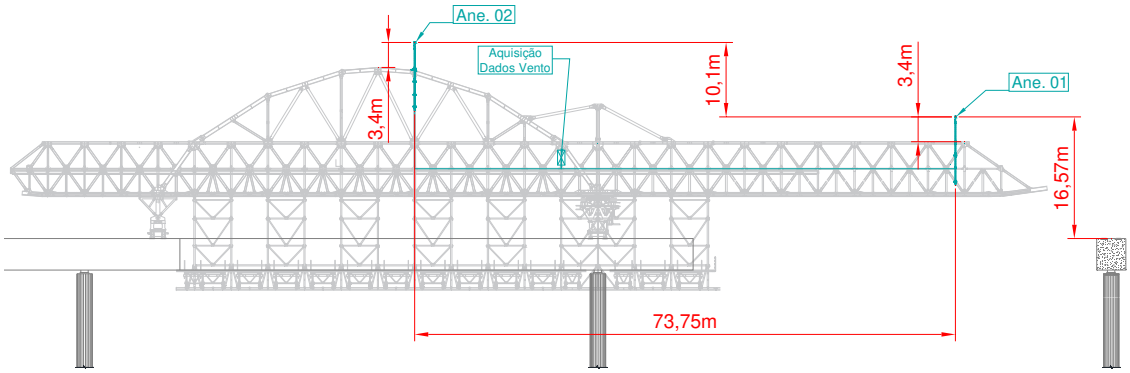

Figura 3.19: Localização dos anemómetros na estrutura

Os anemómetros sónicos são ambos DeltaOhm HD2003.1 (ver a Figura 3.20 à esquerda e ao centro). O sistema de aquisição é um Rapberry Pi 3 Model B ao qual estão ligados os anemómetros por cabos *Ethernet*. Em cada um dos anemómetros a conversão do cabo RS-232 de saída para o cabo *Ethernet* ligado ao sistema de aquisição é feita numa caixa acessível da plataforma de trabalho do cimbre (ver a Figura 3.20 à direita). O sistema de aquisição, as caixas de conversão e os anemómetros estão ligados a baterias para manter o sistema em funcionamento pleno em períodos de falta de energia. O sistema de aquisição está instalado no mesmo quadro do sistema de extensometria (ver a Figura 3.42 à direita) e está ligado a um *router* que permite o acesso e a transferência remota de dados gravados. Esta transmissão só é possível se houver energia do gerador. A frequência de amostragem é cerca de $28 Hz$, havendo uma ligeira flutuação entre os diversos ficheiros de dados (cerca de $\pm 2\%$). Esta ligeira flutuação da frequência de amostragem é uma limitação do modelo de anemómetro usado que recolhe e digitaliza os sinais adquiridos. No entanto, como a frequência de amostragem é suficientemente alta, a influência da flutuação nos resultados é negligenciável. A frequência de amostragem original foi ajustada para $25 Hz$ em pós-processamento.

Figura 3.20: Anemómetro 02 instalado no topo do arco (à esq.), anemómetro 01 instalado no nariz (ao centro) e caixa de conversão RS-232 – Ethernet (à dir.)

O registo de medições é feito em ficheiros com uma hora de dados com seis colunas. Na Tabela 3.5 indicam-se a amplitude, a resolução e a precisão das variáveis registadas.

Tabela 3.5: Características das variáveis registadas pelos anemómetros

	Coluna 1 - Velocidade	Coluna 2 - Azimute	Coluna 3 - Elevação	Coluna 4 - Velocidade do som	Coluna 5 - Temperatura Sónica	Coluna 6 - Compasso
Amplitude	0 – 70m/s	0 – 360º	-60º – 60º	300 – 380m/s	-40º – 60º	0 – 360º
Resolução	0.01m/s	0.1º	0.1º	0.01m/s	0.1ºC	0.1º
Precisão	±1% medida	±1º	±1º	±1% medida	±1ºC	±1º

A velocidade do vento registada é a norma do vector velocidade, o azimute é a orientação em planta e a elevação é a orientação em alçado do vector velocidade de acordo com os referenciais da Figura 3.21. O compasso indica a posição em planta do anemómetro em relação ao Norte, pelo que nesta aplicação é expectável que não haja variações significativas. A velocidade do som e a temperatura sónica estão relacionadas com o processo de medição das características do vento conforme descrito no ponto 2.2.2.1.

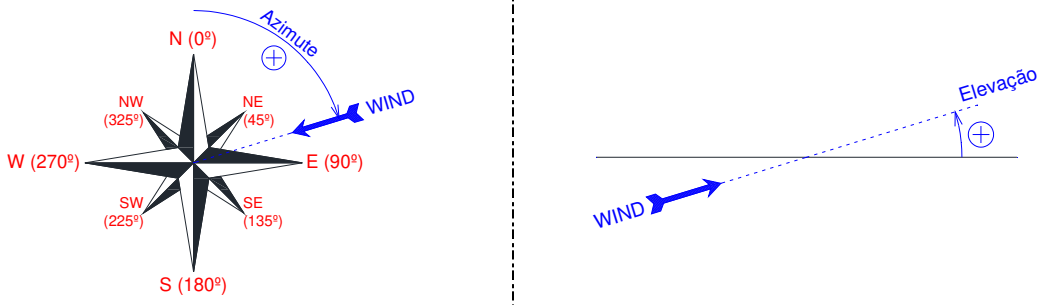

Figura 3.21: Orientação vento em planta (à esq.) e em alçado (à dir.)

Como o eixo longitudinal do cimbre está alinhado com a direcção 73º com o Norte, o vento com azimute 163º e 343º é perpendicular ao eixo longitudinal do cimbre, enquanto o vento com azimute 73º ou 253º é paralelo ao eixo longitudinal do cimbre.

No período operacional dos anemómetros, entre 13/09/2019 e 12/02/2020, foram recolhidos 1994 e 1964 ficheiros de dados com uma hora de duração para o anemómetro 01 e 02, respectivamente. Este período corresponde a 152 dias ou 3648 horas, pelo que o sistema esteve em funcionamento cerca de 54% do tempo. Mesmo considerando a paragem de 19 dias no Natal, o sistema funcionou correctamente apenas cerca de 62% do tempo. Desta implementação foram retiradas ilações importantes que conduziram a uma segunda aplicação muito mais bem conseguida (descrita no ponto 4.2).

3.3.2 Tratamento Preliminar dos Dados

Na primeira análise aos dados ficou clara a existência de alguns *outliers* na coluna da velocidade do vento, conforme se verifica por exemplo para o anemómetro 02 no dia 12/10/2019 18:00–19:00, onde são facilmente identificáveis dois valores aberrantes (ver a Figura 3.22 à esquerda). Retirando estes dois

outliers com velocidade instantânea superior a $100 m/s$, a velocidade instantânea máxima para esta hora de dados ronda os $6 m/s$, o que reforça a natureza aberrante dos picos. Para operacionalizar a identificação de *outliers* foi adoptado como critério as variações significativas em relação à mediana móvel da velocidade do vento. Neste caso foram considerados 1000 pontos e um desfasamento máximo de dez vezes o desvio absoluto mediano (*Median Absolute Deviation* – MAD). Para o conjunto de dados em análise, este critério conduziu a 61 *outliers* em 44 ficheiros de dados para o anemómetro 01 e 49 *outliers* em 33 ficheiros para o anemómetro 02. A quantidade de *outliers* é bastante baixa, havendo menos de 2% de ficheiros com *outliers* para ambos os anemómetros e cerca de 0.00003% de *outliers* na totalidade dos dados. Dado que os valores aberrantes aparecem isolados, estes foram substituídos pelos valores médios dos instantes anterior e seguinte em todas as variáveis com excepção da temperatura sónica. Como esta é calculada com base na velocidade do vento no instante anterior, o seu valor aberrante surge no instante seguinte ao do *outlier* da velocidade do vento, pelo que a estratégia de correcção da temperatura foi a mesma, sendo apenas desfasada para a frente um instante.

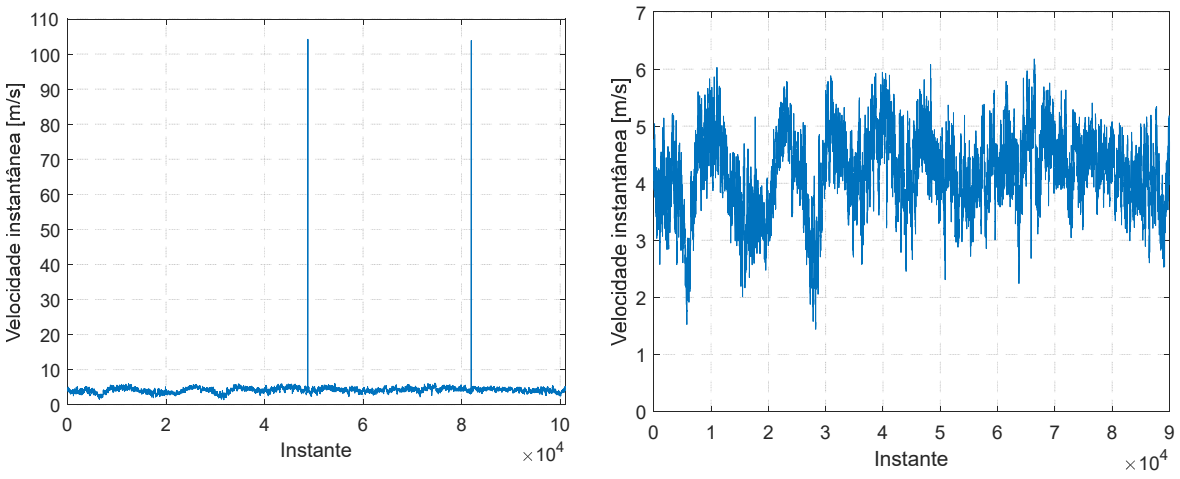

Figura 3.22: Registo de velocidade do vento de 12/10/2019 18:00–19:00 para o anemómetro 02 com *outliers* (à esq.) e sem *outliers* para uma frequência de amostragem de $25 Hz$ (à dir.)

Como a frequência de amostragem dos ficheiros originais não é constante (apresentando valores entre $27.8 Hz$ e $28.4 Hz$), foi feita uma reamostragem dos dados para $25 Hz$ para garantir maior homogeneidade na análise. Esta frequência de reamostragem foi escolhida por ser próxima da frequência original e por ser um submúltiplo da frequência de amostragem dos sistemas de extensometria e acelerometria instalados no mesmo cimbre ($50 Hz$ em ambos). Do lado direito da Figura 3.22 representa-se o ficheiro de dia 12/10/2019 18:00–19:00 após a retirada de *outliers* e a reamostragem de dados.

Como forma de controlo das alterações introduzidas nos dados pela retirada de *outliers* e reamostragem, foram comparados vários parâmetros dos dados originais com os dados após tratamento para um período representativo entre 1 e 31 de Outubro de 2019. Na Tabela 3.6 apresentam-se os valores de diversas medidas de estatística descritiva para os dados tratados e dados originais de velocidade do vento

(coluna 1 do ficheiro de dados). A maior parte das medidas mantém-se practicamente inalterada na passagem de dados originais para dados tratados. Apenas as medidas mais susceptíveis a *outliers* apresentam uma mudança relevante. Desde logo o valor máximo, que reduziu significativamente com a retirada dos *outliers*. Também a *kurtosis* se reduziu porque, para além duma medida do achatamento da amostra, esta é igualmente uma medida da propensão para a existência de *outliers*.

Tabela 3.6: Comparação entre os resultados originais e tratados da Velocidade do Vento

		Anemómetro 01			Anemómetro 02		
		Original	Tratado	Dif. Relativa	Original	Tratado	Dif. Relativa
Velocidade do vento [m/s]	Quantil 1%	0.330	0.330	-0.14%	0.350	0.349	-0.22%
	Média	3.223	3.225	0.05%	3.806	3.803	-0.08%
	Mediana	2.830	2.831	0.03%	3.470	3.460	-0.28%
	Quantil 99%	10.320	10.321	0.01%	11.030	11.038	0.07%
	Máximo	66.950	19.577	-70.76%	118.910	20.809	-82.50%
	Desvio Padrão	2.023	2.024	0.05%	2.133	2.135	0.10%
	CoV	62.76%	62.76%	-0.01%	56.06%	56.16%	0.18%
	Skewness	1.499	1.496	-0.19%	1.302	1.298	-0.34%
	Kurtosis	6.249	6.167	-1.31%	6.126	5.572	-9.04%

Para as restantes 5 variáveis (Ângulo Azimutal, Ângulo de Elevação, Velocidade do Som, Temperatura Sónica e Compasso), as amostras de dados originais e de dados tratados foram comparadas através das medidas de estatística descritiva que se resumem na Tabela 3.7. Também nestes casos se observa que ambas as amostras são muito semelhantes em termos de tendência central e dispersão.

Tabela 3.7: Comparação entre os resultados originais e tratados do Ângulo Azimutal e de Elevação, Velocidade do Som, Temperatura e compasso

		Anemómetro 01			Anemómetro 02		
		Original	Tratado	Dif. Relativa	Original	Tratado	Dif. Relativa
Ângulo Azimutal [º]	Média	166.396	166.525	0.08%	172.466	172.377	-0.05%
	Desvio Padrão	106.553	106.002	-0.52%	105.257	104.810	-0.42%
Ângulo Elevação [º]	Média	1.162	1.165	0.23%	4.081	4.073	-0.20%
	Desvio Padrão	10.261	10.240	-0.21%	9.114	9.091	-0.24%
Velocidade Som [m/s]	Média	339.646	339.648	0.00%	341.171	341.176	0.00%
	Desvio Padrão	2.416	2.416	-0.01%	2.458	2.462	0.19%
Temperatura [ºC]	Média	13.145	13.147	0.02%	15.736	15.743	0.05%
	Desvio Padrão	4.083	4.083	0.00%	4.176	4.184	0.20%
Compasso [º]	Média	67.239	67.239	0.00%	74.357	74.359	0.00%
	Desvio Padrão	0.634	0.634	0.02%	0.524	0.524	0.07%

Adicionalmente, foram ainda comparadas as distribuições de probabilidade das várias variáveis, verificando-se serem practicamente coincidentes. Em conclusão, a abordagem de retirada de *outliers* e reamostragem teve um impacto desprezável nos dados, o que valida a abordagem descrita e

implementada. Desta forma, os dados tratados representam de forma adequada os dados originais obtidos, pelo que a partir deste ponto serão referidos apenas os dados tratados.

3.3.3 VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO

Na Figura 3.23 representa-se a velocidade média $10min$ para os anemómetros 01 e 02, onde é perceptível a correspondência entre as medições, especialmente para valores de velocidade mais elevados. Nos gráficos são identificados a traço interrompido os momentos de transição entre vãos do tabuleiro da ponte.

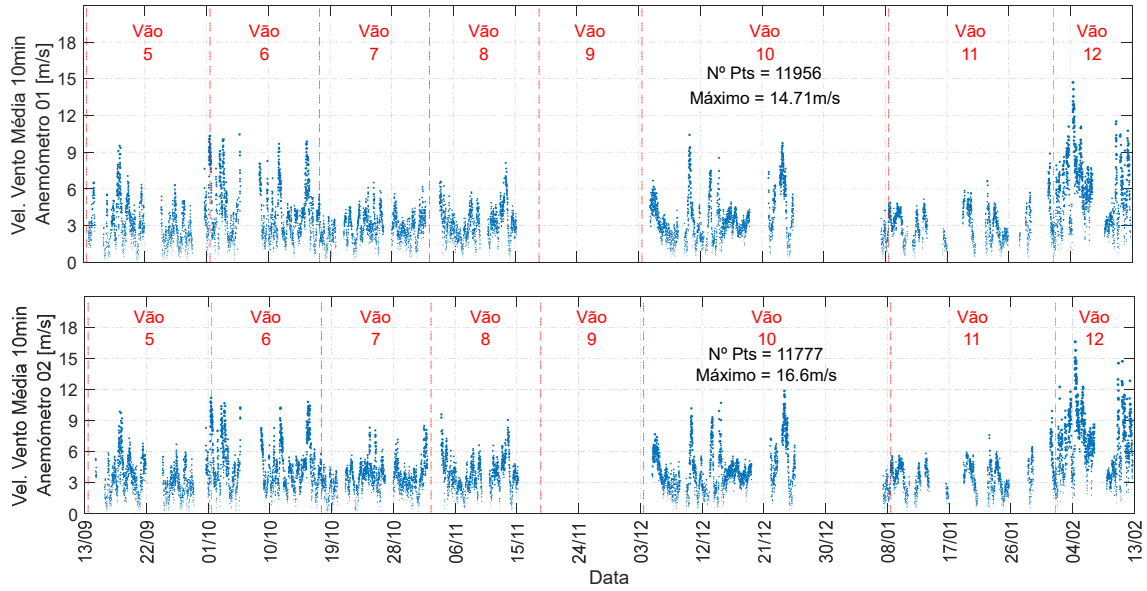

Figura 3.23: Velocidade média $10min$ para o Anemómetro 01 (em cima) e o Anemómetro 02 (em baixo) entre 13/09/2019 e 12/02/2020

A máxima velocidade média 10 minutos registada no anemómetro 01 foi $14.71m/s$ (medidos para o dia 04/02/2020 09:20–09:30) e no anemómetro 02 foi $16.60m/s$ (também medidos para o dia 04/02/2020 09:20–09:30). Comparando directamente os registos de velocidade através do rácio entre a velocidade do vento medida pelo anemómetro 02 e pelo anemómetro 01 para períodos correspondentes, para toda a gama de velocidades resulta que a velocidade registada no anemómetro 02 é em média 124% da velocidade do anemómetro 01. No entanto, este rácio reduz-se para 116% para as velocidades superiores (consideradas neste caso quando são ambas maiores que $3m/s$). Esta diferença era esperada e já havia sido verificada para os valores máximos, uma vez que o anemómetro 01 está colocado a uma cota inferior à do anemómetro 02. Quanto à dispersão deste rácio considerando toda a gama de velocidades, este está algo disperso (coeficiente de variação de 30%), sendo bastante menor para as velocidades maiores (coeficiente de variação de 13%).

Tal como referido no ponto 2.2.2.1, a velocidade média do vento está associada ao período para o qual é calculada a média. Neste estudo foram considerados três tipos de velocidade média: média de 10 minutos, média de 1 hora e média de 3 segundos. As duas primeiras são usadas normalmente para descrever a acção média do vento e a última para descrever a acção de rajada.

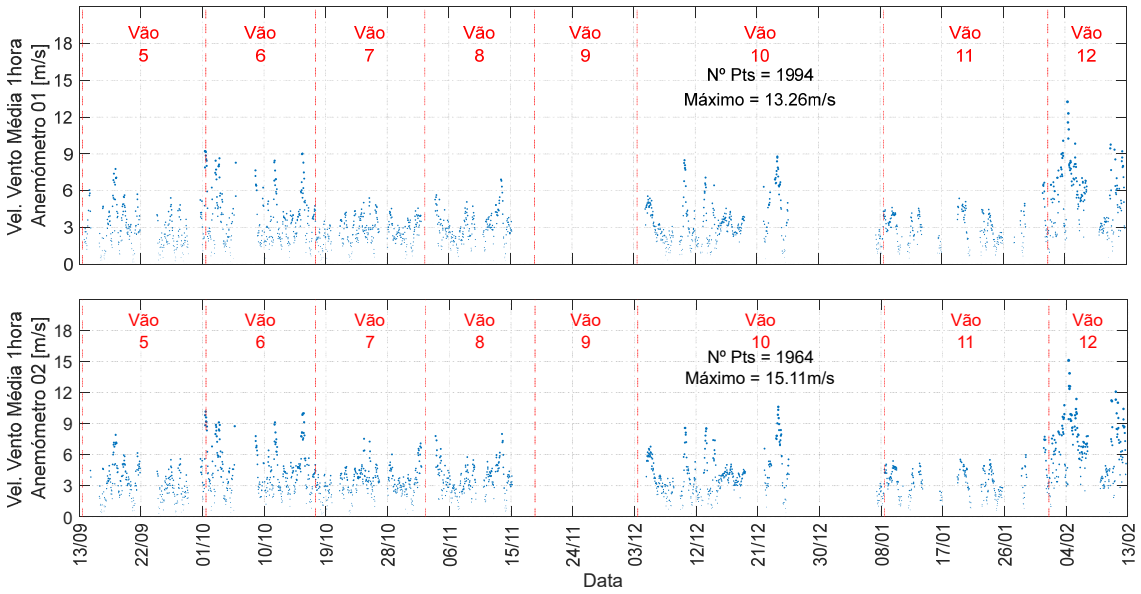

Figura 3.24: Velocidade média $1hora$ para o Anemómetro 01 (em cima) e o Anemómetro 02 (em baixo) entre 13/09/2019 e 12/02/2020

Na Figura 3.24 representa-se a velocidade média para períodos de 1 hora, para os quais se obtém um valor máximo de $13.26m/s$ para o anemómetro 01 e de $15.11m/s$ para o anemómetro 02, ambos para 02/02/2020 14:00–15:00. Na Figura 3.25 representa-se a velocidade média para um período de 3 segundos, para o qual se obtém um valor máximo de $28.13m/s$ para o anemómetro 01 (dia 04/02/2020 12:27:24–12:27:27) e de $28.07m/s$ para o anemómetro 02 (dia 04/02/2020 09:27:30–09:27:33). Ao contrário do que se verifica para velocidade média $10min$ e $1hora$, a máxima rajada de $3s$ registada pelo anememómetro 01 é superior à do anemómetro 02. No entanto, se forem consideradas as 10 rajadas máximas de cada um, [28.13; 26.15; 25.80; 25.71; 25.44; 25.28; 25.28; 25.11; 25.09; 25.02] para o anemómetro 01 e [28.07; 27.55; 27.30; 27.30; 26.98; 26.90; 26.90; 26.86; 26.80; 26.60] para o anemómetro 02, verifica-se que as 10 rajadas máximas medidas pelo anemómetro 02 são todas maiores que a segunda maior rajada medida pelo anemómetro 01.

No dimensionamento do cimbre são considerados dois critérios de velocidade máxima consoante sejam operações críticas ou não. Esta é a prática corrente no dimensionamento de cimbres autolançáveis porque as duas operações críticas para o dimensionamento, o avanço e a betonagem, são de curta duração e acontecem apenas se os responsáveis em obra o decidirem (Confederación Nacional de la Construcción, 2007). Assim, para que se autorize o início da operação crítica, é necessário confirmar que não está previsto vento com velocidade superior ao limite nos 2-3 dias seguintes e também que

durante $30min$ a velocidade medida no anemómetro instalado no cimbre não ultrapassa esse mesmo limite. O anemómetro usado para esta verificação não é o anemómetro sónico instalado para esta monitorização, mas sim um anemómetro de copos com um sistema de alarme parametrizado para a velocidade limite especificada. Todos os cimbres BERD têm um anemómetro com este fim. O procedimento de controlo das operações críticas é formalizado numa lista de verificação que deverá ser preenchida antes de iniciar a operação crítica e assinada pelos responsáveis em obra. No dimensionamento das operações críticas do cimbre M1-70-S foi considerada uma velocidade média $10min$ de $40km/h$ ($11.1m/s$) e uma velocidade de rajada de $60km/h$ ($16.6m/s$). Na fase fixa sem carga de betão foi considerada uma rajada máxima de dimensionamento de $170km/h$ ($47.2m/s$). Conforme se verifica na Figura 3.23 e Figura 3.25, grande parte do tempo a velocidade do vento foi inferior aos limites especificados para as operações críticas. Nas poucas situações em que essas velocidades foram ultrapassadas, o cimbre estava estacionado sem carga de betão, à qual corresponde uma velocidade de dimensionamento de $170km/h$. Deste modo, a velocidade do vento em obra foi sempre inferior à velocidade do vento considerada no dimensionamento.

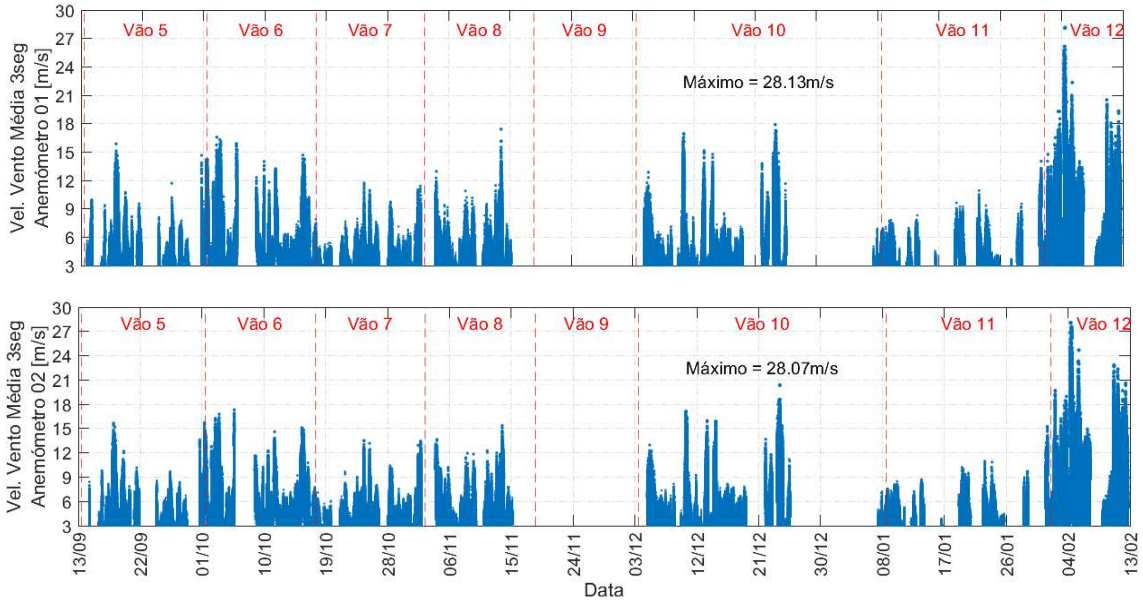

Figura 3.25: Velocidade média $3seg$ para o Anemómetro 01 (à esq.) e o Anemómetro 02 (à dir.) entre 13/09/2019 e 12/02/2020

Considerando como base a velocidade média $1hora$, representa-se na Figura 3.26 o factor de rajada $G_{600,3600}$ (à esquerda) e $G_{3,3600}$ (à direita) para ambos anemómetros.

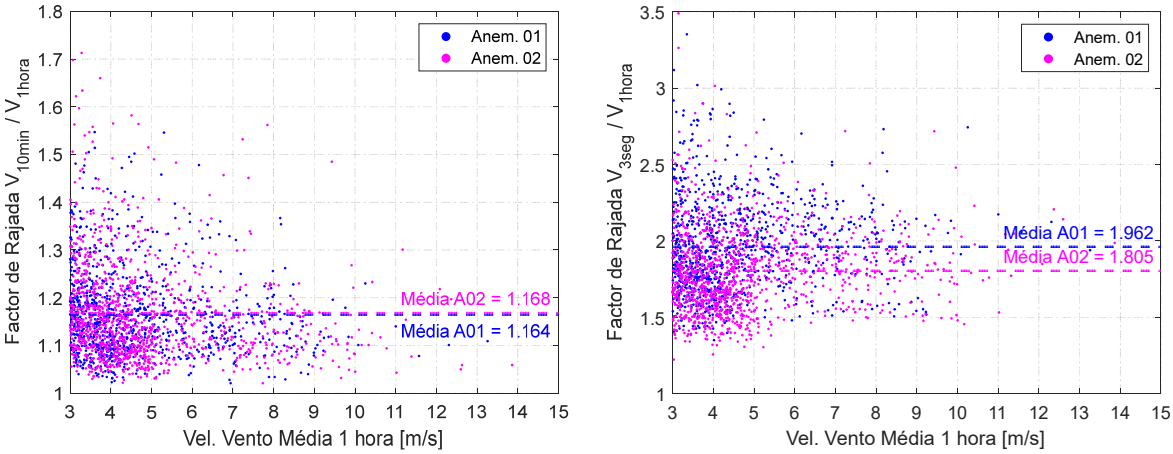

Figura 3.26: Factor de rajada $G_{600,3600}$ (à esq.) e $G_{3,3600}$ (à dir.)

Na Tabela 3.8 agregam-se o valor médio e o coeficiente de variação do factor de rajada para os vários períodos referidos. Os valores do factor de rajada estão globalmente em linha com os valores citados no ponto 2.2.2.1.

Tabela 3.8: Factor de rajada $G_{600,3600}$ e $G_{3,3600}$

Factor de Rajada	Anemómetro 01		Anemómetro 02	
	Média	CoV	Média	CoV
$G_{600,3600}$	1.164	7.7%	1.168	9.4%
$G_{3,3600}$	1.963	15.7%	1.805	14.8%

A Tabela 3.8 permite também identificar qualitativamente o vazio espectral referido em 2.2.2.1, já que a diferença entre as velocidades médias $10min$ e $1hora$ é pequena quando comparada com a diferença entre estas e a velocidade média para períodos de 3 segundos.

Comparando a velocidade média $1hora$ indicada na Figura 3.24 com os registos de velocidade do vento do Aeroporto de Bratislava que dista cerca de $15km$ do local da obra (Weather Underground, 2020), resulta que apesar de nem sempre haver coincidência nos valores absolutos da velocidade, nos momentos em que se registam as maiores velocidades nos anemómetros da obra também surjem velocidades mais elevadas nos registos do aeroporto (ver a Figura 3.27 à esquerda). Como o sistema global de ventos da obra e do aeroporto é o mesmo, os fenómenos climáticos que originam ventos fortes são comuns, apesar de alguns efeitos locais nas proximidades dos anemómetros da obra e do aeroporto poderem afectar um pouco os valores de velocidade.

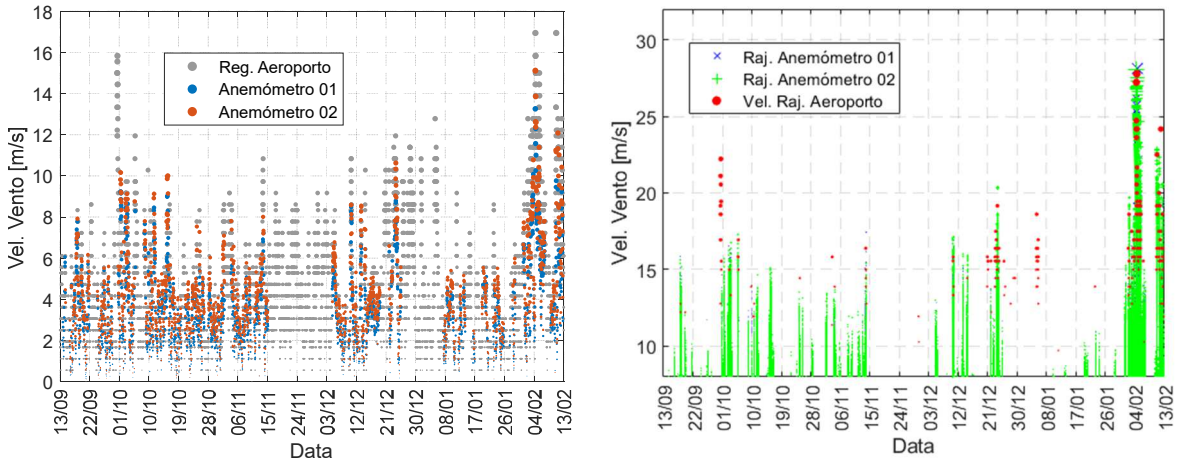

Figura 3.27: Comparação dos registos do aeroporto (Weather Underground, 2020) com a Velocidade Média $1hora$ (à esq.) e com a Velocidade média $3s$ (à dir.)

Considerando os valores de rajada representados na Figura 3.25, a comparação destes com os registados no aeroporto de Bratislava denotam grande proximidade, especialmente nos valores máximos registados (ver a Figura 3.27 à direita). A rajada máxima no aeroporto para o dia 04/02/2020 foi $27.8m/s$, um valor bastante próximo dos registados no local da obra (ver a Figura 3.25). Alargando a análise para o período em que o cimbre M1-70-S esteve em operação (incluindo a montagem e a desmontagem do cimbre), cerca de um ano entre 01/04/2019 e 31/03/2020, verifica-se que é no Inverno e no início da Primavera que se verificam ventos mais fortes (ver a Figura 3.28 à esquerda onde a velocidade é crescente do azul para o vermelho) e que tendencialmente no período diurno o vento é mais forte e menos variável que durante a noite (ver a Figura 3.28 à direita).

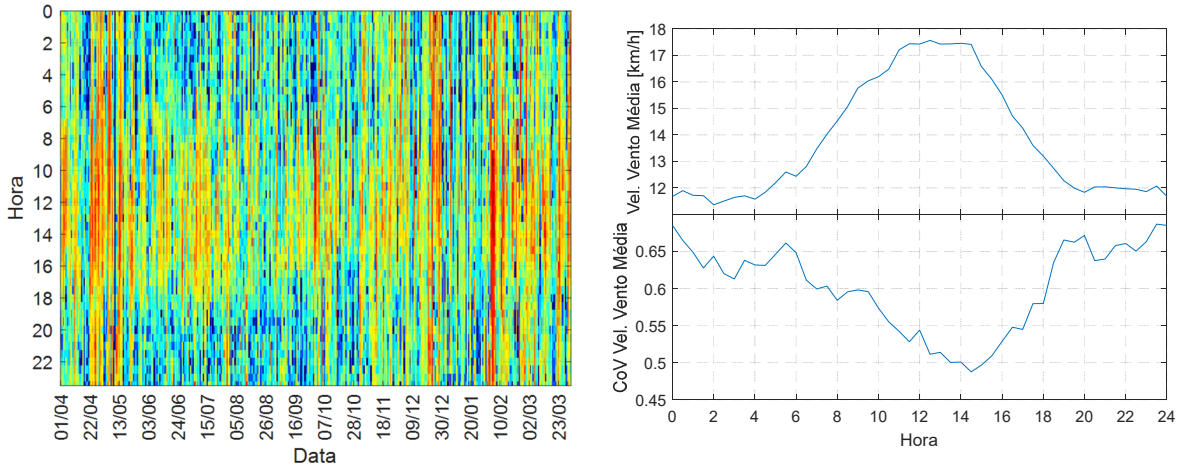

Figura 3.28: Velocidade do vento entre 01/04/2019 e 31/03/2020 (à esq.) e velocidade média e coeficiente de variação em função da hora do dia para o mesmo período (à dir.)

Durante o período de observação não se registaram situações de velocidade do vento extraordinária, havendo uma grande quantidade de registos com velocidade inferior a brisa ligeira (velocidade inferior

a $3m/s$). Estas situações de velocidade muito baixa estão associadas a um comportamento ainda mais irregular e errático do vento. Como estas situações não são normalmente muito relevantes para a resposta das estruturas à acção do vento, nos pontos seguintes a análise foi restringida às situações em que a velocidade média $10min$ é superior a $3m/s$.

3.3.4 DIRECÇÃO E INCIDÊNCIA MÉDIA DO VENTO

Analisando as rosas-dos-ventos para velocidades médias $10min$ (ver a Figura 3.29), verifica-se que no local da obra o vento tem duas direcções preferenciais. A direcção com maior frequência acontece para uma orientação próxima da directriz da ponte (próxima de Este-Nordeste, representada a tracejado vermelho na Figura 3.29), mas os ventos mais fortes aparecem na direcção Nor-Noroeste e Noroeste. Há ainda a notar algumas situações de ventos com velocidade intermédia alinhados com o quadrante Sul. Os registos de direcção do vento são bastante homogéneos para ambos os anemómetros, permitindo concluir sobre as direcções dominantes no local da implantação. Ainda assim, há pequenas diferenças que podem ser explicadas por obstáculos locais.

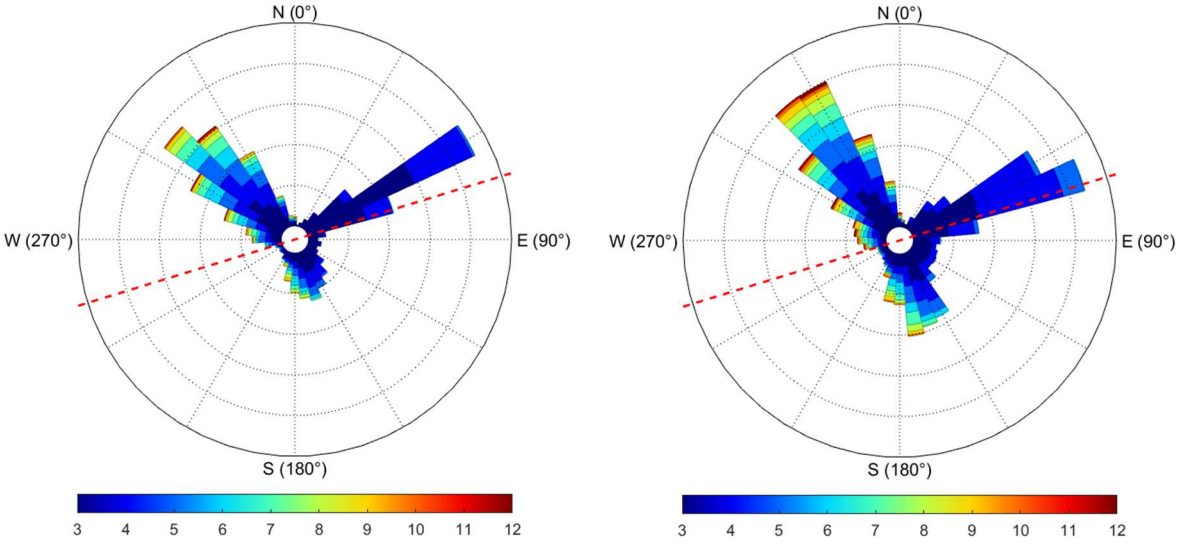

Figura 3.29: Rosa dos ventos para velocidades médias $10min$ para o Anemómetro 01 (à esq.) e o Anemómetro 02 (à dir.)

Pela especificidade da sua função, um cimbre transita entre posições fixas distanciadas do comprimento do vão, neste caso $67.5m$. Em terrenos heterogéneos, as várias posições do cimbre poderão estar associadas a ventos com características diferentes. Na Figura 3.30 representa-se a frequência da orientação do vento em planta para cada um dos vãos da ponte (por inactividade do sistema não há dados para o vão 9). Verifica-se que os ventos de Noroeste surgem em todos os vãos, mas há algumas variações nos ventos de Nordeste e de Sul. Nesta análise é necessário ressalvar que este cimbre está em cada uma

das fases fixas cerca de duas semanas, pelo que as características diferenciadas nos vários vãos poderão também estar relacionadas com a curta duração de cada um dos períodos de análise.

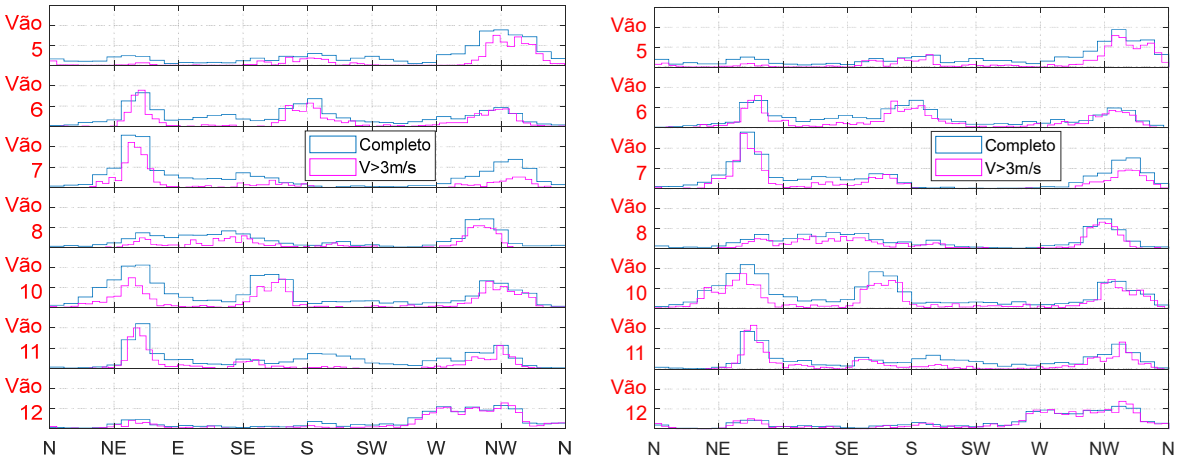

Figura 3.30: Distribuição da orientação do vento para vários vãos para o Anemómetro 01 (à esq.) e o Anemómetro 02 (à dir.)

Para além da direcção em planta, a orientação do vento também é caracterizada pelo ângulo de elevação ou de incidência. Na Figura 3.31 representa-se o ângulo de incidência em função da direcção do vento, com o tamanho e cor dos pontos em correspondência com a respectiva velocidade média $10min$. Verifica-se, para as três direcções preponderantes, que o ângulo de incidência é positivo na maior parte dos casos (vento ascendente), sendo mais ascendente para o anemómetro 02. Os ventos mais fortes registados pelo anemómetro 1 têm um ângulo de incidência de 2.5º para ventos de Noroeste e cerca de 5º para ventos de Sul (ver a Figura 3.31 à esquerda). No caso do anemómetro 02 estas incidências são de 5º e 7.5º, respectivamente (ver a Figura 3.31 à direita).

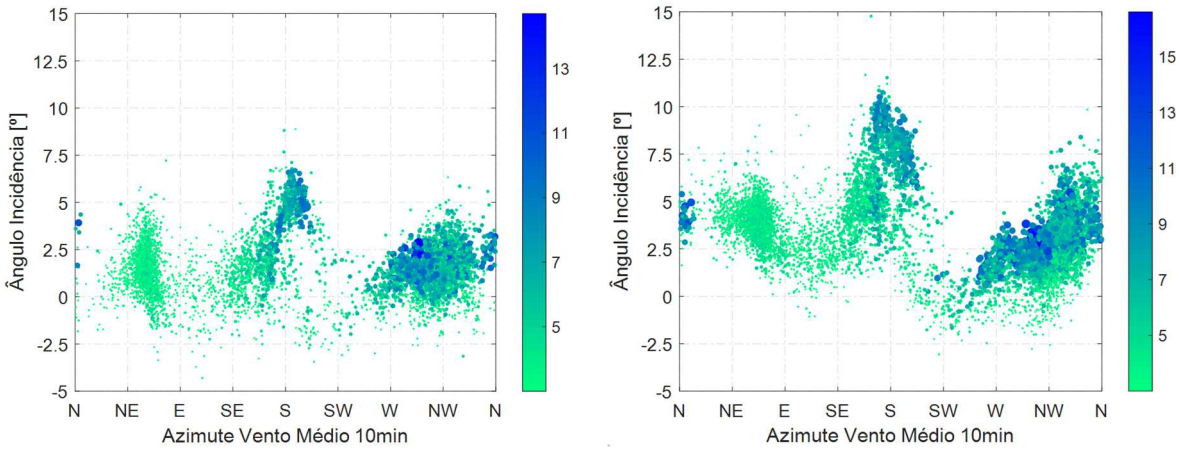

Figura 3.31: Ângulo de Incidência em função da direcção e da velocidade média para o Anemómetro 01 (à esq.) e o Anemómetro 02 (à dir.)

3.3.5 COMPONENTE TURBULENTA DO VENTO

A componente turbulenta do vento é normalmente caracterizada pela intensidade de turbulência referida no ponto 2.2.2.1. Na Figura 3.32 a intensidade de turbulência é representada em função da respectiva velocidade média 10*min* para a direcção longitudinal (correspondente à direcção do vento médio), direcção transversal e direcção vertical. Nesta representação não foram considerados os efeitos da variação do ângulo azimutal e de incidência do vento.

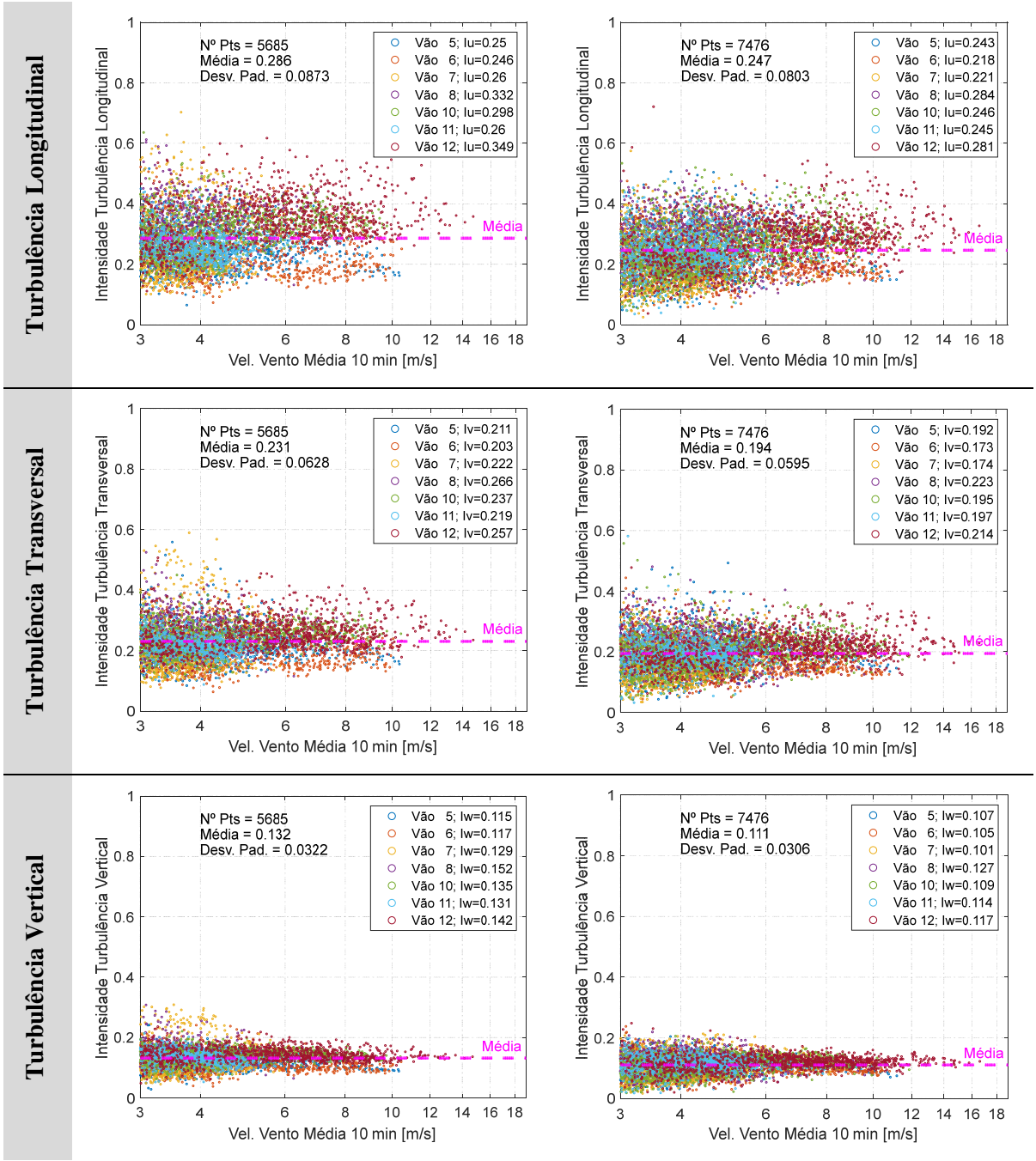

Figura 3.32: Intensidade de turbulência longitudinal (em cima), transversal (ao meio) e vertical (em baixo) em função da velocidade média 10min para o Anemómetro 01 (à esq.) e o Anemómetro 02 (à dir.)

Considerando a direcção do vento em planta, representa-se na Figura 3.33 a intensidade de turbulência na direcção longitudinal, transversal e vertical. O tamanho e a cor dos pontos está relacionada com a respectiva velocidade média 10*min*. A intensidade de turbulência longitudinal é cerca de 0.2 para o vento de Noroeste e de Sul enquanto para vento de Noroeste é cerca de 0.3, o que permite inferir que provavelmente a rugosidade do solo do lado Noroeste é maior que a da aproximação de Nordeste e Sul. Este valor de intensidade de turbulência está em linha com os valores previstos no ponto 2.2.2.1 para terreno do tipo II referido no Eurocódigo (NP EN 1991-1-4, 2010).

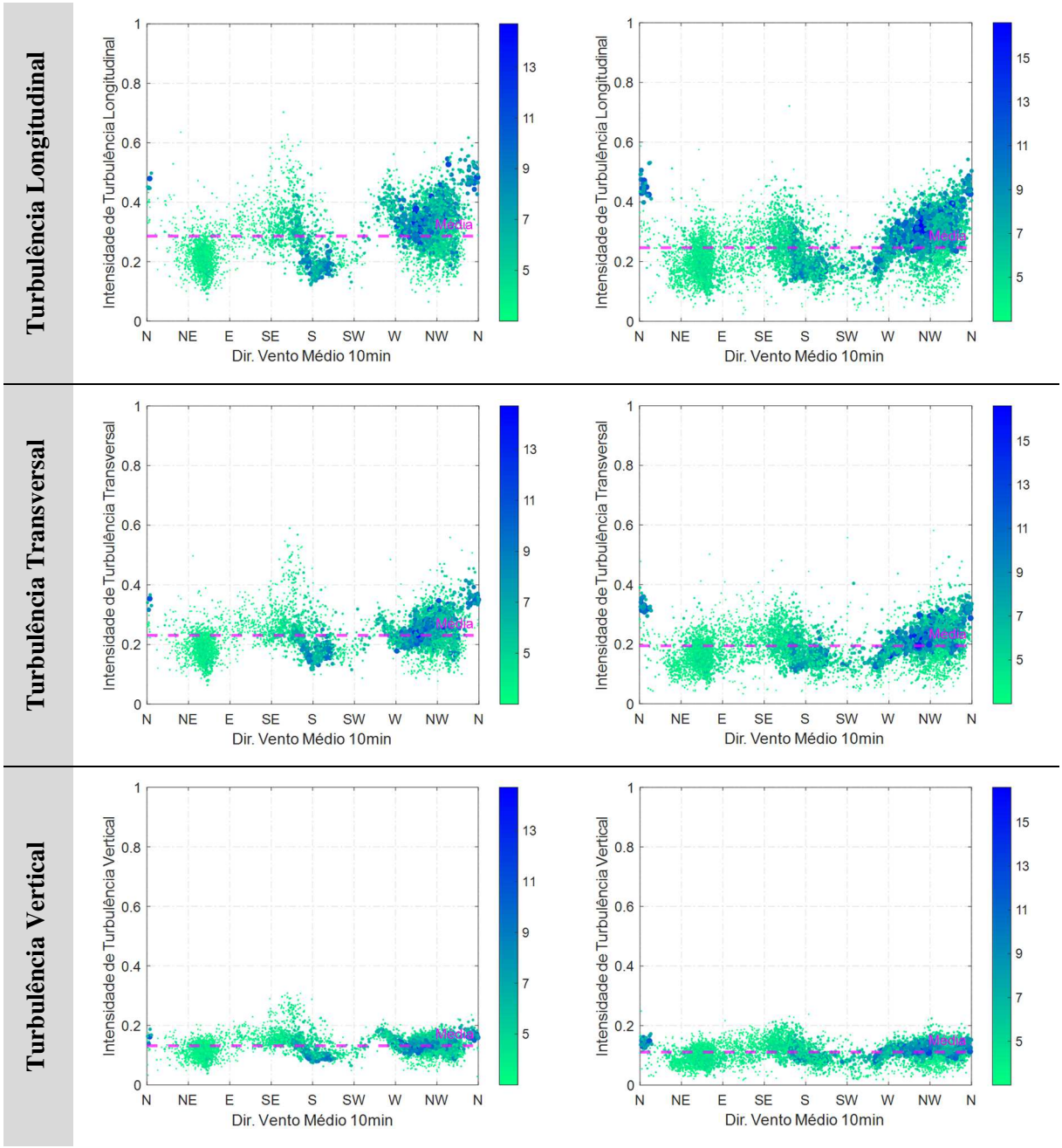

Figura 3.33: Intensidade de turbulência longitudinal, transversal e vertical em função da velocidade média 10min para o Anemómetro 1 (à esq.) e o Anemómetro 2 (à dir.)

Tal como esperado, nas direcções transversal e vertical, as intensidades de turbulência são inferiores à intensidade de turbulência longitudinal. Na Figura 3.32 e na Tabela 3.9, são indicados os valores de intensidade de turbulência e o rácio entre a intensidade de turbulência transversal e vertical e a intensidade de turbulência longitudinal para cada um dos vãos. Os rácios indicados são coerentes com os valores típicos indicados na bibliografia e referidos em 2.2.2.1 ($I_v \approx 0.75 I_u$ a $0.85 I_u$ e $I_w \approx 0.5 I_u$.a $0.6 I_u$).

Tabela 3.9: Intensidade de turbulência para as direcções *u*, *v* e *w*

Vão	Anemómetro 01					Anemómetro 02				
	I_u	I_v	I_w	I_v/I_u	I_w/I_u	I_u	I_v	I_w	I_v/I_u	I_w/I_u
5	0.250	0.211	0.115	0.84	0.46	0.243	0.192	0.107	0.79	0.44
6	0.246	0.203	0.117	0.83	0.48	0.218	0.173	0.105	0.79	0.48
7	0.260	0.222	0.129	0.85	0.50	0.221	0.174	0.101	0.79	0.46
8	0.332	0.266	0.152	0.80	0.46	0.284	0.223	0.127	0.79	0.45
10	0.298	0.237	0.135	0.80	0.45	0.246	0.195	0.109	0.79	0.44
11	0.260	0.219	0.131	0.84	0.50	0.245	0.197	0.114	0.80	0.47
12	0.349	0.257	0.142	0.74	0.41	0.281	0.214	0.117	0.76	0.42
Média	**0.286**	**0.231**	**0.132**	**0.81**	**0.46**	**0.247**	**0.194**	**0.111**	**0.79**	**0.45**

3.3.6 TEMPERATURA SÓNICA

Para o período em análise foram comparados os registos de temperatura sónica de ambos os anemómetros com os dados de temperatura do ar recolhidos no site *Weather Underground* para o Aeroporto de Bratislava (Weather Underground, 2020). Na Figura 3.34 à esquerda são comparados os registos dos anemómetros sónicos com as medições da temperatura do ar, onde é clara uma grande proximidade entre ambos, especialmente em termos de aspecto geral das variações de temperatura.

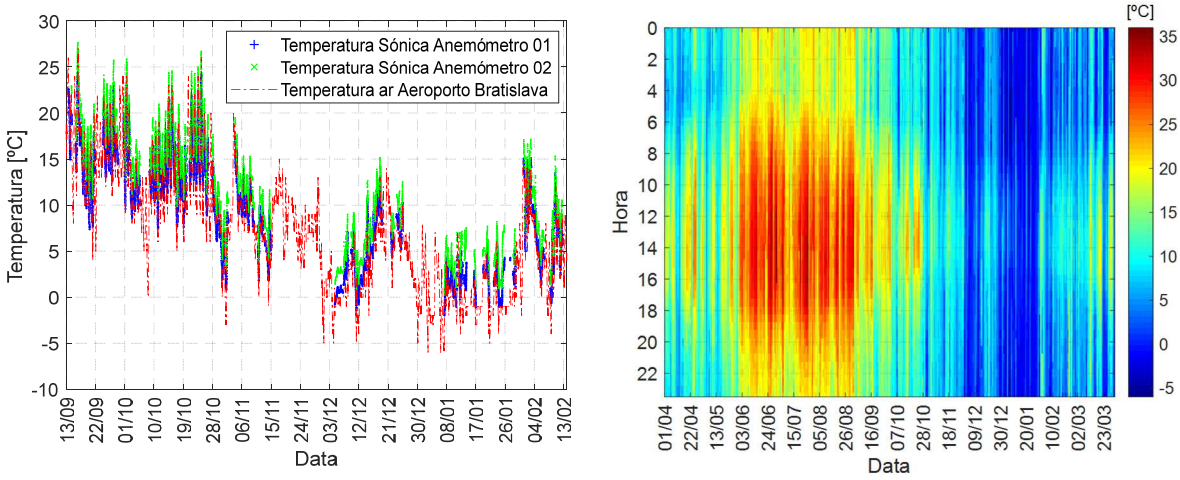

Figura 3.34: Comparação entre a Temperatura sónica nos anemómetros e a temperatura do ar no aeroporto de Bratislava (à esq.) e temperatura do ar no aeroporto de Bratislava entre 01/04/2019 e 31/03/2020 (à dir.)

Considerando a temperatura do ar registada no aeroporto de Bratislava ao longo de um ano (ver a Figura 3.34 à direita), correspondente aproximadamente ao período de operação do cimbre, verifica-se que existe uma amplitude térmica anual bastante grande (variando entre cerca de -5ºC e 35ºC) e uma amplitude térmica diária grande, podendo atingir cerca de 20ºC na estação quente (variando entre cerca de 15ºC no período nocturno e 35ºC a meio do dia). Na estação fria a amplitude térmica é menor, mantendo-se na maior parte do tempo entre -5ºC e 5ºC.

3.3.7 ANÁLISE ESPECTRAL

Para a análise espectral foram seleccionados os dados do evento de 04/02/2020 e 05/02/2020 onde se verificaram os valores de velocidade máximos registados por ambos os anemómetros. Os registos deste evento foram divididos em segmentos onde é razoável considerar o vento como estacionário. Para tal, foram consideradas variações da velocidade inferiores a 25% da velocidade média do segmento e uma variação de azimute inferior a 15º em relação à direcção média (Cremona & Foucriat, 2002). Na Figura 3.35 em cima representa-se a velocidade instantânea e a velocidade média $10min$, à esquerda para o anemómetro 01 e à direita para o anemómetro 02. Em baixo representa-se o azimute instantâneo e o azimute médio $10min$ para ambos os anemómetros.

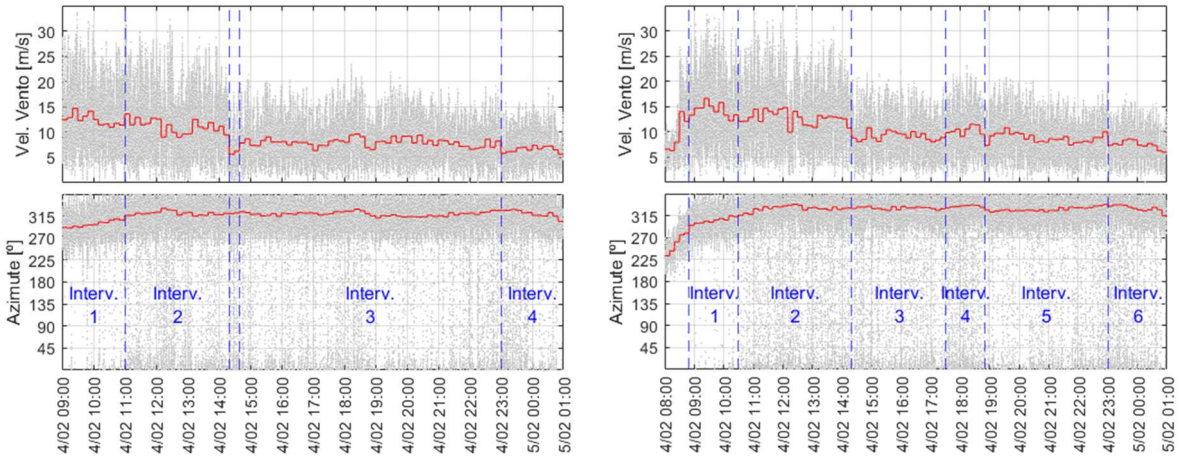

Figura 3.35: Velocidade e azimute instantâneos e médios para o anemómetro 01 (à esq.) e o anemómetro 02 (à dir.)

Os registos do anemómetro 01 foram divididos em quatro intervalos de características relativamente estacionárias de acordo com a Tabela 3.10.

Tabela 3.10: Intervalos estacionários registados pelo anemómetro 01 para a tempestade de 04/02/2019 e 05/02/2020

Intervalo	V_{med} [m/s]	$\Delta V_{máx}$	$Azim_{med}$ [º]	$\Delta Azim_{máx}$ [º]	$Incid_{med}$ [º]	$\Delta Incid_{máx}$ [º]	I_u	I_v	I_w	I_v/I_u	I_w/I_u
1	12.4	18%	298.4	10.3	1.99	0.9	0.367	0.286	0.137	0.78	0.37
2	11.1	22%	320.4	10.3	1.74	1.0	0.431	0.303	0.148	0.70	0.34
3	7.97	21%	319.1	10.0	1.48	1.2	0.389	0.290	0.143	0.75	0.37
4	6.6	14%	320.0	15.9	1.37	1.5	0.399	0.311	0.149	0.78	0.37

As características de turbulência de cada um dos intervalos foi ajustada às expressões de von Kármán de densidade espectral (ver ponto 2.2.2.1), obtendo-se as escalas integrais de turbulência (L_u, L_v e L_w) e as escalas temporais (T_u, T_v e T_w) indicadas na Tabela 3.11.

Tabela 3.11: Características dos intervalos estacionários do anemómetro 01 para a tempestade de 04/02/2019 e 05/02/2020

Intervalo	L_u [m]	L_v [m]	L_w [m]	L_v/L_u	L_w/L_u	T_u [s]	T_v [s]	T_w [s]
1	98.0	25.4	7.4	0.26	0.08	7.9	2.1	0.6
2	93.2	22.5	7.4	0.24	0.08	8.4	2.0	0.7
3	74.9	20.0	7.2	0.27	0.10	9.4	2.5	0.9
4	65.5	19.0	6.3	0.29	0.10	10.0	2.9	1.0

Os espectros de von Kármán ajustados obtidos para o intervalo 1 dos registos do anemómetro 01 são indicados na Figura 3.36.

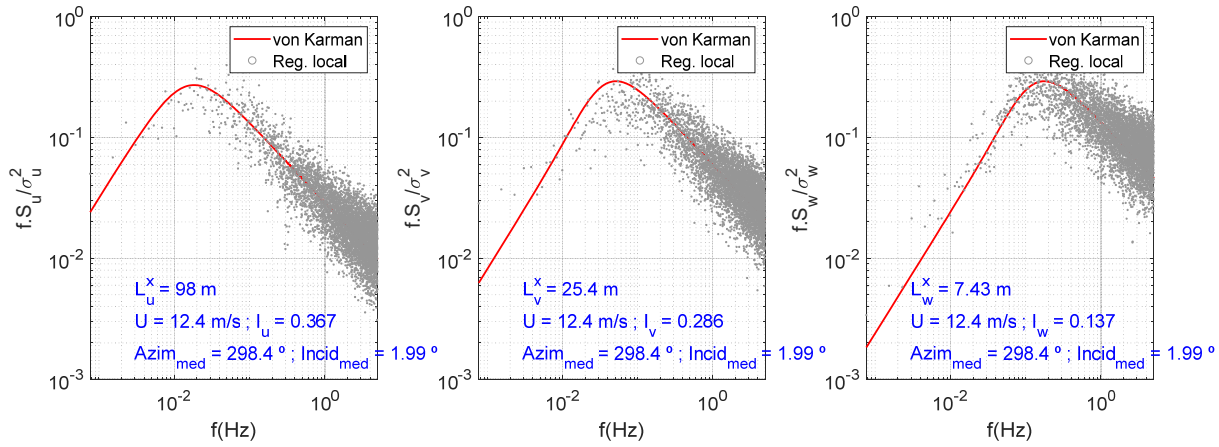

Figura 3.36: Densidade espectral dos registos do intervalo 1 do anemómetro 1

Os registos do anemómetro 02 foram divididos em seis intervalos de características relativamente estacionárias de acordo com a Tabela 3.12.

Tabela 3.12: Intervalos estacionários registados pelo anemómetro 02 para a tempestade de 04/02/2019 e 05/02/2020

Intervalo	V_{med} [m/s]	$\Delta V_{máx}$	$Azim_{med}$ [º]	$\Delta Azim_{máx}$ [º]	$Incid_{med}$ [º]	$\Delta Incid_{máx}$ [º]	I_u	I_v	I_w	I_v/I_u	I_w/I_u
1	14.2	16%	304.6	9.8	3.26	0.6	0.348	0.254	0.129	0.73	0.37
2	12.7	22%	329.6	13.6	4.15	1.3	0.360	0.272	0.129	0.75	0.36
3	9.13	18%	330.5	4.7	3.76	1.3	0.333	0.246	0.127	0.74	0.38
4	10.3	12%	334.4	3.4	3.96	1.3	0.341	0.234	0.116	0.69	0.34
5	8.77	23%	328.0	9.7	3.91	1.3	0.336	0.246	0.125	0.73	0.37
6	7.45	20%	330.4	14.9	4.04	0.8	0.345	0.272	0.126	0.79	0.36

Os integrais de turbulência e as escalas temporais dos registos do anemómetro 02 são indicados na Tabela 3.13.

Tabela 3.13: Características dos intervalos estacionários do anemómetro 02 para a tempestade de 04/02/2019 e 05/02/2020

Intervalo	L_u [m]	L_v [m]	L_w [m]	L_v/L_u	L_w/L_u	T_u [s]	T_v [s]	T_w [s]
1	129.6	29.9	8.6	0.23	0.07	9.1	2.1	0.6
2	117.4	39.8	9.1	0.34	0.08	9.2	3.1	0.7
3	89.8	27.0	8.4	0.30	0.09	9.8	3.0	0.9
4	101.1	27.8	8.0	0.27	0.08	9.8	2.7	0.8
5	98.3	26.5	7.5	0.27	0.08	11.2	3.0	0.9
6	82.1	30.1	6.5	0.37	0.08	11.0	4.0	0.9

Os espectros de von Kármán ajustados obtidos para o intervalo 1 dos registos do anemómetro 02 são indicados na Figura 3.37.

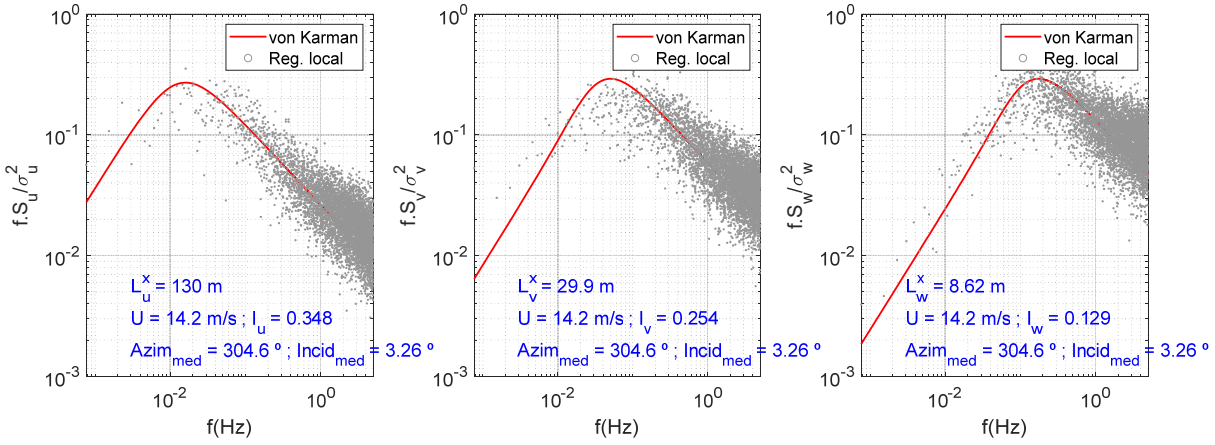

Figura 3.37: Densidade espectral dos registos do intervalo 1 do anemómetro 02

As intensidades de turbulência estão dentro dos valores típicos, assim como a relação entre integrais de turbulência nas direcções *u*, *v* e *w* (ver ponto 2.2.2.1).

No intervalo 1 do anemómetro 02 a velocidade média 10min variou entre 12.2*m*/*s* e 16.6*m*/*s* e a velocidade média de todo o intervalo foi 14.2*m*/*s*. Neste período, a direcção do vento variou entre 295º e 315º com o Norte e o ângulo de incidência foi cerca de 3º com o plano horizontal. Uma vez que que a

direcção do tabuleiro da ponte é aproximadamente 73º com o Norte, o vento neste período foi aproximadamente perpendicular ao eixo longitudinal do cimbre (direcção OX da Figura 3.6), que é a direcção do cimbre mais susceptível ao vento. A susceptibilidade ao vento é maior porque a área exposta é maior que em qualquer outra direcção (o cimbre está contido num cubóide com dimensões $141.4m \times 20.8m \times 30.3m$ – direcções $\mathrm{OX} \times \mathrm{OY} \times \mathrm{OZ}$ da Figura 3.6). A intensidade de turbulência longitudinal medida no intervalo 1 do anemómetro 02 foi 0.348, o que é razoável tendo em conta terreno do tipo II do (NP EN 1991-1-4, 2010). O rácio entre os componentes de turbulência na direcção transversal e vertical e a turbulência longitudinal é 0.73 e 0.37, respectivamente, o que concorda com os valores típicos (Dyrbye & Hansen, 1997). A escala integral L_u^x está relacionada com a dimensão dos turbilhões na direcção do vento médio. Neste caso específico, uma vez que o vento está aproximadamente alinhado com a direcção OY do cimbre (ver a Figura 3.6), o valor de L_u^x está relacionado com a dimensão dos turbilhões segundo a largura do cimbre (correspondente à dimensão $20.8m$), o que significa que toda a largura do cimbre está envolvida por estes turbilhões ($L_u^x = 130m > 20.8m$). Usando rácios típicos para outras escalas integrais de turbulência $L_u^y \approx 1/3 \cdot L_u^x = 43.2m$, e $L_u^z \approx 1/4 \cdot L_u^x = 32.4m$ (Strømmen, 2010), é evidente que a turbulência perpendicular ao cimbre abrange cerca de 30% do comprimento do cimbre ($\approx 43.2m/141.4m$) e toda a sua altura.

Quanto à força total do vento no cimbre – F_W, no dimensionamento do cimbre foi usado o Eurocódigo (NP EN 1991-1-4, 2010) considerando um coeficiente estrutural $c_s c_d$ unitário. No entanto, considerando os dados do intervalo 1 do anemómetro 02, obtém-se $c_s c_d = 0.728$ (frequência 1.099Hz e amortecimento 0.90%, ver a Tabela 3.26). Considerando os restantes intervalos do evento de 04/02/2020 e 05/02/2020, o coeficiente estrutural foi sempre inferior (ver a Tabela 3.14). Estabelecendo cenários de variabilidade razoável dos diversos parâmetros envolvidos no cálculo do coeficiente estrutural, um valor de 0.80 aparentemente cobre os cenários mais relevantes e poderá ser usado em dimensionamentos subsequentes.

Tabela 3.14: Características dos intervalos estacionários do anemómetro 02 para a tempestade de 04/02/2019 e 05/02/2020

		U [m/s]	I_u	L_u [m]	c_s	c_d	$c_s c_d$	B	R	B/R
Anemómetro 01	1	12.4	0.367	98.0	0.757	0.926	0.701	0.662	0.062	10.7
	2	11.1	0.431	93.2	0.742	0.915	0.678	0.656	0.054	12.0
	3	7.97	0.389	74.9	0.730	0.911	0.665	0.630	0.038	16.6
	4	6.56	0.399	65.5	0.716	0.910	0.652	0.614	0.031	20.0
Anemómetro 02	1	14.2	0.348	129.6	0.783	0.929	0.728	0.694	0.068	10.3
	2	12.7	0.360	117.4	0.773	0.923	0.713	0.683	0.060	11.3
	3	9.13	0.333	89.8	0.756	0.915	0.692	0.652	0.043	15.2
	4	10.3	0.341	101.1	0.764	0.914	0.699	0.666	0.048	13.8
	5	8.77	0.336	98.3	0.763	0.914	0.698	0.662	0.039	16.8
	6	7.45	0.345	82.1	0.746	0.914	0.682	0.641	0.034	19.0

O coeficiente estrutural é composto por duas partes, o coeficiente de dimensão c_s e o coeficiente dinâmico c_d. Assim, é possível compreender o peso relativo da resposta quase-estática e da resposta em ressonância através dos respectivos factores B e R usados no cálculo (NP EN 1991-1-4, 2010). Para o intervalo 1 do anemómetro 02 foi obtido $B = 0.694$ e $R = 0.068$, donde resulta $B/R = 10.3$. Para os outros intervalos da Tabela 3.14 foi obtido um rácio entre 10 e 20 donde se conclui que a resposta quase-estática do vento (resposta associada a frequências inferiores à frequência de vibração da estrutura) é claramente preponderante em relação à resposta dinâmica causada pelas rajadas de vento.

Uma particularidade importante dos cimbres autolançáveis é que são usados frequentemente em locais com ventos de características diferentes e, para além disso, as localizações das obras onde o cimbre irá ser usado no futuro não são normalmente conhecidas na altura do dimensionamento. Este facto leva a que sejam consideradas várias possibilidades e características do vento no dimensionamento da maior parte da estrutura do cimbre. Deste modo, a eventual opção pela redução do coeficiente estrutural deverá ser sustentada em informação adicional recolhida em diversas localizações onde será usado o cimbre. Nalguns elementos particulares do cimbre que são dimensionados para um local específico, como por exemplo as ancoragens do cimbre aos pilares e tabuleiro da ponte, poderá ser adoptado um critério menos restritivo definido apenas com base nesse local específico.

3.4 MEDIÇÕES DOS EXTENSÓMETROS

3.4.1 EXTENSÓMETROS

A colocação de extensómetros foi circunscrita à viga principal do cimbre porque os restantes elementos, como pórticos e estruturas transversais, são montados e desmontados ao longo do ciclo de construção do vão, o que pode levantar dificuldades no estabelecimento de uma referência constante e estável. Adicionalmente, as peças sujeitas a montagem e desmontagem e a algum tipo de cinemática estão também mais expostas a eventuais danos.

Na Figura 3.38 representam-se as posições escolhidas para os extensómetros. À excepção dos casos em que não foi possível (o acesso do lado esquerdo do cimbre era bastante limitado), foram colocados extensómetros nos dois planos treliçados verticais da viga principal, identificados como E e D (de treliça esquerda e direita). A opção por colocar extensómetros em ambas as treliças poderia possibilitar a verificação do desfasamento de esforços para as cargas verticais, que em teoria seriam simétricas.

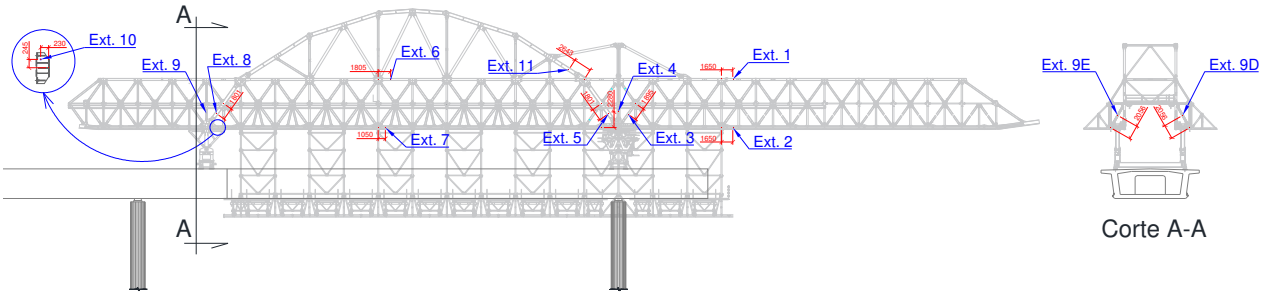

Figura 3.38: Localização dos extensómetros na estrutura

A decisão sobre o posicionamento dos extensómetros visou caracterizar as várias operações do cimbre, nomeadamente o avanço e a betonagem, através da evolução isolada e conjunta dos extensómetros. Foram colocados 19 extensómetros – 14 lineares e 5 rosetas rectangulares 45º, num total de 29 canais de aquisição. Para compensação do efeito da temperatura nos extensómetros foram colocados 18 RTD junto a cada um dos extensómetros, com excepção do extensómetro 6D da Figura 3.38 em que não foi possível fazer a ligação do RTD por limitações operacionais da obra. Na Tabela 3.15 são indicados os extensómetros montados em obra, em função das posições da Figura 3.38, consoante estes sejam lineares (L) ou rosetas rectangulares 45º (R).

Tabela 3.15: Características dos extensómetros instalados

Posição	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
Esquerda	-	L	L	L	L	-	R	L	L	R	-
Direita	L	R	L	L	L	L	R	L	L	R	L

As secções das barras onde estão instalados os extensómetros são representadas na Figura 3.39. Optou-se pela instalação dos extensómetros afastados de pontos singulares como ligações aparafusadas e soldaduras, e o mais próximo possível do eixo neutro para medir apenas as extensões devidas aos esforços axiais, reduzindo o eventual efeito de momentos-parasita na treliça. O esforço axial é claramente o mais relevante para a maior parte das barras da treliça, com excepção das cordas inferiores da viga principal, onde estão instalados os extensómetros 2 e 7, que durante o avanço longitudinal estão sujeitas a esforços de corte e flexão devidos à passagem destas secções pelos rodados dos pórticos do cimbre. Para caracterizar o esforço de corte nestas secções foram usadas rosetas rectangulares nas posições 2D, 7D e 7E.

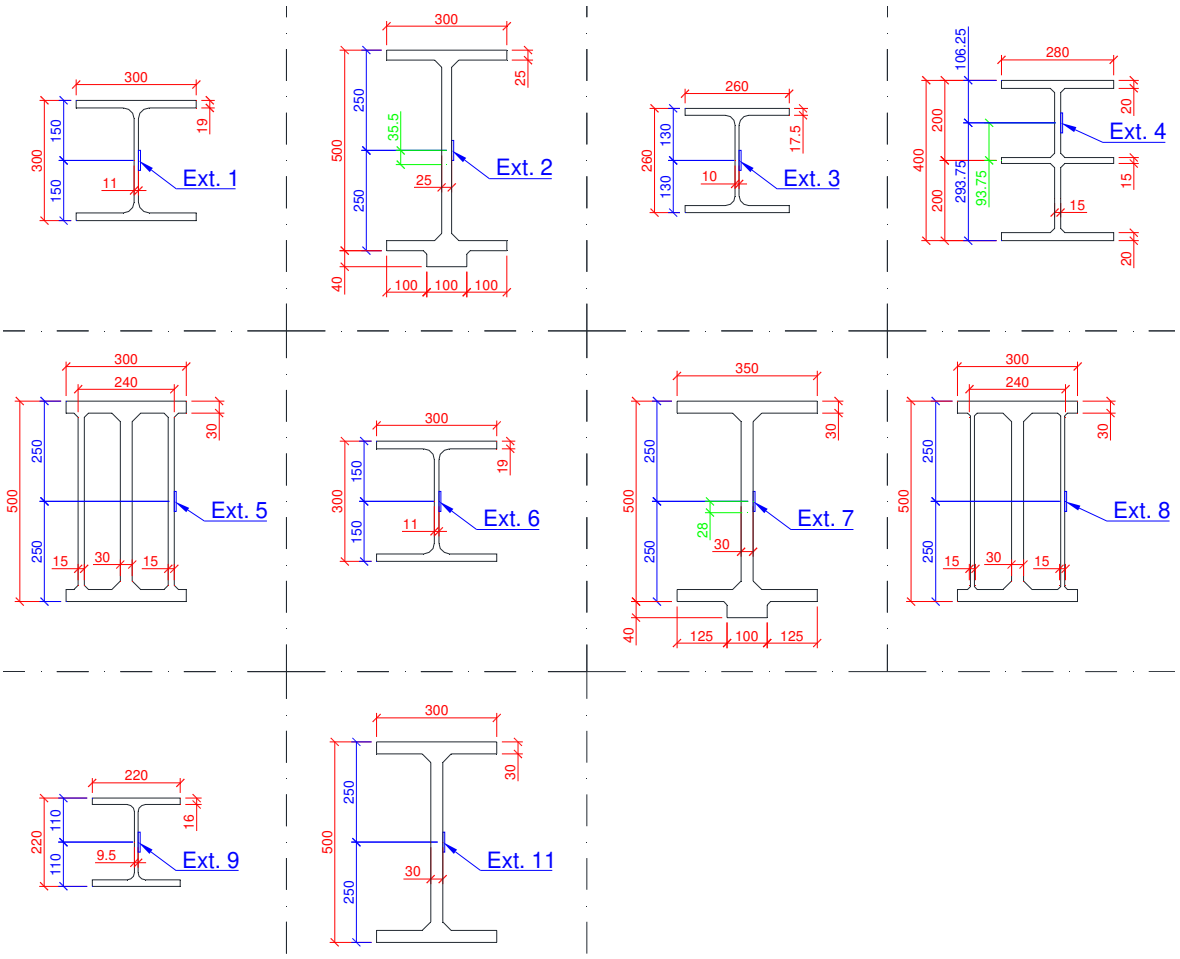

Figura 3.39: Características geométricas das secções onde estão instalados os extensómetros (dimensões em [mm])

As características geométricas das secções da Figura 3.39 estão detalhadas na Tabela 3.16 para o cálculo das tensões normais e tangenciais quando a secção correspondente está sujeita a esforços axiais, flexão e corte de acordo com o referencial da Figura 3.40.

Tabela 3.16: Características geométricas das secções

Extensómetro	1	2	3	4	5	6	7	8	9	11
A [m^2]	1.491E-02	3.095E-02	1.184E-02	2.103E-02	4.575E-02	1.491E-02	3.917E-02	4.110E-02	9.104E-03	3.210E-02
I_y [m^4]	2.517E-04	1.324E-03	1.492E-04	4.701E-04	1.483E-03	2.517E-04	1.681E-03	1.401E-03	8.091E-05	1.249E-03
I_z [m^4]	8.563E-05	1.168E-04	5.135E-05	1.008E-04	3.095E-04	8.563E-05	2.194E-04	2.504E-04	2.843E-05	1.365E-04
y_{Ext} [mm]	5.50	12.50	5.00	7.50	120.00	5.50	15.00	117.50	4.75	15.00
z_{Ext} [mm]	0.00	-35.50	0.00	-93.80	0.00	0.00	-28.00	0.00	0.00	0.00
S_y [m^3]	9.343E-04	2.959E-03	6.414E-04	1.261E-03	3.711E-03	9.343E-04	3.781E-03	3.443E-03	4.135E-04	2.937E-03
e_y [mm]	11.00	25.00	10.00	15.00	15.00	11.00	30.00	15.00	9.50	30.00

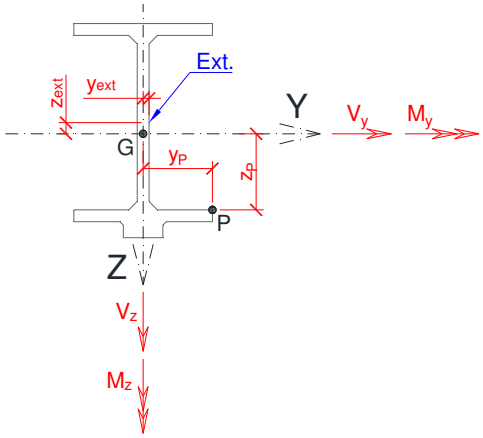

Figura 3.40: Referencial considerado para as secções

As tensões no ponto P da Figura 3.40, de coordenadas genéricas (y_P, z_P), podem ser obtidas pelas expressões clássicas da resistência dos materiais para a tensão normal σ – expressão (3.1) e tensão tangencial τ – expressão (3.2).

$$\sigma = \frac{\mathrm{N}}{\mathrm{A}} + \frac{M_y}{I_y} z_P + \frac{M_z}{I_z} y_P \tag{3.1}$$

$$\tau = \frac{V_z \cdot S_y}{I_y \cdot e_y} \tag{3.2}$$

Os extensómetros da posição 10 estão instalados na ancoragem activa OPS, na posição indicada na Figura 3.41. Ao contrário das restantes secções, no caso da ancoragem activa o comportamento estrutural não é o característico de treliças com esforço axial preponderante, mas algo mais próximo do funcionamento de uma consola curta.

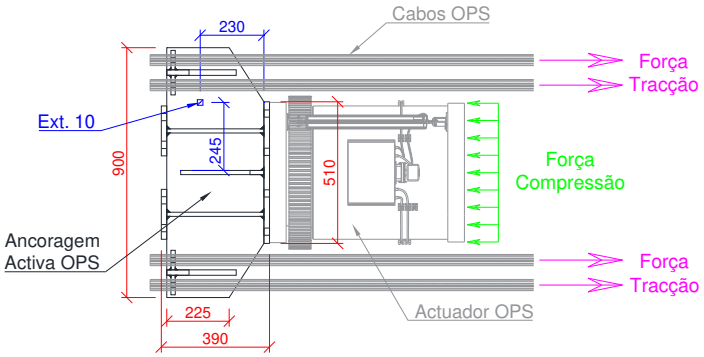

Figura 3.41: Posição do extensómetro instalado na ancoragem activa OPS

3.4.2 DADOS BRUTOS

Os extensómetros foram instalados em conjunto com os anemómetros e estiveram operacionais entre 25/09/2019 e 02/03/2020. Exceptuando o período natalício, a recolha de dados foi completa, o que

corresponde a 3508 ficheiros de uma hora com 29 canais de extensão e 3508 ficheiros de temperatura com 18 canais de registo. Nos registos de extensão foi adoptada uma frequência de amostragem de $50 Hz$ enquanto que nos registos de temperatura foi adoptada uma frequência de amostragem de $1 Hz$.

O sistema de aquisição de extensometria incluiu um controlador CompactRIO 9056 com 8 *slots*, 4 módulos de entrada de deformação NI-9236 e 3 módulos de entrada de temperatura NI-9216, todos da National Instruments. Na maior parte dos pontos instrumentados foi instalado um extensómetro e um RTD (ver a Figura 3.42 à esquerda), ambos ligados a um cabo, conectado aos módulos de entrada do sistema de aquisição (ver a Figura 3.42 à direita). Para minimizar os períodos de falha do sistema por falta de energia, foram também adicionadas duas baterias partilhadas com os anemómetros (ver a Figura 3.42 à direita). O controlador está ligado a um router que permite o acesso remoto aos dados (ver a Figura 3.42 à direita).

Figura 3.42: Extensómetro 8E e RTD instalados na estrutura (à esq.) e quadro sistema de aquisição de extensometria e anemometria (à dir.)

Na Figura 3.43 representa-se a evolução da extensão medida nos 29 canais de medição, cada um deles identificado pela posição do extensómetro (com números de 1 a 11) e a posição transversal (E de treliça esquerda e D de direita). No caso das rosetas, há ainda um número adicional de 1 a 3 para identificar cada um dos extensómetros (de acordo com a Figura 2.8). Nestes registos são claramente identificáveis os momentos de avanço por estarem associados a um pico de extensão de curta duração (o avanço completo dura cerca de 12 horas) e os momentos de betonagem por estarem associados a uma variação de extensão seguida de um patamar até ao pré-esforço do tabuleiro e avanço do cimbre (este período dura cerca de três a quatro dias).

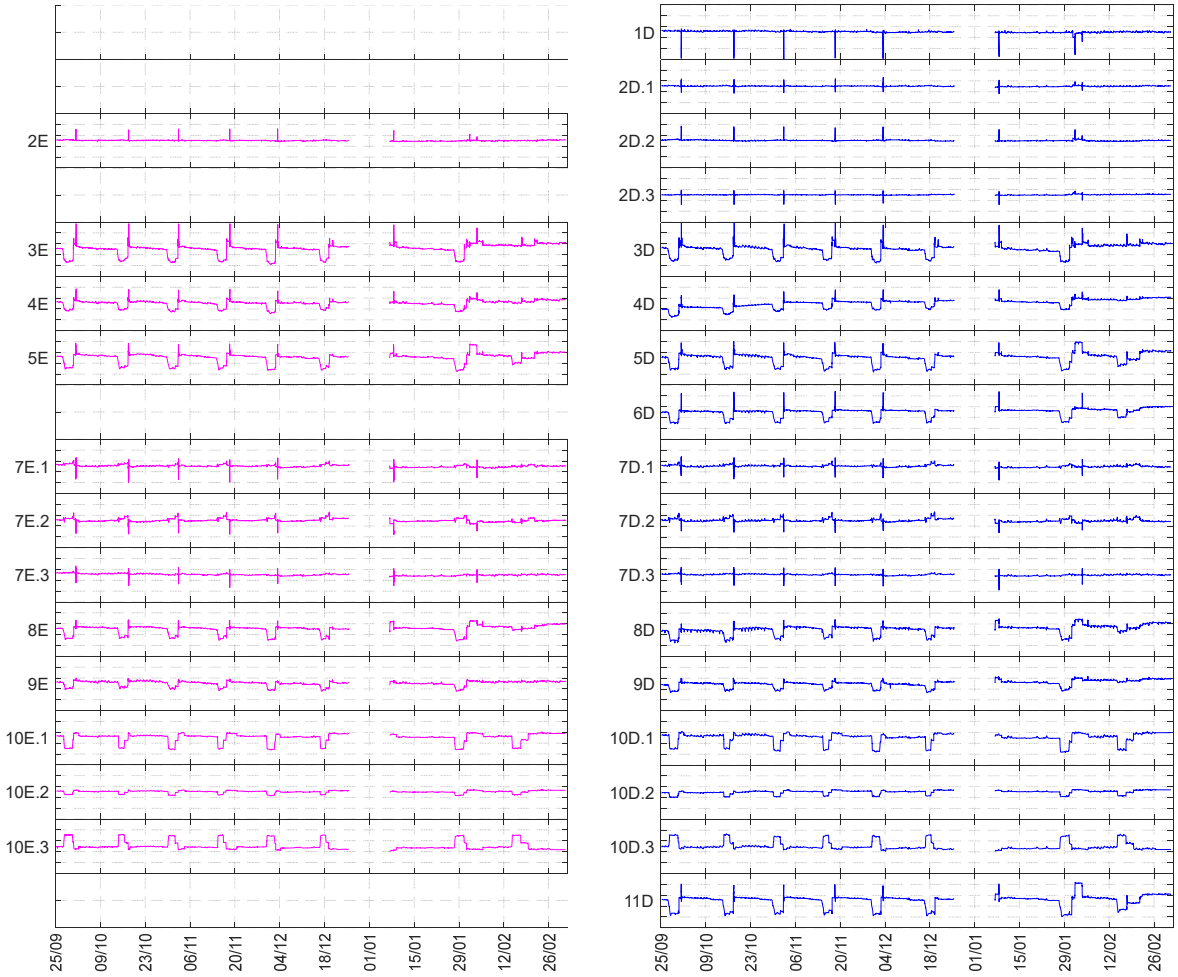

Figura 3.43: Dados brutos dos extensómetros da treliça esquerda (à esq.) e da treliça direita (à dir.)

A amplitude de extensão medida é indicada na Tabela 3.17, verificando-se valores bastante diversos para os vários extensómetros, variando de 199.6 $\mu\varepsilon$ para o canal 10E.2 até 1334.9 $\mu\varepsilon$ para o canal 3D.

Tabela 3.17: Amplitude de extensão bruta medida pelos extensómetros [$\mu\varepsilon$]

Posição	**1**	**2**			**3**	**4**	**5**	**6**	**7**			**8**	**9**	**10**			**11**
Extensómetro	**-**	**1**	**2**	**3**	**-**	**-**	**-**	**-**	**1**	**2**	**3**	**-**	**-**	**1**	**2**	**3**	**-**
Esquerda	-	-	430.1	-	1327.8	809.8	913.7	-	825.1	724.9	701.4	689.2	435.8	578.5	199.6	549.8	-
Direita	992.0	523.7	502.0	466.5	1334.9	898.0	999.7	1062.1	771.4	676.7	747.5	790.7	529.9	680.8	268.5	567.7	1114.5

A análise dos dados brutos dos extensómetros permite concluir que todos os extensómetros instalados têm resultados válidos e coerentes, pelo que serão todos considerados na análise.

Quanto aos registos de temperatura medida pelos RTD, há coerência entre os dados medidos em todos os canais com excepção do canal 1D. Este canal tem valores máximos em linha com os restantes canais e momentos de aparente funcionamento correcto. No entanto, tem períodos de claro funcionamento deficiente com valores de temperatura incorrectos (nalguns casos por volta de –230ºC). Assim, a opção

foi por não considerar a temperatura medida no canal 1D, fazendo a compensação de temperatura do extensómetro nesta posição através da medição do canal 11D. A escolha da posição 11D deveu-se à proximidade em relação à posição 1D (cerca de 24m) e por ser a posição que tem exposição solar mais parecida. Por limitações de tempo de instalação em obra, não foi possível instalar um RTD na posição 6D. Neste caso foi considerado o registo da posição 11D para a compensação do efeito da temperatura por esta ser a posição mais próxima (a cerca de 26m) e com exposição solar semelhante. De qualquer forma, os registos de temperatura são próximos mesmo para o caso de sensores afastados e com exposição solar diferente (os sensores voltados a Sul registam temperaturas ligeiramente superiores às dos voltados a Norte), pelo que é de esperar que a compensação do efeito de temperatura das posições 1D e 6D seja adequado. Na Figura 3.44 representa-se com preenchimento vermelho a evolução da amplitude registada pelos RTD e a azul a temperatura do ar registada no aeroporto de Bratislava (Weather Underground, 2020). Comparando os registos dos RTD com as medições da temperatura do ar, verifica-se uma sobreposição bastante grande, o que valida os registos de temperatura medidos na estrutura do cimbre.

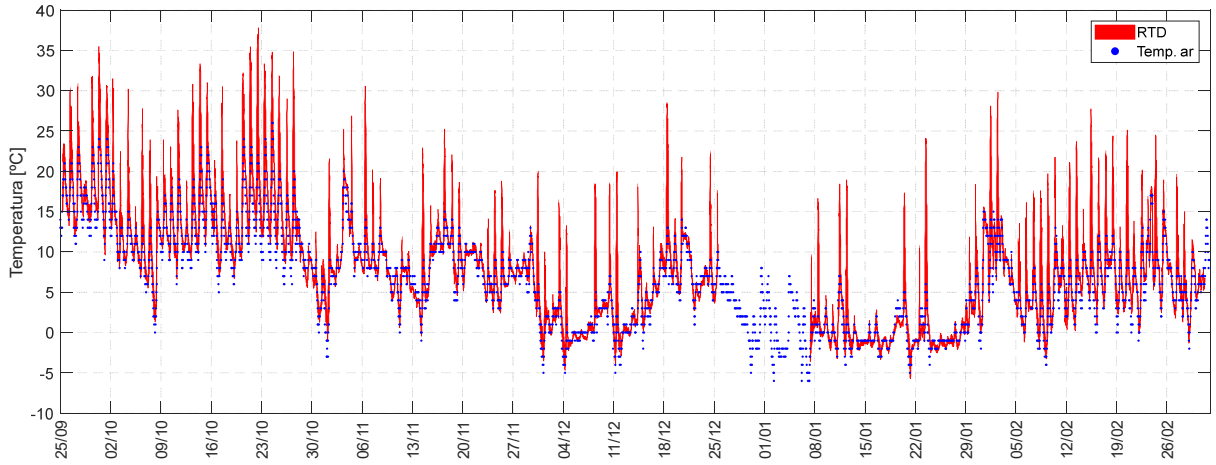

Figura 3.44: Temperatura medida pelos RTD e Temperatura do ar registada no aeroporto de Bratislava (Weather Underground, 2020)

3.4.3 Compensação dos Efeitos da Temperatura

Agregando os dados dos extensómetros e dos RTD, a compensação dos efeitos da temperatura na extensão medida foi feita de acordo com o ponto 2.3.1.2. Na Figura 3.45 representa-se a evolução da extensão bruta e da extensão corrigida do efeito da temperatura para o extensómetro 1D. Para facilitar a legibilidade, os valores de extensão são representados usando como referência a extensão inicial.

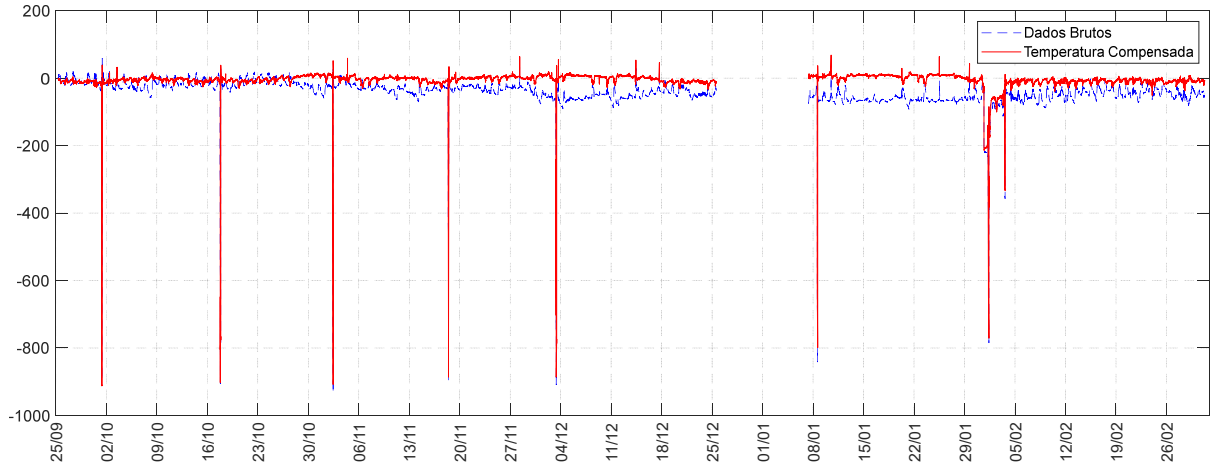

Figura 3.45: Extensão bruta e compensada do efeito da temperatura para o extensómetro 1D

O barra onde está instalado o extensómetro 1D está fora da zona de betonagem e, por isso, a extensão é constante durante a maior parte do ciclo de construção, havendo apenas uma variação significativa durante o avanço do cimbre. A compensação do efeito de temperatura melhorou a estabilidade dos valores de extensão, especialmente visível nas tendências de mais longo prazo onde o efeito da temperatura é maior (observável por exemplo na comparação entre o patamar de extensão bruta de Setembro e Janeiro).

Apesar da compensação do efeito da temperatura na extensão mecânica, são ainda visíveis algumas variações de extensão que poderão estar relacionadas com a influência da temperatura na distribuição de esforços na treliça do cimbre.

3.4.4 Conversão da Extensão em Tensão

Partindo dos dados de extensão corrigida do efeito da temperatura, estes foram convertidos para tensões usando as expressões indicadas no ponto 2.3.1.3, considerando o módulo de elasticidade do aço $210 GPa$ e coeficiente de Poisson 0.3 (NP EN 1993-1-1, 2010).

Numa primeira etapa serão considerados apenas os extensómetros lineares, sendo analisadas as rosetas no ponto 3.4.5. Como não há medição da extensão perpendicular ao eixo dos extensómetros lineares, a extensão considerada na direcção perpendicular foi apenas aquela devida à tensão axial segundo o eixo da barra (que coincide com o alinhamento do extensómetro). Esta hipótese aproxima-se bastante da realidade porque a maior parte das barras da treliça têm essencialmente esforço axial. A excepção a esta regra são os extensómetros colocados na corda inferior que têm esforços de corte e flexão no momento da passagem pelos rodados do pórtico de apoio e os extensómetros colocados nas ancoragens OPS.

Na Figura 3.46 representa-se a tensão convertida das extensões medidas nos extensómetros 4D e 4E. Estas secções estão em posições equivalentes do plano de treliça da direita e da esquerda, pelo que as

tensões absolutas nestas secções deverão próximas. Uma vez que os extensómetros foram instalados com o cimbre montado e em funcionamento, os valores de extensão medida não podem ser tomados como representativos da extensão absoluta, mas antes a extensão diferencial em relação ao momento de instalação do extensómetro.

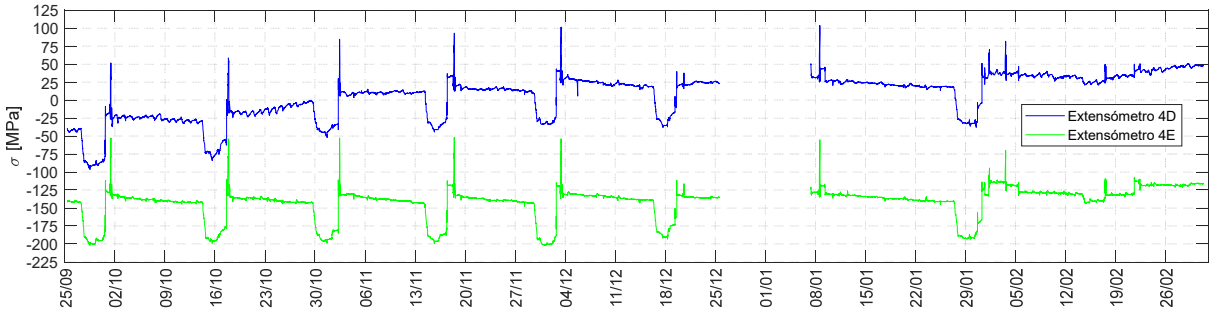

Figura 3.46: Evolução da Tensão nas posições 4D e 4E

Para contornar esta dificuldade, foi usada como referência a tensão imediatamente antes do início da betonagem do vão 5 (dia 27/09 05:47). Este ponto foi escolhido por ser facilmente identificável e ter acontecido logo após a colocação em funcionamento dos extensómetros. Na Figura 3.47 representam-se as tensões nas posições 4D e 4E usando como referência a tensão no início da betonagem do vão 5.

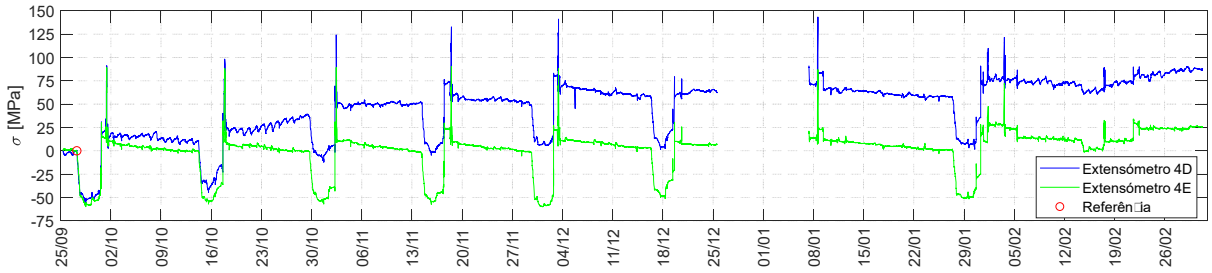

Figura 3.47: Evolução da Tensão nas posições 4D e 4E usando como referência a tensão no início da betonagem do vão 5

Na Figura 3.47 há uma discrepância clara entre as tensões na secção 4D e 4E, especialmente após a betonagem do vão 6. Tal como seria de esperar, na secção 4E a tensão no início de cada uma das betonagens é muito semelhante. Pelo contrário, na secção 4D a tensão no início da betonagem apresenta valores bastante discrepantes, o que pode ser atribuído à deriva do sinal, uma situação usual nos sistemas de medição com extensómetros de resistência eléctrica. Para corrigir a deriva, foi considerada como referência a tensão no início de cada uma das betonagens (data e hora indicadas na Tabela 3.18), tal como se representa na Figura 3.48.

Tabela 3.18: Data e hora GMT de referência do início da betonagem

Vão	5	6	7	8	9	10	11	12
Data / Hora	27/09 05:47	14/10 05:32	29/10 17:13	14/11 06:12	29/11 15:22	16/12 06:45	27/01 08:31	14/02 07:25

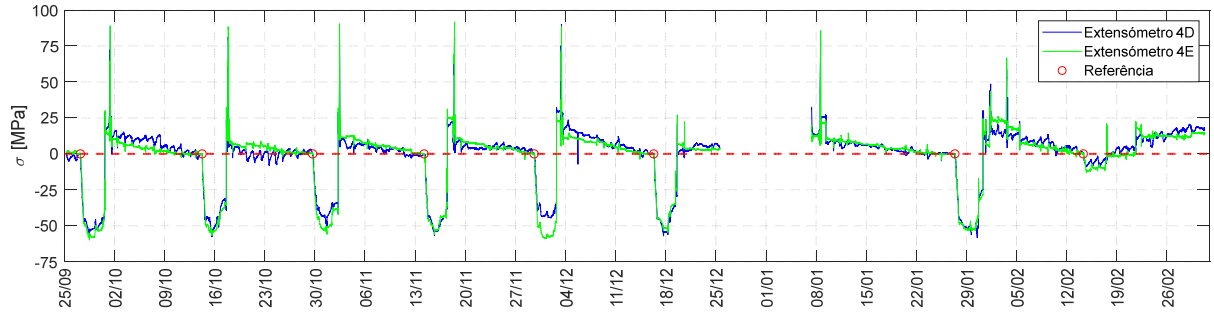

Figura 3.48: Evolução da Tensão nas posições 4D e 4E corrigida da deriva do sinal

Na Figura 3.48, para além da correcção da tensão inicial de betonagem, foram também corrigidas as tensões intermédias usando poligonais definidas pelas tensões de referência no início de cada uma das betonagens. Após esta correcção, os registos dos extensómetros da treliça direita e da treliça esquerda resultam bastante próximos.

Na Figura 3.49 representam-se as poligonais de correcção da deriva de sinal nas secções 4D e 4E, na prática correspondentes à diferença algébrica entre a representação da Figura 3.48 e da Figura 3.47.

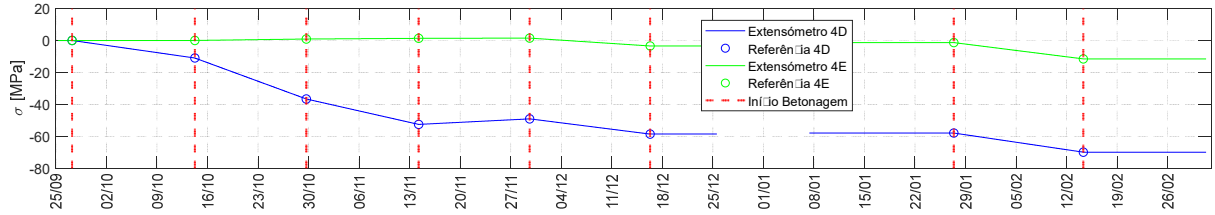

Figura 3.49: Poligonais de correcção da deriva nas posições 4D e 4E

A correcção da deriva nestas duas posições é bastante diferente, muito pequena na secção 4E (sempre inferior $12 MPa$) e bastante mais significativa na secção 4D (atingindo um máximo de $70 MPa$). Estas duas posições são representativas das situações extremas observadas nos vários extensómetros instalados. O extensómetro 4D foi aquele para o qual se verificou maior deriva de sinal.

3.4.5 Caracterização do Estado Plano de Tensão

Para a determinação da tensão axial e de corte usando as medições das rosetas é necessário considerar simultaneamente as leituras dos vários extensómetros. O estado plano de tensão no ponto onde está instalado o extensómetro é caracterizado através das expressões indicadas no ponto 2.3.1.3. Na Figura 3.50 representam-se a tensões axiais registadas na posição 7 e na Figura 3.51 representam-se as tensões de corte na mesma secção. A abordagem de correcção da deriva das rosetas foi semelhante à que foi usada nos extensómetros lineares.

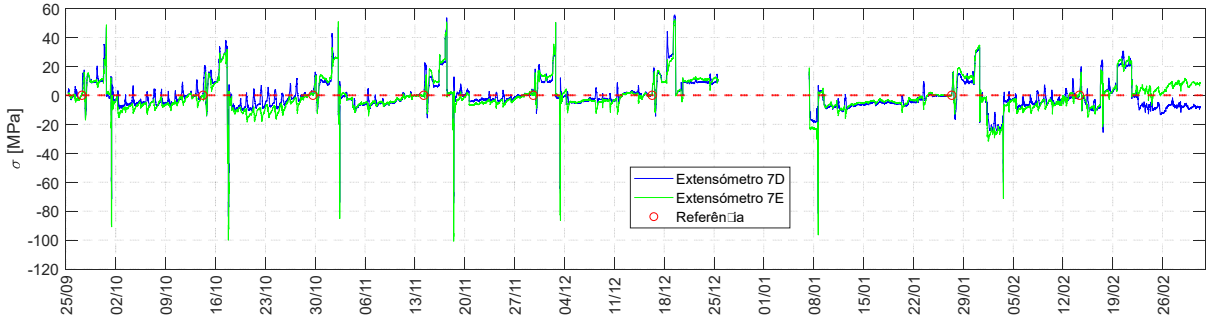

Figura 3.50: Evolução da Tensão Axial nas posições 7D e 7E corrigida da deriva do sinal

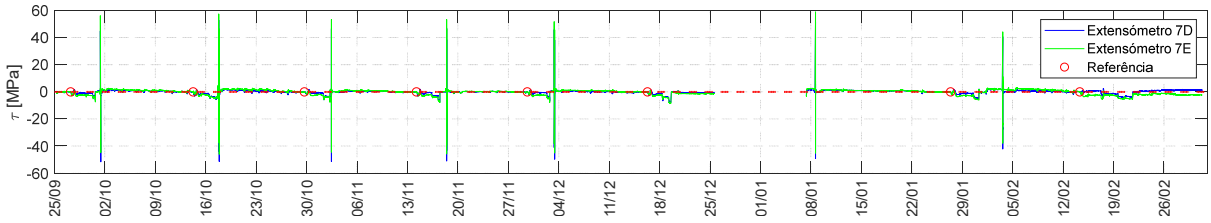

Figura 3.51: Evolução da Tensão Corte nas posições 7D e 7E corrigida da deriva do sinal

3.4.6 COMPARAÇÃO COM O MODELO NUMÉRICO

Considerando o modelo estático do cimbre descrito no ponto 3.2.1 e as características geométricas das secções onde foram instalados os extensómetros, foi estimada a evolução da tensão ao longo de um ciclo completo de construção de um vão de tabuleiro. Por ser um ciclo completo, em todos os casos a tensão inicial e final é a mesma.

Como os extensómetros foram instalados no cimbre quando este já estava montado e em carga, os registos de obra não permitem obter directamente a tensão absoluta. Para contornar esta dificuldade, definiu-se que as tensões no início da betonagem seriam as mesmas do modelo numérico (ver a Tabela 3.19), desfasando-se todas as tensões destes valores.

Tabela 3.19: Estimativa numérica da tensão axial no início da betonagem

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	11
Tensão Axial [MPa]	83.24	-34.31	-56.1	-77.83	-62.15	-17.13	16.16	-47.66	-58.93	-57.82

A tensão de corte nas barras instrumentadas no início da betonagem é próxima de zero, não sendo, neste caso, considerado qualquer desfasamento da tensão.

Nas Figuras 82 a 93 representa-se a comparação entre os registos de obra da tensão nos extensómetros das posições 1 a 9 e 11 e as tensões correspondentes estimadas com base no modelo numérico. Para facilitar a identificação das operações do cimbre, o ciclo de construção foi dividido em 3 fases. A primeira fase, correspondente à montagem das armaduras e preparação da betonagem, representa-se com fundo azul. A segunda fase, com fundo rosa, inclui a betonagem, a cura do betão e a transferência

de carga do tabuleiro. A terceira fase é o avanço longitudinal com fundo laranja. A duração destas fases é variável e por isso os eixos das abcissas são distorcidos para realçar as variações de tensão, especialmente durante o avanço. Usando como referência a fase de betonagem, a fase de avanço foi esticada e a fase de montagem das armaduras foi comprimida.

O último ciclo de construção não foi comparado com o modelo numérico, porque é diferente dos restantes, divergindo no comprimento do vão, nas características do vão betonado e também porque houve desmontagem parcial do cimbre. De qualquer forma, os valores de tensão registados são inferiores aos dos restantes vãos.

Os extensómetros das posições 1 e 2 (Figura 3.52 e Figura 3.53, respectivamente), por estarem fora da zona de betonagem, têm variações de tensão significativa apenas durante o avanço. A tensão normal mantém-se constante nos primeiros metros do avanço e inverte o sinal quando o nariz dianteiro se apoia no pórtico de pilar dianteiro (correspondente a um avanço de cerca de 12.5m). Na fase final do avanço, após a passagem da secção dos extensómetros pelo pórtico de pilar dianteiro (um avanço de cerca de 50m), a tensão normal regressa ao patamar inicial. A evolução das tensões segue próxima da estimativa numérica, com excepção de um pico de tensão no avanço entre o vão 9 e o vão 10. Este pico, estará provavelmente relacionado com o transporte de carga do tabuleiro para o solo usando os diferenciais de transporte de cargas do cimbre (4 diferenciais, cada um deles com 7.5tf de capacidade).

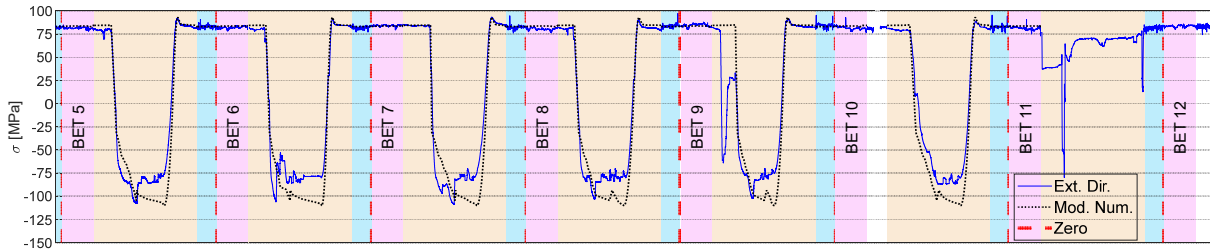

Figura 3.52: Comparação entre a evolução da Tensão Axial na posição 1D e a estimativa numérica

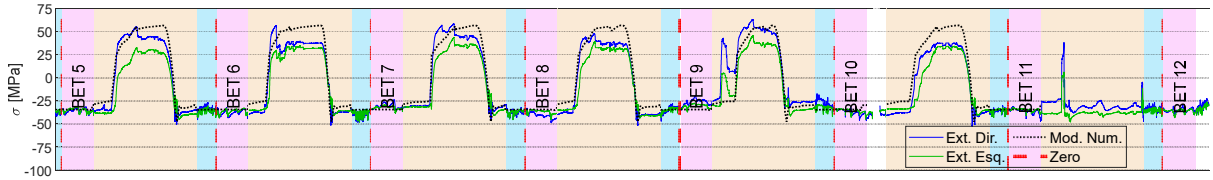

Figura 3.53: Comparação entre a evolução da Tensão Axial na posição 2D e 2E e a estimativa numérica

Os extensómetros das posições 3, 4 e 5 (Figura 3.54, Figura 3.55 e Figura 3.56, respectivamente), colocados na zona do apoio dianteiro de fase fixa, têm uma evolução próxima da estimada com base no modelo numérico durante as fases de avanço e colocação da armadura. Na fase de betonagem, cura de betão e pré-esforço do tabuleiro, a tensão medida em obra é inferior à estimada no modelo estático, algo esperado já que nesta modelação numérica foi considerada a totalidade do peso de betão fluído, o que é uma hipótese de carregamento conservativa, sobretudo para betonagens com uma duração tão longa. No

capítulo 6 esta modelação será adaptada para ter em conta o endurecimento do betão ao longo da colocação do betão, que gradualmente vai partilhando com o cimbre a carga de betão subsequente à medida que o betão anterior ganha rigidez.

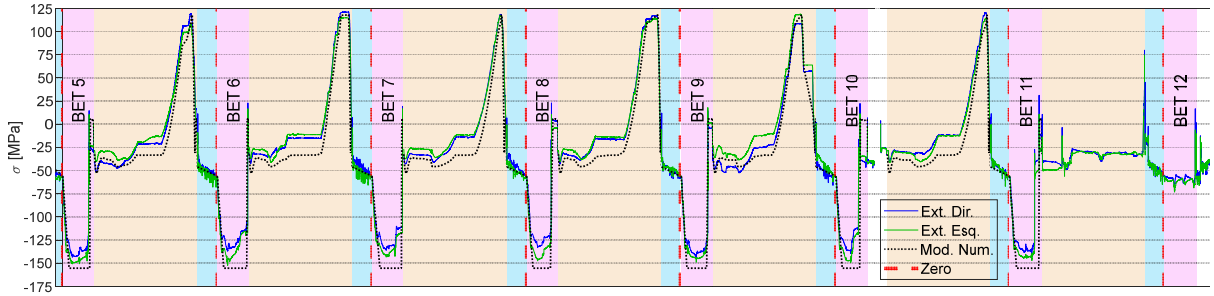

Figura 3.54: Comparação entre a evolução da Tensão Axial na posição 3D e 3E e a estimativa numérica

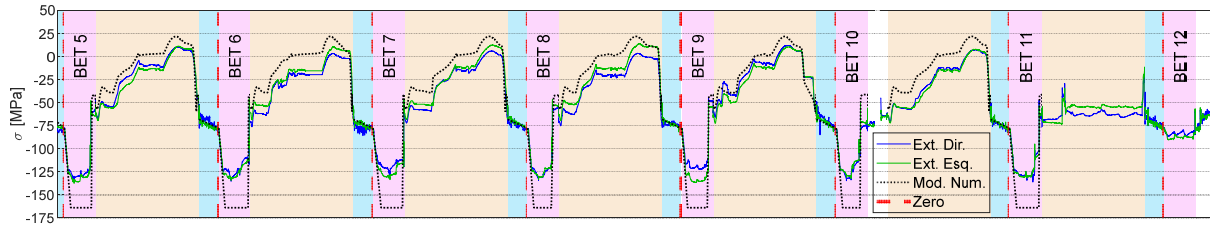

Figura 3.55: Comparação entre a evolução da Tensão Axial na posição 4D e 4E e a estimativa numérica

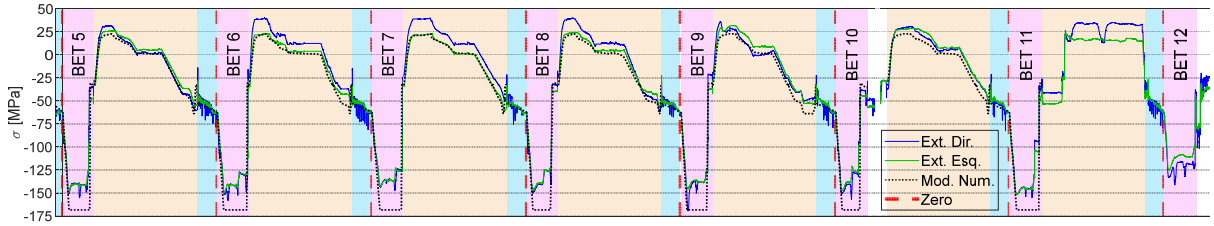

Figura 3.56: Comparação entre a evolução da Tensão Axial na posição 5D e 5E e a estimativa numérica

Nos extensómetros colocados nas posições 6 e 7 (Figura 3.57 e Figura 3.58, respectivamente), localizados na zona do meio-vão central do cimbre, a variação de tensões segue de forma bastante aproximada a estimativa do modelo numérico. No caso do extensómetro na posição 6 durante alguns avanços (entre o vão 6 e o vão 10) a tensão registada em obra praticamente sobrepõe a estimativa numérica. Durante a betonagem, o modelo numérico volta a sobrestimar a tensão de obra, devido ao já referido efeito do endurecimento do betão. Os extensómetros colocados na posição 7, por estarem colocados na corda inferior a meio-vão, têm uma tensão de sinal contrário ao da maioria dos extensómetros (no caso da posição 7, tracção durante a betonagem e compressão durante o avanço). Durante a betonagem, a tensão de tracção na corda inferior é controlada pelo OPS com o objectivo de reduzir os esforços de tracção nas ligações, geralmente uma das maiores condicionantes no dimensionamento de estruturas metálicas deste tipo. A amplitude de tensão axial na corda inferior é baixa porque tem de permitir uma reserva de capacidade muito significativa para atender a esforços

relevantes de corte e momentos flectores durante o avanço, sendo essa a razão da instalação de uma roseta nestas posições para registar também a tensão de corte (representada na Figura 3.63).

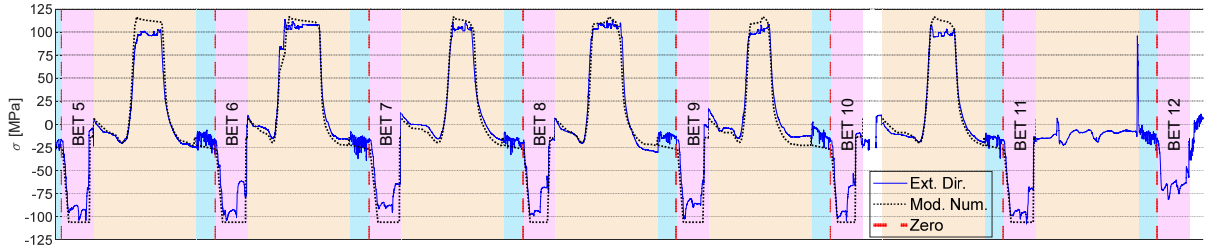

Figura 3.57: Comparação entre a evolução da Tensão Axial na posição 6D e a estimativa numérica

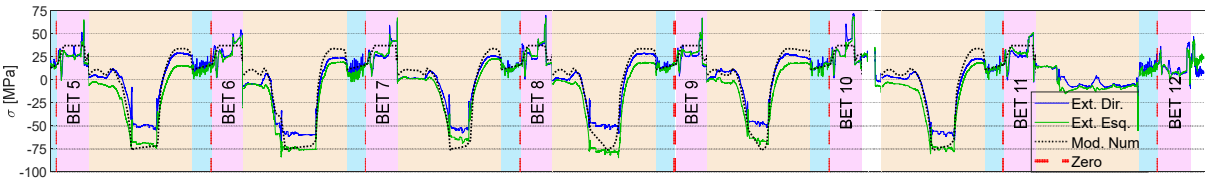

Figura 3.58: Comparação entre a evolução da Tensão Axial na posição 7D e 7E e a estimativa numérica

Os registos dos extensómetros junto ao apoio traseiro de fase fixa (posição 8 na Figura 3.59 e posição 9 na Figura 3.60) seguem uma evolução semelhante às restantes posições. Pelas concavidades da evolução de tensão durante o avanço, é possível identificar o momento em que o extensómetro 8 passa sobre o pórtico de avanço na fase inicial do avanço ($\approx 18.5m$ de avanço) e posteriormente quando passa sobre o pórtico de pilar ($\approx 61.5m$ de avanço). A extensão na posição 9 têm variações relevantes apenas durante a fase fixa do cimbre, uma vez que os extensómetros estão colocados nas asas do pórtico de betonagem e, consequentemente, a barra onde estão instalados tem apenas variações de tensão significativa quando o pórtico de betonagem é o apoio traseiro do cimbre, o que acontece apenas durante a fase fixa.

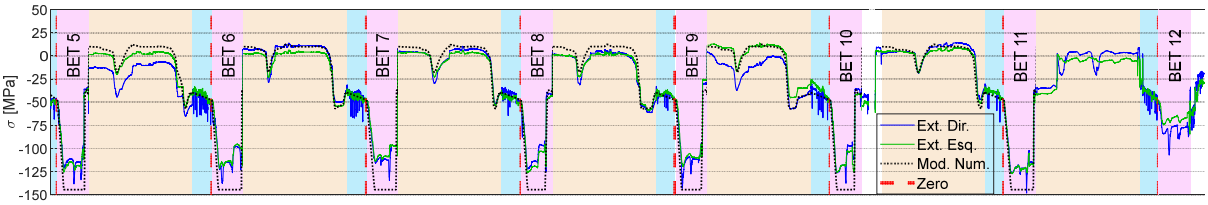

Figura 3.59: Comparação entre a evolução da Tensão Axial na posição 8D e 8E e a estimativa numérica

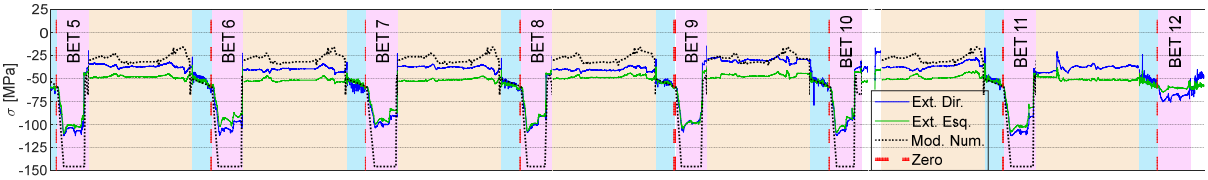

Figura 3.60: Comparação entre a evolução da Tensão Axial na posição 9D e 9E e a estimativa numérica

Os extensómetros das posições 5, 8 e 11 (cuja evolução da tensão normal está representada na Figura 3.61), estão colocados em várias posições do arco, que na fase fixa do cimbre funciona como um

elemento estrutural único e, por isso, a evolução durante a colocação de armadura e betonagem é semelhante nestas três posições. Durante o avanço o paralelismo na evolução de tensão nestes elementos não existe porque a posição variável dos apoios não potencia o funcionamento de arco.

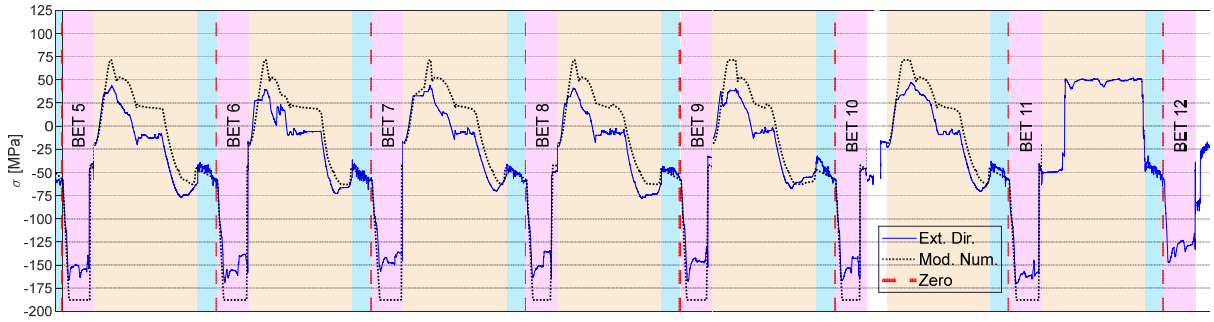

Figura 3.61: Comparação entre a evolução da Tensão Axial na posição 11D e a estimativa numérica

A tensão tangencial dos extensómetros instalados na corda inferior é bastante baixa durante a maior parte do ciclo de construção, apresentando picos de sinal contrário durante o avanço no momento da passagem da secção do extensómetro sobre os rodados dos pórticos (o pórtico de pilar tem 2 conjuntos de rodados afastados cerca de 2100*mm* a eixo). A secção 7 (representada na Figura 3.63) passa sobre os rodados do pórtico de pilar traseiro entre os 32.485*m* de avanço e os 35.480*m* e a secção 2 (Figura 3.62) passa sobre os rodados do pórtico de pilar dianteiro entre os 49.385*m* de avanço e os 52.380*m*. Os picos de tensão tangencial da secção 7 estão mais afastados porque o avanço pára em torno dos 32.5*m* para a movimentação do pórtico de avanço para junto do pórtico de pilar traseiro. A tensão tangencial do patamar entre picos de tensão permite estimar a posição de paragem do cimbre para transladação do pórtico de avanço. Nenhuma das secções instrumentadas passa sobre os rodados do pórtico de avanço.

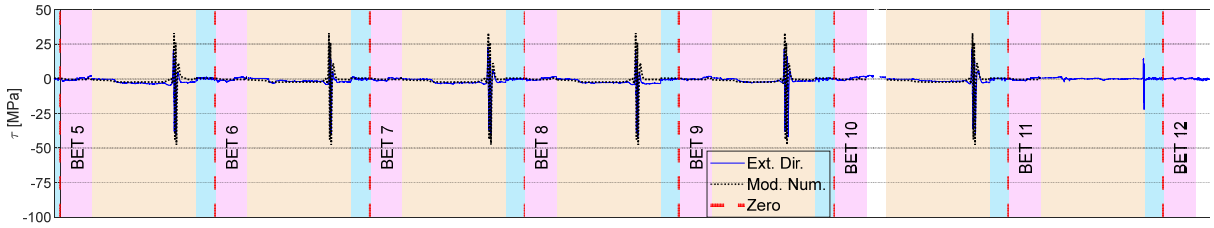

Figura 3.62: Comparação entre a evolução da Tensão de Corte na posição 2D e a estimativa numérica

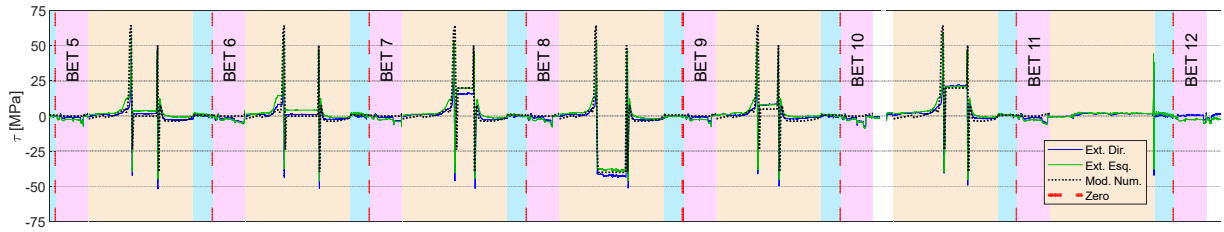

Figura 3.63: Comparação entre a evolução da Tensão de Corte na posição 7D e 7E e a estimativa numérica

3.4.7 COMPARAÇÃO COM OS DADOS OPS

A estimativa numérica da evolução de tensão na ancoragem activa OPS foi feita usando o modelo de elementos finitos (MEF) referido no ponto 3.2.1. Na Figura 3.64 representam-se os mapas de tensões normais e tangenciais para a força nominal de 4905kN no actuador hidráulico OPS, de acordo com o referencial da mesma figura.

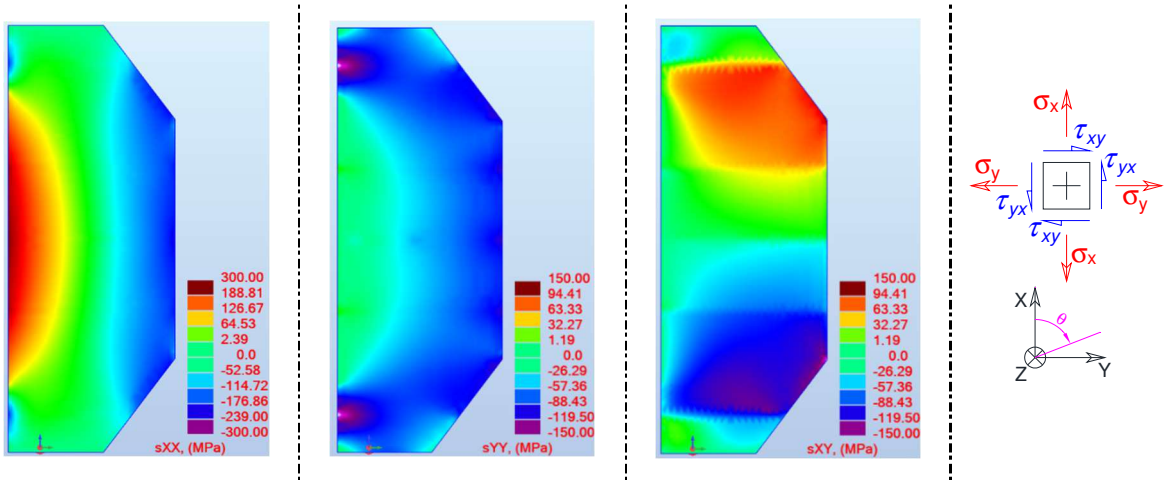

Figura 3.64: Mapa de tensões do MEF: tensão normal σ_x (à esq.), tensão normal σ_y (2ª da esq.) e tensão tangencial τ_{xy} (3ª da esq.). Convenção de sinais (à dir.)

Na Figura 3.65 representam-se as direcções principais e a magnitude da tensão correspondente. A partir desta distribuição de tensões é notório o esquema estrutural do tipo consola curta em cada uma das metades da ancoragem activa OPS. Do lado direito da figura detalha-se a representação do campo de tensões na zona onde foram instalados os extensómetros da posição 10.

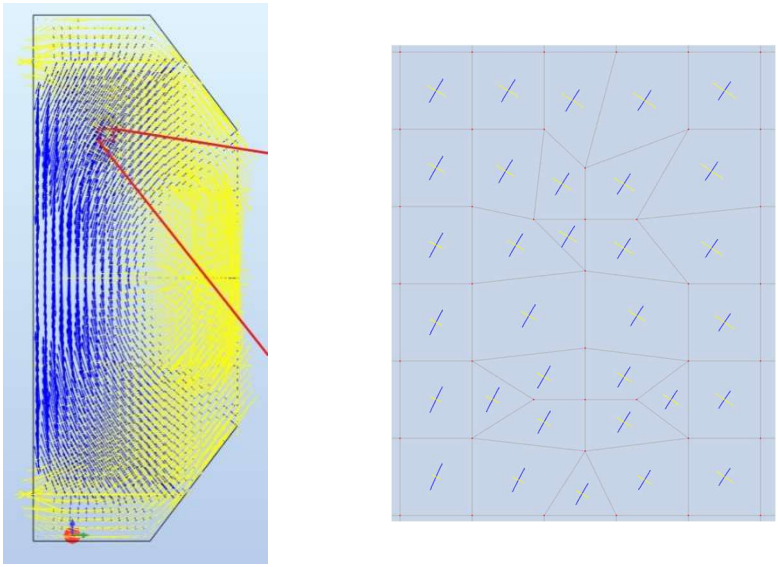

Figura 3.65: Cruzes de tensão (compressão a amarelo e tracção a azul) nas direcções principais

Na Tabela 3.20 são indicadas as tensões numéricas no referencial OXY, bem como as tensões principais, a tensão tangencial máxima e a orientação das tensões principais obtidas no modelo numérico para o ponto onde está colocado o extensómetro 10.

Tabela 3.20: Tensões do MEF para o ponto onde está instalado o extensómetro 10

Fase do ciclo de construção	Força Cil. OPS [kN]	σ_x [MPa]	σ_y [MPa]	τ_{xy} [MPa]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	τ_{max} [MPa]	θ [º]
Posicionamento	900	9.03	-6.61	15.78	18.83	-16.40	17.61	31.82
Betonagem Completa	4430	44.47	-32.52	77.68	92.67	-80.72	86.70	31.82
Capacidade Nominal Actuador OPS	4905	49.24	-36.01	86.01	102.61	-89.38	96.00	31.82

Em alternativa, as tensões principais e a respectiva orientação podem ser obtidas pela construção da circunferência de Mohr da Figura 3.66 à esquerda. As direcções principais (Figura 3.66 à direita) estão de acordo com o detalhe representado à direita da Figura 3.65.

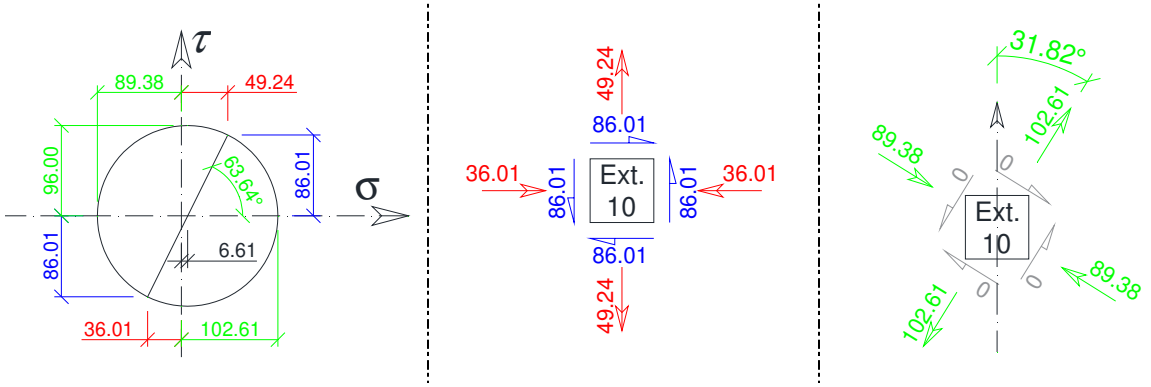

Figura 3.66: Tensões no extensómetro 10 para a capacidade nominal do actuador: circunferência de Mohr (à esq.), tensões no referencial OXY (ao centro) e tensões principais (à dir.)

Dado que os extensómetros da posição 10 estão instalados numa peça sujeita a um estado plano de tensão com componentes de tensão normal em duas direcções e tensão tangencial, optou-se por analisar as tensões tangenciais porque a amplitude de variação é bastante maior que a das tensões normais, pelo que será menos afectada pelas imprecisões de medição. Na Figura 3.67 representa-se a evolução da tensão tangencial ao longo da construção dos vãos 5 a 12. Tal como nos pontos anteriores, foi usada como tensão de referência absoluta a estimativa do modelo numérico para o momento imediatamente anterior ao início da betonagem. Para além do valor de posicionamento do modelo numérico, inclui-se também o valor correspondente à capacidade nominal do actuador hidráulico OPS (incluído na Tabela 3.20). Verifica-se que a amplitude de tensão registada em obra é coerente com o modelo numérico.

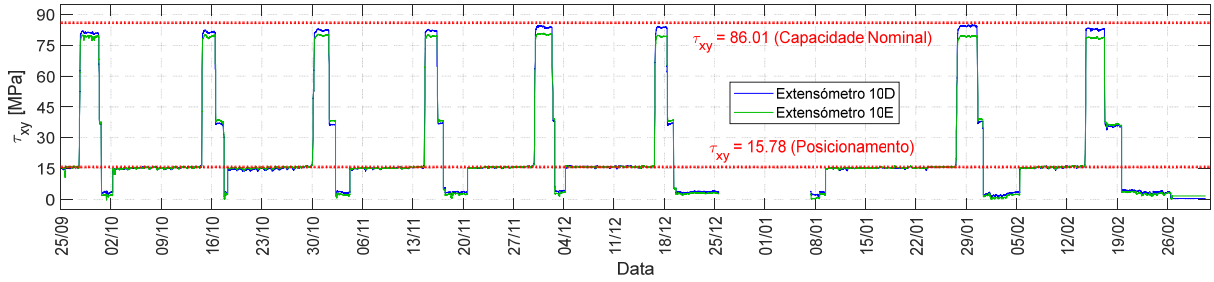

Figura 3.67: Evolução da tensão tangencial τ_{xy}

Para além da comparação das tensões tangenciais, analisou-se também o ângulo do referencial das tensões principais, o ângulo θ da expressão (2.20), porque teoricamente é constante e independente do valor da força OPS. A evolução do ângulo θ representa-se na Figura 3.68, em conjunto com o valor de referência do modelo numérico (ver a Tabela 3.20).

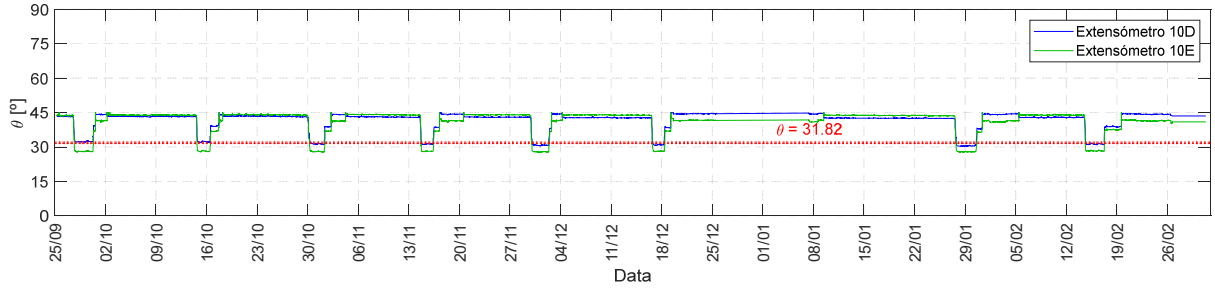

Figura 3.68: Evolução do ângulo do referencial das tensões principais θ

O ângulo θ varia entre 28º e 45º, aproximando-se da referência do modelo numérico (31.82º) para o nível máximo de força OPS durante a betonagem, sendo practicamente coincidente para o extensómetro 10D. Para situações com menor força OPS, as tensões devidas ao peso-próprio da ancoragem activa e dos monocordões nela ancorados são relevantes, fazendo variar o ângulo das tensões principais. Quando a força OPS é grande, este efeito é claramente preponderante sobre o efeito do peso-próprio.

Para comparação com os dados dos extensómetros, os registos de força do actuador hidráulico OPS apresentados no ponto 3.1.6 foram convertidos para tensões tangenciais considerando um factor de proporcionalidade de 57.03 entre a tensão tangencial induzida na ancoragem activa e a força OPS (correspondente ao rácio entre a força OPS e a tensão tangencial τ_{xy} indicada na Tabela 3.20). Na Figura 3.69 representa-se a comparação entre as tensões tangenciais estimadas a partir do registo da força do actuador hidráulico OPS (obtida pela conversão do curso do actuador na força correspondente, ver a Figura 3.15) com as tensões tangenciais registadas pelos extensómetros. Os registos do OPS são muito próximos dos registos dos extensómetros, especialmente os relativos ao curso dos cilindros OPS.

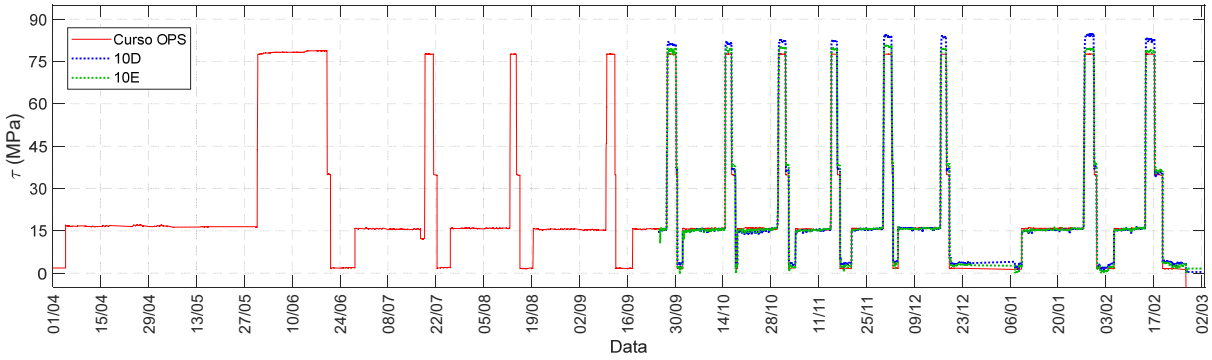

Figura 3.69: Comparação entre a tensão τ_{xy} obtida da força OPS e a registada pelos extensómetros 10D e 10E

3.5 MEDIÇÕES DOS ACELERÓMETROS

3.5.1 CARACTERÍSTICAS DOS ACELERÓMETROS

A resposta dinâmica do cimbre foi medida com três sismógrafos tri-axiais com acelerómetros do tipo *force-balance* Kinemetrics Etna 2, usados nos ensaios de vibração ambiental (um dos quais representado na Figura 3.71) e na monitorização contínua (nas posições da Figura 3.76).

O sistema Etna 2 usado nesta aplicação tem as seguintes características genéricas: (i) Frequência de amostragem parametrizada para $50Hz$; (ii) Conversor ADC de $24bits$; (iii) Gama de medição: $\pm 1g$; (iv) Resolução: $\approx 0.11921\mu g$ $(= 2g/2^{24})$; (v) Gama dinâmica dos sensores: 155dB+; (vi) Gama dinâmica do digitalizador para 100 amostras por segundo: 130dB (correspondente ao rácio do RMS do sinal pelo RMS do ruído) (vii) Temperatura de operação entre $-20ºC$ e $70ºC$; e (viii) Sincronização a partir de sensores GPS. Cada um dos sismógrafos foi colocado numa caixa de policarbonato com uma fonte de alimentação e bateria que garante o funcionamento contínuo do acelerómetro durante 2 a 3 dias (suficiente para os fins de semana em que não há trabalhos em obra e o gerador está desligado). Nas aplicações em ensaios de vibração ambiental, a alimentação com a bateria de reserva para períodos sem gerador garante o funcionamento adequado para pelo menos 2 dias de ensaio contínuo, o que é mais do que suficiente na generalidade dos casos.

Os sismógrafos têm um sistema de aquisição incorporado, com saída de dados já digitalizados através de cabo *Ethernet*. Estes cabos estão ligados a um *router* colocado na caixa do acelerómetro Etna 103 (ver a Figura 3.70) e que permite o acesso remoto aos dados gravados.

O registo das medições foi feito em ficheiros com uma hora de dados. Estes ficheiros têm três colunas, aceleração na direcção OX, aceleração na direcção OY e aceleração na direcção OZ (de acordo com o referencial da Figura 3.72). A aceleração é representada em *counts*, com valores na gama [-2^{23}, 2^{23}], correspondentes aos 24 *bits* do conversor analógico-digital.

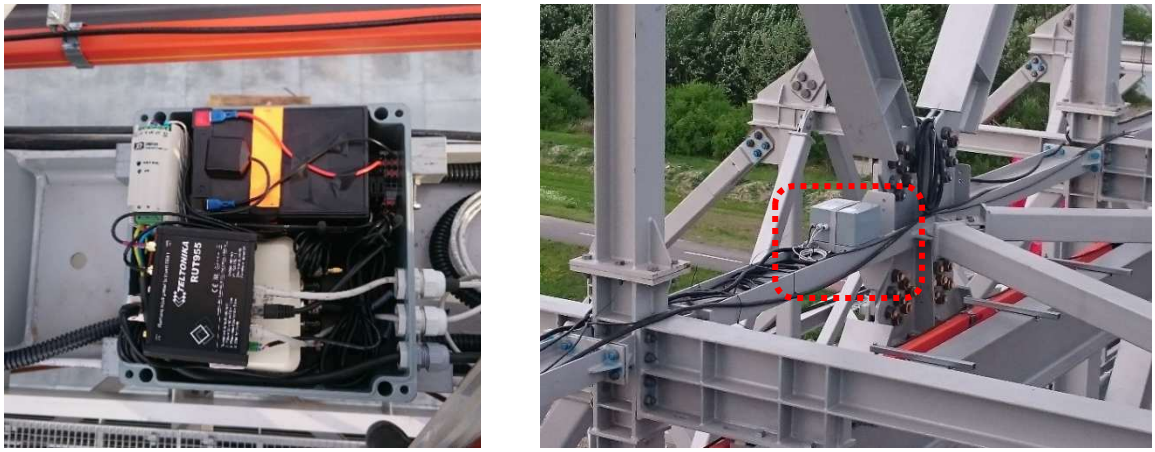

Figura 3.70: Caixa do Etna 103 com router (à esq.) e inserção da caixa Etna 103 no cimbre (à dir.)

3.5.2 Ensaio de Vibração Ambiental Cimbre Este

Para a avaliação preliminar dos pressupostos do modelo numérico e afinação dos detalhes da monitorização contínua, foi feito um Ensaio de Vibração Ambiental (EVA) antes da instalação dos acelerómetros no cimbre Oeste. O ensaio de vibração ambiental foi realizado no cimbre Este, na altura posicionado para a construção do quinto vão, porque o cimbre Oeste estava na fase final de montagem e como tal a resposta dinâmica do cimbre teria discrepâncias em relação à situação operacional corrente em termos de massa total e condições de apoio. No entanto, para garantir um termo de comparação entre ambos os cimbres, numa fase posterior foi feito um ensaio de vibração ambiental semelhante no cimbre Oeste quando este estava colocado no quinto vão (descrito no ponto 3.5.4).

O ensaio de vibração ambiental foi conduzido de forma a validar o uso do equipamento de medição escolhido (os acelerómetros usados foram os mesmos da monitorização contínua posterior), identificar os modos de vibração e as frequências ambientais de interesse da estrutura (validando a frequência de amostragem a adoptar na monitorização contínua) e as posições mais adequadas para a colocação dos acelerómetros para a monitorização contínua (procurando colocar os acelerómetros em pontos com ordenada modal significativa nos modos de vibração de interesse). O ensaio de vibração ambiental, por possibilitar a colocação dos acelerómetros em mais posições, permite maior detalhe espacial das configurações modais.

No dia 26 de Abril de 2019 foi realizado o ensaio de vibração ambiental no cimbre Este na posição típica de betonagem (com o cimbre apoiado no pórtico de betonagem e no pórtico de pilar), durante a montagem de armadura do tabuleiro. O ensaio de vibração ambiental foi feito com um sistema sem fios alimentado por bateria (ver a Figura 3.71), o que se revelou bastante cómodo, permitindo que se realizassem por uma pessoa numa manhã.

Figura 3.71: Sismógrafo Etna 102 colocado no ponto 01

Como a gama esperada de frequências de interesse é entre 0 e $5Hz$, a frequência de amostragem escolhida foi de $50Hz$ com *setups* de 15 minutos (o equivalente a 45000 $pontos = 15min \times 60s \times 50Hz$).

Foram instrumentados 19 pontos ao longo da viga principal do cimbre e 4 pontos no tabuleiro da ponte. Na Figura 3.72 representam-se os pontos instrumentados (de 1 a 19 no cimbre e de 20 a 23 na ponte). O sismógrafo Etna 102 foi colocado no ponto 01 (sensor de referência) durante todo o ensaio e os sismógrafos Etna 103 e Etna 104 foram colocados em diferentes posições ao longo do ensaio (sensores móveis). Foi possível considerar apenas um sensor de referência porque o ponto em que foi colocado, o ponto 01, não é nodo de nenhum dos modos de vibração de interesse na gama de frequência visada.

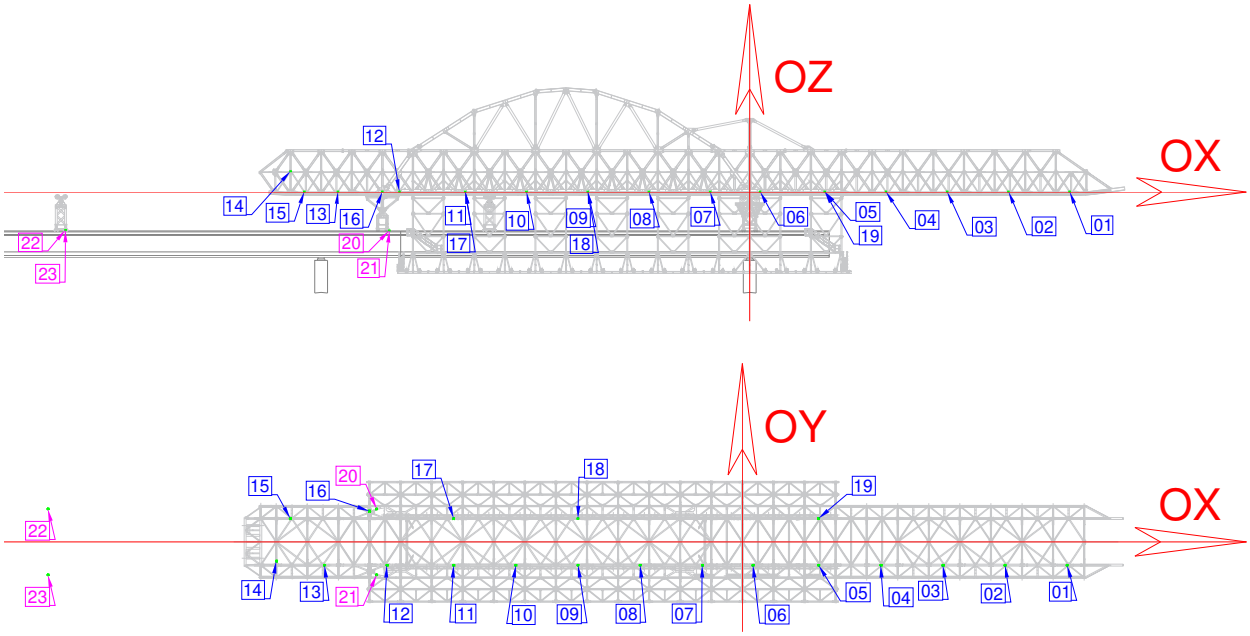

Figura 3.72: Pontos instrumentados: alçado (em cima) e planta (em baixo)

Os pontos identificados na Figura 3.72 foram instrumentados em 11 *setups* de 15 minutos cada, sendo que entre *setups* foi deixado um intervalo de 5 minutos para alterar a posição dos sensores móveis. Durante o ensaio de vibração ambiental foram medidas acelerações em 3 eixos ortogonais – eixo longitudinal (OX), eixo transversal (OY) e eixo vertical (OZ). Estes eixos estão marcados na caixa dos acelerómetros (ver a Figura 3.71 para o sismógrafo 102) e estão representados na Figura 3.72.

3.5.2.1 Identificação Modal

A identificação e análise das características modais foi feita com base no método *Peak Picking*, descrito no ponto 2.5.3.1, por se tratar de um método muito básico e de fácil e rápida interpretação física.

Das séries de acelerações foi retirada a tendência linear e foi aplicada uma decimação com factor 2, resultando numa frequência após decimação de $25Hz$, o suficiente para a identificação de frequências na gama de interesse (de 0 a $5Hz$). Para cada série de acelerações foram calculados os espectros, dividindo as séries temporais de 15 minutos em segmentos com 4096 pontos ($tempo\ total\ de\ cada\ segmento = 4096/25Hz = 163.84s$), considerando janelas de Hann com sobreposição de 50%. Resulta assim numa resolução em frequência de $0.0061Hz$ ($= 1/163.84s$), o que corresponde a cerca de 0.6% da menor frequência própria esperada. Esta precisão foi considerada adequada. Como não existem modos de vibração importantes com componente modal significativa na direcção longitudinal (OX da Figura 3.72), a análise centrou-se na direcção transversal (OY da Figura 3.72) e direcção vertical (OZ da Figura 3.72), observadas em conjunto. Na Figura 3.73 representam-se os espectros normalizados médios (ANPSD) de todos os pontos instrumentados, apenas dos pontos do cimbre (pontos 1 a 19) e apenas dos pontos da ponte (pontos 20 a 23).

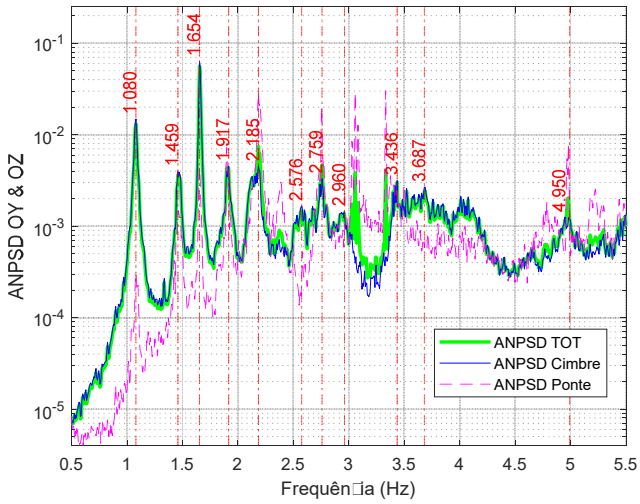

Figura 3.73: ANPSD OY e OZ de todos os pontos, apenas dos pontos do cimbre e apenas dos pontos da ponte

Tabela 3.21: Modos identificados

Modo	Frequência [Hz]
E.EVA.1	1.080
E.EVA.2	1.459
E.EVA.3	1.654
E.EVA.4	1.917
E.EVA.5	2.185
E.EVA.6	2.576
E.EVA.7	2.759
E.EVA.8	2.960
E.EVA.9	3.436
E.EVA.10	3.687
E.EVA.11	4.950

Na Figura 3.73 são ainda assinalados os picos mais relevantes do espectro, aqueles que estarão associados a modos de vibração do cimbre. Na Tabela 3.21 resumem-se as frequências dos modos identificados.

3.5.2.2 Configurações Modais

A partir dos picos identificados no espectro da Figura 3.73, foram construídas as configurações modais correspondentes usando as expressões indicadas no ponto 2.5.3.1. Para comparar os modos identificados no ensaio de vibração ambiental com os modos numéricos obtidos com o modelo do ponto 3.2.2 foi usado o coeficiente MAC (ver a expressão (2.86)). Na Tabela 3.22 representa-se a matriz de coeficientes MAC para os vários modos numéricos e experimentais para os quais é razoável admitir correspondência. Dos 11 modos identificados no Ensaio de Vibração Ambiental, 4 desses modos apresentam uma forte relação com o correspondente modo numérico (com MAC superior a 0.92) e 4 modos têm uma razoável semelhança com o correspondente modo numérico (com MAC entre 0.62 e 0.76). As frequências dos modos numéricos e experimentais são semelhantes, tal com se representa na linha inferior da Tabela 3.22.

Tabela 3.22: Comparação entre Modos Numéricos e os resultados do Ensaio Vibração Ambiental através do coeficiente MAC

		Freq. EVA [Hz]							
		E.EVA.1	E.EVA.2	E.EVA.3	E.EVA.4	E.EVA.5	E.EVA.8	E.EVA.10	E.EVA.11
		1.080	1.459	1.654	1.917	2.185	2.960	3.687	4.950
Freq. Mod. Numérico [Hz]	1.082	0.988	0.000	0.014	0.446	0.019	0.027	0.001	0.024
	1.421	0.047	0.931	0.000	0.007	0.234	0.027	0.018	0.001
	1.587	0.020	0.013	0.945	0.235	0.142	0.123	0.061	0.038
	2.071	0.192	0.037	0.318	0.484	0.623	0.011	0.005	0.103
	2.240	0.246	0.006	0.299	0.738	0.110	0.235	0.148	0.029
	2.975	0.052	0.039	0.155	0.031	0.180	0.669	0.473	0.000
	4.223	0.010	0.124	0.109	0.066	0.003	0.007	0.754	0.025
	5.000	0.013	0.001	0.003	0.017	0.072	0.031	0.165	0.927
Rácio Freq.EVA / Freq. NUM		100%	103%	104%	86%	106%	99%	87%	99%

Na Figura 3.74 e Figura 3.75 representam-se, respectivamente, as configurações modais dos modos com MAC superior a 0.92 e com MAC entre 0.62 e 0.76.

Nas representações das configurações modais incluem-se os pontos instrumentados no Ensaio de Vibração Ambiental divididos em dois tipos, os pontos do cimbre a azul e os pontos da ponte a magenta. A tracejado verde representam-se também os alinhamentos dos apoios do cimbre, o pórtico de pilar (PP) e o pórtico de betonagem (PB). Na representação vertical das configurações modais, os alinhamentos dos apoios têm normalmente ordenadas modais pequenas, apenas visíveis em modos com componente torsional (como os pontos instrumentados não estão colocados no eixo do cimbre, os modos torsionais são captados através de ordenadas modais diferentes em pontos no mesmo alinhamento longitudinal, mas em posições transversais distintas). Na direcção transversal, dado que os apoios do cimbre têm

menos rigidez, há casos em que há participação dos pórticos de apoio no modo de vibração, especialmente o pórtico de betonagem, como é o caso do modo E.EVA.2.

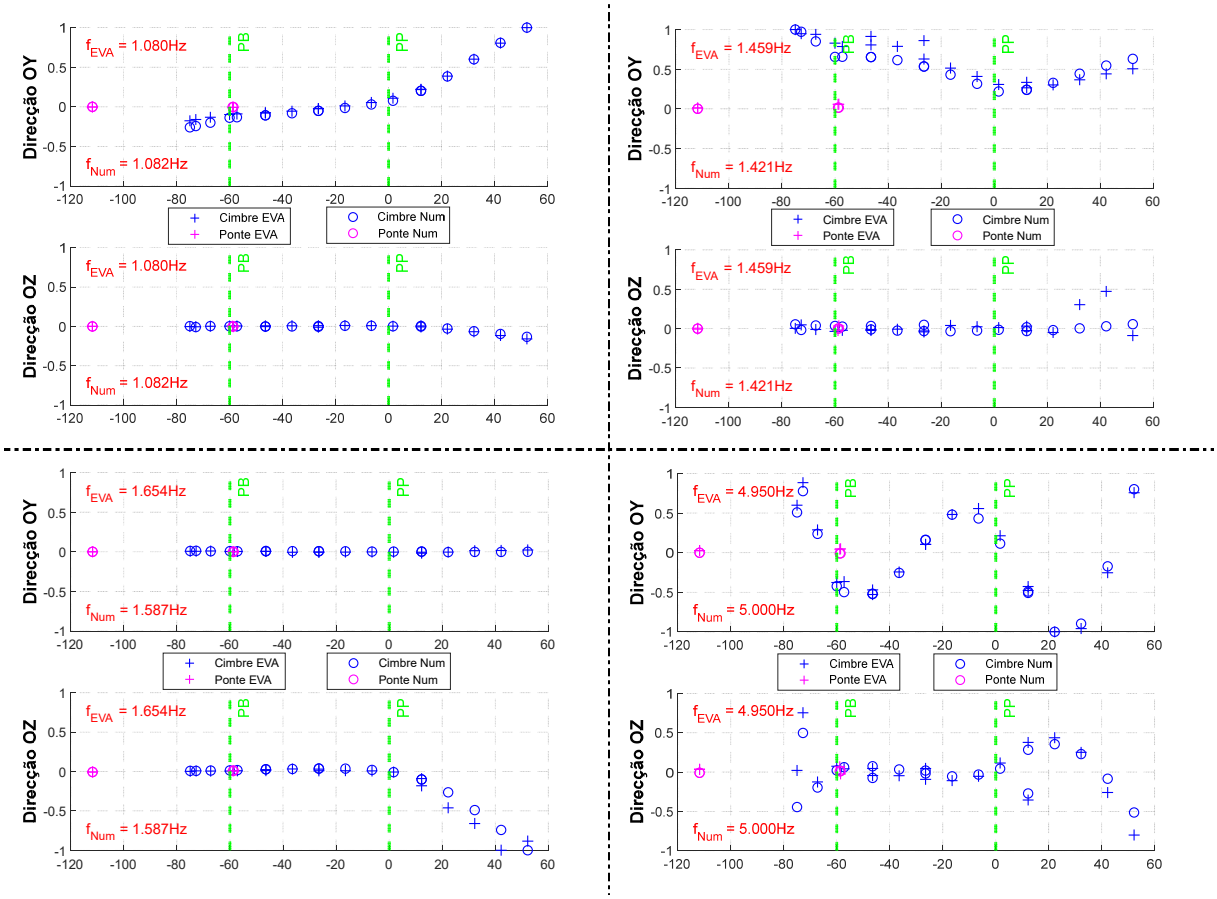

Figura 3.74: Configurações modais numéricas e experimentais dos modos com MAC > 0.92: Modo E.EVA.1 (em cima à esq.), Modo E.EVA.2 (em cima à dir.), Modo E.EVA.3 (em baixo à esq.) e Modo E.EVA.11 (em baixo à dir.)

Tal como indiciam os coeficientes MAC superiores a 0.92, as configurações modais numéricas e experimentais da Figura 3.74 são quase coincidentes. Neste conjunto estão incluídos modos de natureza bastante distinta, desde flexão vertical do nariz dianteiro (E.EVA.3), translação e flexão horizontal (E.EVA.2), torção (E.EVA.11) e flexão horizontal e ligeira torção do nariz dianteiro (E.EVA.1). As ordenadas modais numéricas e experimentais afastam-se ligeiramente apenas para dois pontos do nariz do cimbre na direcção vertical para o modo E.EVA.2. Analisando globalmente ambas as configurações, a configuração do modelo numérico parece ser mais coerente. O desfasamento da configuração experimental estará muito provavelmente relacionado com o facto da ordenada modal do ponto na ponta do nariz dianteiro do cimbre, usado como referência, ser mais baixa.

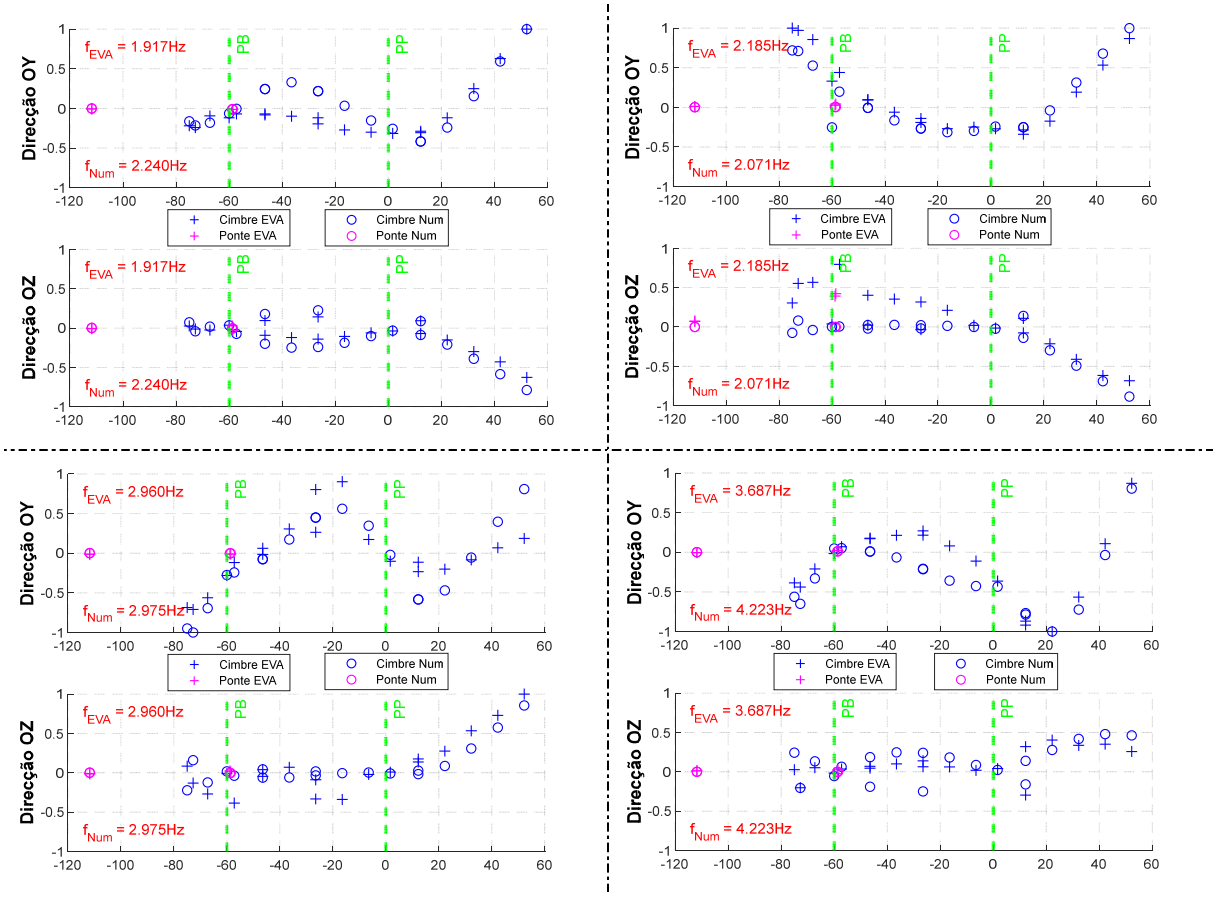

Figura 3.75: Configurações modais numéricas e experimentais dos modos com 0.62 < MAC < 0.76: Modo E.EVA.4 (em cima à esq.), Modo E.EVA.5 (em cima à dir.), Modo E.EVA.8 (em baixo à esq.) e Modo E.EVA.10 (em baixo à dir.)

Nas representações da Figura 3.75 verifica-se que apesar dos modos numéricos e experimentais serem notoriamente semelhantes, há algumas zonas onde as configurações se afastam ligeiramente, mantendo-se em todos os casos a natureza dos modos.

3.5.3 Disposição dos Sismógrafos

As configurações modais numéricas e experimentais da maior parte dos modos na gama de interesse têm ordenadas modais grandes na ponta do nariz dianteiro, pelo que se optou por colocar um dos sismógrafos nessa zona na fase de monitorização contínua. Adicionalmente, para caracterizar os modos do vão central do cimbre, escolheu-se colocar um sismógrafo aproximadamente a meio do vão central e outro a um terço do vão central. Para captar informação de modos com componente torsional, os sismógrafos das extremidades foram colocados na treliça direita e o do centro foi colocado na treliça esquerda. A disposição dos sismógrafos durante a monitorização contínua está representada na Figura 3.76.

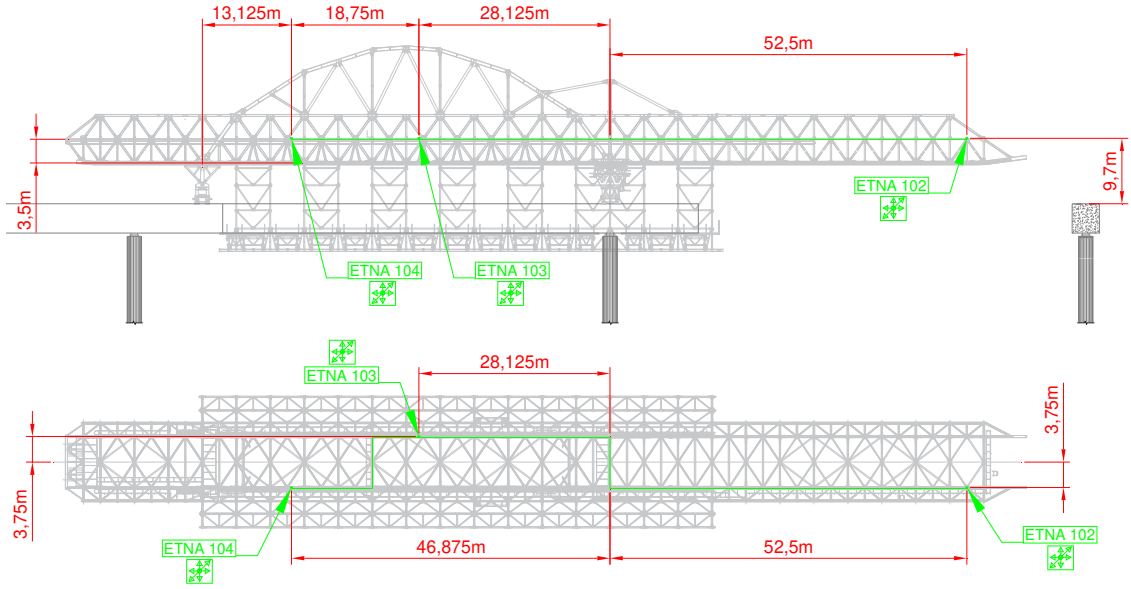

Figura 3.76: Localização dos sismógrafos na estrutura na fase de monitorização contínua

3.5.4 Ensaio de Vibração Ambiental Cimbre Oeste

Aproveitando fase de montagem dos extensómetros e anemómetros no cimbre, durante os dias 24/09/2019 e 25/09/2019 foi feito um Ensaio de Vibração Ambiental no cimbre Oeste, que por coincidência estava nesse momento posicionado para a construção do quinto vão do tabuleiro. O sismógrafo Etna 102 (colocado na ponta da consola dianteira) foi manido na posição indicada na Figura 3.76, sendo usado como sensor de referência. Durante o dia 24/09 o sensor Etna 103 não esteve operacional devido a uma falha do cartão SD e no dia 25/09 foi colocado na posição indicada na Figura 3.76. Na prática, neste ensaio apenas o Etna 104 é que foi circulando pelas posições a instrumentar, funcionando como sensor móvel. Em comparação com o ensaio no Cimbre Este, neste ensaio foram instrumentados mais pontos do cimbre e do tabuleiro da ponte conforme se indica na Figura 3.77.

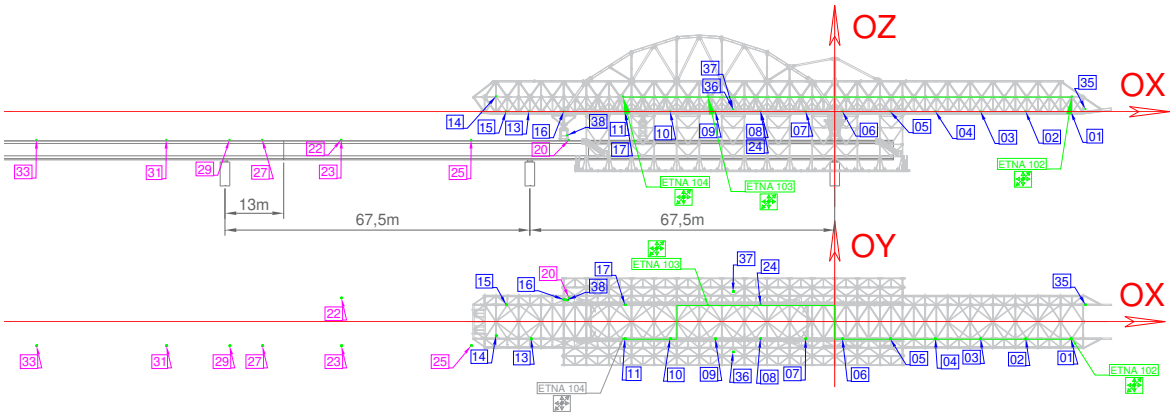

Figura 3.77: Pontos instrumentados no EVA do Cimbre Oeste

A análise dos dados foi conduzida de forma semelhante à do ensaio no cimbre Este, tendo-se obtidos os espectros normalizados médios (ANPSD) representados na Figura 3.78. Na Tabela 3.23 indicam-se os picos do espectro do cimbre, correspondentes a estimativas das frequências de vibração do cimbre.

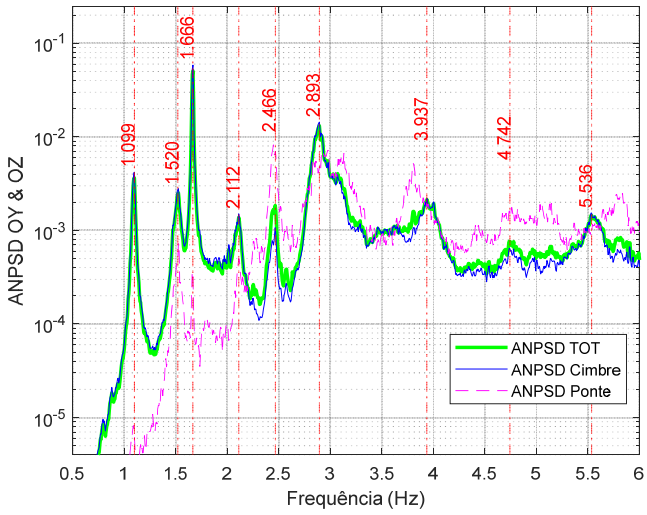

Figura 3.78: ANPSD OY e OZ de todos os pontos, apenas dos pontos do cimbre e apenas dos pontos da ponte

Tabela 3.23: Modos identificados

Modo	Frequência [Hz]
W.EVA.1	1.099
W.EVA.2	1.520
W.EVA.3	1.666
W.EVA.4	2.112
W.EVA.5	2.466
W.EVA.6	2.893
W.EVA.7	3.937
W.EVA.8	4.742
W.EVA.9	5.536

Como os ensaios de vibração ambiental foram conduzidos em fases bastante diferentes do ciclo de construção, no cimbre Este na fase inicial da fase fixa e no cimbre Oeste na fase final, as características modais estão associadas a sistemas estruturais diferentes com massa associada também diferente. Para além disso, o vão corrente do tabuleiro Oeste é 67.5m e do tabuleiro Este é 70m, havendo também aí uma diferença estrutural no sistema cimbre + tabuleiro em construção. Desta forma, a opção foi por não comparar as características específicas dos modos, mas antes fazer uma análise qualitativa.

As configurações modais associadas aos dois primeiros picos do espectro da Figura 3.78, os modos W.EVA.1 e W.EVA.2, estão representados na Figura 3.79. A configuração do modo W.EVA.1 é muito semelhante à do E.EVA.1, sendo caracterizada pela flexão horizontal do nariz dianteiro com uma ligeira torção. As frequências associadas a estes modos, 1.099Hz e 1.080Hz diferem menos de 2%, já que o nariz dianteiro é o elemento preponderante, sendo aqui onde as diferenças entre os ensaios nos dois cimbres é menor. Apesar da mesma natureza, com a preponderância da flexão transversal do pórtico de betonagem, o paralelismo entre os modos W.EVA.2 e E.EVA.2 não é tão próximo porque o vão central é predominante no modo. As frequências associadas também são mais distintas, 1.520Hz e 1.459Hz (diferem mais de 4%).

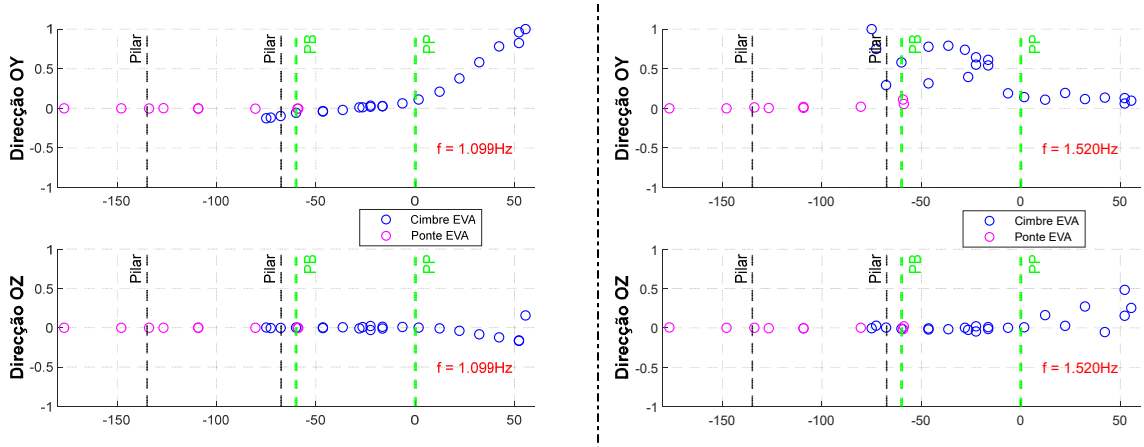

Figura 3.79: Configuração modal do modo W.EVA.1 (à esq.) e do modo W.EVA.2 (à dir.)

Os modos W.EVA.3 e E.EVA.3 são caracterizados pela flexão vertical do nariz dianteiro (ver a Figura 3.80 à esquerda), e por isso têm configurações modais practicamente coincidentes e frequências 1.666Hz e 1.654Hz (variação inferior a 1%). No ensaio do cimbre Oeste não foi identificado um modo equivalente ao modo E.EVA.4. As configurações modais dos modos W.EVA.4 e E.EVA.5 caracterizam-se pela flexão transversal dos apoios do cimbre e flexão horizontal e torção do nariz dianteiro (ver a Figura 3.80 à direita). As frequências são semelhantes, 2.112Hz e 2.185Hz (diferença de 3.3%).

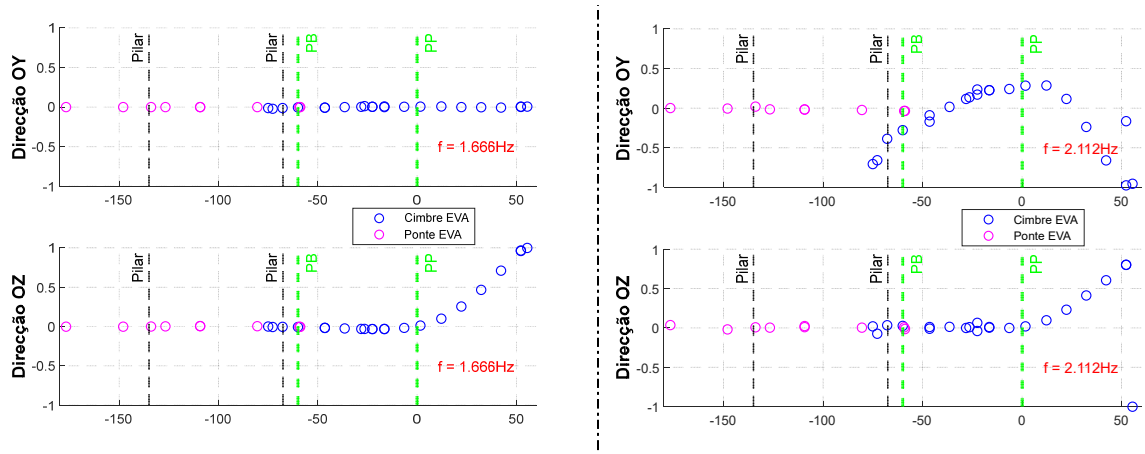

Figura 3.80: Configuração modal do modo W.EVA.3 (à esq.) e do modo W.EVA.4 (à dir.)

Os modos W.EVA.5 e W.EVA.6 têm ambos uma participação visível do tabuleiro da ponte (ver a Figura 3.81), o primeiro relacionado com a flexão vertical do tabuleiro e o segundo com a torção do tabuleiro. Como no ensaio de vibração ambiental no cimbre Este foram monitorizados poucos pontos do tabuleiro, não foram identificados modos correspondentes no ensaio do cimbre Este. A participação do tabuleiro nestes modos é visível também nos espectros da Figura 3.78, dado que a ordenada do ANPSD da ponte é significativa, sendo até maior que a ordenada do ANPSD do cimbre para a frequência 2.466Hz.

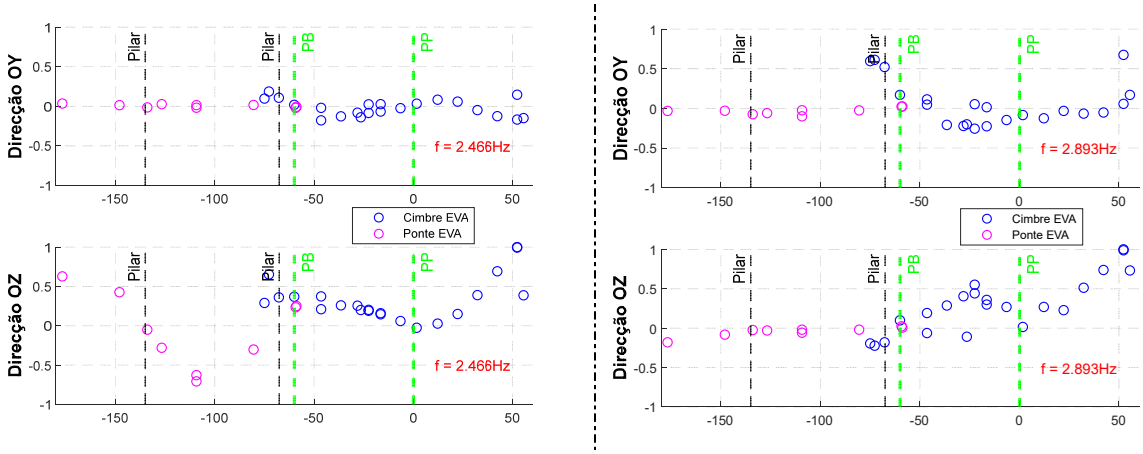

Figura 3.81: Configuração modal do modo W.EVA.5 (à esq.) e do modo W.EVA.6 (à dir.)

O modo W.EVA.7 está associado à flexão horizontal da viga principal e flexão horizontal do apoio dianteiro (ver a Figura 3.82 à esquerda). A configuração do modo W.EVA.8 (ver a Figura 3.82 à direita) é muito semelhante à do modo E.EVA.11 e as frequências associadas diferem 4.4% (4.742Hz e 4.950Hz, respectivamente). Estes modos estão associados à flexão horizontal e torção dos narizes da viga principal em conjunto com a flexão transversal dos apoios do cimbre.

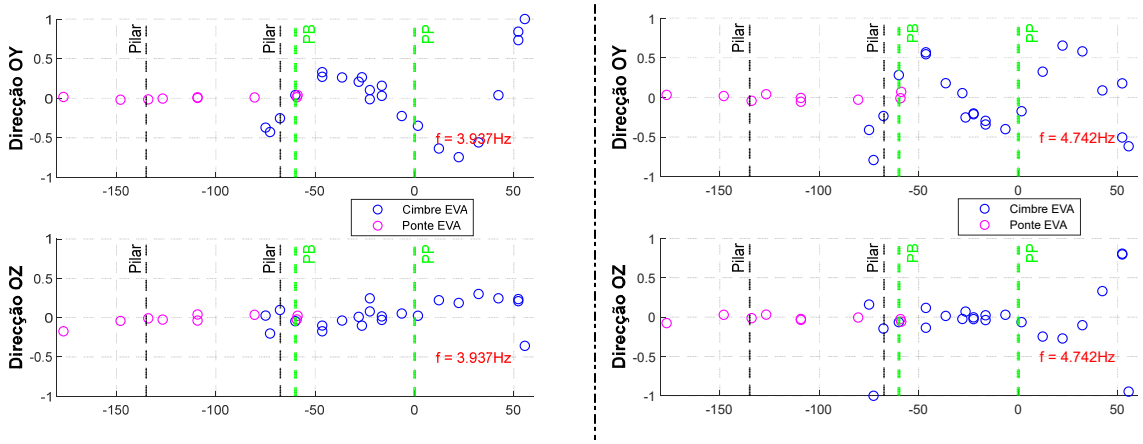

Figura 3.82: Configuração modal do modo W.EVA.7 (à esq.) e do modo W.EVA.8 (à dir.)

Apesar das ligeiras diferenças nos modos identificados nos ensaios de vibração ambiental do cimbre Oeste e do cimbre Este, estas não põem em causa a disposição dos sismógrafos adoptada e descrita no ponto 3.5.3. Desta forma, os sismógrafos foram mantidos nas mesmas posições durante toda a construção.

3.5.5 Nível de Vibração

Os níveis de vibração ao longo da construção são bastante variáveis, dependendo principalmente da existência e da magnitude das fontes de excitação do cimbre (as mais relevantes dependem da existência

ou não de trabalhos em obra), o vento e os microtremores das fundações. A título de exemplo, na Figura 3.83 representa-se o registo de uma hora de acelerações verticais (direcção OZ) e horizontais (direcção OY) para um período com trabalhos em obra (dia 13/07/2019 12:00) e um período sem trabalhos em obra (dia 15/07/2019 00:00), onde se verificam níveis de vibração bastante distintos. Durante este período não há registos das características do vento no local da obra porque os anemómetros ainda não tinham sido instalados. Porém, de acordo os registos do aeroporto de Bratislava (Weather Underground, 2020), o vento médio no dia 13/07 12:00 rondaria 22km/h e no dia 15/07 00:00 seria cerca de 7km/h. Desta forma, a diferença entre os registos da Figura 3.83 deverá ser explicada pelo somatório dos efeitos dos trabalhos no cimbre e da acção do vento.

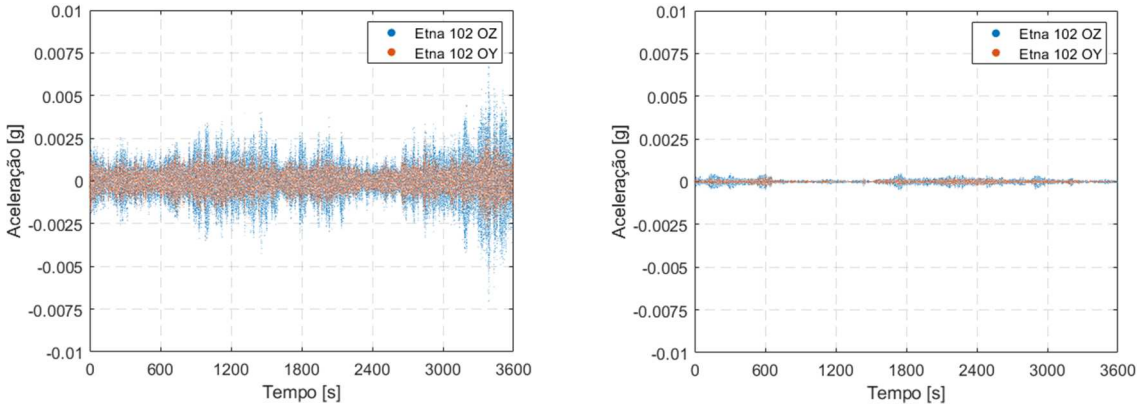

Figura 3.83: Registo de acelerações verticais e transversais Etna 102 para o dia 13/07/2019 12:00-13:00 (à esq.) e 15/07/2019 00:00-01:00 (à dir.)

A variação do nível de vibração para o período da monitorização está representada na Figura 3.84 através da média do RMS da aceleração vertical dos três sismógrafos para períodos de 5 minutos (com vibrações menores representadas a azul e vibrações maiores a vermelho). A existência de trabalhos em obra condiciona claramente o nível de vibração, a ponto de ser possível perceber os horários da obra a partir do nível de vibração. Segundo informações recolhidas na obra, o horário de trabalho na hora local é na maior parte dos casos: (i) trabalhos com a equipa completa (dias de semana das 7:00 às 19:00 e sábado das 7:00 às 15:00), (ii) trabalhos com equipa reduzida (noites de segunda a sexta das 19:00 às 7:00) e (iii) sem trabalhos em obra (desde sábado 15:00 até segunda-feira às 7:00). Na Figura 3.84 é ainda possível identificar as paragens para almoçar e merendar a meio da manhã, a mudança de hora no dia 27/10/2019 e as três semanas de preparação do pré-esforço do primeiro vão do tabuleiro com menor actividade durante o dia e sem trabalhos durante a noite.

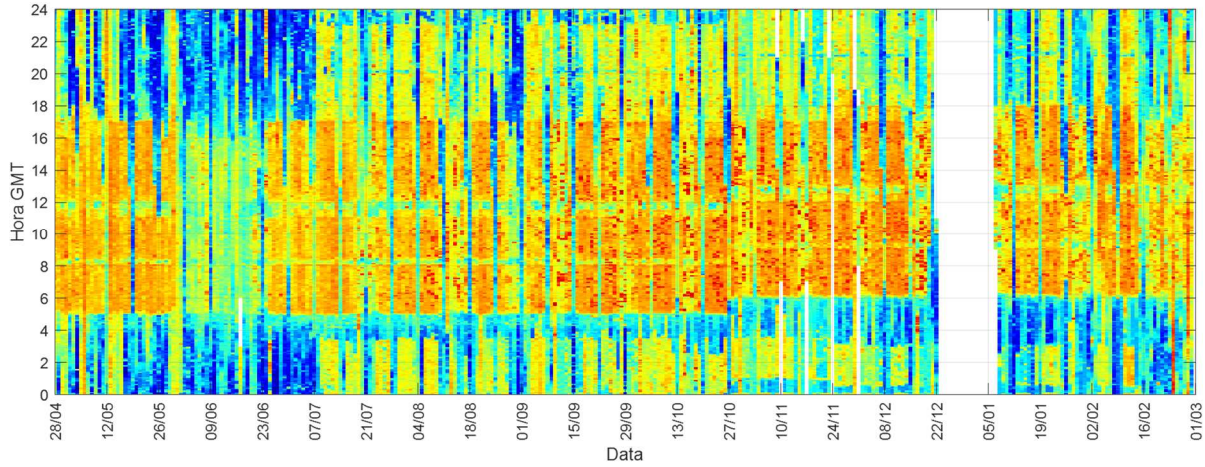

Figura 3.84: Média de RMS da aceleração vertical dos sismógrafos para períodos de $5min$ entre 28/04/2019 e 01/03/2020

A aceleração na direcção longitudinal tem na maior parte do tempo um valor bastante baixo, sendo excepção o momento de avanço do cimbre. Neste cimbre, o avanço longitudinal é promovido por guinchos hidráulicos que, devido ao esticamento e afrouxamento dos cabos de aço, não mantêm uma velocidade constante, havendo alternância de períodos de aceleração e desaceleração. A representação da média do RMS da aceleração longitudinal dos sismógrafos permite identificar claramente os momentos de avanço longitudinal pelos seus valores máximos, tal como se representa na Figura 3.85 (os máximos estão representados a vermelho).

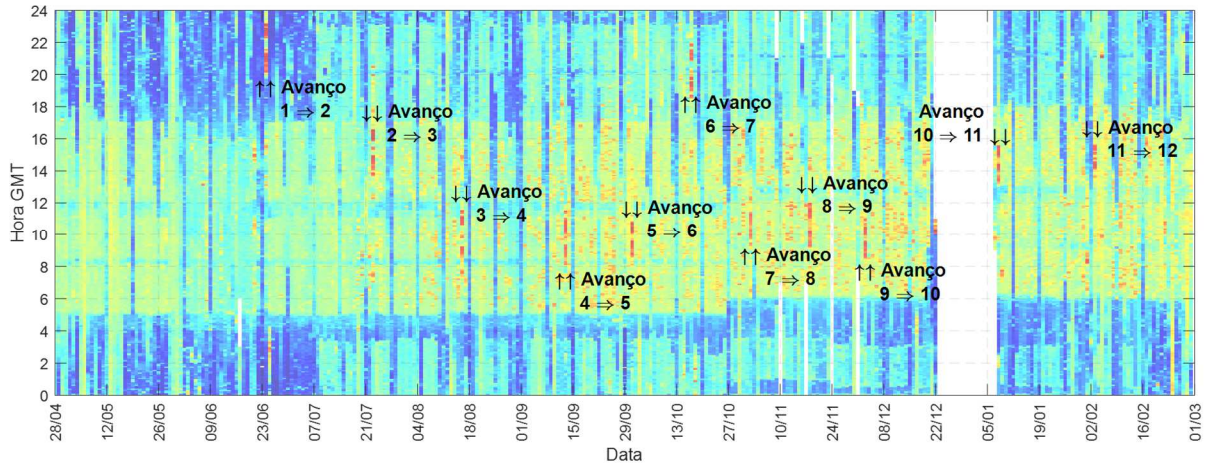

Figura 3.85: Média de RMS da aceleração longitudinal dos sismógrafos para períodos de $5min$ entre 28/04/2019 e 01/03/2020

Para além dos trabalhos no cimbre, o vento também é uma fonte importante de excitação dinâmica. Verifica-se que a vibração transversal do cimbre (e também a vertical, mas em menor grau) está relacionada com as flutuações aleatórias turbulentas da velocidade do vento. Essa relação é normalmente designada por curva de *buffeting* e tem a forma da expressão (3.3) (Martins *et al.*, 2014). Nela

relacionam-se a velocidade média $10min$ (U_{10min}) e o RMS da aceleração para períodos de 10min ($a_{RMS\ 10min}$) através de dois coeficientes de ajuste c_1 e c_2.

$$a_{RMS\ 10min} = c_1 \cdot {U_{10min}}^{c_2} \tag{3.3}$$

Fazendo o ajuste desta expressão aos dados recolhidos pelos acelerómetros e anemómetros instalados no cimbre para ventos com azimute entre 290º e 340º (por ser a direcção mais significativa para ventos fortes e por ser aproximadamente perpendicular ao eixo longitudinal do cimbre), resultam os coeficientes de ajuste indicados na Tabela 3.24.

Tabela 3.24: Coeficientes da curva de *buffeting*

Etna	Anemómetro 1		Anemómetro 2	
	c_1	c_2	c_1	c_2
102_y	2.162	5.958E-03	2.161	4.451E-03
103_y	1.847	4.537E-03	1.879	3.303E-03
104_y	1.835	4.167E-03	1.864	3.101E-03

Representando a aceleração medida em cada um dos sismógrafos em função dos valores de velocidade média $10min$, ressalta imediatamente que a vibração do nariz dianteiro do cimbre (onde está instalado o sismógrafo Etna 102) é bastante mais sensível ao vento que a vibração do vão central do cimbre (ver a Figura 3.86), porque o nariz dianteiro é muito mais flexível que o vão central. Na Figura 3.86 estão também representadas as curvas de *buffeting* ajustadas com os coeficientes da Tabela 3.24.

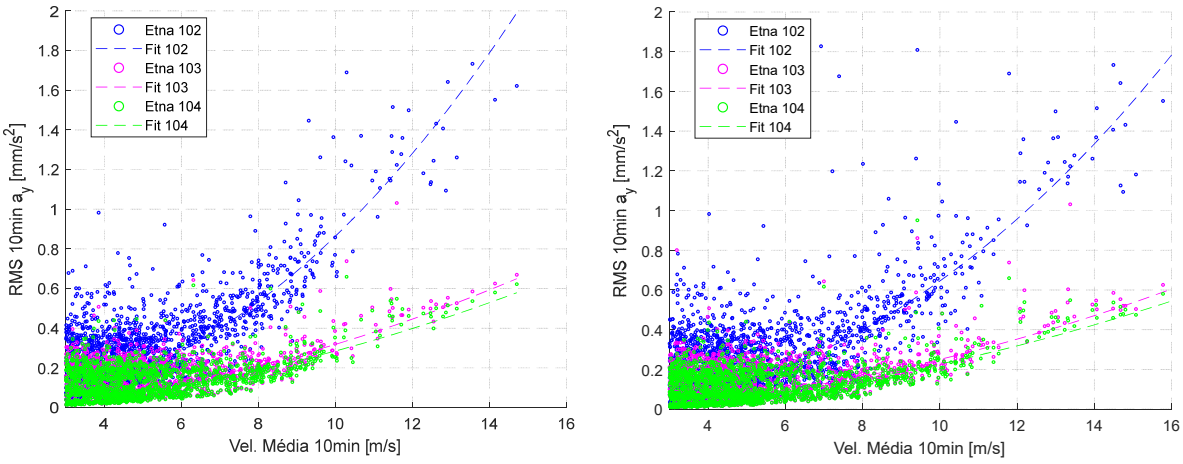

Figura 3.86: RMS $10min$ da aceleração transversal em função da velocidade média $10min$ medida pelo anemómetro 01 (à esq.) e pelo anemómetro 02 (à dir.)

3.5.6 IDENTIFICAÇÃO MODAL NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA

Numa primeira fase, a caracterização da evolução dos parâmetros modais do cimbre foi realizada com base no método da decomposição no domínio da frequência (FDD, ver o ponto 2.5.3.2). Foi considerada

na análise uma frequência de amostragem de $25Hz$ (aplicando uma decimação com factor 2 aos dados originais) e segmentos de 8192 pontos, usando janelas de Hann com sobreposição de 50%. Esta opção corresponde a uma resolução em frequência de $0.0031Hz$ ($= 25Hz/8192\,pontos$). Tendo em conta os bons resultados dos ensaios de vibração ambiental, nesta análise foram usadas em conjunto as acelerações transversais e verticais dos três sismógrafos.

Na Figura 3.87 representam-se os espectros dos 6 valores singulares obtidos pelo método FDD, à esquerda para 13/07 12:00 e à direita para 15/07 00:00 (correspondentes às acelerações representadas na Figura 3.83). Os picos dos espectros permitem identificar os modos de vibração da estrutura com ordenada modal nos pontos instrumentados bem como estimar os respectivos amortecimentos. Em ambos o primeiro valor singular é muito preponderante, sendo razoável considerar apenas este para a identificação dos principais modos de vibração do cimbre. O segundo valor singular ainda contém alguma informação relevante especialmente na zona de $1.5Hz - 2Hz$ onde há modos com frequências relativamente próximas. Comparando os espectros para estes dois períodos, nota-se uma clara correspondência entre uma maior aceleração e uma maior ordenada espectral. Ainda assim, os picos dos espectros associados aos principais modos de vibração surgem para frequências muito próximas em ambos os espectros.

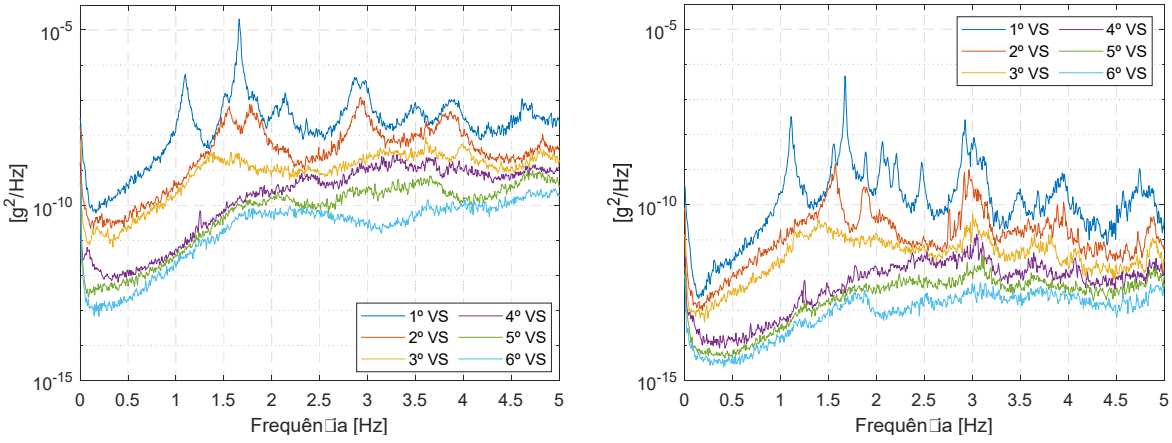

Figura 3.87: Espectros dos 6 valores singulares para 13/07 12:00 (à esq.) e 15/07 00:00 (à dir.)

Para facilitar a comparação entre espectros com níveis de vibração diferente, como é o caso dos espectros da Figura 3.87, é usado habitualmente um espectro normalizado (ver a Figura 3.88). Neste caso, a ordenada máxima do espectro normalizado é 1.0 porque foi adoptada uma normalização em que todos os pontos do espectro são divididos pelo respectivo máximo. Fazendo esta normalização, os valores dos espectros associados aos dois períodos citados resultam muito próximos, especialmente até cerca de $2Hz$. Esta abordagem evita que os períodos de menor nível de vibração fiquem escondidos pelos períodos de maior vibração.

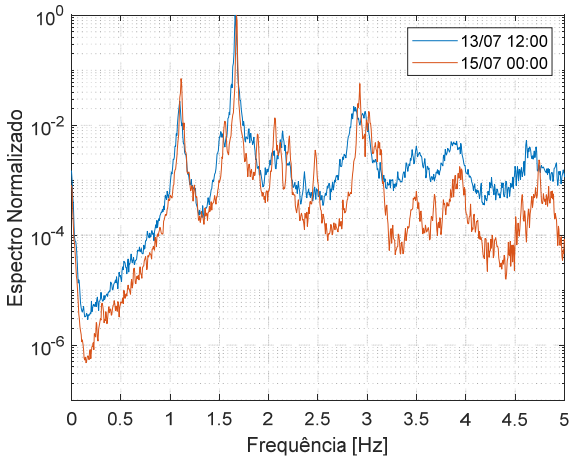

Figura 3.88: Espectros do 1º valor singular normalizados pelo respectivo máximo para 13/07 12:00 e 15/07 00:00

Na Figura 3.89 representa-se a evolução dos espectros normalizados do primeiro valor singular para o período em análise nas direcções transversal e vertical através de um mapa de cores (com valores crescentes de azul para vermelho). Nesta figura os picos do espectro são identificados pelas zonas vermelhas mais escuras, sendo possível identificar vários alinhamentos de picos ao longo de todo o período em análise. O exemplo mais claro é a frequência em torno de 1.65Hz. Esta frequência já havia sido identificada no ensaio de vibração ambiental descrito no ponto 3.5.4, sendo também nesse caso o pico com a maior ordenada dos espectros. Na Figura 3.89 existem três zonas distintas em função dos dados recolhidos. A zona colorida quando todos os sismógrafos registaram dados, a zona cinzenta quando apenas alguns registaram dados e a zona branca quando não há dados.

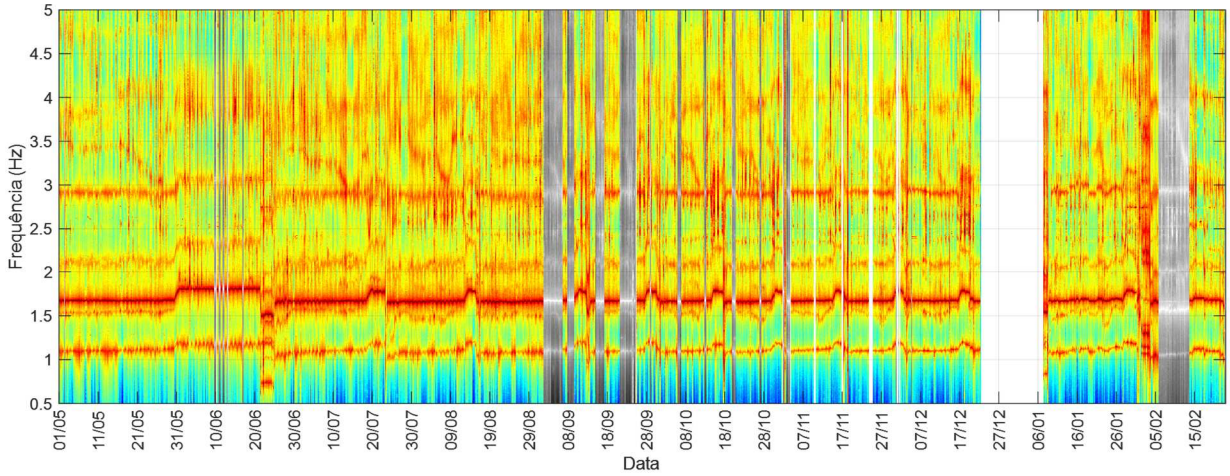

Figura 3.89: Evolução do espectro do 1º valor singular das acelerações transversais e verticais entre 01/05/2019 e 04/03/2020

Comparando a posição dos picos associados a frequências em torno de 1.10Hz e 1.65Hz da Figura 3.87, nota-se a deslocação para frequências ligeiramente superiores para 15/07 00:00 (período nocturno sem trabalhos em obra). Essa flutuação das frequências também se nota na Figura 3.89, especialmente para a frequência natural em torno de 1.65Hz. Para além destas variações ligeiras, provavelmente associadas

a factores ambientais e à existência de trabalhos em obra, há também uma variação mais significativa das frequências dos picos durante a betonagem e fase inicial da cura do betão. Apesar do aumento de massa associada ao betão, o aumento de rigidez motivado pelo seu rápido endurecimento mais que compensa este efeito, pelo que tanto a 1ª como 2ª frequência aumentam (noutros modos também se verifica uma evolução semelhante). O aumento máximo de frequência verificado é cerca de 10%. A variação dos espectros está detalhada na Figura 3.90 para as duas primeiras frequências ao longo da betonagem dos três primeiros vãos, onde se apresentam vários espectros para o dia da betonagem e os dois dias seguintes em que decorrem as primeiras horas da cura. Para captar variações mais subtis das frequências de pico, nos espectros da Figura 3.90 foram considerados 15 minutos de dados.

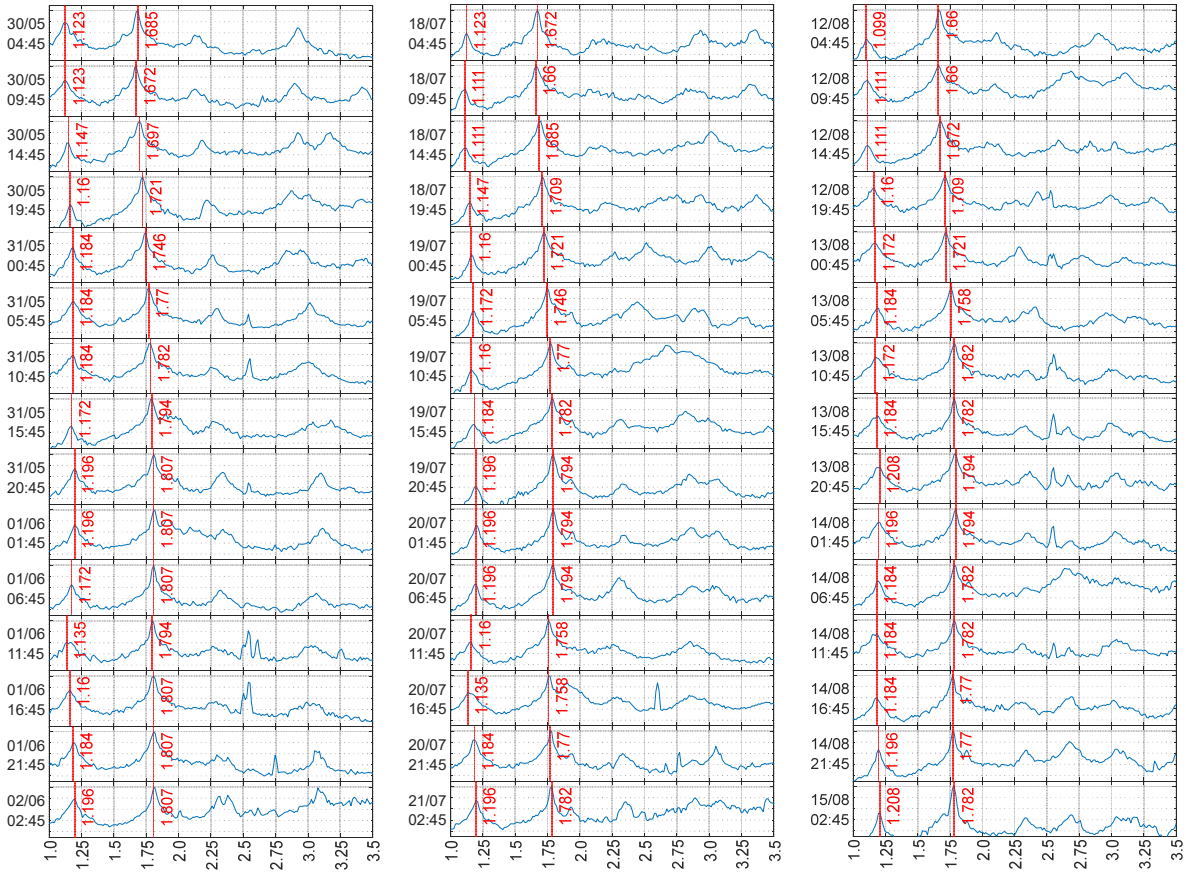

Figura 3.90: Evolução dos espectros normalizados ao longo da betonagem do 1º vão (à esq.), do 2º vão (ao centro) e do 3º vão (à dir.)

Os picos de cada um dos espectros da Figura 3.89 foram agrupados em modos com características semelhantes, com um coeficiente MAC superior a 0.95 e uma variação máxima da frequência do pico de 10% para incluir picos com configuração modal semelhante mesmo quando há variação de frequência devida à betonagem. Na Figura 3.91 representam-se os picos agrupados por cores, para os 10 modos que surgem em pelo menos 10% dos espectros. A ponteado vermelho representam-se também os modos que haviam sido identificados no ensaio de vibração ambiental (ver o ponto 3.5.4). Comprova-se que

várias das frequências identificadas no ensaio surgem também recorrentemente na monitorização contínua.

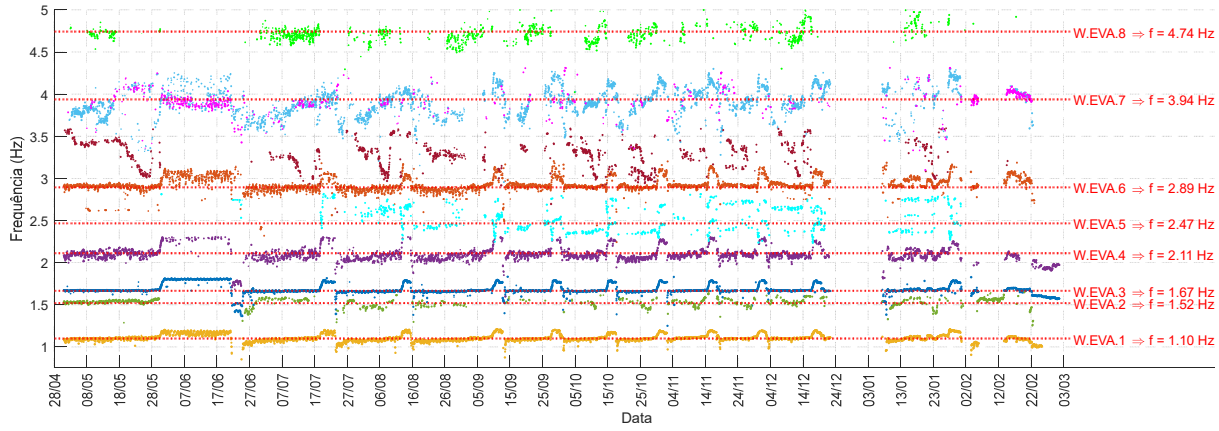

Figura 3.91: Picos dos espectros agrupados por modos

As características medianas dos modos identificados pelo FDD estão resumidas na Tabela 3.25. Os 10 modos na banda de interesse (0 a $5Hz$) têm características diversas, mas há uma preponderância notória da ponta do nariz dianteiro (componentes 102_OY e 102_OZ do Etna 102).

Tabela 3.25: Características dos modos identificados pelo método FDD

Modo	Taxa Identificação [%]	Freq. [Hz]	ξ [%]	Configuração modal					
				102_OY	103_OY	104_OY	102_OZ	103_OZ	104_OZ
FDD.1	79%	**1.098**	0.91%	1.00	0.00	-0.06	-0.19	-0.01	0.00
FDD.2	22%	**1.538**	0.28%	0.14	0.90	1.00	0.00	-0.02	0.02
FDD.3	93%	**1.668**	0.27%	0.01	0.00	0.00	1.00	-0.03	-0.02
FDD.4	65%	**2.089**	1.46%	-0.26	0.21	-0.11	1.00	-0.01	0.01
FDD.5	13%	**2.517**	0.84%	0.06	-0.02	-0.01	1.00	0.36	0.38
FDD.6	78%	**2.911**	0.87%	0.80	-0.35	-0.07	1.00	0.10	-0.05
FDD.7	17%	**3.296**	1.36%	0.04	-0.05	-0.02	0.98	1.00	0.71
FDD.8	44%	**3.906**	2.12%	1.00	0.21	0.28	0.29	0.00	0.00
FDD.9	10%	**3.927**	2.36%	1.00	0.29	0.37	0.59	0.04	0.01
FDD.10	17%	**4.713**	2.65%	0.39	0.10	0.64	1.00	-0.01	-0.03

A taxa de identificação dos modos (rácio entre o número de ficheiros onde o modo é identificado e o número total de ficheiros de dados) é bastante variável. Por exemplo, o modo FDD.3 foi identificado em 93% dos ficheiros de uma hora de dados de aceleração. Apesar de ser o modo mais identificado, as estimativas de frequência do modo FDD.3 estão contidas numa banda estreita, sendo sua a distribuição a menos dispersa de todos os modos identificados (ver a Figura 3.92). Tal como evidenciado na Figura 3.91, alguns modos têm dois patamares de frequência, o que se verifica também nas distribuições de frequência dos modos FDD.1, FDD.3, FDD.4 e FDD.6. Nalguns dos modos com menor taxa de identificação, como por exemplo o FDD.5 e FDD.7 a dispersão de valores de frequência é maior, o que

pode indiciar que estes modos são mais sensíveis às acções e à operação do cimbre, o que pode condicionar a identificação do modo.

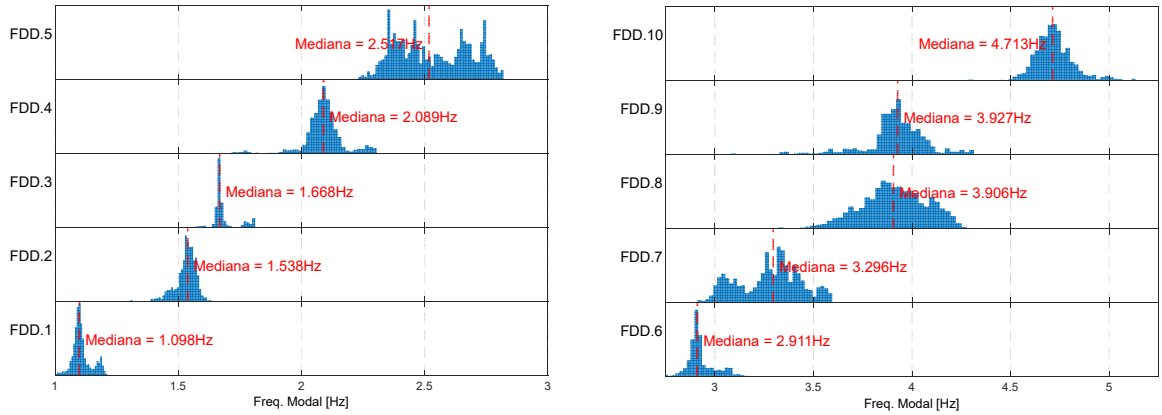

Figura 3.92: Distribuição e mediana da frequência dos modos FDD.1 a FDD.5 (à esq.) e dos modos FDD.6 a FDD.10 (à dir.)

As configurações modais dos dois modos com maior taxa de identificação (93% e 79%, respectivamente), os modos FDD.3 e FDD.1 estão representadas na Figura 3.93 em conjunto com os modos correspondentes identificados no ensaio de vibração ambiental do cimbre Oeste. Verifica-se uma sobreposição clara entre as configurações modais.

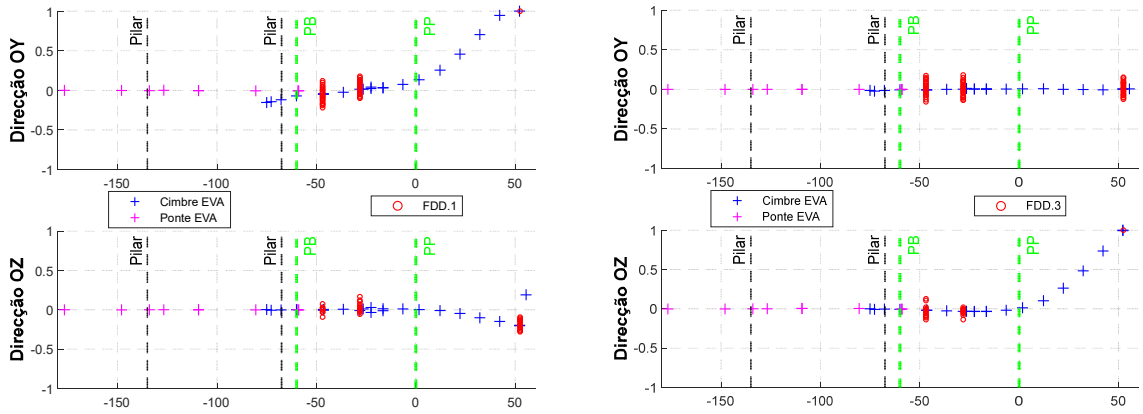

Figura 3.93: Sobreposição das configurações modais W.EVA.1 e FDD.1 (à esq.) e W.EVA.3 e FDD.3 (à dir.)

Os modos FDD.4 e FDD.6 representados na Figura 3.94 também têm uma taxa de identificação elevada (65% e 78%, respectivamente) mas têm maior dispersão das componentes modais que os modos FDD.1 e FDD.3 (discernível pela extensão da mancha de circunferências vermelhas). Nos modos FDD.1, FDD.3 e FDD.4 a componente com maior ordenada modal é sempre a mesma (respectivamente 102_OY, 102_OZ e 102_OZ). No modo FDD.6 a maior ordenada modal alterna entre 102_OZ e 102_OY, e verifica-se que a configuração modal estimada no ensaio de vibração ambiental está nas franjas da distribuição das configurações modais do FDD (especialmente notório na direcção OY).

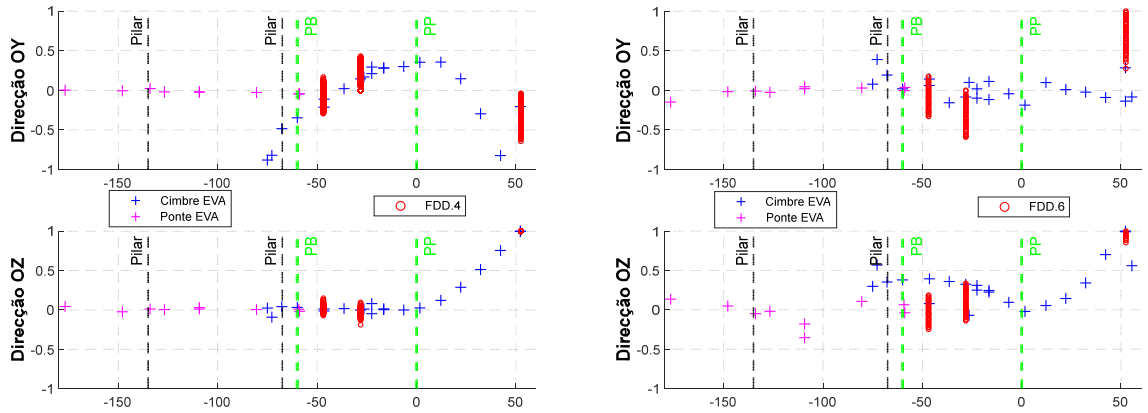

Figura 3.94: Sobreposição das configurações modais W.EVA.4 e FDD.4 (à esq.) e W.EVA.6 e FDD.6 (à dir.)

Na Figura 3.95 estão representadas as distribuições e medianas das estimativas dos coeficientes de amortecimento dos modos identificados. A mediana da estimativa do coeficiente de amortecimento modal varia entre 0.3% e 2.65%. As características das distribuições são bastante diversas, pouco dispersas para os modos FDD.2 e FDD.3, com dispersão intermédia para os modos FDD.1 e FDD.5 e muito dispersas para os modos FDD.8 e FDD.9.

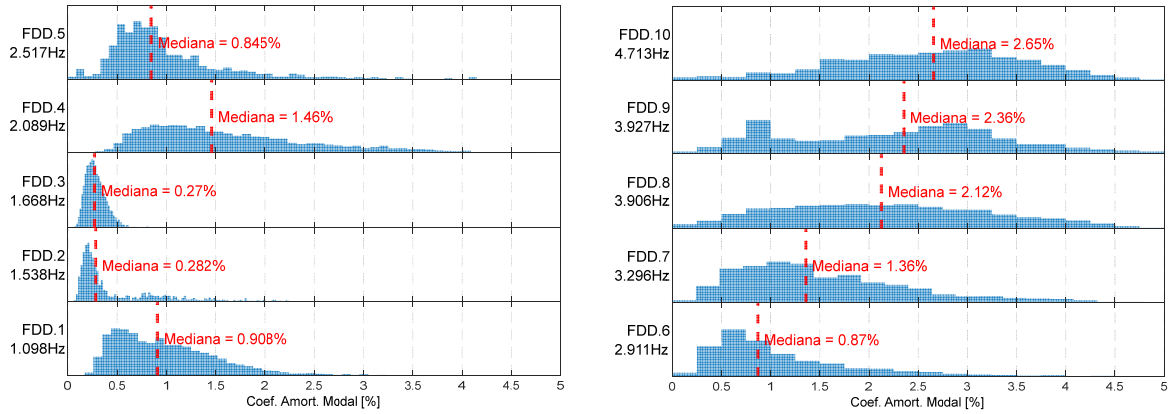

Figura 3.95: Distribuição e mediana do coeficiente de amortecimento modal dos modos FDD.1 a FDD.5 (à esq.) e dos modos FDD.6 a FDD.10 (à dir.)

3.5.7 IDENTIFICAÇÃO MODAL NO DOMÍNIO DO TEMPO

Para além da análise no domínio da frequência, os dados de aceleração foram também analisados no domínio do tempo com o método SSI-Cov descrito no ponto 2.5.3.3. O primeiro passo deste método é a escolha dos parâmetros, nomeadamente o parâmetro de desfasamento máximo da correlação j e as ordens do modelo a considerar. Para os dados de aceleração com frequência de amostragem decimada para 25Hz e frequências dos modos de interesse entre 1Hz e 5Hz (ver o ponto 3.5.6), as expressões (2.115) dão indicação de que j deverá estar entre 13 e 25. Se forem consideradas as acelerações

transversais e verticais dos três sismógrafos, a correspondente ordem máxima dos modelos é, respectivamente, 78 e 150. Na Figura 3.96 representam-se os diagramas de estabilização do dia 15/07/2019 00:00-01:00 (cujo espectro está representado na Figura 3.87 à direita) para $j = 10$ e $j = 25$, considerando ordens do modelo entre 2 e 60. Os critérios de estabilidade usados foram: (i) variação de frequência inferior a 1% entre modos correspondentes de ordens consecutivas, (ii) variação de amortecimento inferior a 3% entre modos correspondentes de ordens consecutivas, (iii) coeficiente de amortecimento modal inferior a 5% e (iv) coeficiente MAC maior que 0.98 entre modos correspondentes de ordens consecutivas. Nos diagramas, os critérios de estabilização aparecem representados com marcadores diferentes para reconhecer em cada ponto aqueles que se verificam. Um ponto é considerado estável quando verifica simultaneamente todos os critérios.

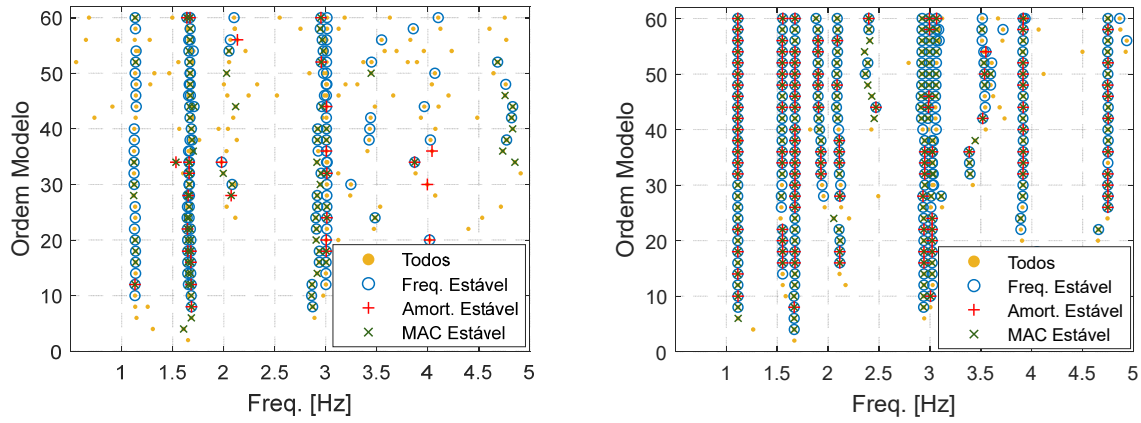

Figura 3.96: Diagrama de estabilização de 15/07/2019 00:00-01:00 para $j = 10$ (à esq.) e para $j = 25$ (à dir.)

Tal como seria de esperar, o diagrama para $j = 10$ não é adequado ao processo de identificação modal desta aplicação. Apesar de apresentar maior quantidade de modos estáveis, o diagrama de estabilização para $j = 25$ apresenta ainda algumas zonas de menor estabilização dos modos. De forma a compreender o efeito do desfasamento das correlações nesta aplicação, foram ainda testadas correlações com $j = 50$ e $j = 100$ (ver a Figura 3.97). Nesta figura inclui-se ainda o espectro do primeiro valor singular do método FDD para comparação com as posições dos picos.

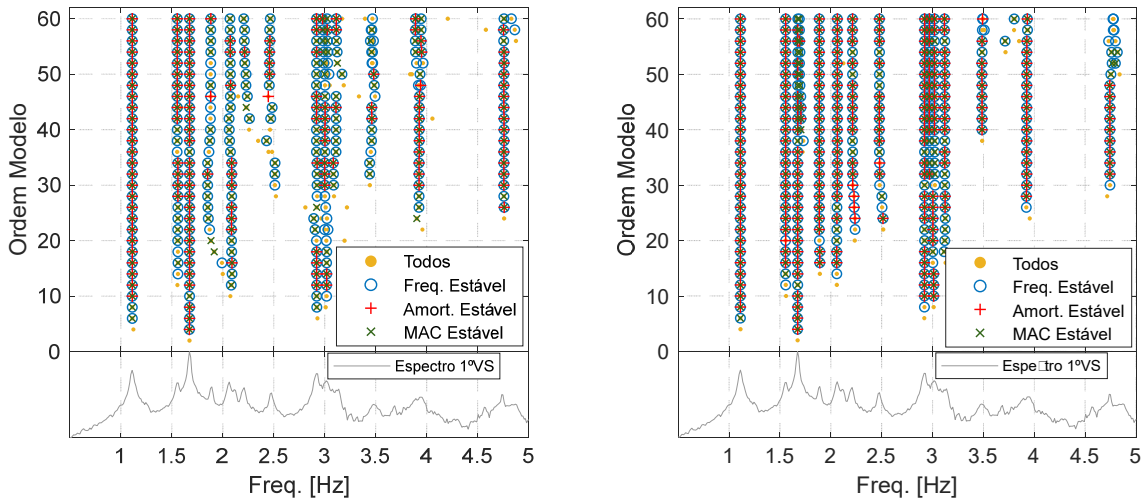

Figura 3.97: Diagrama de estabilização de 15/07/2019 00:00-01:00 para $j = 50$ (à esq.) e para $j = 100$ (à dir.)

Comparando os diagramas de estabilização, verifica-se que para $j = 100$ se obtêm melhores resultados, com modos estáveis em correspondência com todos os picos do espectro do primeiro valor singular do método FDD. Quanto à ordem máxima do modelo, para o ficheiro 15/07/2019 00:00-01:00, ordens entre 2 e 60 são adequadas para a identificação dos modos da estrutura. Para outros períodos, por exemplo 13/07/2019 12:00-13:00, parece ser melhor adoptar ordens até 80, tal como se representa na Figura 3.98. Neste período, um parâmetro de desfasamento da correlação de 100 conduz a bons resultados e permite identificar os modos associados aos vários picos do espectro do primeiro valor singular.

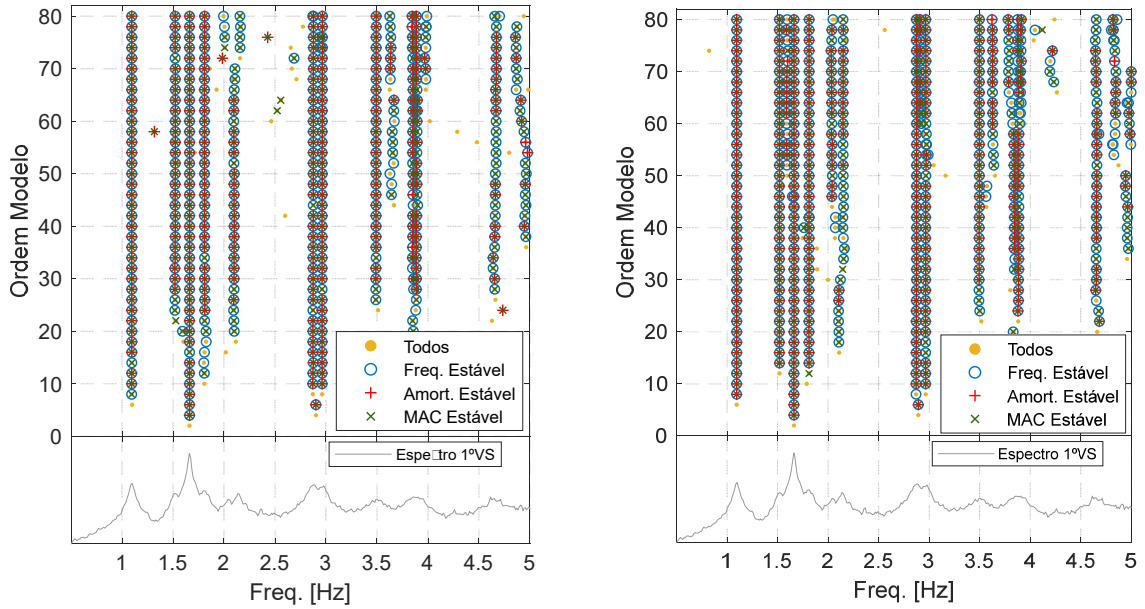

Figura 3.98: Diagrama de estabilização de 13/07/2019 12:00-13:00 para $j = 50$ (à esq.) e para $j = 100$ (à dir.)

Comparando os valores singulares da matriz de Toeplitz para os ficheiros de 13/07 12:00-13:00 e 15/07 00:00-01:00, verifica-se que são maiores para 13/07 12:00 porque os níveis de excitação são maiores (ver a Figura 3.99 à esquerda). No entanto, dividindo os valores singulares pelo máximo respectivo, verifica-se que o decaimento para 15/07 00:00-01:00 é mais rápido (ver a Figura 3.99 à esquerda). Este facto explica a necessidade de considerar modelos de ordem mais elevada para a melhor identificação modal de 13/07 12:00-13:00.

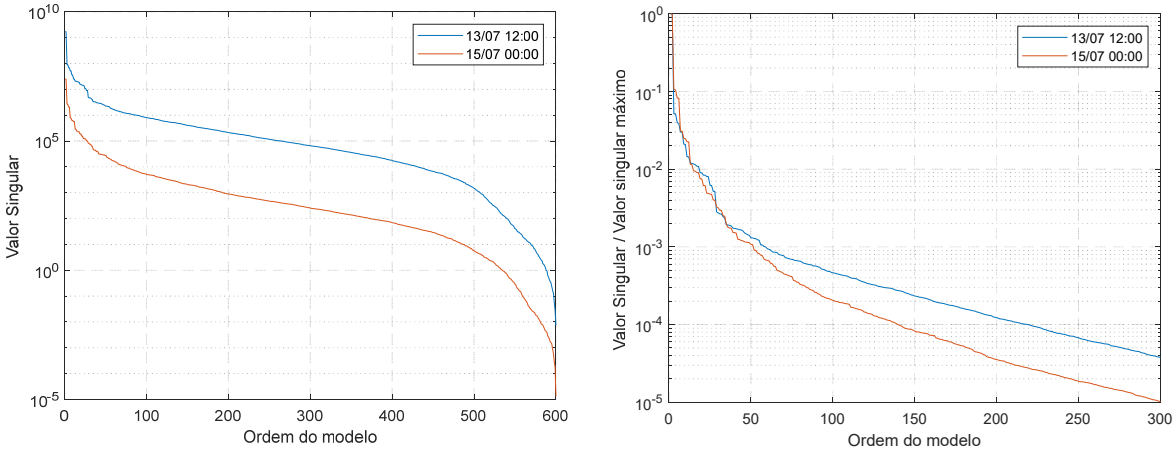

Figura 3.99: Valores singulares da matriz de Toeplitz de 13/07 12:00-13:00 e 15/07 00:00-01:00 (à esq.) e rácio dos valores singulares pelo máximo respectivo (à dir.)

Os pontos estáveis de cada ficheiro foram agregados em *clusters* usando uma distância máxima $d_{i,j}$ de 0.02 (ver expressão (2.116)). Alargando a análise à totalidade dos dados de aceleração disponíveis entre 28/04/2019 e 04/03/2020, neste período foram identificados 10 modos com frequências entre 0 e $5Hz$. No agrupamento dos modos foi considerada uma variação máxima de 10% em relação à frequência média do modo e um coeficiente MAC mínimo de 0.95 em relação à configuração modal média do modo. Na Figura 3.100 representam-se os modos identificados ao longo da operação do cimbre agrupados por cores. Na Figura 3.100 incluem-se ainda os modos identificados no ensaio de vibração ambiental (descritos no ponto 3.5.4).

Os modos identificados têm associadas taxas de identificação bastante diferentes, que variam de 17% a 88% (ver a Tabela 3.26). As características medianas dos modos identificados pelo método FDD (Tabela 3.25) são bastante semelhantes às dos modos identificados pelo método SSI-Cov (Tabela 3.26), especialmente para o modos mais representativos (COV.1 ≈ FDD.1, COV.3 ≈ FDD.3, COV.4 ≈ FDD.4 e COV.6 ≈ FDD.6). Na maior parte dos casos a taxa de identificação dos modos principais pelos dois métodos é superior no método SSI-Cov. No entanto, os modos FDD.3 e FDD.8 são identificados em mais ficheiros de dados que os seus correspondentes, os modos COV.3 e COV.8. Esta situação estará provalmente relacionada com a existência de modos parecidos com frequências próximas que poderá dar origem a agrupamentos de modos ligeiramente diferentes para os dois métodos. A maior facilidade

de identificação pelo método SSI-Cov também se reflete numa maior taxa de identificação dos modos menos preponderantes.

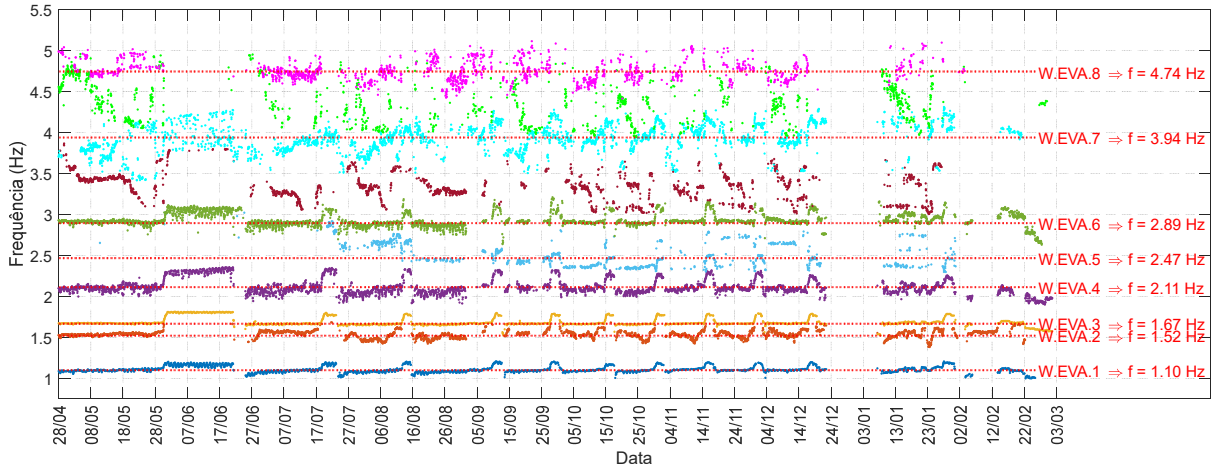

Figura 3.100: Modos identificados pelo método SSI-Cov entre 28/04/2019 e 04/03/2020 e modos identificados no ensaio de vibração ambiental

Tabela 3.26: Características dos modos identificados pelo SSI-Cov

Modo	Taxa Identificação [%]	Freq. [Hz]	ξ [%]	Configuração modal					
				102_OY	103_OY	104_OY	102_OZ	103_OZ	104_OZ
COV.1	85%	**1.099**	0.90%	1.00	0.00	-0.06	-0.20	-0.01	0.00
COV.2	51%	**1.539**	1.01%	0.11	0.91	1.00	0.01	-0.02	0.02
COV.3	87%	**1.669**	0.25%	0.01	0.00	0.00	1.00	-0.03	-0.02
COV.4	69%	**2.093**	1.43%	-0.25	0.23	-0.12	1.00	-0.02	0.01
COV.5	16%	**2.481**	0.87%	0.06	-0.04	-0.04	1.00	0.37	0.37
COV.6	70%	**2.911**	0.80%	0.81	-0.36	-0.08	1.00	0.11	-0.06
COV.7	27%	**3.335**	1.18%	-0.06	-0.02	-0.01	0.87	1.00	0.73
COV.8	41%	**3.930**	1.63%	1.00	0.20	0.27	0.33	-0.05	0.04
COV.9	17%	**4.356**	1.99%	0.20	0.04	0.11	1.00	-0.02	-0.03
COV.10	21%	**4.729**	1.72%	0.48	0.11	0.67	1.00	-0.02	-0.05

A distribuição das frequências de cada um dos modos e as respectivas medianas estão representadas na Figura 3.101. Novamente se identificam para vários modos dois grupos de frequências, consoante o cimbre esteja ou não associado à rigidez do tramo de betão endurecido.

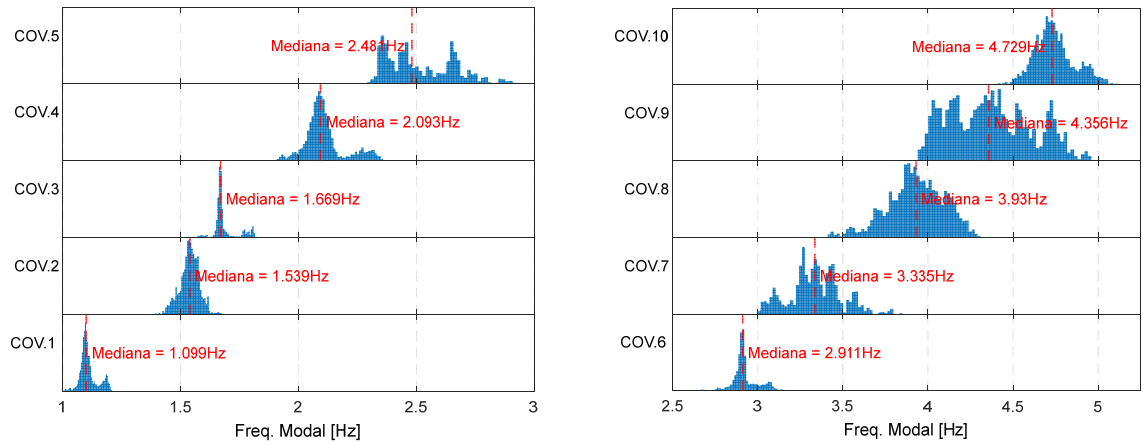

Figura 3.101: Distribuição e mediana da frequência dos modos COV.1 a COV.5 (à esq.) e dos modos COV.6 a COV.10 (à dir.)

Na Figura 3.102 representa-se a distribuição do coeficiente de amortecimento modal e a correspondente mediana para os modos identificados. O amortecimento modal é semelhante ao obtido pelo método FDD para a maioria dos modos com maior taxa da identificação, com excepção do modo COV.2 (em comparação com FDD.2), onde se verifica um amortecimento claramente superior, eventualmente relacionado com a maior precisão da estimativa do método SSI-Cov e com a significativa diferença na taxa de identificação deste modo nos dois métodos (22% no método FDD e 51% no método SSI-Cov).

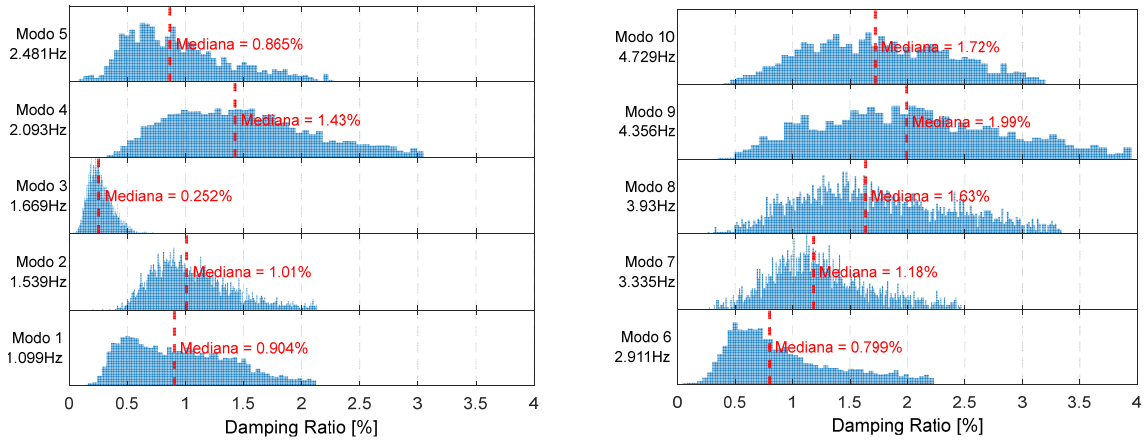

Figura 3.102: Distribuição e mediana do coeficiente de amortecimento modal dos modos COV.1 a COV.5 (à esq.) e dos modos COV.6 a COV.10 (à dir.)

Na Figura 3.103 e na Figura 3.104 representam-se as configurações modais dos modos com maior taxa de identificação, COV.1, COV.3, COV.4 e COV.6 em conjunto com os modos correspondentes identificados no ensaio de vibração ambiental.

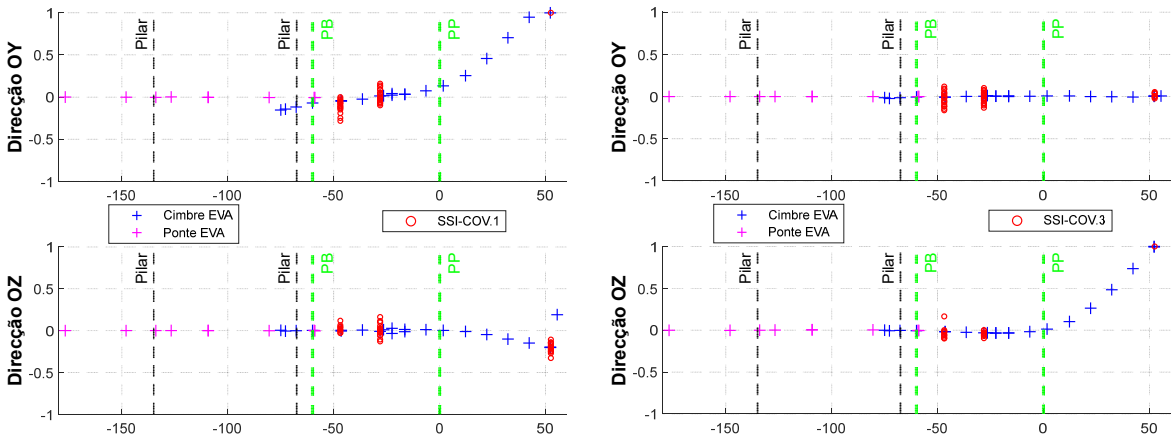

Figura 3.103: Sobreposição das configurações modais W.EVA.1 e COV.1 (à esq.) e W.EVA.3 e COV.3 (à dir.)

Os resultados do ensaio de vibração ambiental e da monitorização contínua usando o método SSI-Cov são bastante próximos. Comparando os resultados do método SSI-Cov com os do método FDD (representados na Figura 3.93 e Figura 3.94), verifica-se que as configurações modais são practicamente coincidentes para os dois métodos.

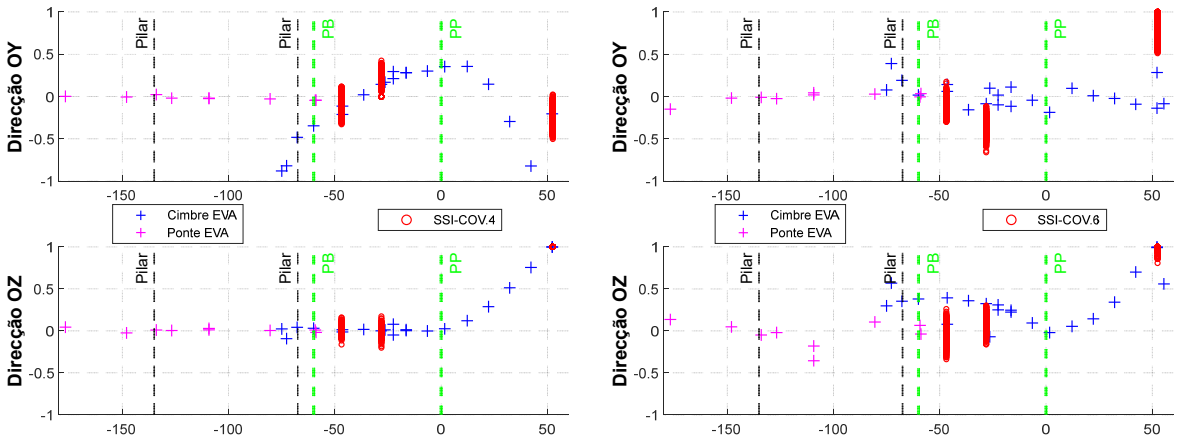

Figura 3.104: Sobreposição das configurações modais W.EVA.4 e COV.4 (à esq.) e W.EVA.6 e COV.6 (à dir.)

3.5.8 Efeito da Temperatura nas Frequências Modais

Olhando para a evolução da frequência modal de cada um dos modos (ver por exemplo a Figura 3.105 para o modo COV.3), são reconhecíeis algumas variações da frequência ao longo do dia que poderão estar, pelo menos em parte, relacionadas com a temperatura (ver o ponto 2.6, onde a influência da temperatura na rigidez e frequência modal foi referida).

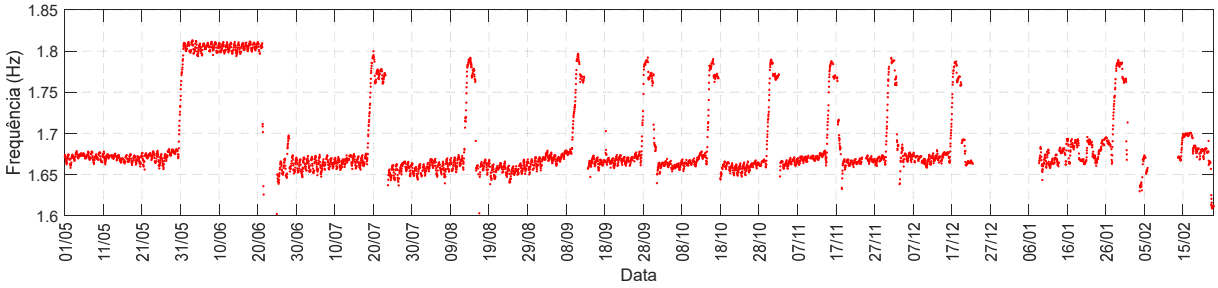

Figura 3.105: Evolução das frequências modais do modo COV.3 entre 01/05/2019 e 02/03/2020

Para caracterizar o efeito da temperatura na frequência modal é necessário considerar duas dificuldades. Em primeiro lugar, tal como demonstrado na Figura 3.90, a maior variação de frequência é justificada pela betonagem e posterior retirada de carga de betão do cimbre. Deste modo, para ter em conta este efeito, a operação do cimbre foi dividida em diversas fases, correspondendo cada fase a um aglomerado de frequências identificadas. Foram considerados 10 conjuntos distintos, diferenciados entre fase fixa e avanço, cimbre com e sem carga de betão, vãos de extremidade e intermédios. Com esta divisão dos dados pretende-se que a análise do efeito da temperatura seja aplicada a pontos com características relativamente homogéneas, limitando as possibilidades de existência de outros efeitos que se misturem com os verdadeiros efeitos da temperatura. Na Figura 3.106 representa-se a evolução da frequência modal do modo COV.3 agrupada em 10 conjuntos razoavelmente homogéneos. O conjunto 1 corresponde ao cimbre em fase fixa sem carga de betão e é claramente o mais representativo (a sua dimensão é cerca de 72% do total de pontos). Na definição do conjunto 1 foi considerado que o efeito da massa e rigidez da armadura do tabuleiro e da cofragem interior não teria impacto significativo na frequência modal. A montagem da armadura e da cofragem interior é feita ao longo do período do conjunto 1 de acordo com as conveniências e o ritmo da obra pelo que a sua consideração explícita nesta análise seria bastante complexa.

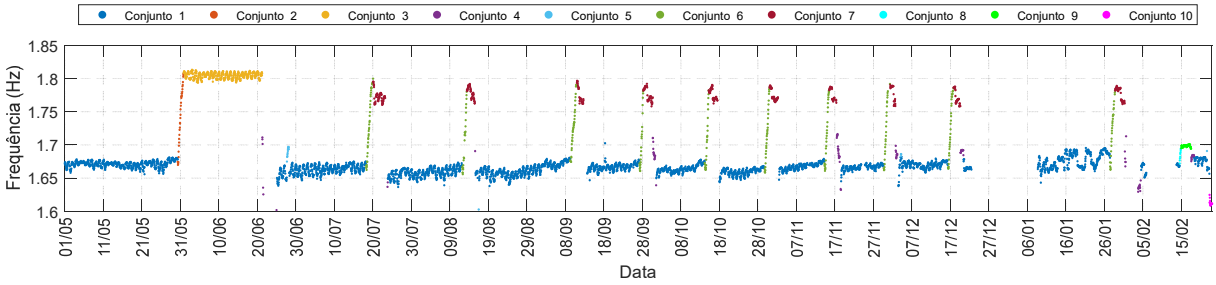

Figura 3.106: Evolução das frequências modais do modo COV.3 agrupadas em conjuntos homogéneos

A segunda dificuldade deve-se ao facto de não haver medições de temperatura da estrutura até à instalação dos extensómetros no quinto vão do viaduto. Para contornar esta dificuldade, foram recolhidos os dados da temperatura do ar no aeroporto de Bratislava (Weather Underground, 2020) e comparados com os registos dos RTD instalados no cimbre em Setembro de 2019 (a evolução destas temperaturas entre Setembro de 2019 e Março de 2020 está representada na Figura 3.44). Na Figura

3.107 representa-se a temperatura da estrutura com base na média dos registos dos RTD colocados nas posições 3E, 3D, 4E, 4D, 5E, 5D, 8E e 8D (posições representadas na Figura 3.38) e a temperatura do ar medida no aeroporto (Weather Underground, 2020). Verifica-se que a correlação linear entre estas temperaturas é bastante forte ($R^2 = 0.946$), pelo que se considera razoável usar esta relação entre temperaturas para estimar a temperatura da estrutura na fase inicial da construção, antes de serem instalados os RTD.

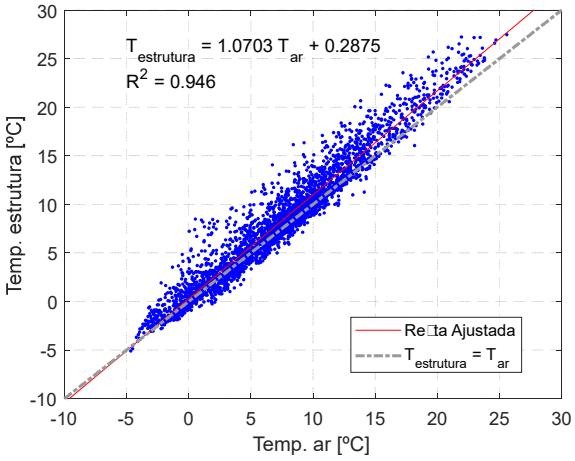

Figura 3.107: Temperatura da estrutura em função da Temperatura do ar (Weather Underground, 2020)

Representando a frequência do modo COV.3 em função da temperatura da estrutura (obtida directamente das medições dos RTD ou através da correlação com a temperatura do ar na fase anterior à instalação dos RTD), verifica-se que há alguma influência da temperatura na frequência modal, especialmente clara nos conjuntos 1 e 3 por terem um maior número de pontos (ver a Figura 3.108). Para além disso, é visível uma influência diferenciada da temperatura, caso esta seja negativa ou positiva, nas frequências modais do conjunto 1. A explicação deste efeito poderá estar relacionada com o eventual aumento de rigidez das ligações do cimbre, especialmente as ligações de corte, para temperaturas negativas.

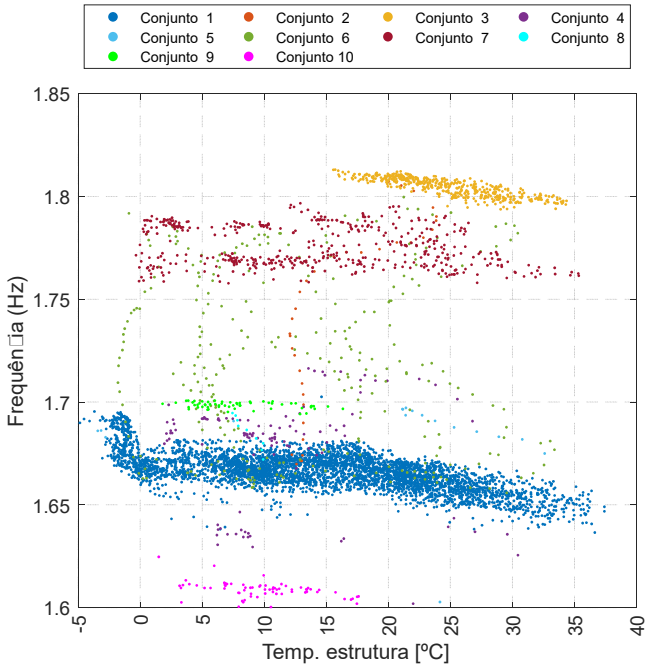

Figura 3.108: Frequência do modo COV.3 em função da temperatura da estrutura

Para a compensação dos efeitos da temperatura na frequência modal foi seleccionado apenas o conjunto 1 por razões prácticas e também conceptuais. Em termos prácticos, o conjunto 1 é claramente maior que os restantes e abrange toda a gama de temperaturas verificadas na estrutura. Em termos conceptuais, no conjunto 1 o efeito da temperatura afecta essencialmente o cimbre, enquanto por exemplo no conjunto 3 o efeito da temperatura do betão suspenso do cimbre poderá também ter um impacto relevante. Para além disso, para evitar correcções diferentes em pontos adjacentes temporalmente, mas pertencendo a conjuntos diferentes, o que poderia introduzir diferenças artificiais de frequência, a opção foi ajustar todos os pontos considerando que a influência da temperatura na frequência modal é a obtida para o conjunto 1.

Representando as frequências do conjunto 1 em função da temperatura correspondente, parece haver uma distinção clara para temperaturas negativas e positivas (ver a Figura 3.109). Por um lado, para temperaturas negativas, as frequências parecem decrescer rapidamente e de forma aproximadamente linear como aumento da temperatura. Por outro lado, para temperaturas positivas, a variação da frequência é muito ligeira no intervalo 0ºC – 15ºC, acelerando a partir daí. Na Figura 3.109 estão representados os pontos resultantes da medição directa dos RTD e os pontos onde a temperatura da estrutura foi obtida através da correlação com a temperatura do ar estabelecida pela recta ajustada da Figura 3.107.

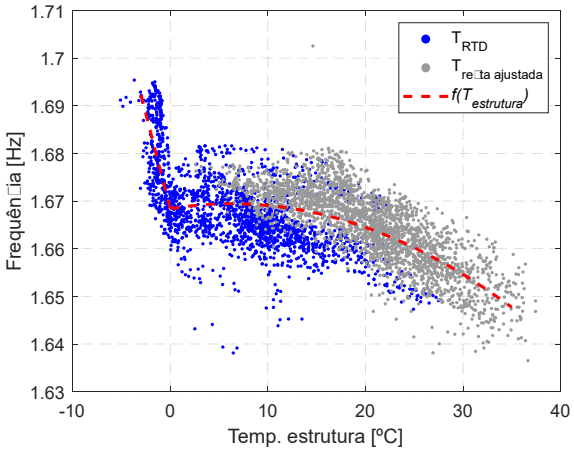

Figura 3.109: Conjunto 1 – frequência do modo COV.3 em função da temperatura da estrutura

Para caracterizar a influência da temperatura da estrutura nas frequências modais, foi escolhida a função $f(T_{estrutura})$ definida por ramos, um ramo linear para temperaturas negativas e um ramo quadrático para temperaturas positivas de acordo com a expressão (3.4). Para garantir continuidade da função para $T_{estrutura} = 0$, o parâmetro $f_0 = f(0)$ aparece em ambos os ramos da função.

$$f(T_{estrutura}) = \begin{cases} a_1 \cdot T_{estrutura} + f_0 & se \quad T_{estrutura} \leq 0 \\ a_2 \cdot T_{estrutura}^{\,2} + a_3 \cdot T_{estrutura} + f_0 & se \quad T_{estrutura} > 0 \end{cases} \tag{3.4}$$

Os parâmetros a_1, a_2, a_3 e f_0 da expressão (3.4) são obtidos através da minimização da soma dos quadrados dos resíduos. Na Tabela 3.27 indicam-se os parâmetros obtidos no processo de optimização e na Figura 3.109 representa-se a tracejado vermelho a função obtida.

Tabela 3.27: Parâmetros da função $f(T_{estrutura})$ para o conjunto 1 – modo COV.3

Parâmetro	Valor
a_1	-7.9489E-03
a_2	-2.6389E-05
a_3	3.3163E-04
f_0	1.6684

Para a minimização dos efeitos da temperatura foi usada como referência a frequência para a estrutura a 15ºC, $f(15ºC)$, por esta estar aproximadamente a meio do intervalo de variação da temperatura (que variou entre –5.1ºC e 37.4ºC). Usando a função $f(T_{estrutura})$ para estimar o efeito da temperatura na frequência modal, este valor pode ser subtraído aos valores das frequências modais, minimizando assim o efeito da temperatura na frequência. Na Figura 3.110 representam-se as frequências originais e as frequências com o efeito da temperatura minimizado, verificando-se uma redução clara da variabilidade diária da frequência e também um ajuste para cima das frequências no Verão (entre Junho e Setembro de 2019) e ajuste para baixo no Inverno (especialmente notório em Janeiro de 2020).

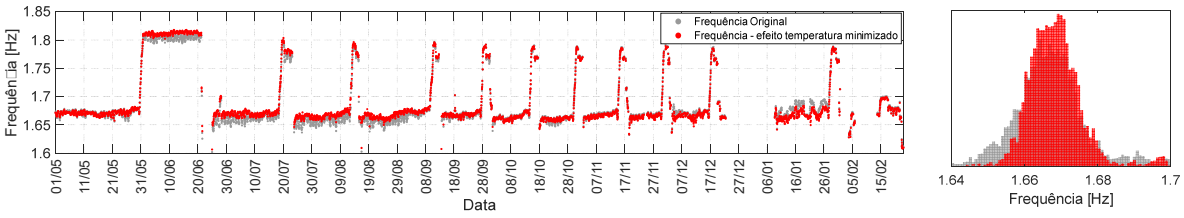

Figura 3.110: Frequência original do modo COV.3 e após minimização do efeito da temperatura

O mesmo procedimento aplicado ao modo COV.3 pode também ser aplicado aos restantes modos com taxa de identificação significativa. Na Figura 3.111 representa-se a variação de frequência do modo COV.1 dos pontos do conjunto 1. A função $f(T_{estrutura})$ definida para o modo COV.1 tem a forma da expressão (3.4) com os parâmetros definidos na Tabela 3.28. Neste caso, a função ajustada apresenta uma ligeira variação ascendente entre 0ºC e 10ºC que não seria esperada à partida (ver o ponto 2.6). Esta evolução poderá estar relacionada com a maior dispersão da nuvem de pontos e com os efeitos da massa e rigidez da armadura do tabuleiro e da cofragem interior que vai sendo adicionada ao longo da fase da operação do cimbre a que corresponde o conjunto 1. Não sendo significativa a variação de frequência estimada com base nesta função ajustada entre 0º e 10ºC face às restantes incertezas, a opção foi manter a forma da função ajustada definida pela expressão (3.4).

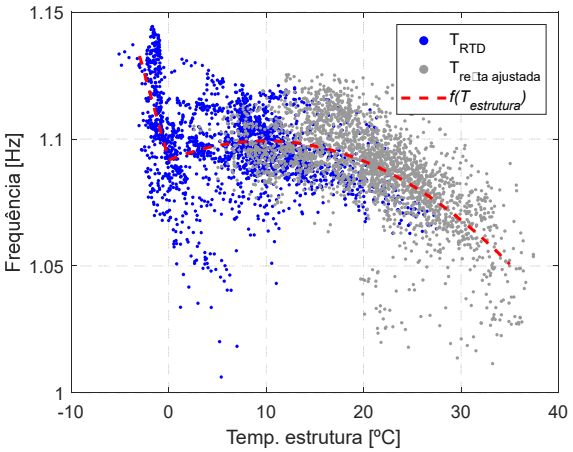

Figura 3.111: Conjunto 1 – frequência do modo COV.1 em função da temperatura da estrutura

Tabela 3.28: Parâmetros da função $f(T_{estrutura})$ para o conjunto 1 – modo COV.1

Parâmetro	Valor
a_1	-1.3665E-02
a_2	-7.6851E-05
a_3	1.5173E-03
f_0	1.0917

Na Figura 3.112 representam-se as frequências originais e as frequências com o efeito da temperatura minimizado para o modo COV.1.

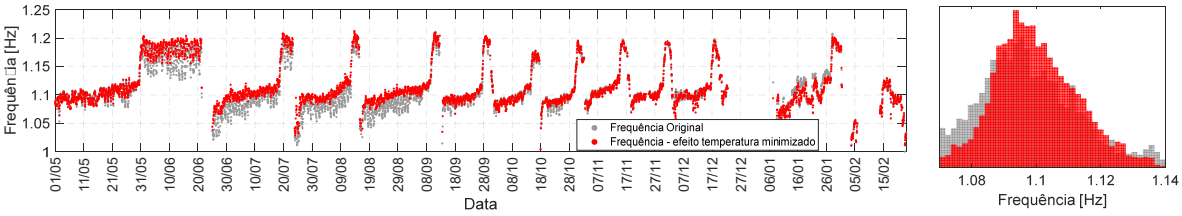

Figura 3.112: Frequência original do modo COV.1 e após minimização do efeito da temperatura

Na Figura 3.113 representa-se a variação de frequência do modo COV.4. A função $f(T_{estrutura})$ definida para o modo COV.4 tem a forma da expressão (3.4) com os parâmetros definidos na Tabela 3.29. Para este modo observou-se novamente uma ligeira variação ascendente da função ajustada entre 0ºC e 12ºC. À semelhança do modo COV.1, a opção foi manter a função definida pela expressão (3.4).

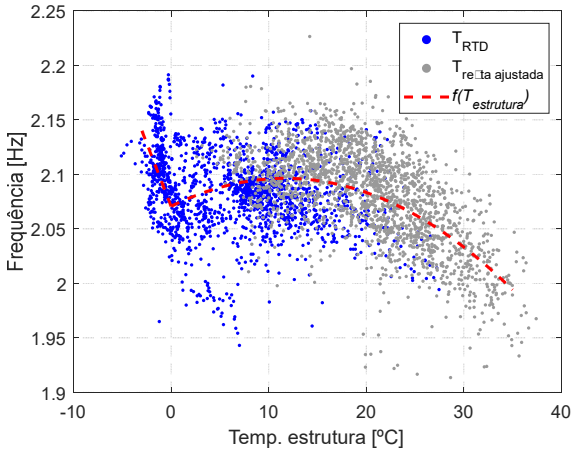

Figura 3.113: Conjunto 1 – frequência do modo COV.4 em função da temperatura da estrutura

Tabela 3.29: Parâmetros da função $f(T_{estrutura})$ para o conjunto 1 – modo COV.4

Parâmetro	Valor
a_1	-2.3105E-02
a_2	-1.8819E-04
a_3	4.3971E-03
f_0	2.0707

Na Figura 3.114 representam-se as frequências originais e as frequências com o efeito da temperatura minimizado para o modo COV.4.

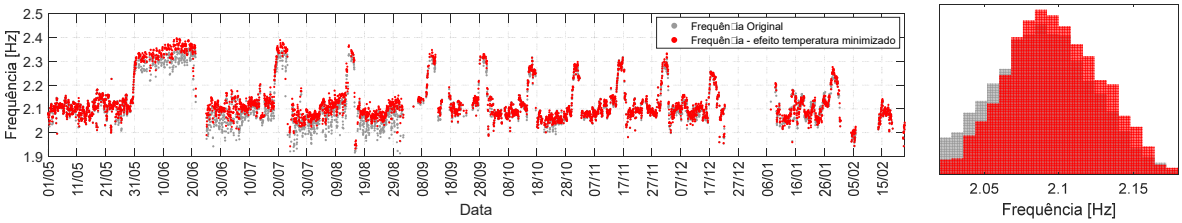

Figura 3.114: Frequência original do modo COV.4 e após minimização do efeito da temperatura

Na Figura 3.115 representa-se a variação de frequência do modo COV.6. A função $f(T_{estrutura})$ definida para o modo 6 tem a forma da expressão (3.4) com os parâmetros definidos na Tabela 3.30. Dos quatro modos analisados, o modo COV.6 é o que apresenta uma variação mais clara da frequência modal com

a temperatura, eventualmente porque este modo de vibração engloba a participação de uma parte mais alargada da estrutura.

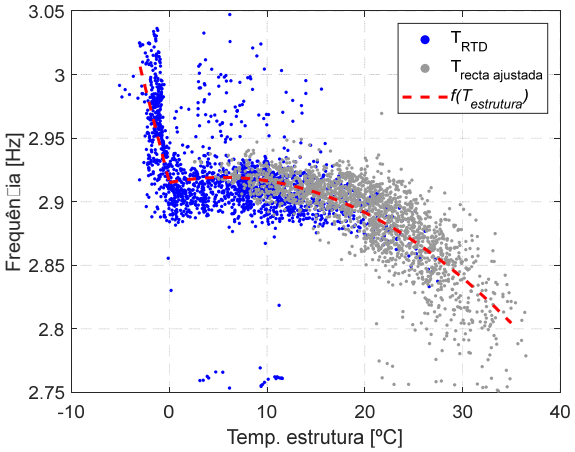

Figura 3.115: Conjunto 1 – frequência do modo COV.6 em função da temperatura da estrutura

Tabela 3.30: Parâmetros da função $f(T_{estrutura})$ para o conjunto 1 – modo COV.6

Parâmetro	Valor
a_1	-3.0367E-02
a_2	-1.3198E-04
a_3	1.4596E-03
f_0	2.9151

Na Figura 3.116 representam-se as frequências originais e as frequências com o efeito da temperatura minimizado para o modo COV.6.

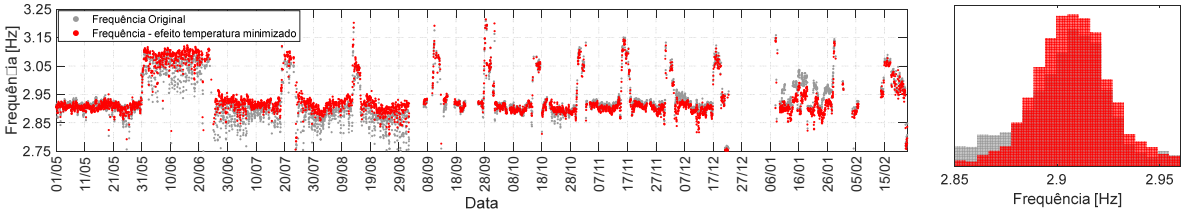

Figura 3.116: Frequência original do modo COV.6 e após minimização do efeito da temperatura

3.5.9 DETECÇÃO DE ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS

Na análise da capacidade de detecção de eventuais alterações estruturais com base na evolução dos parâmetros modais, foram considerados os 4 modos com maior taxa de identificação (COV.1, COV.3, COV.4 e COV.6, ver a Tabela 3.26) e dois métodos para estimar a evolução das frequências naturais após um período de treino predefinido. Por um lado, um método *input-output* (ver o ponto 2.7) baseado em Regressões Lineares Múltiplas (MLR – *Multiple Linear Regressions*, (Johnson & Wichern, 2007) e (Magalhães *et al.*, 2012)) e, por outro lado, um método *output-only* (ver o ponto 2.7) baseado na Minimização do Erro Quadrado Médio (MMSE – *Minimum Mean Square Error*, ver (Kullaa, 2010)). Na análise foi considerada a construção dos vãos centrais do tabuleiro entre 26/06/2019 e 31/01/2020 por estes terem características semelhantes e porque nos vãos de extremidade o cimbre estava parcialmente montado.

O modelo de regressões lineares múltiplas foi construído com base em variáveis potencialmente relacionadas condições externas e operacionais do cimbre, designadamente a temperatura do ar (ver a Figura 3.34), o curso dos actuadores hidráulicos OPS (ver a Figura 3.13) e a deformação de meio-vão do cimbre (ver a Figura 3.13). Foi considerado um período inicial de treino correspondente a 50 dias com o objectivo de incluir a construção de dois vãos de tabuleiro. Na Figura 3.117 representa-se a frequência natural dos modos COV.1, COV.3, COV.4 e COV.6 ao longo da construção dos vãos centrais do viaduto Oeste. Na mesma figura representa-se também o período de treino do modelo MLR e o subsequente período de previsão do modelo MLR. Verifica-se que para as frequências destes modos de vibração a previsão do modelo MLR é bastante próxima dos dados originais, com coeficientes de determinação entre 0.79 e 0.92 (ver a Tabela 3.31).

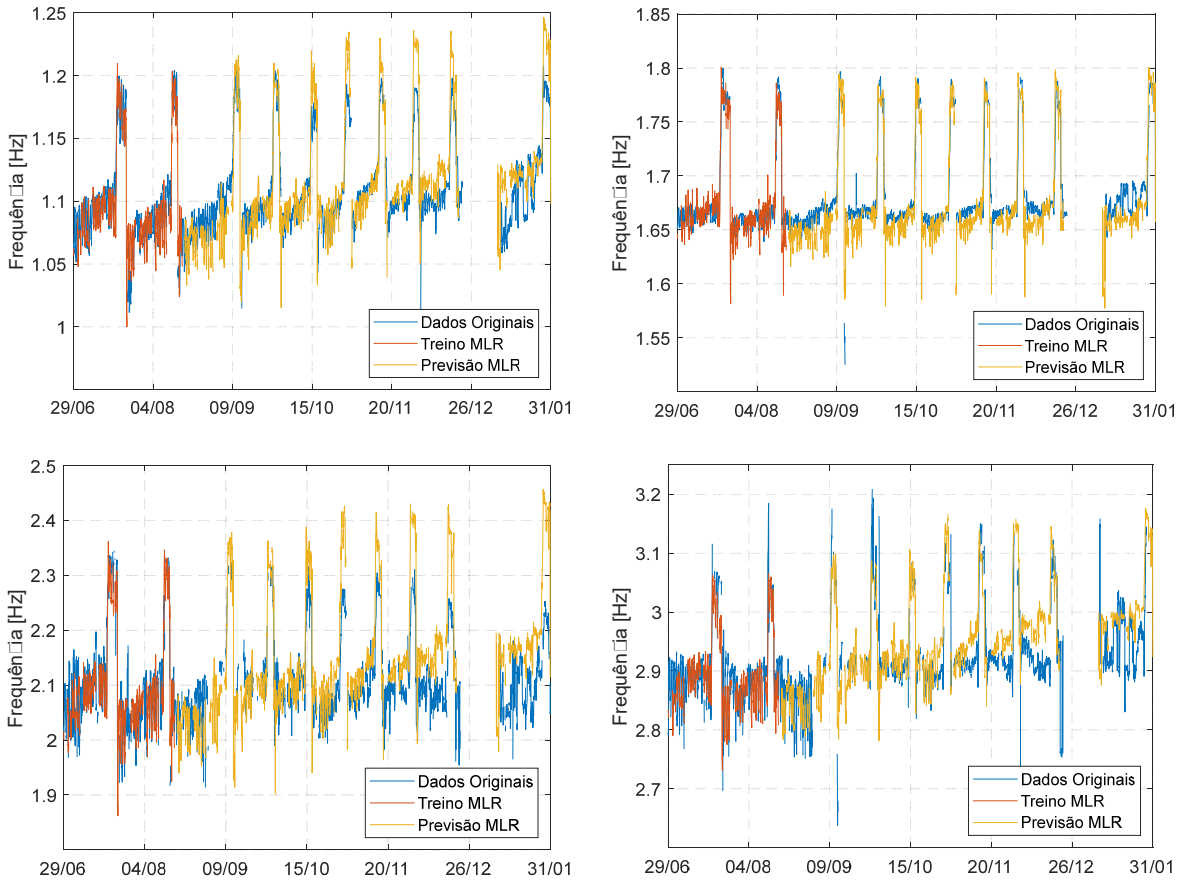

Figura 3.117: Frequências do modo COV.1 (em cima à esq.), COV.3 (em cima à dir.), COV.4 (em baixo à esq.) e COV.6 (em baixo à dir.) dos dados originais e com base em previsões do modelo de regressões lineares múltiplas

Na Tabela 3.31 representa-se a dispersão dos dados originais de frequência natural e os valores correspondentes após a minimização dos efeitos ambientais e operacionais do cimbre autolançável usando o modelo MLR. Confirma-se que a minimização de efeitos ambientais e operacionais foi eficaz, reduzindo entre 15% e 59% o desvio padrão das frequências naturais.

Tabela 3.31: Coeficientes de determinação do modelo MLR e dispersão dos dados originais de frequência e após a minimização dos efeitos ambientais e operacionais com o método MLR

Modo	Frequência Dados Originais			Após minimização efeitos ambientais e operacionais - Previsão MLR		R^2
	Média [Hz]	Desv. Padrão [Hz]	CoV	Desv. Padrão [Hz]	CoV	
COV.1	1.11	0.0345	3.1%	0.0191	1.7%	0.88
COV.3	1.68	0.0398	2.4%	0.0162	1.0%	0.92
COV.4	2.11	0.0697	3.3%	0.0592	2.8%	0.83
COV.6	2.93	0.0672	2.3%	0.0449	1.5%	0.79

A partir dos mesmos dados de frequência dos 4 modos com maior taxa de identificação, foi aplicado o método MMSE com o mesmo período de treino do método MLR (50 dias). Com este método foram obtidos melhores resultados na redução da dispersão dos dados após a minimização dos efeitos ambientais e operacionais, com uma redução entre 51% e 73% do desvio padrão das frequências naturais (ver a Tabela 3.32). Esta redução significativa da dispersão permite estabelecer parâmetros muito mais sensíveis a variações de frequência relacionadas com pequenas alterações estruturais no cimbre.

Tabela 3.32: Dispersão dos dados originais de frequência e após a minimização dos efeitos ambientais e operacionais com o método MMSE

Modo	Frequência Dados Originais			Após minimização efeitos ambientais e operacionais - Previsão MMSE	
	Média [Hz]	Desv. Padrão [Hz]	CoV	Desv. Padrão [Hz]	CoV
COV.1	1.11	0.0345	3.1%	0.0111	1.0%
COV.3	1.68	0.0398	2.4%	0.0108	0.6%
COV.4	2.11	0.0697	3.3%	0.0323	1.5%
COV.6	2.93	0.0672	2.3%	0.0329	1.1%

Para averiguar a possibilidade de as frequências corrigidas dos efeitos ambientais e operacionais com o método MMSE serem usadas na identificação de alterações estruturais do cimbre, foram analisados dois cenários relacionados com a operação do cimbre, neste caso devidos à incorrecta montagem dos apoios do cimbre na fase fixa. No final do avanço do cimbre os apoios da fase fixa são montados, sendo para isso necessário usar os sistemas hidráulicos do cimbre para elevar a cota, montar apoios metálicos e recolher os cilindros hidráulicos para transferir a carga dos cilindros para os apoios metálicos. A correcta execução desta operação é fulcral pois será sobre estes apoios que será feita a betonagem do tabuleiro e, como tal, estão previstas listas de verificação específicas para serem preenchidas e assinadas pelos responsáveis em obra. As alterações estruturais foram simuladas no modelo numérico descrito no ponto 3.2 através da redução de rigidez de um dos apoios dianteiro da viga principal no pórtico de pilar (designada por D1) e redução de rigidez de um dos apoios da viga principal no pórtico de betonagem (designada por D2). Estas alterações induzem a redistribuição do peso próprio do cimbre pelos restantes apoios do cimbre. Na Tabela 3.33 representa-se o rácio entre as reacções com a alteração estrutural D1

e sem alterações estruturais, representando-se a vermelho o apoio sobre o qual incidiu a alteração estrutural. Na Tabela 3.34 representam-se os mesmos rácios para a alteração estrutural D2.

Tabela 3.33: Rácio entre as reacções com a alteração estrutural D1 e sem alterações estruturais

Apoio	Esquerdo	Direito
Dianteiro	114.4%	**83.9%**
Traseiro	89.2%	124.2%

Tabela 3.34: Rácio entre as reacções com a alteração estrutural D2 e sem alterações estruturais

Apoio	Esquerdo	Direito
Dianteiro	96.6%	103.5%
Traseiro	106.8%	**87.0%**

Considerando estas alterações de rigidez no modelo numérico, foram estimadas as variações relativas das frequências naturais dos modos numéricos correspondentes aos modos com maior taxa de identificação em obra. Na Tabela 3.35 representam-se as variações de frequência associadas às alterações D1 e D2. Na mesma tabela representam-se ainda quatro alterações estruturais hipotéticas, D3 a D6, com impacto apenas na frequência de um dos modos.

Tabela 3.35: Estimativa da variação relativa das frequências naturais associadas aos 4 modos analisados

Modo	D1	D2	D3	D4	D5	D6
COV.1	-8.10%	-10.40%	-3%	0%	0%	0%
COV.3	-1.40%	-0.20%	0%	-3%	0%	0%
COV.4	-5.60%	-1.20%	0%	0%	-3%	0%
COV.6	-0.10%	-0.40%	0%	0%	0%	-3%

Na Figura 3.118 representam-se as previsões do modelo MMSE considerando um período de treino de dois vãos (para a esquerda da linha vermelha) e as frequências originais da obra às quais foram aplicadas as alterações estruturais D1 e D2 (à esquerda e à direita, respectivamente) no instante assinalado pela linha vermelha vertical.

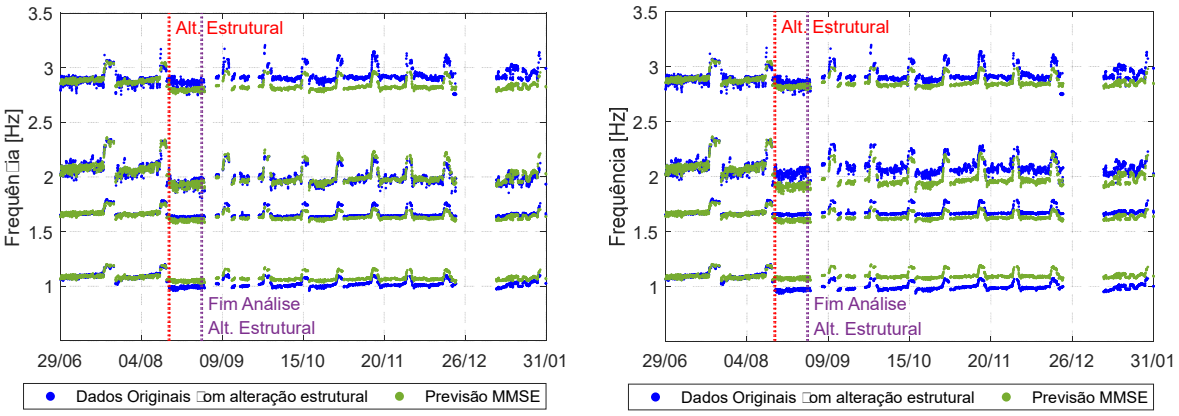

Figura 3.118: Frequências naturais com base nos dados originais e previsão MMSE considerando a alteração estrutural D1 (à esq.) e a alteração estrutural D2 (à dir.)

Os resíduos resultantes da diferença entre as frequências naturais da obra e as frequências previstas com o método MMSE estão representadas na Figura 3.119 antes e depois da alteração estrutural D1. Na análise da situação pós-D1 foi considerado apenas o período de 12.5 dias entre o momento da alteração estrutural e a linha vertical violeta da Figura 3.118, para averiguar se seria possível identificar a alteração estrutural antes da betonagem seguinte. Na Figura 3.119 representam-se ainda os intervalos correspondentes a um nível de confiança de 95% (intervalo entre as linhas vermelhas verticais "2.5%" e "97.5%"). Com excepção do modo COV.4, verifica-se que nos restantes histogramas o número de estimativas fora do intervalo de confiança de 95% é claramente superior a 5%, o que indicia a possibilidade de detectar inequivocamente a alteração estrutural D1.

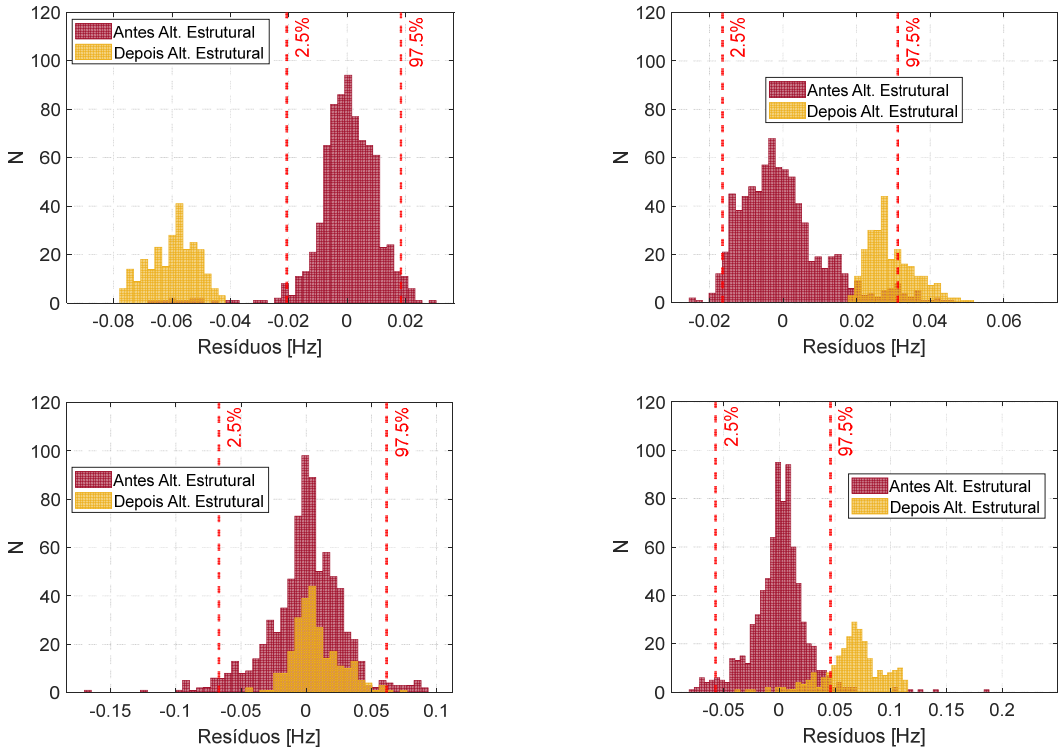

Figura 3.119: Histogramas dos resíduos entre as frequências da obra e as previstas MMSE para o modo COV.1 (em cima à esq.), COV.3 (em cima à dir.), COV.4 (em baixo à esq.) e COV.6 (em baixo à dir.) antes e depois da alteração estrutural D1

Na Figura 3.120 representam-se os resíduos correspondentes à alteração estrutural D2, confirmando-se que é possível detectar claramente esta alteração nos modos COV.1, COV.3 e COV.4. No modo COV.6 essa detecção não é tão clara, mas ainda assim há uma quantidade de estimativas claramente superior a 5% fora do intervalo de confiança de 95%. Na Tabela 3.36 representam-se as percentagens de resíduos fora dos intervalos de confiança de 95% para as alterações estruturais indicadas na Tabela 3.35, onde se confirma a análise qualitativa da Figura 3.119 e Figura 3.120 para as alterações D1 e D2, respectivamente.

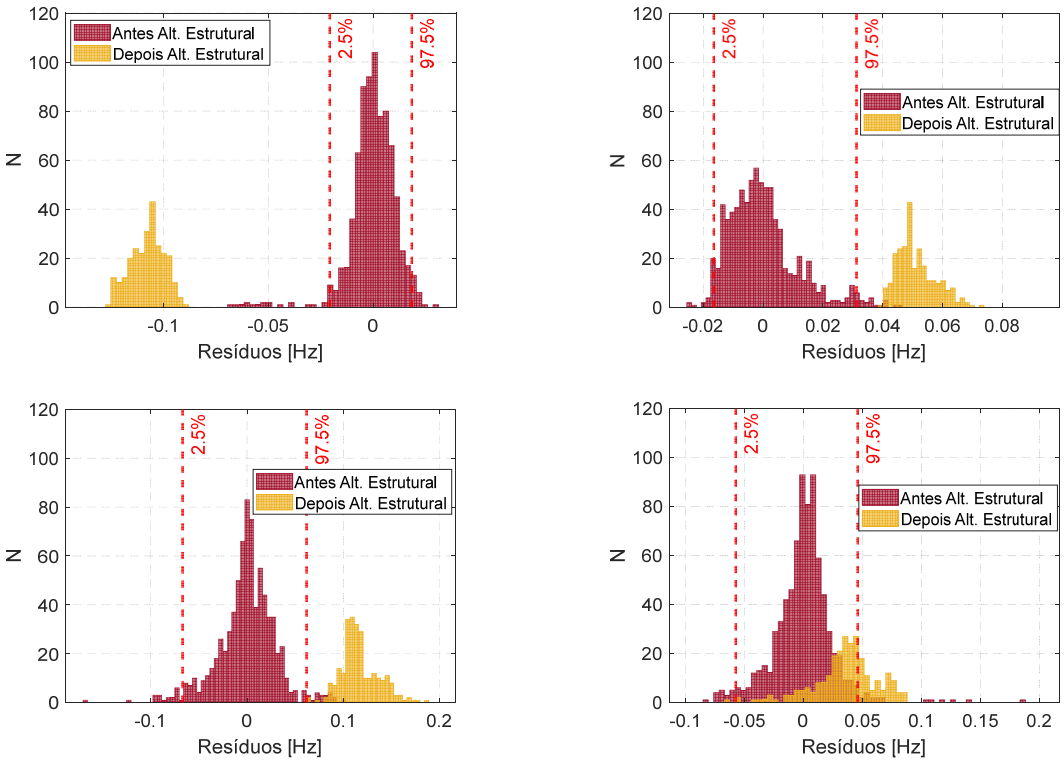

Figura 3.120: Histogramas dos resíduos entre as frequências da obra e as previstas MMSE para o modo COV.1 (em cima à esq.), COV.3 (em cima à dir.), COV.4 (em baixo à esq.) e COV.6 (em baixo à dir.) antes e depois da alteração estrutural D2

Tabela 3.36: Percentagem de resíduos fora do intervalo de confiança 95%

Modo	D1	D2	D3	D4	D5	D6
COV.1	86.0%	86.0%	83.3%	45.3%	11.0%	2.3%
COV.3	29.0%	86.0%	2.7%	86.0%	0.3%	1.3%
COV.4	0.7%	85.7%	12.0%	9.3%	43.7%	3.3%
COV.6	70.7%	27.3%	8.0%	18.7%	8.0%	76.3%

As alterações estruturais hipotéticas com variação da frequência de apenas um dos modos seguidos (D3 a D6 da Tabela 3.35), mesmo associadas a uma variação ligeira de 3% da frequência, conseguem ser detectadas no período de 12.5 dias considerado.

3.6 CONCLUSÕES

Na monitorização do cimbre M1-70-S usado na construção dos viadutos de acesso da ponte Lužný em Bratislava, para além dos sistemas de monitorização integrados no OPS, foram ainda instalados anemómetros, extensómetros e acelerómetros.

No que concerne aos anemómetros, verificou-se que a informação recolhida foi semelhante nas duas posições seleccionadas, sendo apenas marginalmente melhor no topo do arco. No entanto, como o investimento em termos de meios para a instalação é maior que no caso do nariz dianteiro, a opção pela instalação no nariz é preferível do ponto de vista custo / benefício.

As características do vento medidas em obra confirmam que os critérios de dimensionamento são conservativos tanto em termos de velocidade do vento como de efeito da turbulência. Há, assim, alguma margem para reduzir o efeito da turbulência na acção do vento no cimbre.

A velocidade do vento é maior durante o período diurno (aproximadamente entre as 06:00 e as 20:00) e por isso as operações particularmente sensíveis ao vento poderão ser agendadas com vantagem para o período nocturno ou início/fim do período diurno.

As características do vento são semelhantes para todos os vãos do tabuleiro e muito próximas das registadas no aeroporto de Bratislava em termos de velocidade e direcção do vento. A existência de uma base de dados cada vez mais significativa de informação disponível para muitas localizações pode sustentar uma melhor definição dos critérios de dimensionamento.

As tensões nas barras do cimbre são muito próximas das estimativas numéricas obtidas com o modelo numérico do cimbre. Para melhorar as estimativas numéricas, o modelo de dimensionamento do cimbre foi ligeiramente adaptado, nomeadamente em termos de acções e melhoria do detalhe da modelação dos apoios. Assim, este modelo provou ser uma simulação adequada do comportamento do cimbre em operação. As tensões nas ancoragens activas do OPS estão alinhadas com os registos do OPS em obra.

As principais fontes de excitação dinâmica do cimbre são os trabalhos em obra e o vento, sendo possível identificar o horário dos trabalhos em obra através dos registos de aceleração e o efeito do vento transversal ao cimbre através das acelerações transversais, especialmente as do nariz dianteiro.

Os algoritmos de identificação modal aplicados a outras estruturas da engenharia civil provaram ser bastante eficazes quer no tratamento de ensaios de vibração ambiental quer no tratamento da monitorização contínua de cimbres autolançáveis.

Os ensaios de vibração ambiental realizados nos cimbres Este e Oeste permitiram validar as estimativas da análise modal do modelo numérico do cimbre. Os resultados para os dois cimbres são semelhantes, com frequências naturais ligeiramente inferiores no cimbre Este porque, apesar dos cimbres serem idênticos, o viaduto Este tem vãos de 70m e o viaduto Oeste vãos de 67.5m.

O seguimento de modos de vibração permitiu caracterizar alterações de frequência devidas à variação de temperatura (pequenas alterações de frequência) e devidas às operações do cimbre como a betonagem do tabuleiro e o avanço do cimbre (alterações significativas da frequência, neste caso cerca de 10%).

Foram identificados pelo método SSI-Cov e seguidos 10 modos de vibração ao longo do período de monitorização contínua com taxas de identificação entre 16% e 87%.

Para minimizar a influência da temperatura nas frequências naturais medidas, foram definidas regressões usando a temperatura da estrutura como variável independente e uma temperatura de referência de 15ºC, subtraindo o efeito estimado da temperatura nas frequências.

Ligeiros desvios nas frequências naturais do cimbre, resultantes de seis alterações estruturais (quatro genéricas e duas específicas, relacionadas com os apoios do cimbre), foram introduzidos artificialmente nos dados, sendo detectáveis as alterações estruturais após a normalização das frequências. Deste modo, os parâmetros modais poderão ser usados para avaliar a condição estrutural do cimbre. Apesar de no contexto deste trabalho a análise ter sido feita após o final da construção, os dados recolhidos e os algoritmos empregues poderão também ser usados em tempo-real, desde que se estabeleça um período de treino adequado de pelo menos um vão do tabuleiro. Nesta análise foi considerado um período de treino fixo de aproximadamente 2 vãos de tabuleiro, mas esta abordagem poderá ser adaptada usando períodos de treino gradualmente maiores ao longo da monitorização, desde que se garanta que não há alterações estruturais significativas. Por exemplo, começando com um período de treino de um vão durante a construção do segundo vão, sendo este período de treino alargado gradualmente nos vãos seguintes (no terceiro vão usando os dados dos 2 vãos anteriores, e assim sucessivamente). Para que esta abordagem seja válida, é necessário garantir que os dados do período de treino são razoavelmente homogéneos, ou seja, que não existem variações estruturais relevantes que impliquem alterações das características da estrutura.

4 MONITORIZAÇÃO DO CIMBRE M38-I

Cimbre M38-I posicionado no 3º vão do tabuleiro Sul do viaduto de acesso à ponte da auto-estrada A6 sobre o rio Neckar

4.1 APRESENTAÇÃO

Este capítulo descreve a monitorização estrutural do cimbre M38-I usando anemómetros sónicos, extensómetros de resistência eléctrica e acelerómetros, todos eles baseados em sistemas comerciais. São apresentadas as características do vento no local da obra. As extensões em elementos-chave do cimbre são convertidas em tensões e comparadas com as correspondentes estimativas numéricas do modelo estático usado no dimensionamento. Os parâmetros modais são estimados com base em ensaios de vibração ambiental e com base em posições fixas dos acelerómetros no cimbre, sendo seguidos ao longo de toda a operação de construção do tabuleiro.

4.1.1 NECKARTALBRÜCKE

A Neckartalbrücke sobre o rio Neckar junto à cidade de Heilbronn integra a auto-estrada alemã A6 e abriu originalmente ao tráfego em 1968. Esta auto-estrada faz parte de um importante eixo viário europeu – integra a E50 que atravessa o centro da Europa e se estende por cerca de 5000km, cruzando todo o Sul da Alemanha desde a fronteira com a França até à fronteira com a República Checa. Na sua versão original, o tabuleiro da Neckartalbrücke e respectivos viadutos de acesso era constituído por quatro subestruturas longitudinais com uma extensão total de 1326m. Na extremidade Oeste, sobre a estrada de acesso à auto-estrada, havia um viaduto de betão com dois caixões paralelos, cada um deles com 15m de largura e altura variável (ver a Figura 4.1 à esquerda). Na extremidade Este, existia um viaduto constituído por dois caixões de betão com altura constante sobre uma linha férrea com tráfego significativo de pessoas e carga (a empresa automóvel Audi tem um centro de desenvolvimento e fabrico a poucas centenas de metros da ponte). A ponte metálica com 30m de largura sobre o rio Neckar estava junto à extremidade Este (ver a Figura 4.1 à direita).

Figura 4.1: Neckartalbrücke original: extremidade Oeste (à esq.) e extremidade Este (à dir.)

Na zona central, entre a ponte metálica e o caixão de altura variável, existia um trecho de tabuleiro vigado betonado *in situ*. Este tabuleiro, à época inovador por ser bastante largo – cerca de 30m, dispunha de apenas duas vigas longitudinais sem qualquer elemento de reforço na secção dos pilares (ver a Figura

4.2 à esquerda). Este desenho do tabuleiro foi baseado nos desenvolvimentos do cálculo de estruturas em grelha, pelo engenheiro alemão Hellmut Homberg (Homberg & Ropers, 1965), posteriormente um pioneiro do desenvolvimento das pontes atirantadas (Pelke & Kurrer, 2012).

No entanto, verificou-se que o método de cálculo usado poderia conduzir a resultados não-conservativos na secção do tabuleiro sobre o pilar (Eilzer & Angelmaier, 2014), o que levou um desgaste rápido dos aparelhos de apoio. Para reduzir esse desgaste acelerado, a secção do tabuleiro sobre os pilares foi reforçada com elementos transversais metálicos em 1974 (ver a Figura 4.2 à direita). Numa inspecção nos anos 2000, verificou-se uma degradação significativa da estrutura, o que levou à redução de 6 para 4 vias de tráfego automóvel, a limitação da velocidade máxima a 100km/h e a alguns trabalhos de reparação e reforço da estrutura. O reforço mais significativo foi a aplicação de bandas pré-esforçadas de fibras de carbono na base das vigas longitudinais na zona das juntas de betonagem (ver a Figura 4.2 à direita).

Figura 4.2: Neckartalbrücke original: trecho central nos anos 1960 (Leonhardt, 1982) (à esq.) e nos anos 2010 (à dir.) (Wikipédia - Neckartalbrücke , 2021)

No entanto, as opções de reforço foram escolhidas e aplicadas tendo em vista manter a ponte em funcionamento até que fosse possível substituí-la por uma nova que respondesse às necessidades actuais. Por se tratar de um eixo de comunicação vital e sem alternativas equivalentes, na operação de substituição da ponte foi imposto que se mantivessem em permanência pelo menos duas vias de circulação em cada sentido. Para além disso, foram aceites apenas restrições de poucas horas à circulação sob a ponte (ferroviária no lado Este e rodoviária na estrada de acesso a Oeste).

Considerando essas limitações, a opção foi construir a nova ponte Norte ripada cerca de 22m da sua posição final e apoiada em pilares provisórios, de forma que durante a sua construção se mantivesse em funcionamento a ponte original (ver a Figura 4.3 à esquerda). Terminada a construção do viaduto Norte, a circulação foi redireccionada para este (ver a Figura 4.3 à direita).

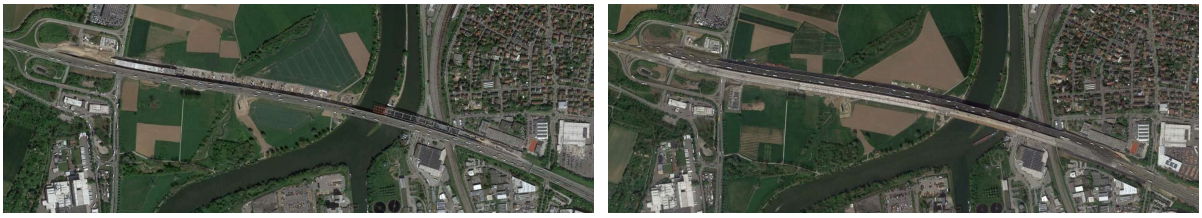

Figura 4.3: Vista aérea Google Earth da Neckartalbrücke: em 27/04/2018 (à esq.) e em 24/04/2019 (à dir.)

Após a retirada do tráfego da ponte original, esta foi completamente demolida e os destroços retirados do local (ver a Figura 4.4) para que se pudesse contruir a nova ponte Sul no mesmo local. Durante a demolição da ponte original os trabalhos de construção da nova ponte estiveram completamente interrompidos.

Figura 4.4: Demolição da Neckartalbrücke original

Acabada a demolição da ponte original, foram construídas as fundações e os pilares definitivos da ponte. Em paralelo com a construção dos pilares foi também construída a ponte Sul (ver a Figura 4.5 à esquerda). Após a conclusão da ponte Sul, o tráfego foi direccionado para esta para que a ponte Norte pudesse ser movida transversalmente para a sua posição definitiva (ver a Figura 4.5 à direita).

Figura 4.5: Vista aérea Google Earth da Neckartalbrücke: em 06/03/2021 (à esq.) e em 22/12/2021 (à dir.)

Em termos transversais, a nova Neckartalbrücke é constituída por dois elementos transversais semelhantes (ponte Norte e ponte Sul). No entanto, em termos longitudinais, a opção para a nova ponte foi um tabuleiro metálico contínuo com 513m sobre a linha férrea e o rio Neckar, construído e empurrado desde o encontro Este. Do lado Oeste foi construído um viaduto de acesso de betão armado e pré-

esforçado com 822m (vãos de 32m+20x38m+30m), pensado para a construção com cimbre autolançável (ver a Figura 4.6).

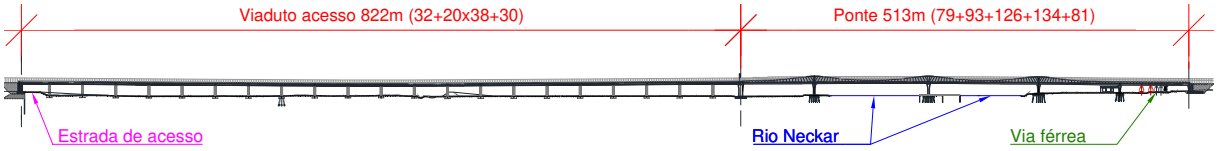

Figura 4.6: Alçado da nova Neckartalbrücke

O tabuleiro Norte foi construído numa posição provisória e usado nessa posição para circulação durante a demolição da ponte original. Para mover o tabuleiro Norte da sua posição de construção para a posição definitiva foram contruídas fundações e pilares provisórios, bem como uma viga transversal sobre a qual desliza o tabuleiro Norte da sua posição inicial até à posição definitiva (ver a Figura 4.7). Estes elementos provisórios foram demolidos após a colocação do tabuleiro na sua posição definitiva.

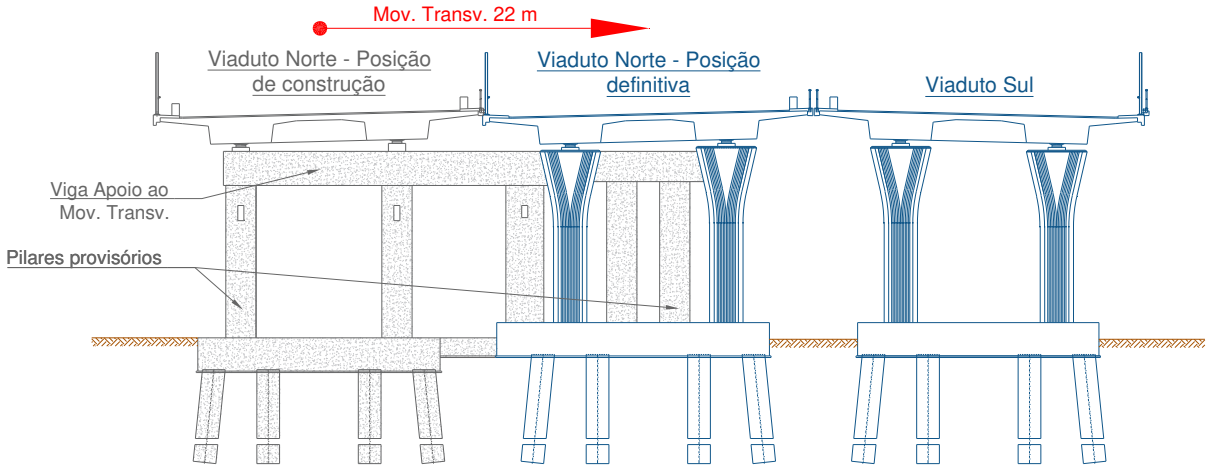

Figura 4.7: Vista transversal da nova Neckartalbrücke

O tabuleiro Norte do viaduto de acesso foi construído de Novembro de 2017 a Dezembro de 2018 e o tabuleiro Sul foi construído de Abril de 2020 a Julho de 2021, ambos com o cimbre M38-I da BERD (ver a Figura 4.8). No intervalo entre a construção dos dois tabuleiros, o cimbre esteve armazenado no estaleiro da obra.

Figura 4.8: Construção do tabuleiro Sul com a circulação apenas no tabuleiro Norte na posição de construção

4.1.2 CIMBRE AUTOLANÇÁVEL M38-I

O cimbre autolançável M38-I tem esta designação por ser inferior (*i.e.*, colocado sob o tabuleiro) e estar preparado para construir tabuleiros com vão até 38m. Este cimbre é composto por 3 vigas longitudinais que funcionam conjuntamente em fase fixa e que são separadas e avançam individualmente (embora que de forma quase simultânea). As duas vigas exteriores (Viga Esquerda e Viga Direita) já haviam sido usadas num cimbre M35-I que operou na Bélgica (este cimbre está representado na Figura 1.11). Como a Viga Central do cimbre M35- I não era compatível com as necessidades da nova obra, foi desenhada e fabricada uma Viga Central nova. As vigas exteriores são semelhantes, têm cerca de 88.6m de comprimento, sendo compostas por nariz traseiro e dianteiro (com secção rectangular com 1.4m x 1.1m entre eixos) e corpo principal (secção rectangular 1.4m x 2m entre eixos). A Viga Central tem cerca de 93m, sendo igualmente composta por nariz traseiro e dianteiro (secção rectangular 1.8m x 1.9m entre eixos) e corpo principal (secção rectangular 1.8m x 3m). Na Figura 4.9 está representado o alçado das vigas exteriores (em cima) e da Viga Central (em baixo) com as dimensões principais indicadas.

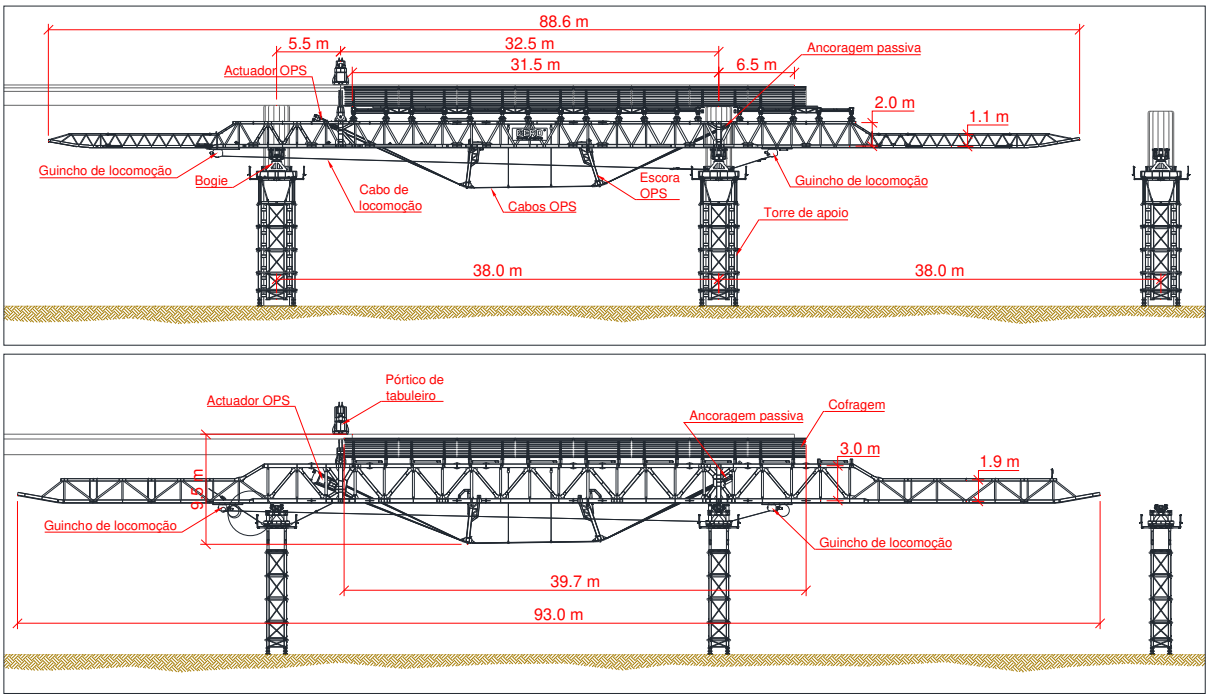

Figura 4.9: Alçado das vigas co cimbre M38-I. Viga Esquerda e Viga Direita (em cima) e Viga Central (em baixo)

As juntas de betonagem localizam-se 6.5m adiante dos pilares (cerca de 17% do vão corrente de 38m).

Os apoios do cimbre durante o avanço são torres de apoio metálicas, montadas sobre as sapatas dos pilares (ver a Figura 4.9). Durante a fase fixa, o apoio dianteiro é numa dessas torres metálicas e o apoio traseiro é feito por suspensão de um pórtico metálico apoiado na consola avançada do tabuleiro (a 5.5m do pilar). O pórtico de tabuleiro e as torres de apoio são desmontados, transportados e montados com uma grua-torre que se move sobre carris montados sobre o solo num alinhamento paralelo à ponte (ver a Figura 4.8).

Os tabuleiros Norte e Sul são ambos vigados, com cerca de 21m de largura e 1.8m de altura (=1/21 do vão de 38m). A área da secção do tabuleiro é cerca de 19.66m^2, sendo constante ao longo do vão. Em comparação com o tabuleiro construído com o cimbre descrito no capítulo 3, este tabuleiro tem uma área maior e é significativamente mais largo. Estas características, em conjunto com a preferência clara do mercado alemão por cimbre inferiores, ditou a escolha de um cimbre inferior composto por 3 vigas para a construção destes tabuleiros. As vigas do cimbre estão posicionadas segundo alinhamentos paralelos à directriz do tabuleiro, estando afastadas de cerca de 8.1m entre si (ver a Figura 4.10).

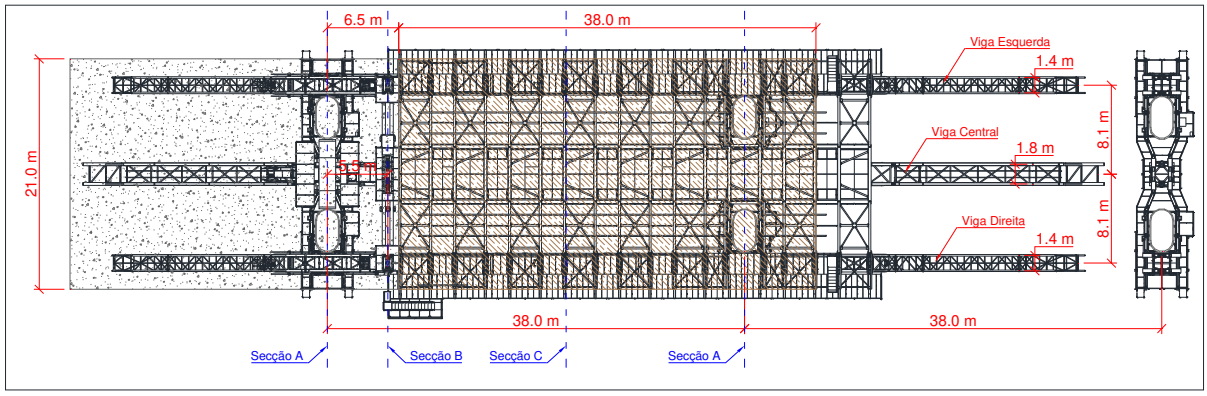

Figura 4.10: Vista superior do cimbre M38-I

Na Figura 4.10 distinguem-se 4 secções do cimbre (secções A, B, C e D). Estas secções são representadas na Figura 4.11 para a fase fixa do cimbre (em cima) e para a fase de avanço (em baixo). A transição da configuração de fase fixa para a fase de avanço inclui as seguintes operações: descida do cimbre para descofrar, desmontagem as barras de suspensão que ligam as vigas ao pórtico de tabuleiro, recolha das escoras OPS, desmontagem das ligações entre as vigas, rotação dos painéis de cofragem e ripagem das vigas exteriores. Após estas tarefas as vigas avançam individualmente. Depois de terminado o avanço longitudinal, o cimbre é novamente colocado em posição fixa através da inversão das tarefas de preparação do cimbre para o avanço.

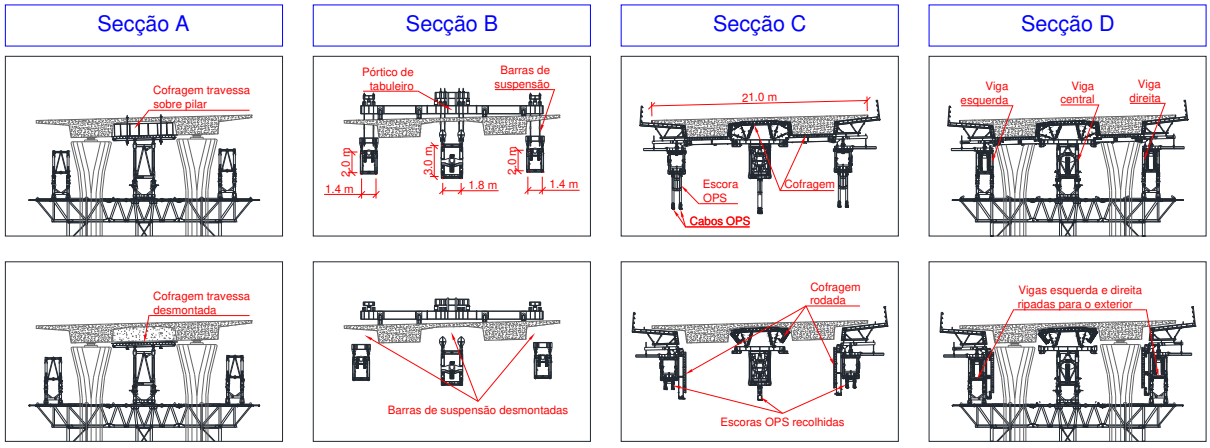

Figura 4.11: Secções A, B, C e D do cimbre M38-I em posição fixa (em cima) e posição de avanço (em baixo)

O cimbre M38-I é composto por 3 vigas com OPS independente. O actuador OPS da Viga Central tem 655tf de capacidade (a 431bar de pressão) e 250mm de curso, associado a 56 monocordões de 1.5cm^2 com cerca de 38.357m de comprimento. O sistema das vigas exteriores é igual, com actuadores de 470tf (a 415bar de pressão) e 275mm de curso, com 42 monocordões de 1.5cm^2 com aproximadamente de 37.815m de comprimento.

O OPS esteve em funcionamento durante a construção dos 20 vãos centrais de ambos os tabuleiros. No primeiro vão as escoras OPS não foram montadas para que fosse possível manter a circulação na estrada

de acesso (ver a Figura 4.12 à esquerda). Para viabilizar a construção deste vão com o cimbre, foi colocada uma torre de apoio adicional ao lado da estrada de acesso. Adicionalmente, para diminuir o risco da operação de betonagem, esta foi realizada durante a noite quando a circulação na estrada de acesso é menor. No último vão, para facilitar a compatibilização do cimbre com o pré-esforço do tabuleiro e com o pilar de junta com o tabuleiro metálico, a opção foi desmontar o OPS. Também neste caso foi adicionado um apoio adicional para compensar a desactivação do OPS (ver a Figura 4.12 à direita).

Figura 4.12: Construção do primeiro vão (à esq.) e do último vão (à dir.)

Os cursos dos cilindros OPS durante a construção do tabuleiro Norte estão representados na Figura 4.13, onde se identificam claramente os momentos de betonagem (patamar superior do curso) e de avanço (patamar inferior de curso). No patamar intermédio situa-se o curso de posicionamento, que neste caso foi fixado em 95mm para todas as vigas. O curso máximo de betonagem variou entre 176mm e 191mm para a Viga Esquerda, 192mm e 240mm para a Viga Central e 181mm e 201mm para a Viga Direita.

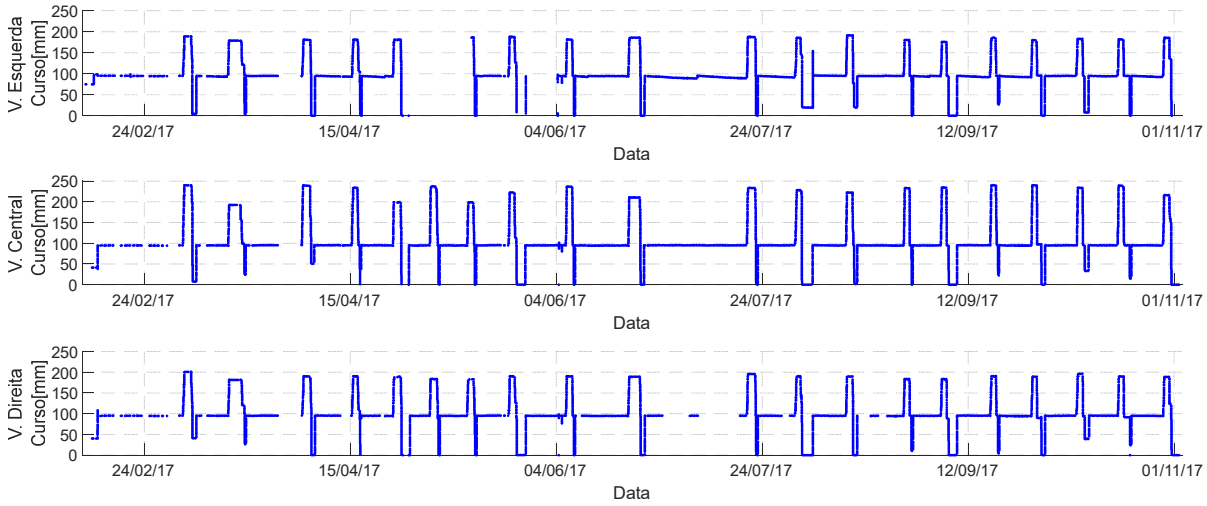

Figura 4.13: Curso dos actuadores OPS das 3 vigas durante a construção do tabuleiro Norte

A flecha de controlo OPS foi definida igual a zero para todas as vigas, o que significa que a flecha da secção das vigas a meia distância entre o pórtico de tabuleiro e a torre de apoio dianteiro se mantém com flecha nula durante a betonagem (a cada incremento de deformação induzido pelo peso do betão

adicionado, o OPS contrapõe com um aumento do pré-esforço nos cabos OPS que compensa este incremento de deformação).

Na Figura 4.14 representa-se a evolução da força nos cilindros OPS das 3 vigas ao longo da construção do tabuleiro Norte. A força de posicionamento é cerca de 50tf para todas as vigas. A força máxima de betonagem ronda 378tf, 631tf e 371tf, respectivamente para a Viga Esquerda, Central e Direita.

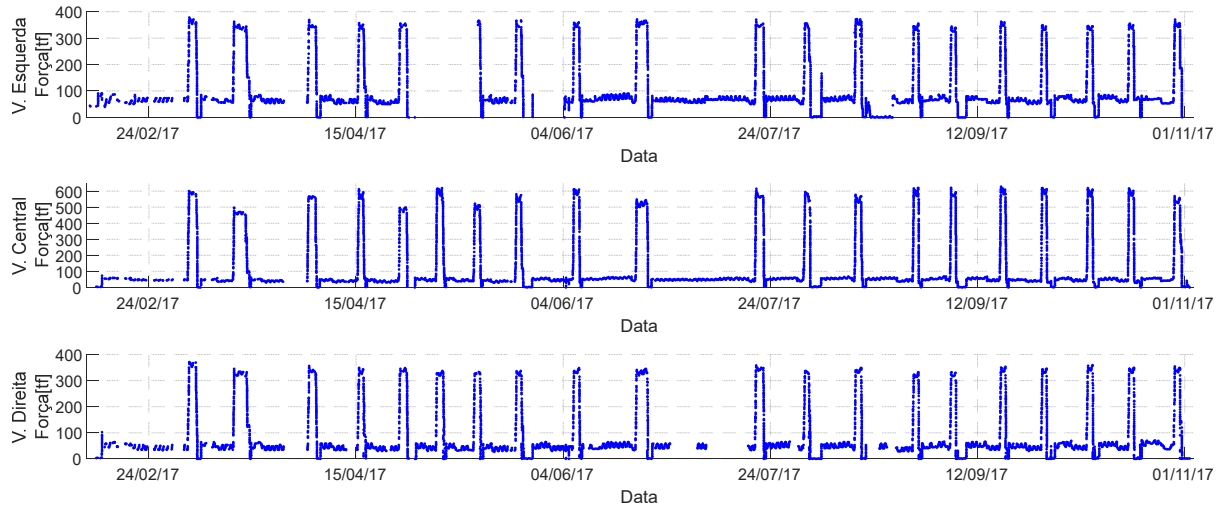

Figura 4.14: Força dos actuadores OPS das 3 vigas durante a construção do tabuleiro Norte

O OPS foi novamente ligado para a construção do segundo vão do tabuleiro Sul, o que aconteceu em Junho de 2020. Na Figura 4.15 representa-se a evolução do curso dos actuadores OPS ao longo da construção do tabuleiro Sul.

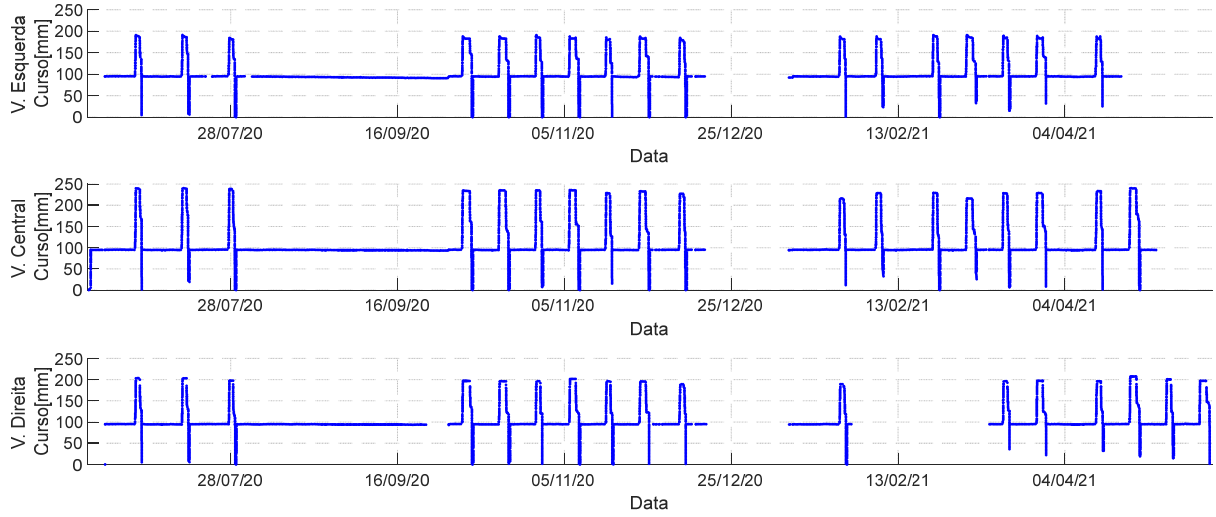

Figura 4.15: Curso dos actuadores OPS das 3 vigas durante a construção do tabuleiro Sul

O curso se posicionamento foi mantido em 95mm, sendo que o curso máximo de betonagem variou entre 179mm–190mm, 216mm–240mm e 189mm–208mm, respectivamente para a Viga Esquerda, Central e Direita. Em Agosto de 2020 foi detectado o assentamento da sapata onde estava instalada a

torre de apoio dianteira do cimbre. Por esta razão, houve cerca de 2 meses sem qualquer betonagem para que esse assentamento fosse corrigido através do reforço das sapatas dos pilares. Durante a construção do tabuleiro Sul foram também observadas algumas falhas nos ficheiros de registo OPS, o que conduziu à ausência de dados nalguns momentos.

Na Figura 4.16 representa-se a evolução da força nos 3 actuadores OPS ao longo da construção do tabuleiro Sul. Verificou-se que força máxima de betonagem foi aproximadamente 386tf na Viga Esquerda, 635tf na Viga Central e 385tf na Viga Direita.

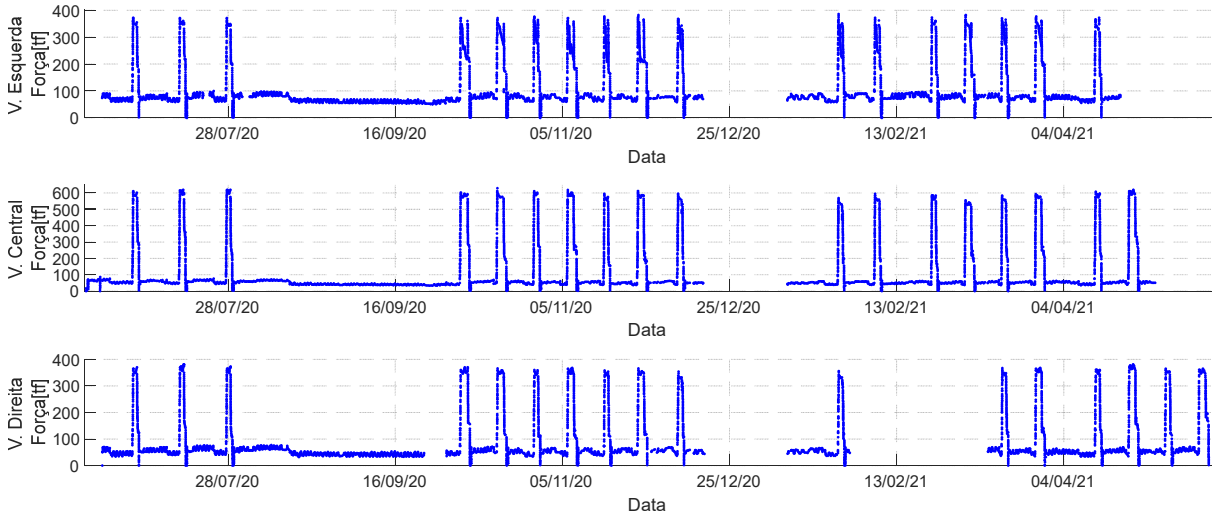

Figura 4.16: Força dos actuadores OPS das 3 vigas durante a construção do tabuleiro Sul

Para além da monitorização típica de cimbres autolançáveis com OPS incorporado, o cimbre M38-I foi também monitorizado com anemómetros, extensómetros e acelerómetros durante a construção do tabuleiro Sul. A instalação destes sensores ocorreu entre 26/06/2020 e 06/07/2020, quando o cimbre estava posicionado no segundo ou terceiro vão do tabuleiro (o avanço do segundo para o terceiro vão aconteceu em 01/07/2020). Este sistema foi desmontado entre 12/05/2021 e 15/05/2021, quando o cimbre estava posicionado no vão 21 (foi iniciada a desmontagem do nariz dianteiro das vigas para evitar colisões com o pilar-encontro de interface com a ponte metálica).

4.2 MEDIÇÕES DOS ANEMÓMETROS

4.2.1 ANEMÓMETROS

Nesta aplicação, por se tratar de um cimbre inferior a operar junto ao solo, as características do vento que incide no cimbre estão bastante condicionadas pelos elementos que o rodeiam. Assim, e por se tratar de uma zona onde não são frequentes ventos fortes, seria de esperar vento com velocidade relativamente baixa e turbulência elevada. Para captar o vento não perturbado de todas as orientações em planta os

anemómetros foram colocados na face externa do nariz das vigas exteriores (ver a Figura 4.17). No entanto, para os ventos alinhados com a direcção do tabuleiro, aproximadamente 100º – 280º com o Norte, esta colocação dos anemómetros não permite a medição eficaz do vento não perturbado. Em qualquer caso, o cimbre está bastante protegido da acção de ventos longitudinais de frente (100º com o Norte) e ainda mais protegido pelo tabuleiro já construído de ventos longitudinais de trás (280º com o Norte). Este facto, acrescido de a área do cimbre exposta ao vento longitudinal ser pequena, justificou esta opção de colocação dos anemómetros.

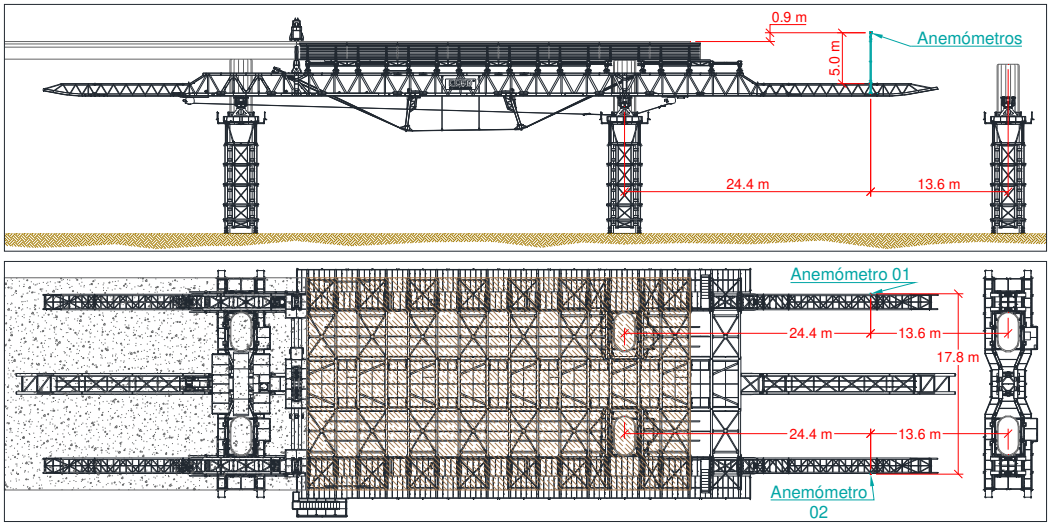

Figura 4.17: Localização dos anemómetros na estrutura do M38-I

Os anemómetros usados foram os mesmos da monitorização do cimbre M1-70-S, tal como descrito no ponto 3.3.1. Nesta aplicação foram ajustadas as rotinas de aquisição de dados e foi usado um sistema de aquisição independente para cada anemómetro para reduzir as exigências de processamento e memória. Com estas adaptações, a recolha de dados foi muito mais eficaz. Os anemómetros estiveram em operação entre 25/06/2020 e 12/05/2021 (com excepção do período entre 20/12/2020 e 11/01/2021), recolhendo 6958 ficheiros de uma hora (anemómetro 1) e 7040 ficheiros de uma hora (anemómetro 2), o que corresponde a cerca de 97% de eficácia na recolha de dados.

Os ficheiros de dados recolhidos foram tratados para a remoção dos *outliers* e reamostragem de acordo com o descrito no ponto 3.3.2.

4.2.2 Velocidade Média do Vento

A velocidade média para períodos de 10 minutos está representada na Figura 4.18 para o Anemómetro 1 (em cima) e para o Anemómetro 2 (em baixo). Verifica-se que na maior parte dos períodos a velocidade média é inferior a 3m/s (92.8% no Anemómetro 1 e 86.2% no Anemómetro 2). Os valores

máximos de velocidade média 10min foram 9.65m/s para o Anemómetro 1 e 11.9m/s para o Anemómetro 2, ambos no dia 04/05/2021 entre as 10:50 e as 11:00.

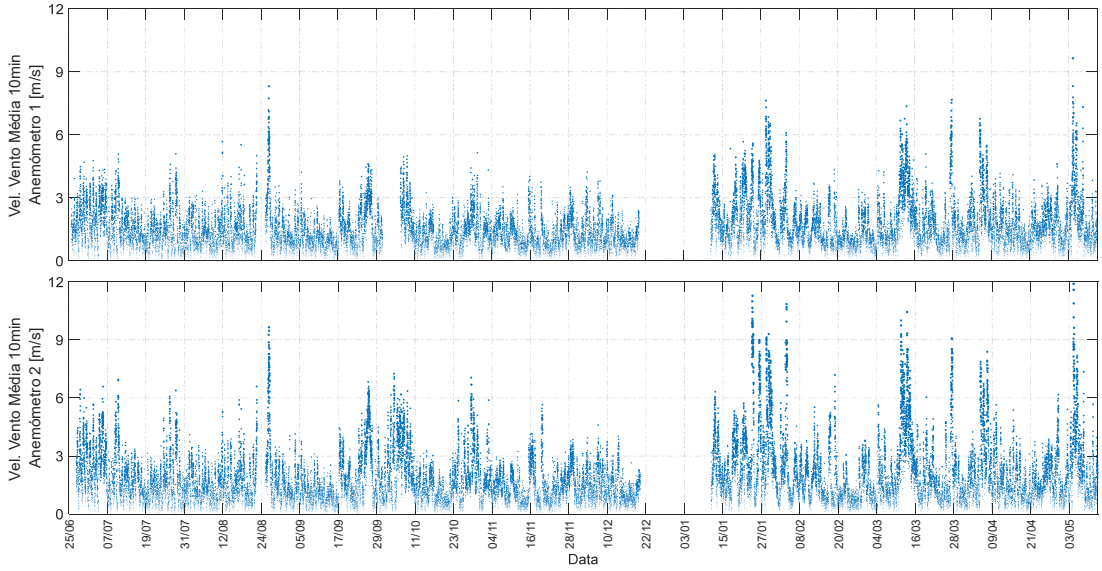

Figura 4.18: Velocidade média 10min para o Anemómetro 1 (em cima) e para o Anemómetro 2 (em baixo)

Para períodos de 1 hora os valores máximos obtidos foram 7.17m/s para o Anemómetro 1 (em 04/05/2021 10:00-11:00) e 10.1m/s para o Anemómetro 2 (em 24/01 5:00-6:00). Para períodos de 3 segundos os valores máximos obtidos foram 17.3m/s para o Anemómetro 1 (em 04/05/2021 11:03:36-11:03:39) e 19.7m/s para o Anemómetro 2 (em 07/05/2021 22:05:15-22:05:18).

Os factores de rajada considerando como base a velocidade média de uma hora (apenas quando esta é superior a 3m/s) estão representados na Figura 4.19, para a velocidade média de 10 minutos – $G_{600,3600}$ (à esquerda) e para a velocidade média de 3 segundos – $G_{3,3600}$ (à direita).

Na Tabela 4.1 estão resumidos os valores médios e coeficientes de variação dos factores de rajada. Verifica-se que o valor médio e dispersão do factor de rajada $G_{600,3600}$ é muito semelhante para ambos os anemómetros, e também muito próximos daqueles obtidos na instrumentação do cimbre M1-70-S (ver o ponto 3.3.3). O factor de rajada $G_{3,3600}$, como é bastante influenciado pela turbulência, apresenta diferenças significativas entre os dois anemómetros, e em ambos os casos factores de rajada superiores aos obtidos em Bratislava.

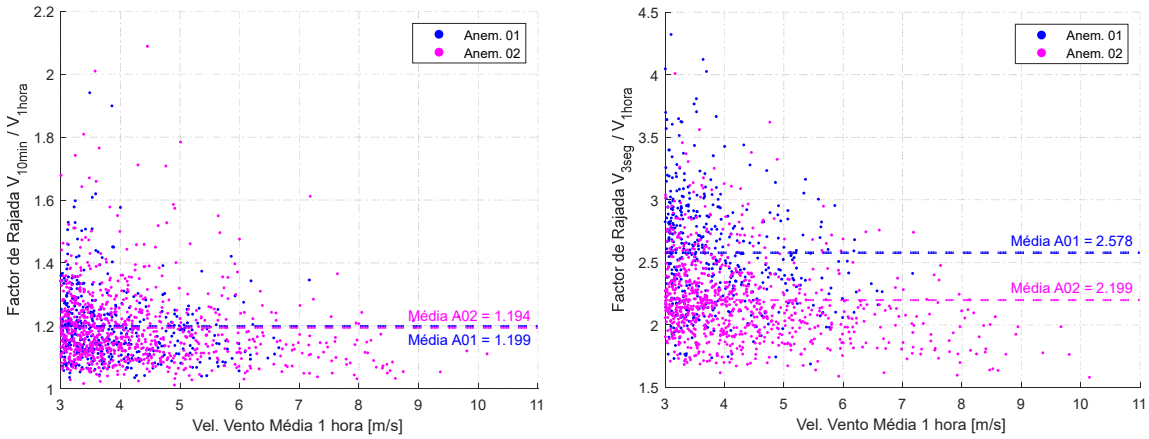

Figura 4.19: Factor de rajada $G_{600,3600}$ (à esq.) e $G_{3,3600}$ (à dir.)

Tabela 4.1: Factor de rajada $G_{600,3600}$ e $G_{3,3600}$

Factor de Rajada	Anemómetro 1		Anemómetro 2	
	Média	CoV	Média	CoV
$G_{600,3600}$	1.199	8.1%	1.194	8.5%
$G_{3,3600}$	2.578	6.6%	2.199	6.8%

4.2.3 Direcção e Incidência Média do Vento

Usando apenas os períodos em que a velocidade média 10 minutos é superior a 3m/s, representam-se na Figura 4.20 as rosas-dos-ventos para os registos do Anemómetro 1 (à esquerda) e do Anemómetro 2 (à direita). A tracejado inclui-se o alinhamento aproximado da directriz do tabuleiro.

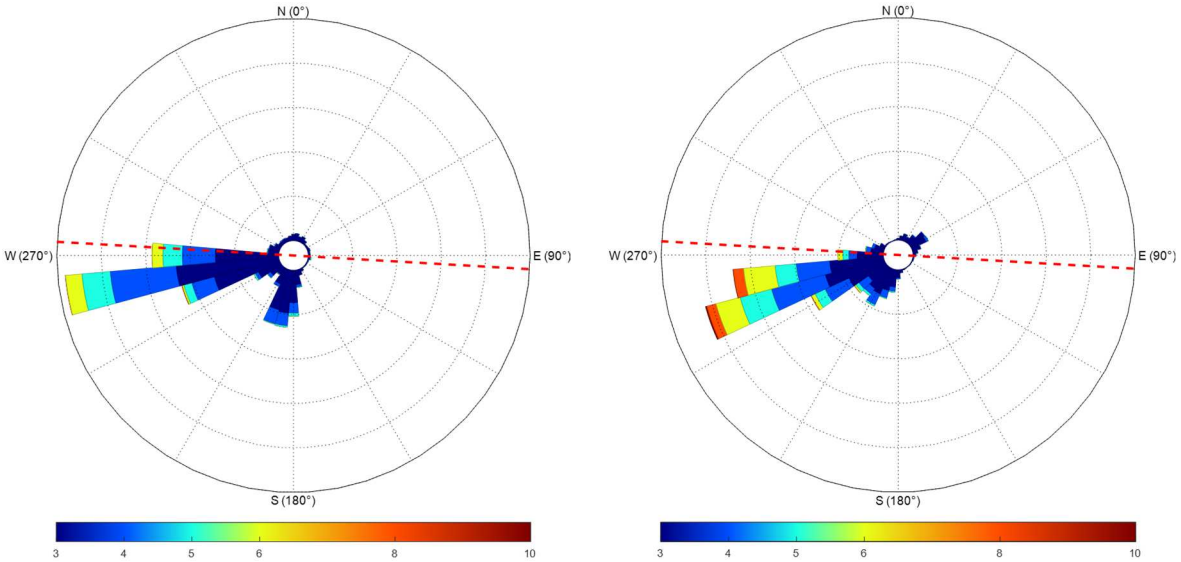

Figura 4.20: Rosa dos ventos para velocidades médias 10min ≥ 3m/s para o Anemómetro 1 (à esq.) e o Anemómetro 2 (à dir.)

Verifica-se que nos registos de ambos os anemómetros sobressaem ventos com um alinhamento próximo de 260º com o Norte. Há ainda duas direcções com frequência residual, cerca de 200º (mais visível no Anemómetro 1) e cerca de 60º (apenas visível no Anemómetro 2). A quase inexistência de ventos do quadrante Norte pode ser em parte explicado pela existência do tabuleiro Norte que protege o cimbre (ver a Figura 4.8).

Comparando as medições obtidas para os vários vãos do tabuleiro onde esteve posicionado o cimbre, verifica-se que os registos são bastante similares para todos os vãos. Como a distância ao solo e a envolvente é idêntica em todos os vãos, esta semelhança já seria de antecipar.

O ângulo de incidência dos registos do Anemómetro 2 está maioritariamente entre -2.5º e 2.5º, em particular nas velocidades maiores (ver a Figura 4.21 à direita). O ângulo de incidência medido pelo Anemómetro 1 tem dois grupos, o vento de Sul com incidência praticamente nula e ligeiramente descendente para a direcção preponderante de Oeste-Sudoeste, provavelmente devido à perturbação do vento pelo tabuleiro em construção.

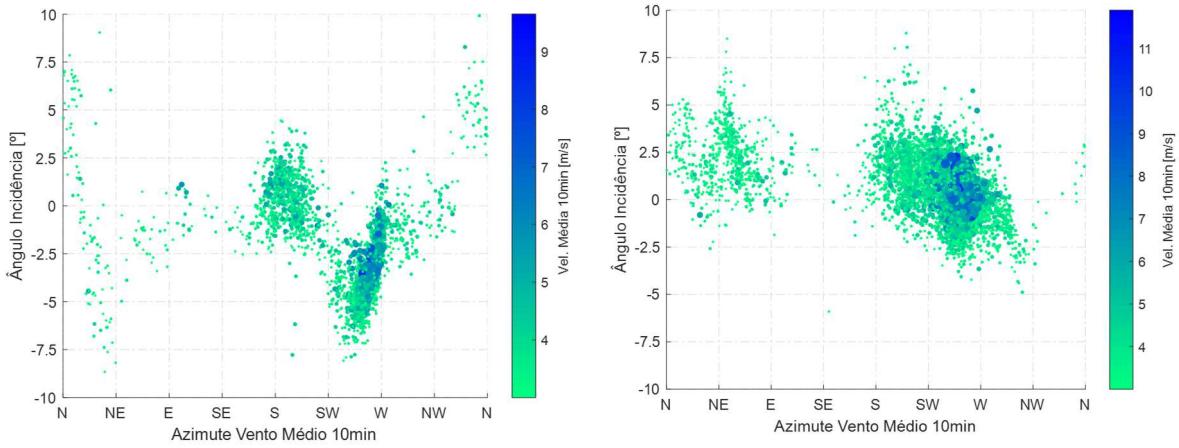

Figura 4.21: Ângulo de Incidência em função da direcção e da velocidade média para o Anemómetro 1 (à esq.) e o Anemómetro 2 (à dir.)

4.2.4 COMPONENTE TURBULENTA DO VENTO

Conforme descrito no ponto 2.2.2.1, a intensidade de turbulência é o rácio que é usado para caracterizar a componente turbulenta do vento. Na Figura 4.22 representa-se o índice de turbulência longitudinal (na direcção do vento), na direcção transversal (na direcção perpendicular ao vento) e na direcção vertical. O índice de turbulência do vento no Anemómetro 1 é bastante alto em todas as direcções, provavelmente porque a direcção de vento mais frequente antes de chegar ao Anemómetro 1 é perturbada por outros elementos do cimbre e pelo tabuleiro em construção. O Anemómetro 2, por captar o vento da direcção mais frequente com menos perturbações, apresenta uma turbulência significativamente inferior. Ainda assim, como os anemómetros estão colocados muito próximos do solo, a turbulência é grande, muito

superior à que havia sido medida pelos anemómetros na obra de Bratislava (ver ponto 3.3.5). A dispersão dos valores de intensidade de turbulência longitudinal do Anemómetro 1 é grande, o que também é perceptível na nuvem de pontos que, ao contrário dos restantes casos, não reduz significativamente a dispersão à medida que a velocidade média aumenta.

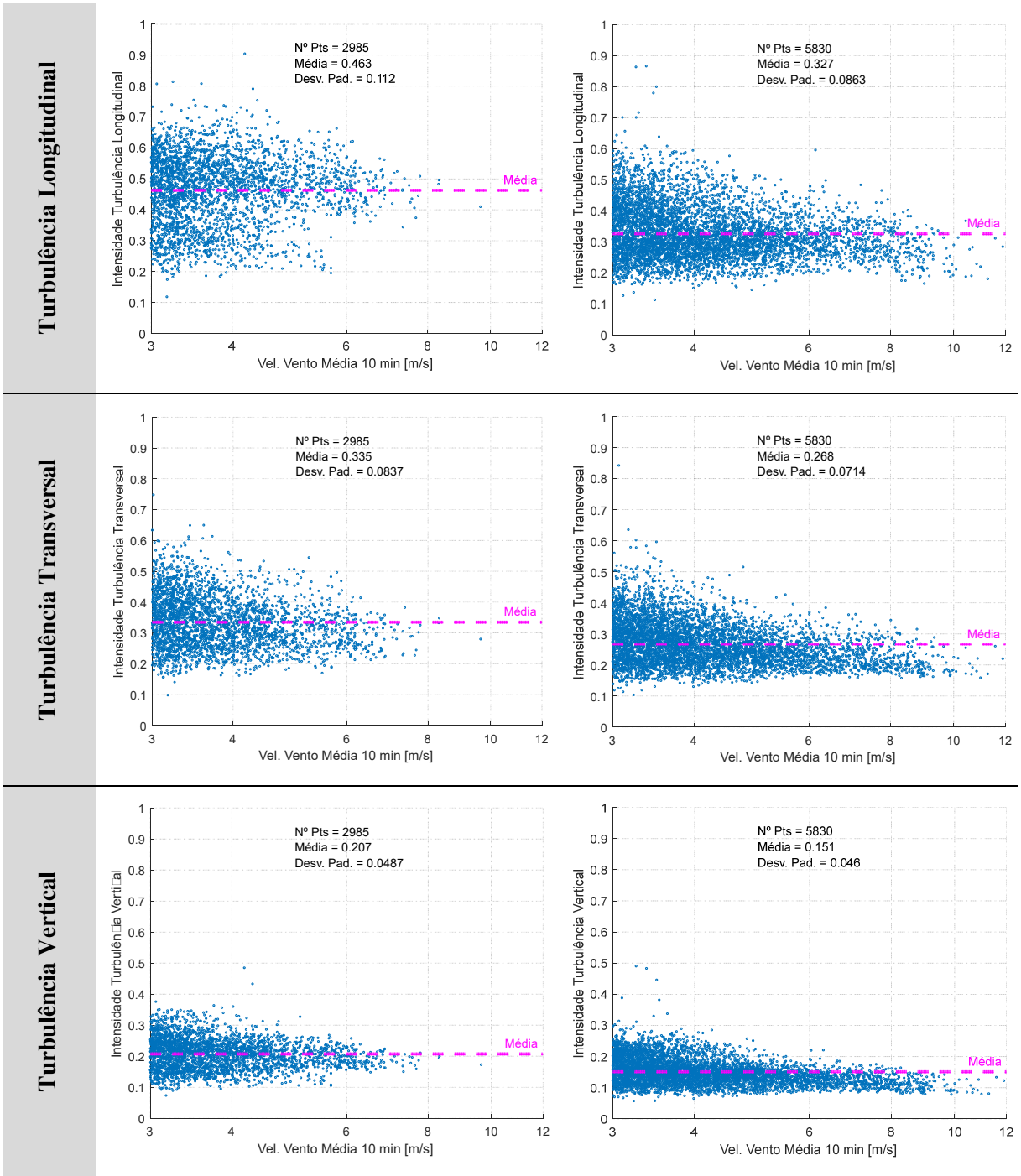

Figura 4.22: Intensidade de turbulência longitudinal, transversal e vertical em função da velocidade média 10min para o Anemómetro 1 (à esq.) e o Anemómetro 2 (à dir.)

Os rácios de turbulência nas várias direcções estão dentro dos valores típicos da bibliografia e incluídos no ponto em 2.2.2.1 ($I_v \approx 0.75 I_u$ a $0.85 I_u$ e $I_w \approx 0.5 I_u$.a $0.6 I_u$). O rácio I_v/I_u obtido nesta aplicação foi 0.738 (Anemómetro 1) e 0.832 (Anemómetro 2). O rácio I_w/I_u para o Anemómetro 1 foi 0.455 e 0.467 para o Anemómetro 2.

4.2.5 TEMPERATURA SÓNICA

A temperatura sónica é medida pelos anemómetros pelo processo descrito em 2.2.2.1. Na Figura 4.23 representa-se a evolução da temperatura sónica medida por ambos os anemómetros ao longo do período de monitorização. Verifica-se que até ao início de Novembro as temperaturas sónicas medidas por ambos os anemómetros foram practicamente coincidentes, divergindo um pouco a partir daí (registando o Anemómetro 1 temperaturas ligeiramente inferiores às do Anemómetro 2, em média cerca de 3ºC).

Considerando a média dos valores de ambos os anemómetros, durante este período a temperatura sónica variou entre –8.7ºC e 33.0ºC, apresentando uma amplitude média diária de cerca de 8.0ºC (variando entre 0.4ºC e 20.7ºC).

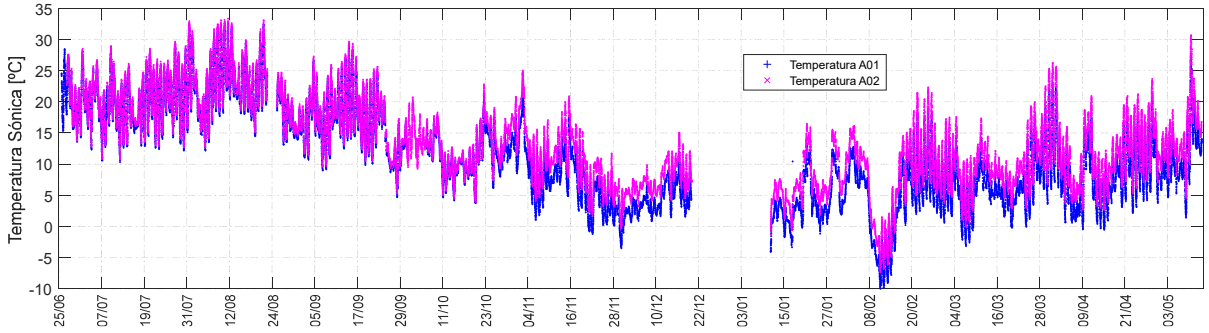

Figura 4.23: Temperatura sónica medida pelo Anemómetro 1 e pelo Anemómetro 2

4.2.6 ANÁLISE ESPECTRAL

Para a análise espectral foram seleccionados os dados de 04/05/2021, onde se registaram os valores máximos de velocidade média 10 minutos. Por se tratar de velocidades relativamente baixas, os critérios de estacionariedade referidos no ponto 3.3.7 e descritos em (Cremona & Foucriat, 2002) resultaram demasiado estritos. A divisão em intervalos estacionários foi feita apenas para os registos do Anemómetro 2 e alargando o critério de variação máxima da velocidade em relação à velocidade média para 30% (em (Cremona & Foucriat, 2002) refere-se como máximo 25%). Para facilitar a comparação directa entre as medições nos dois anemómetros, foram adoptados os mesmos intervalos de características estacionárias para ambos. Na Figura 4.24 representam-se as velocidades e azimutes instantâneos (pontos cinzentos) e os valores médios para períodos de 10 minutos (linha vermelha) para o Anemómetro 1 (Figura 4.24 à esquerda) e para o Anemómetro 2 (Figura 4.24 à esquerda).

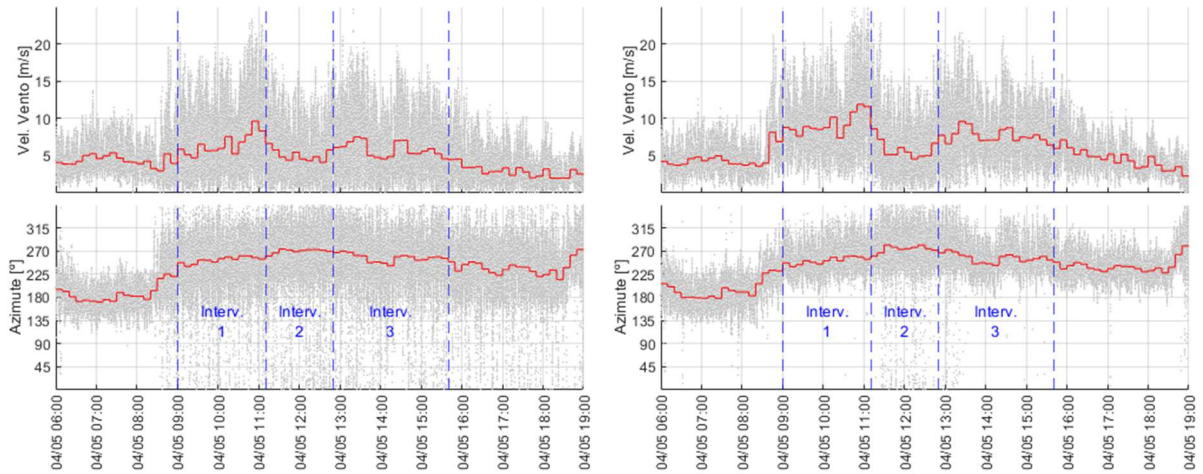

Figura 4.24: Velocidade e azimute instantâneos e médios para o Anemómetro 1 (à esq.) e o Anemómetro 2 (à dir.)

Para a comparação detalhada dos resultados de ambos os anemómetros, foi escolhido o intervalo 1 (entre 04/05/2021 9:00 e 04/05/2021 11:10), onde se verificaram as maiores velocidades médias. Na Tabela 4.2 apresentam-se as características médias do vento (velocidade, azimute e ângulo de incidência), bem como o desvio relativo máximo da velocidade média e os desvios absolutos máximos do azimute e da incidência. Verifica-se que a direcção em planta é semelhante para ambos os anemómetros (vento de Oeste-Sudoeste), sendo a incidência aproximadamente horizontal no anemómetro 1 e ligeiramente descendente no anemómetro 2. A velocidade medida no anemómetro 1 é significativamente maior, e a turbulência menor. Estas diferenças estarão provavelmente relacionadas com o efeito do tabuleiro já construído, que reduz a velocidade e aumenta a turbulência do vento no anemómetro 2.

Tabela 4.2: Características do vento do intervalo 1 medido por ambos os anemómetros

Anemómetro	V_{med} [m/s]	$\Delta V_{máx}$	$Azim_{med}$ [º]	$\Delta Azim_{máx}$ [º]	$Incid_{med}$ [º]	$\Delta Incid_{máx}$ [º]	I_u	I_v	I_w	I_v/I_u	I_w/I_u
1	6.50	48%	253.6	13.4	-2.83	1.0	0.565	0.385	0.220	0.68	0.39
2	9.23	29%	251.9	12.2	0.50	1.8	0.351	0.284	0.137	0.81	0.39

Os espectros obtidos pelo ajustamento das expressões de von Kármán (expressões (2.5) e (2.6)) aos registos do intervalo 1 estão representados na Figura 4.25 (para o Anemómetro 1) e na Figura 4.26 (para o Anemómetro 2). Na Tabela 4.3 resumem-se as principais escalas integrais de turbulência e as escalas temporais associadas.

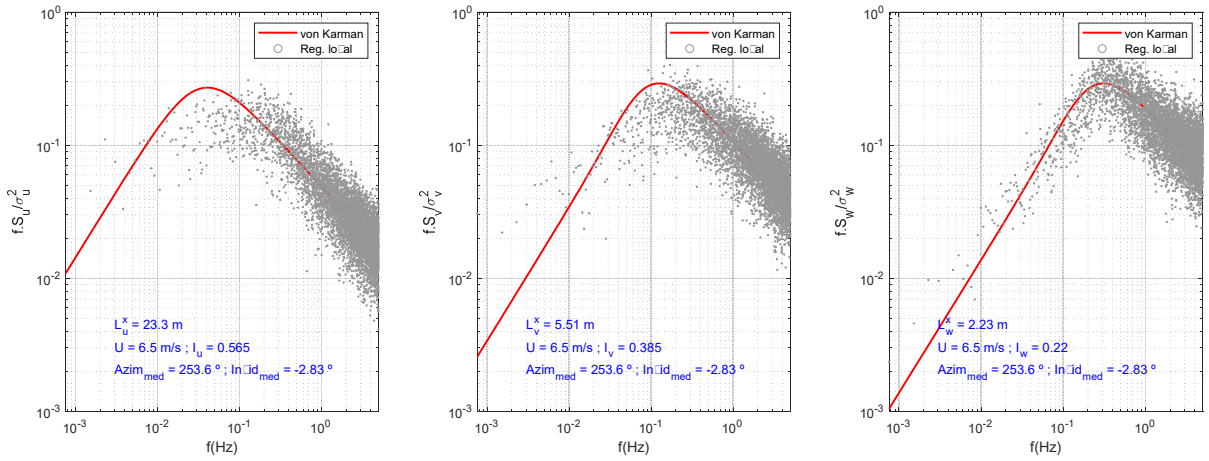

Figura 4.25: Densidade espectral do intervalo 1 do Anemómetro 1 e espectro de von Kármán ajustado

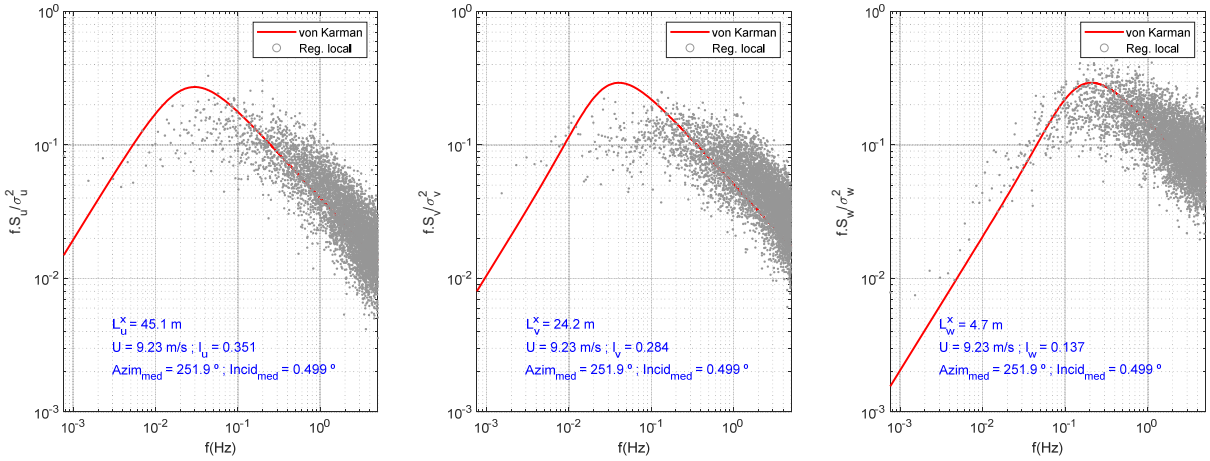

Figura 4.26: Densidade espectral do intervalo 1 do Anemómetro 2 e espectro de von Kármán ajustado

O efeito da turbulência e da cascata de energia de Kolmogorov é visível na comparação das escalas de turbulência dos anemómetros. O vento medido pelo Anemómetro 2, menos perturbado pelos elementos da própria ponte, apresenta turbilhões maiores (as escalas de turbulência representam a dimensão média dos maiores turbilhões do escoamento, ver ponto 2.2.2.1).

Tabela 4.3: Escalas integrais de turbulência e escalas temporais

Anemómetro	L_u [m]	L_v [m]	L_w [m]	L_v/L_u	L_w/L_u	T_u [s]	T_v [s]	T_w [s]
1	23.3	5.5	2.2	0.24	0.10	3.6	0.8	0.3
2	45.1	24.2	4.7	0.54	0.10	4.9	2.6	0.5

4.3 MEDIÇÕES DOS EXTENSÓMETROS

4.3.1 DISPOSIÇÃO DOS EXTENSÓMETROS

Os extensómetros foram instalados apenas na viga central do cimbre de forma a evitar ligações e desligações de cabos durante a operação do cimbre (na fase de avanço as vigas do cimbre são desligadas e avançadas separadamente). No entanto, como é de esperar que a resposta às acções verticais, que são as mais importantes, seja semelhante nas três vigas, a avaliação das tensões nos elementos da viga central permite caracterizar de forma adequada a resposta do cimbre à generalidade das operações e correspondentes acções. A disposição dos extensómetros na estrutura está representada na Figura 4.27, onde se incluem 17 extensómetros lineares (nas posições indicadas com "L" na Figura 4.27) e 5 rosetas rectangulares 45º ("R" na Figura 4.27). Para a minimização dos efeitos da temperatura foram ainda instalados 13 RTD, na maioria das posições onde foram instalados extensómetros. Nos extensómetros onde não foi instalado um RTD na mesma posição, foi usado um RTD das proximidades para a minimização dos efeitos da temperatura.

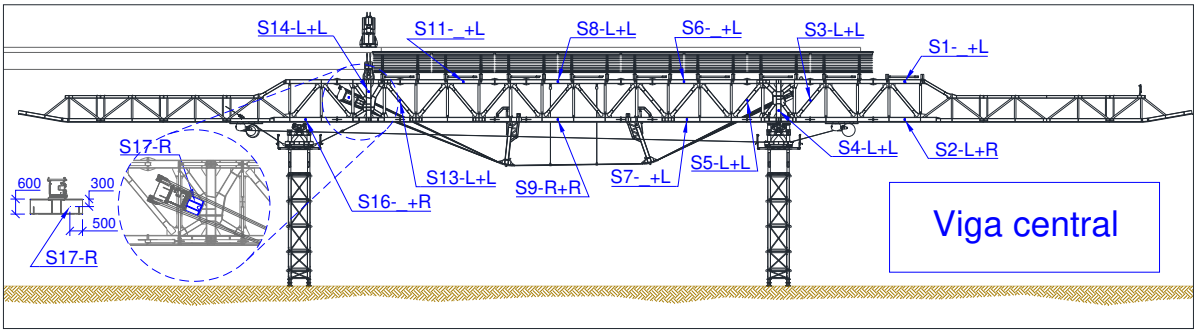

Figura 4.27: Disposição dos extensómetros na viga central do cimbre M38-I

Com excepção do extensómetro 17, que foi instalado na ancoragem activa OPS, os restantes 21 extensómetros foram montados nos dois planos treliçados verticais da viga central, em perfis de 4 tipos diferentes (ver a Figura 4.28).

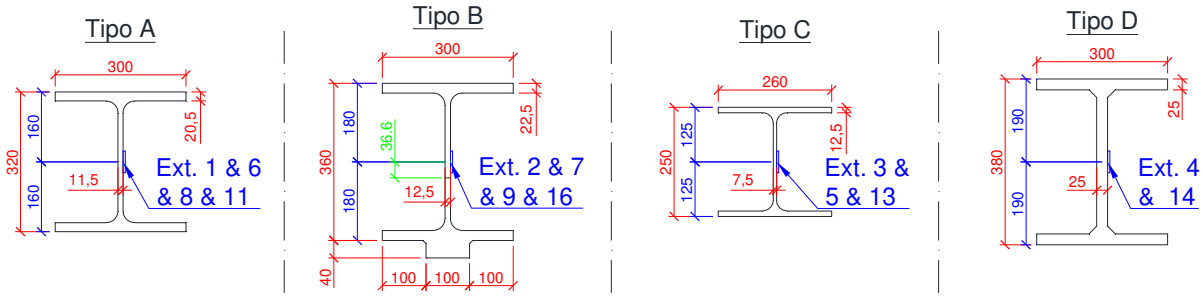

Figura 4.28: Características geométricas das secções onde estão instalados extensómetros (dimensões em [mm])

As características geométricas das secções da Figura 4.28 estão detalhadas na Tabela 4.4 de acordo com o referencial da Figura 3.40.

Tabela 4.4: Características geométricas das secções instrumentadas

Perfil	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D
A [m^2]	1.613E-02	2.211E-02	8.682E-03	2.388E-02
I_y [m^4]	3.082E-04	5.645E-04	1.045E-04	5.641E-04
I_z [m^4]	9.239E-05	1.049E-04	3.668E-05	1.132E-04
y_{Ext} [mm]	5.75	6.25	3.75	12.50
z_{Ext} [mm]	0.00	-36.60	0.00	0.00
S_y [m^3]	1.075E-03	1.341E-03	4.599E-04	1.721E-03
e_y [mm]	11.50	12.50	7.50	25.00

Os resultados dos extensómetros foram analisados em conjunto com modelos numéricos de betonagem e avanço. Para a simulação da betonagem, nomeadamente para a distribuição da acção do betão do tabuleiro pelas três vigas, foi usado um modelo numérico que para além das três vigas, inclui também o pórtico de tabuleiro (apoio traseiro), a torre de apoio (apoio dianteiro) e os elementos resistentes da cofragem (onde é aplicada a acção do betão). Esta opção decorre do facto de a distribuição das acções estar dependente das rigidezes transversais destes elementos. Na Figura 4.29 representa-se o modelo de cálculo *Autodesk ROBOT* usado com os elementos principais assinalados.

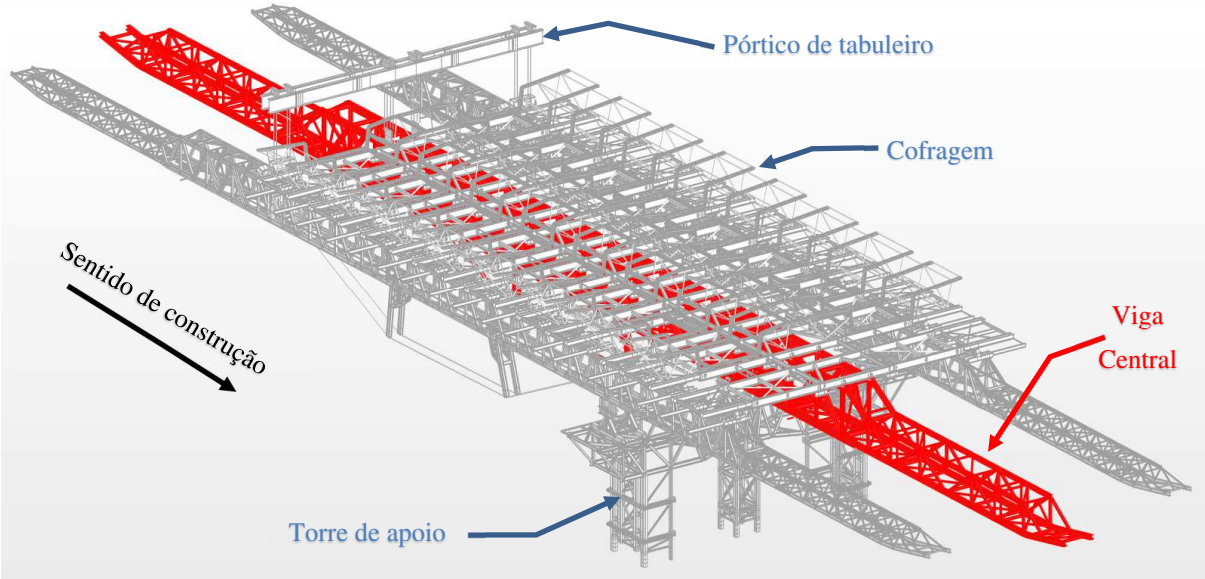

Figura 4.29: Modelo numérico usado para simular a betonagem do tabuleiro

Com base no modelo numérico da Figura 4.29, estima-se que a viga central suporte a maior parte da acção do peso do betão do tabuleiro (cerca de 52%), estando o remanescente distribuído pelas vigas laterais de forma aproximadamente equitativa (cerca de 24% em cada uma). Em termos longitudinais, estima-se que a distribuição da acção do betão na viga central entre o apoio traseiro (pórtico de tabuleiro) e o apoio dianteiro (torre de apoio) seja 38.1% e 61.9%, respectivamente.

O modelo numérico usado para simular o avanço da Viga Central inclui apenas a viga e os bogies sobre os quais se move porque as três vigas são desligadas e avançam isoladamente. Na Figura 4.30 representa-se o modelo de cálculo *Autodesk ROBOT* correspondente à posição inicial e final do avanço com os elementos principais assinalados. As restantes posições do avanço longitudinal são obtidas mudando a posição relativa da viga central em relação aos bogies.

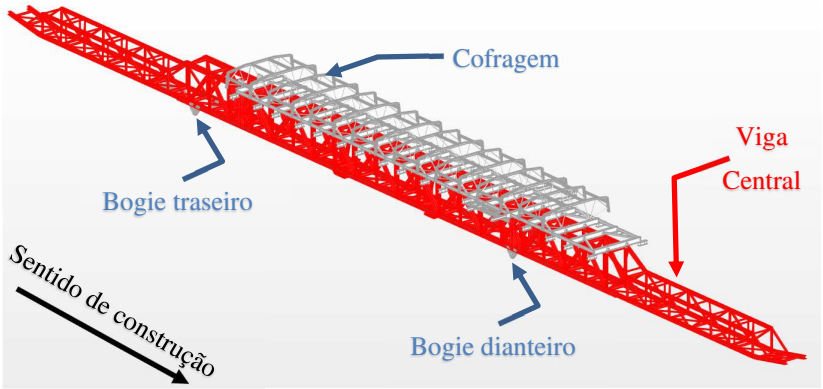

Figura 4.30: Modelo numérico usado para simular o avanço da viga central

A análise do extensómetro 17, instalado na zona da ancoragem activa OPS, foi feita usando como base o modelo de elementos finitos do tipo casca descrito no ponto 4.3.3.

4.3.2 PROCESSAMENTO E RESULTADOS

Os extensómetros estiveram em funcionamento de 03/07/2020 a 09/05/2021, com excepção do período de férias de Natal em que a operação do cimbre foi interrompida (entre 20/12/2020 e 11/01/2021). Os componentes do sistema de monitorização foram os mesmos que foram usados no cimbre M1-70-S (descritos no ponto 3.4.2). Tal como no cimbre M1-70-S, a frequência de amostragem adoptada nos 32 canais de extensão foi 50Hz e 1Hz nos 13 canais de temperatura.

A amplitude de extensão medida é indicada na Tabela 4.5 (para os extensómetros 1 a 16) e na Tabela 4.6 (extensómetro 17). Verificam-se valores bastante diversos nos vários extensómetros, variando entre 76.7 $\mu\varepsilon$ para o canal 17.2 e 1101.4 $\mu\varepsilon$ para o canal 16D.3.

Tabela 4.5: Amplitude de extensão bruta medida pelos extensómetros 1 a 16 [$\mu\varepsilon$]

Posição	1	2			3	4	5	6	7	8	9			11	13	14	16		
Extensómetro	-	1	2	3	-	-	-	-	-	-	1	2	3	-	-	-	1	2	3
Esquerda	-	-	375.6	-	1003.4	625.1	1023.6	-	-	910.9	551.6	634.0	648.3	-	589.0	441.9	-	-	-
Direita	349.6	327.3	366.2	458.9	1011.3	596.4	1038.7	781.3	542.0	1014.3	569.2	695.6	743.3	913.5	669.6	676.2	827.0	321.4	1101.4

A evolução da extensão medida nos extensómetros 1 a 16 está representada na Figura 4.32 enquanto para o extensómetro 17 está representada na Figura 4.31. Nos vários registos são identificáveis os picos associados ao avanço do cimbre e o patamar relacionado com a betonagem do tabuleiro (com excepção

dos extensómetros fora da zona de betonagem). Os registos de todos os canais de extensão são coerentes e plausíveis e por isso foram todos usados na análise.

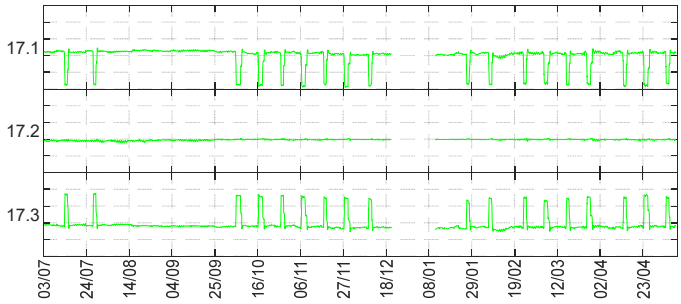

Figura 4.31: Dados brutos do extensómetro 17

Tabela 4.6: Amplitude de extensão bruta medida pelos extensómetros 17 [$\mu\varepsilon$]

Posição	17		
Extensómetro	1	2	3
Esquerda	679.8	76.7	661.7
Direita			

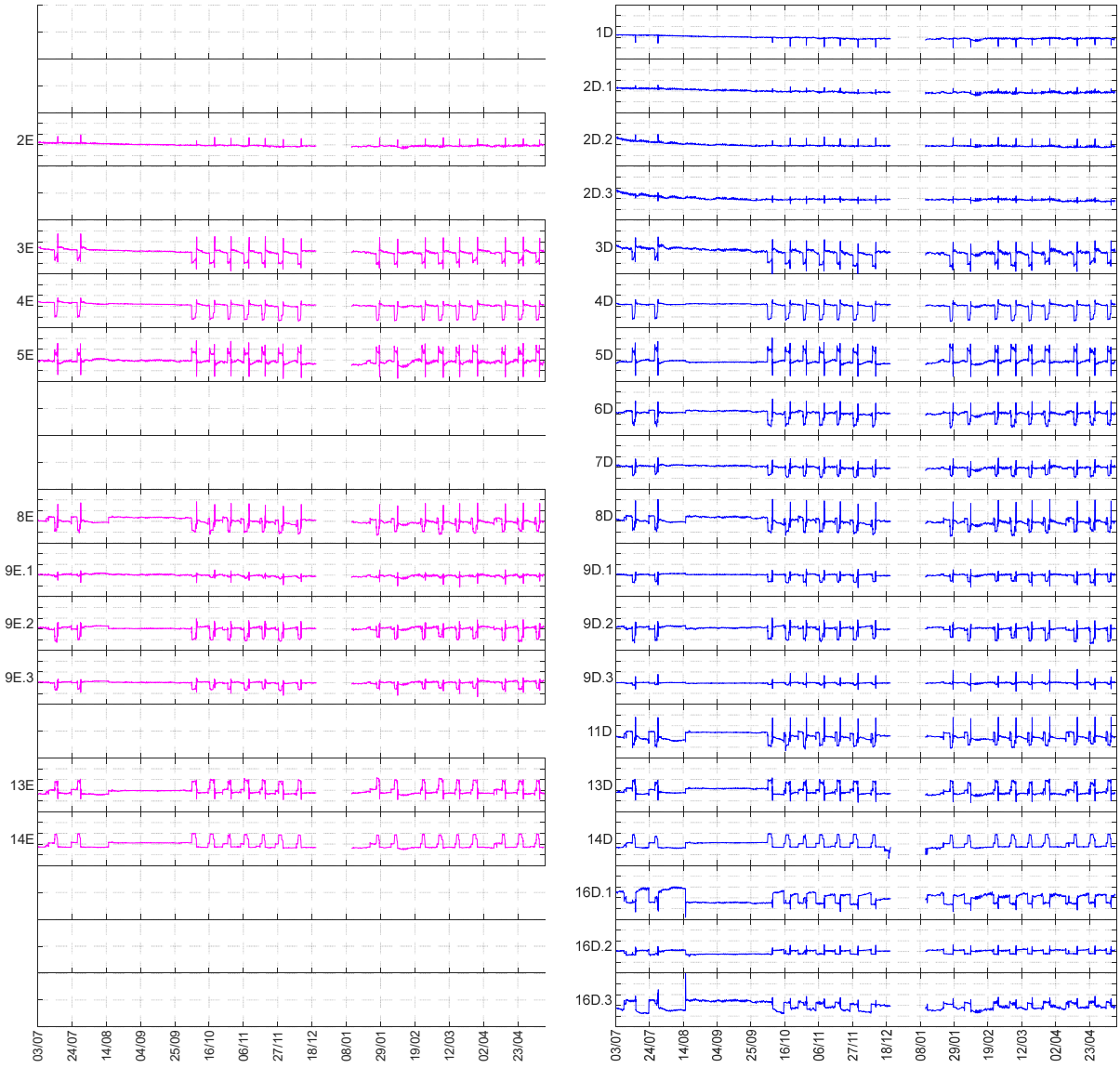

Figura 4.32: Dados brutos dos extensómetros da treliça esquerda (à esq.) e da treliça direita (à dir.)

Os registos de temperatura medida pelos RTD estão representados na Figura 4.33, onde se inclui também o valor médio da temperatura sónica registadas pelos anemómetros (ver a Figura 4.23). Verifica-se que as medições dos RTD estão bastante relacionadas com os registos de temperatura sónica (que corresponde de forma aproximada à temperatura do ar). A temperatura no aço do cimbre variou entre – 14.9ºC e 39.9ºC, apresentando uma amplitude maior que a temperatura do ar (ver o ponto 4.2.5).

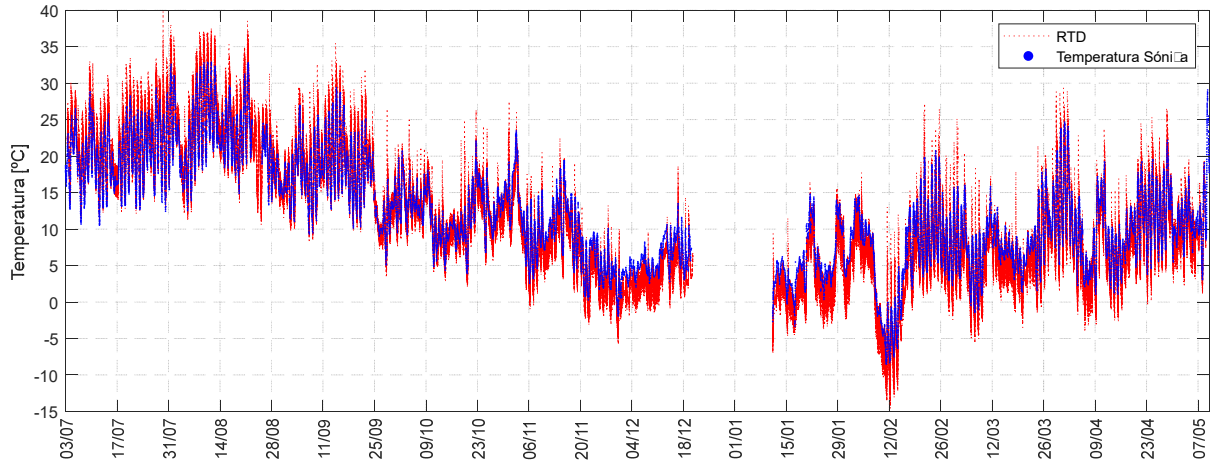

Figura 4.33: Temperatura medida pelos RTD e temperatura sónica medida pelos anemómetros

Para a minimização dos efeitos da temperatura nas medições de extensão (ver o ponto 2.3.1.2) foram usados RTD instalados junto ao extensómetro respectivo, com excepção de alguns casos em que se optou por não instalar RTD porque já havia outro nas proximidades que poderia ser usado. Na Tabela 4.7 representa-se a correspondência entre os vários extensómetros e os RTD usados para minimizar o efeito da temperatura. Nas células com preenchimento amarelo indicam-se os extensómetros em que foi usado um RTD das proximidades e não um RTD junto ao extensómetro.

Tabela 4.7: Correspondência extensómetro – RTD usado para minimizar efeito da temperatura

Posição	1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	13	14	16	17
Esquerda	-	2E	3E	5D	5D	-	-	8E	9D	-	13E	14D	-	17
Direita	1D	2D	3E	5D	5D	6D	7D	8E	9D	8E	13E	14D	16D	

Os valores de extensão medidos foram convertidos para tensões usando o procedimento referido no ponto 3.4.4. No entanto, no caso da instalação no cimbre M38-I, a deriva de sinal verificada na maioria dos extensómetros não foi significativa. A excepção foi a fase inicial de medição dos extensómetros das posições 1 e 2, onde se verificou uma tendência que não pode ser explicada pela variação real das tensões (ver a ver a Figura 4.34 e a Figura 4.35, até ao final de Agosto de 2020) e novamente na fase final, onde se nota novamente uma ligeira variação de tensão provavelmente relacionada com a deriva de sinal (ver a Figura 4.34 e a Figura 4.35, a partir de Abril de 2021). Nas evoluções de tensão apresentadas neste capítulo foram usadas como referência absoluta as tensões estimadas com o modelo numérico para o final do avanço isolado da viga central, que foram aplicadas ao momento correspondente do avanço do cimbre do vão 8 para o vão 9, o que aconteceu às 13:34:09 (GMT) do dia 09/11/2020. Este ponto é

assinalado nas figuras com uma estrela. Nas figuras são apresentados também os níveis mínimo e máximo de tensão estimada pelo modelo numérico para a fase de avanço (a tracejado verde) e as tensões numéricas estimadas para os momentos inicial e final da betonagem (a ponteado vermelho).

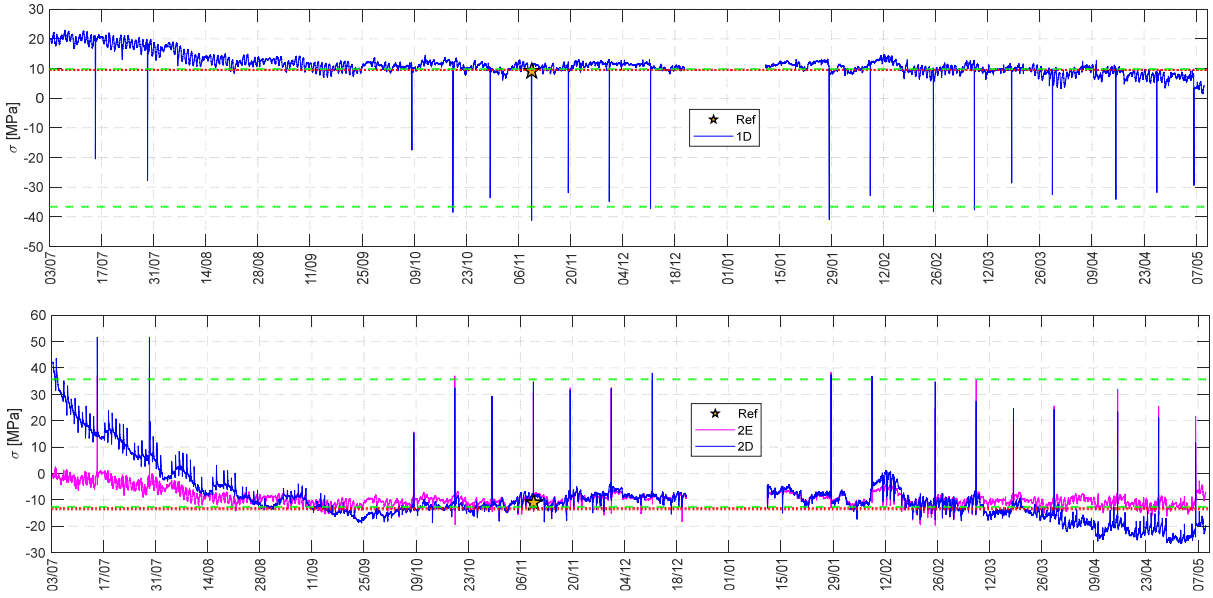

Figura 4.34: Evolução da tensão axial na posição 1D (em cima) e na posição 2E e 2D (em baixo) usando como referência o final do avanço para o vão 9

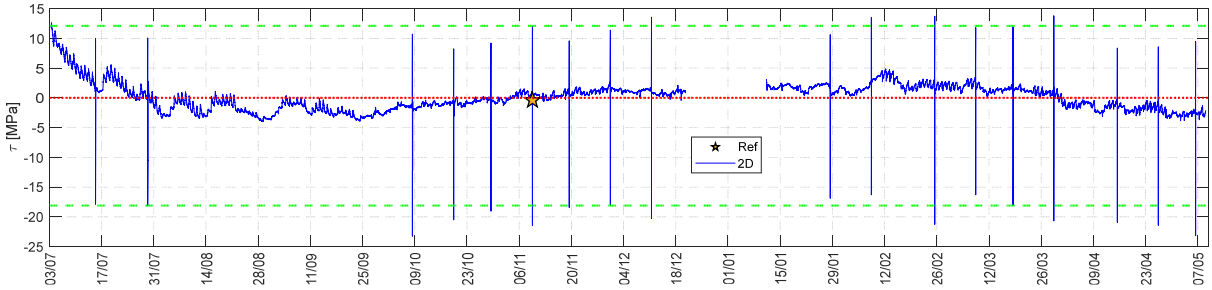

Figura 4.35: Evolução da tensão de corte na posição 2D usando como referência o final do avanço para o vão 9

Dado que os extensómetros que apresentam maior deriva de sinal se localizam numa zona específica da estrutura (nariz dianteiro), e os cabos de ligação ao sistema de aquisição seguem juntos em direcção ao quadro, é possível que haja alguma interferência electromagnética que origine esta deriva em todos eles. Para minimizar o efeito da deriva, os sinais dos extensómetros 1D, 2E e 2D foram "zerados" todos os domingos às 00:00:00 (GMT). Esta opção é viável porque as tensões nestas posições variam significativamente apenas durante o avanço longitudinal do cimbre, que nunca aconteceu num domingo – os trabalhos estiveram parados todos os fins-de-semana. Após a retirada dos efeitos da deriva dos sinais das posições 1D, 2E e 2D, a evolução das tensões axiais (ver a Figura 4.36) e das tensões de corte (ver a Figura 4.37) aproxima-se bastante das estimativas numéricas. No caso das posições 1 e 2, como estas estão fora da zona de betonagem, não há variação do valor de tensão durante a betonagem (as linhas a ponteado vermelho correspondentes ao início e ao final da betonagem estão sobrepostas).

A variação da tensão de pico registada nas posições 1 e 2 para os diferentes avanços poderá dever-se a desalinhamento altimétrico entre o topo das torres de apoio do cimbre, uma vez que durante o avanço o cimbre passa por uma fase intermédia hiperestática com 3 alinhamentos de torres de apoio (o pico de tensão nos extensómetros das posições 1 e 2 começa no momento em que cimbre entra na torre de apoio dianteiro, passando de 2 alinhamentos de apoio para 3 alinhamentos de apoio e acaba quando a secção da viga onde estão instalados os extensómetros passa a torre de apoio dianteiro). O caso mais notório é o avanço de 08/10/2020 que aconteceu após o assentamento do pilar e consequente reforço das fundações subsequentes. No avanço seguinte, no dia 19/10/2020, ainda se notou uma ligeira influência em sentido oposto nas tensões, porque a torre de apoio colocada no pilar que assentou corresponde neste caso ao apoio traseiro do cimbre que foi abandonado durante esse avanço. Para além desta situação de assentamento significativo comprovado, é possível que haja outras situações de assentamento das sapatas que justifiquem as ligeiras diferenças registadas nos picos das tensões das posições 1 e 2. No dimensionamento estrutural, para além do cenário sem assentamento aqui representado, são analisadas também situações de assentamento descendente e ascendente ($\pm$8cm neste cimbre, $1/475$ do vão).

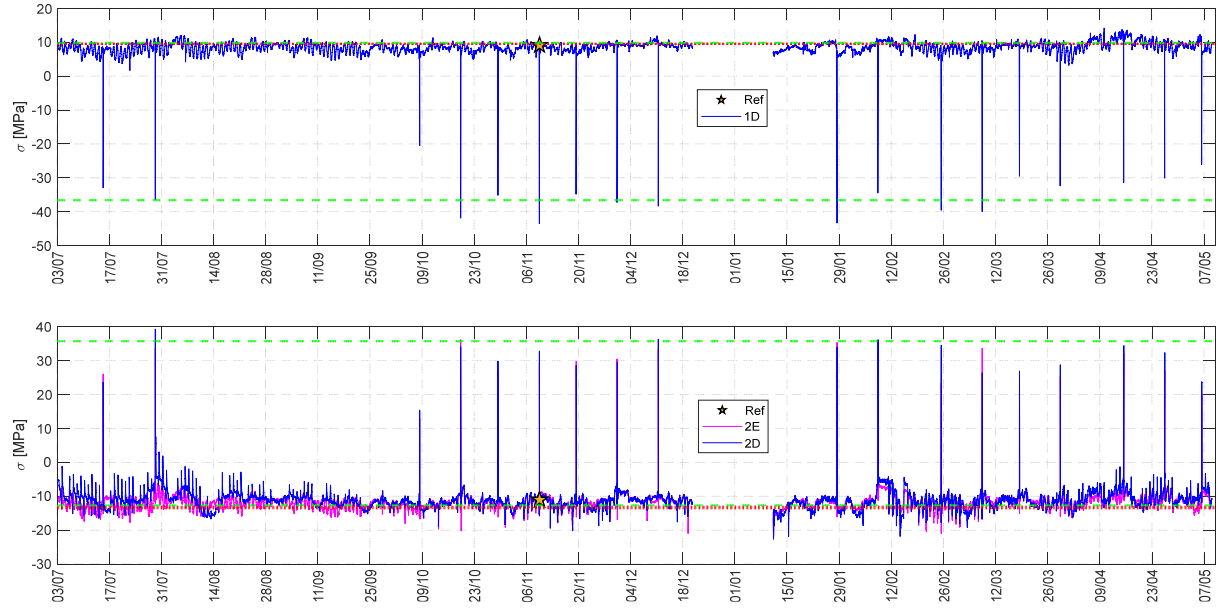

Figura 4.36: Evolução da tensão axial minimizando a deriva para a posição 1D (em cima) e para a posição 2E e 2D (em baixo) usando como referência o final do avanço para o vão 9

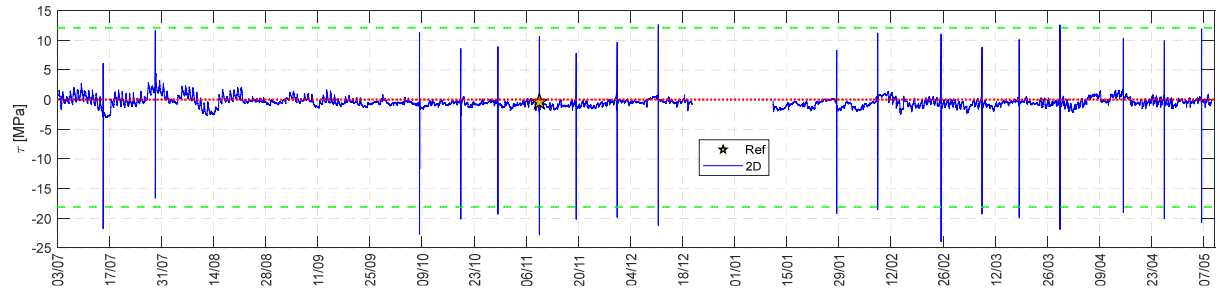

Figura 4.37: Evolução da tensão de corte na posição 2D minimizando a deriva e usando como referência o final do avanço para o vão 9

Analisando os extensómetros do apoio dianteiro de fase fixa (posições 3 – ver a Figura 4.38, posição 4 – ver a Figura 4.39 e 5 – ver a Figura 4.40), verifica-se que os efeitos de deriva de sinal são pequenos ou inexistentes, pelo que a opção foi por usar como referência apenas o final do avanço do cimbre do vão 8 para o vão 9 (representado nas figuras com uma estrela). O efeito do assentamento do pilar também se consegue identificar nas posições 3 e 5 na descofragem do cimbre (como os apoios do cimbre têm cilindros hidráulicos com anel de bloqueio, para descimbrar é necessário comprimir o cimbre contra o tabuleiro para conseguir desapertar o anel de bloqueio e posteriormente descofrar recolhendo o curso dos cilindros hidráulicos). A descofragem ocorre no dia do avanço, sendo normalmente a primeira operação do dia. Para além do peso do tabuleiro da ponte, durante a descofragem o cimbre está submetido a uma tensão transitória adicional durante a operação de desaperto dos anéis de bloqueio dos cilindros hidráulicos dos apoios e que resulta num pico de tensão nos gráficos, especialmente aqueles associados a extensómetros localizados junto aos apoios do cimbre. No dimensionamento estrutural do cimbre são consideradas normalmente as capacidades máximas dos cilindros para garantir que o cimbre é seguro mesmo em casos de operação dos cilindros hidráulicos de forma menos cuidadosa. Os limites de tensão estimada para o avanço que são indicados nos gráficos não incluem a operação de descofragem.

A evolução das tensões registadas em ambos os planos de treliça foi semelhante, com duas excepções relevantes. Por um lado, o desfasamento antes do vão onde houve o assentamento do pilar (mais notório na posição 4 para os dois primeiros vãos) e, por outro lado, o desfasamento na posição 3 no avanço (provavelmente relacionado com a geometria da viga central nessa zona e que faz com que a treliça esquerda seja a mais carregada, sendo que a diferença entre a treliça esquerda e direita foi semelhante em todos os avanços).

A amplitude de tensão na zona do apoio dianteiro durante a fase de betonagem foi semelhante para ambas as treliças e bastante próxima das estimativas numéricas. A sequência de colocação de betão, que começa em torno do pilar dianteiro e que termina na ligação com o vão anterior, implica que numa fase intermédia da betonagem a tensão na posição 5 seja superior ao valor no final da betonagem, o que se comprova pelo pico saliente do valor estimado para o final da betonagem nos registos da Figura 4.40.

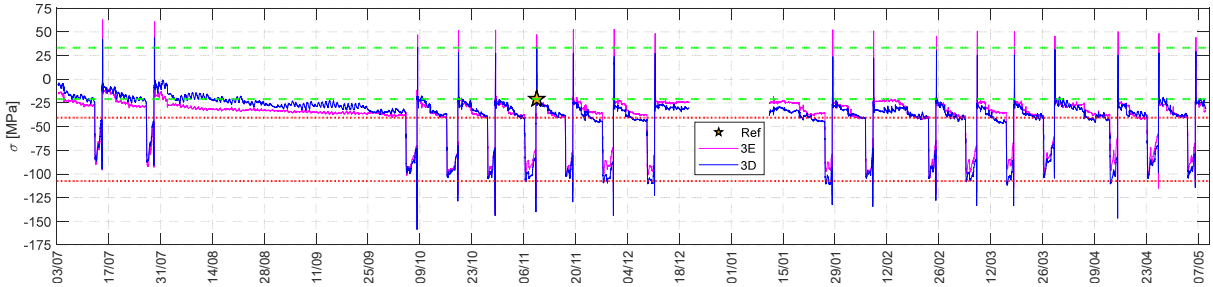

Figura 4.38: Evolução da tensão axial na posição 3E e 3D usando como referência o final do avanço para o vão 9

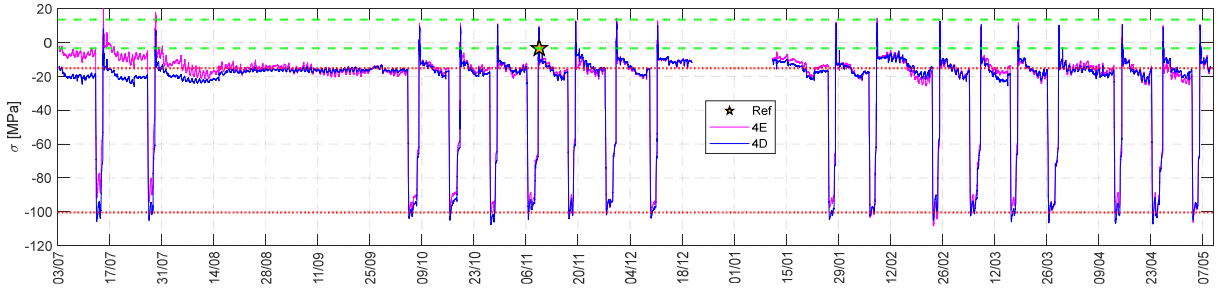

Figura 4.39: Evolução da tensão axial na posição 4E e 4D usando como referência o final do avanço para o vão 9

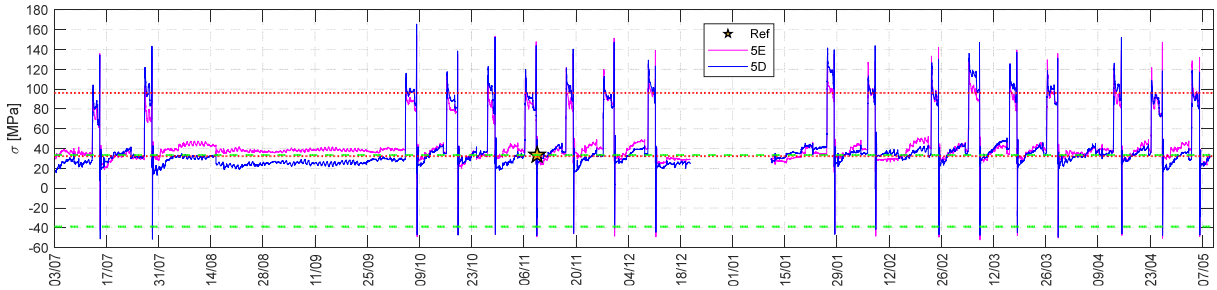

Figura 4.40: Evolução da tensão axial na posição 5E e 5D usando como referência o final do avanço para o vão 9

Na monitorização da zona entre os apoios de betonagem foram consideradas três secções da viga central: uma junto ao quarto dianteiro (posições 6 e 7, cuja evolução das tensões axiais se representa na Figura 4.41 e Figura 4.42, respectivamente), outra junto do meio-vão (a evolução das tensões axiais nas posições 8 e 9 está representada, respectivamente, na Figura 4.43 e Figura 4.44 e a evolução das tensões de corte na posição 9 está representada na Figura 4.46) e, por último, junto ao quanto traseiro (posição 11, cuja evolução da tensão axial se representa na Figura 4.45). A evolução das tensões nas posições do vão está alinhada com as estimativas numéricas, o que significa que o modelo numérico representa de forma bastante aproximada o comportamento real do cimbre e que as acções consideradas, nomeadamente as acções de peso próprio e de peso do betão do tabuleiro foram avaliadas de forma adequada. Para além disso, o comportamento do OPS no controlo das tensões na viga central durante a fase de betonagem foi também muito próximo do esperado. Tal como seria de esperar, a amplitude das tensões axiais na corda superior (posições 6, 8 e 11) é maior que na corda inferior (posições 7 e 9), uma vez que as cordas inferiores, para além do funcionamento axial de treliça clássica, têm também a esforços de corte e flexão que surgem quando a zona da corda inferior onde estão instalados os extensómetros passa sobre as rodas dos bogies, sendo por isso necessário prever uma maior reserva de capacidade nas cordas inferiores.

Na evolução das tensões, especialmente dos extensómetros instalados na corda superior, é possível identificar o momento em que o pórtico de tabuleiro é posto em carga através do degrau no patamar/rampa que existe entre a fase de avanço e a betonagem seguinte. No ciclo deste cimbre, a fase

de acerto de cofragem e a fase inicial de montagem das armaduras acontece com as três vigas do cimbre ligadas e apoiadas em torres de apoio montadas sobre as sapatas dos pilares da ponte. Posteriormente, de acordo com as conveniências dos trabalhos em obra, o pórtico de tabuleiro é montado e o apoio traseiro das vigas do cimbre é transferido da torre de apoio traseira para a suspensão das vigas directamente das suas cordas superiores, daí que seja mais notória na evolução das tensões nas cordas superiores. Para além disso, a influência da troca do apoio traseiro das vigas é gradualmente mais clara à medida que a posição dos extensómetros se aproxima do apoio traseiro (na posição 11 e posição 8 é mais visível o salto que na posição 6).

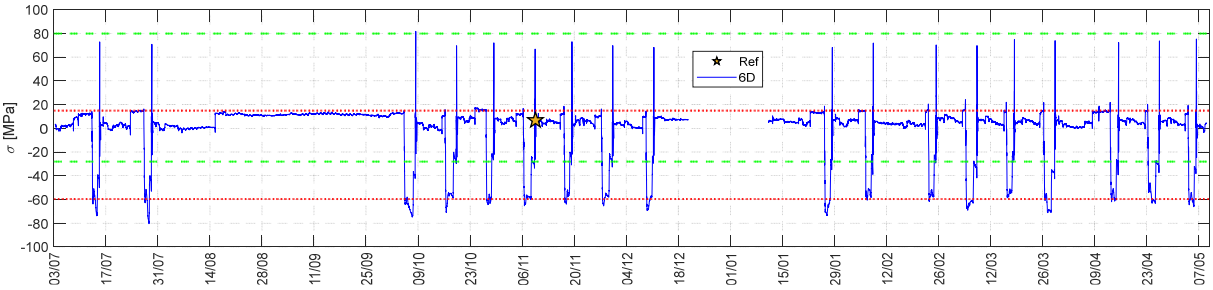

Figura 4.41: Evolução da tensão axial na posição 6D usando como referência o final do avanço para o vão 9

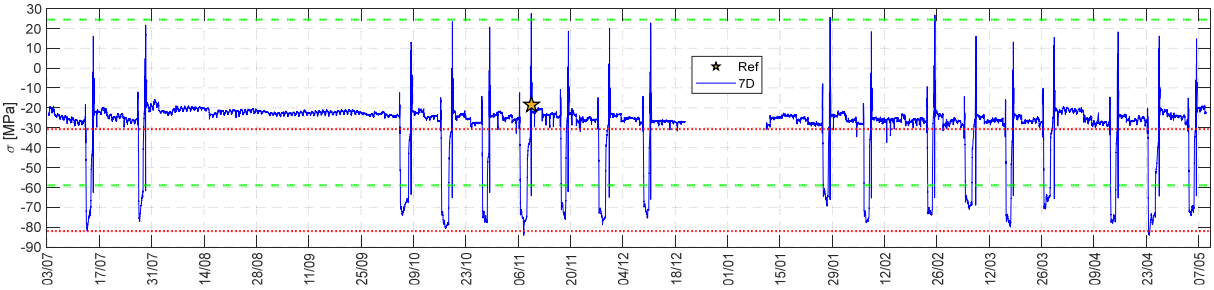

Figura 4.42: Evolução da tensão axial na posição 7D usando como referência o final do avanço para o vão 9

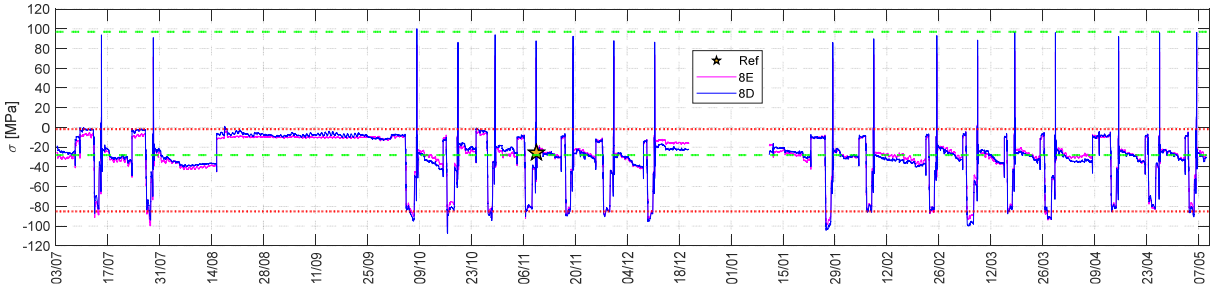

Figura 4.43: Evolução da tensão axial na posição 8E e 8D usando como referência o final do avanço para o vão 9

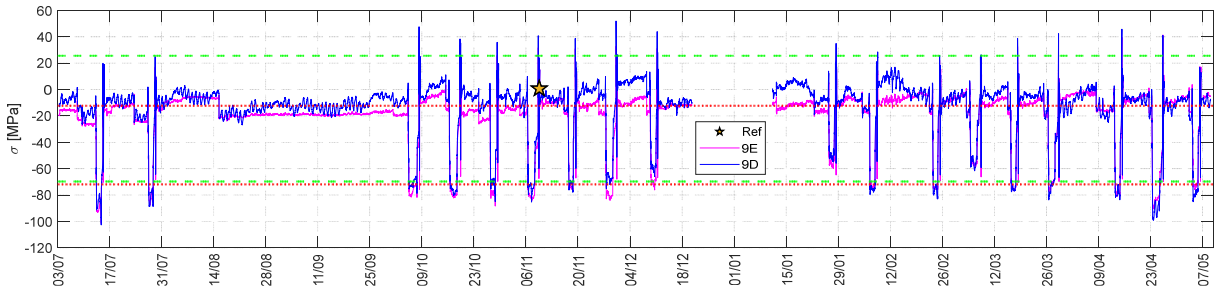

Figura 4.44: Evolução da tensão axial na posição 9E e 9D usando como referência o final do avanço para o vão 9

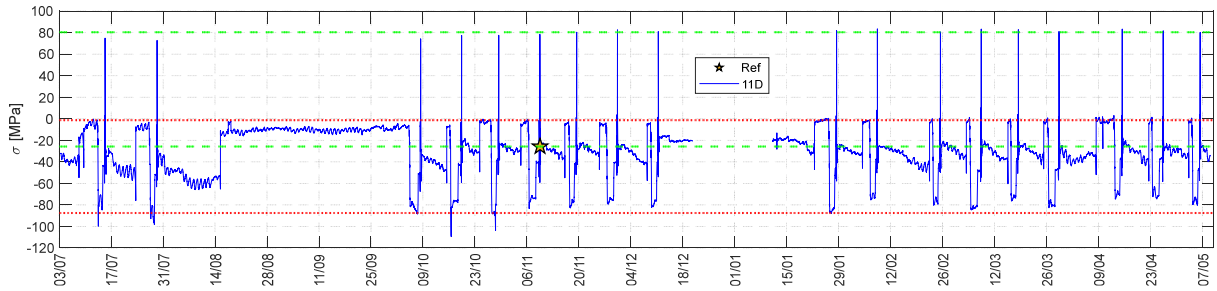

Figura 4.45: Evolução da tensão axial na posição 11D usando como referência o final do avanço para o vão 9

A tensão de corte nas cordas inferiores a meio-vão (posição 9, representada na Figura 4.46) é bastante próxima das estimativas numéricas, especialmente para a betonagem. Nesta zona, durante a betonagem, ao funcionamento axial da treliça é necessário adicionar o efeito de corte e flexão das forças introduzidas pelas escoras de desvio OPS nas cordas inferiores. Os picos de corte durante o avanço têm alguma variabilidade, provavelmente motivada pelas diferenças nas cotas das torres de apoio do cimbre, cujo exemplo mais claro é o avanço após o reforço das sapatas de apoio (ocorrido em 08/10/2020).

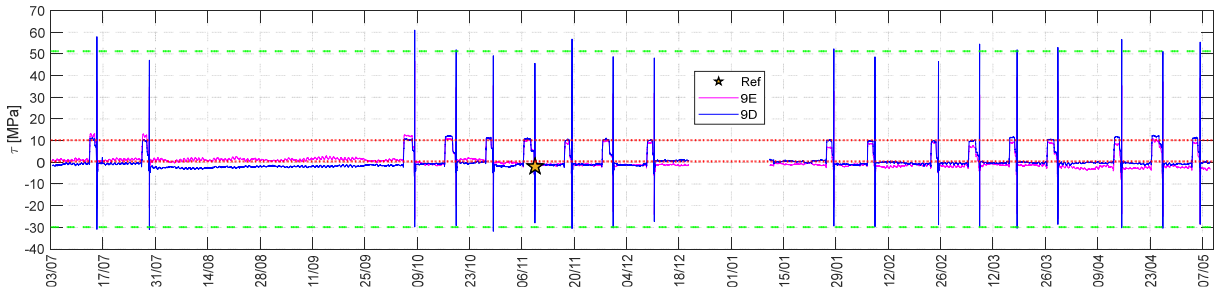

Figura 4.46: Evolução da tensão de corte na posição 9E e 9D usando como referência o final do avanço para o vão 9

Junto do apoio traseiro da fase de betonagem foram consideradas duas posições de extensómetros, na diagonal anterior (posição 13 cuja evolução de tensão axial se representa na Figura 4.47) e no montante da suspensão (posição 14, representada na Figura 4.48). Comparando os resultados da posição 13 nas treliças esquerda e direita, identifica-se um desfasamento de tensões quando o cimbre esteve posicionado no pilar que assentou, e que provavelmente originou um reajuste da viga central nas ligações das diagonais e montantes dos planos verticais (as ligações entre cordas são de topo e as ligações destas

às diagonais e montantes são de corte). Com excepção deste período, os registos da posição 13 são bastante semelhantes para ambas as treliças. Os resultados dos extensómetros junto do apoio traseiro de fase fixa são muito coerentes com a estimativa numérica. Durante a fase de avanço há a notar uma diferença em relação à estimativa mínima nos dois primeiros vãos para a posição 14, provavelmente associada ao reajuste da viga central já referido. No caso do extensómetro 13, há um desfasamento recorrente dos valores medidos em relação à estimativa mínima, que poderá estar relacionado com a geometria local da treliça (por exemplo o comprimento das barras adjacentes), alguma especificidade das ligações que não foi contemplada no modelo de cálculo (por exemplo a posição de aperto das ligações de corte) e a própria geometria global da viga central (que normalmente apresenta desvios ligeiros em relação à geometria teórica). O diagnóstico específico nestas situações é complexo e para obter a confirmação dos fenómenos envolvidos seria necessário fazer a modelação numérica da geometria real da viga central em conjunto com a monitorização de mais elementos da estrutura. De forma semelhante, estes mesmos fenómenos poderão estar também a contribuir para alguns desfasamentos verificados noutras posições.

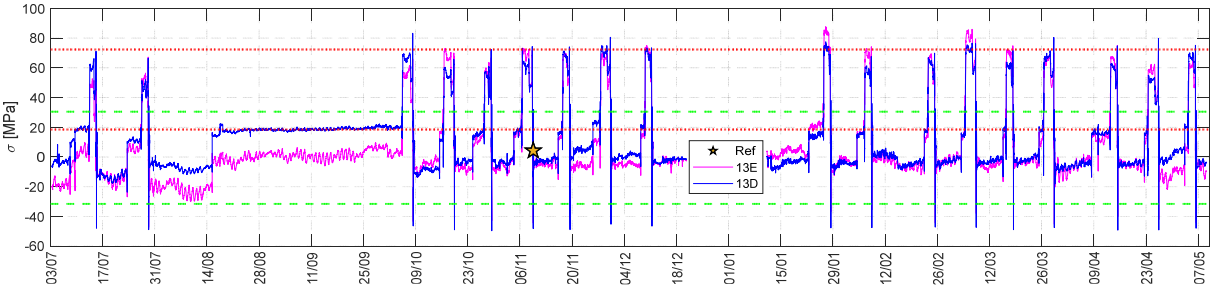

Figura 4.47: Evolução da tensão axial na posição 13E e 13D usando como referência o final do avanço para o vão 9

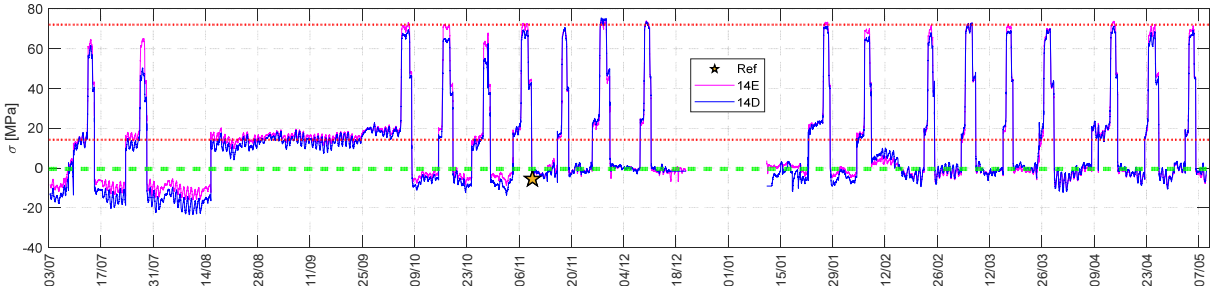

Figura 4.48: Evolução da tensão axial na posição 14E e 14D usando como referência o final do avanço para o vão 9

O extensómetro da posição 16 foi colocado com o objectivo de identificar o momento em que o apoio traseiro de fase fixa é transferido da torre de apoio para o pórtico de tabuleiro e vice-versa. O momento em que é montada a suspensão traseira no pórtico de tabuleiro, o esforço axial nesta posição deixa de ser próximo de zero porque a partir daí a zona da posição 16 passa a estar em consola (resultando em esforço de compressão na corda inferior) e o esforço de corte passa para valores próximos de zero. Nesse

momento, a corda inferior onde está instalado o extensómetro deixa de estar sujeita ao corte e flexão devido ao apoio na torre de apoio. A evolução do esforço axial e de corte da posição 16 está representada, respectivamente, na Figura 4.49 e Figura 4.50. Antes do assentamento do pilar que causou alguns reajustes na zona traseira da viga central, os esforços axiais e de corte registados afastam-se um pouco mais das estimativas numéricas.

Analisando em particular a montagem do pórtico traseiro no vão onde houve assentamento do pilar, verifica-se que há um pico muito significativo de tensão que não se verificou nos restantes vãos. Este pico resultou provavelmente do assentamento do pilar dianteiro que apenas se revelou no momento de colocação em carga do pórtico de tabuleiro, porque ao suspender as três vigas, a cofragem da travessa de pilar (ver a Figura 4.11) ficou nesta situação mais apertada entre o tabuleiro e a torre de apoio traseira, o que provavelmente levou a que parte do peso próprio das vigas laterais se tivesse transferido para a viga central, ao mesmo tempo que não permitiu que fosse transferido o apoio traseiro da viga central para o pórtico de tabuleiro. Este pico de tensão, apesar de ser bastante maior que o esperado, não é significativo em relação à capacidade dos elementos e não foram identificados quaisquer danos ou indícios de esforço excessivo na estrutura do cimbre.

Durante a fase em que a viga central está apoiada na torre de apoio traseira também se verificam tensões superiores à estimativa numérica porque, para atender às conveniências dos trabalhos em obra, o momento de montagem do pórtico de tabuleiro foi ajustado para atender às disponibilidades de meios e mão-de-obra. Assim, durante o acerto de cofragem e fase inicial de montagem de armadura, o apoio traseiro das vigas do cimbre foi nas torres de apoio e depois transferido para o pórtico de betonagem num momento anterior à betonagem. No dimensionamento estrutural foi validada a situação em que a totalidade da armadura seria montada com o apoio traseiro nas torres de apoio, sendo apenas requerido que durante a betonagem o apoio traseiro fosse no pórtico de tabuleiro. Para além disso, o ajuste da cofragem à geometria específica dos diversos vãos poderá também justificar as diferenças observadas nos níveis de tensão de corte observados nesta fase em que as três vigas estão ligadas entre si.

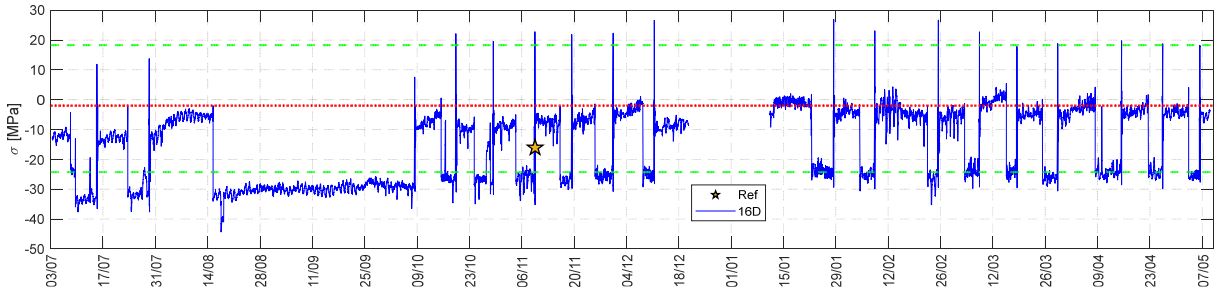

Figura 4.49: Evolução da tensão axial na posição 16D usando como referência o final do avanço para o vão 9

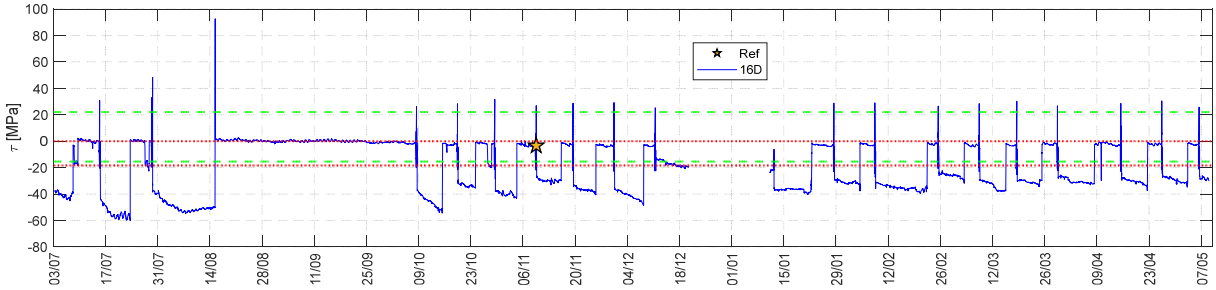

Figura 4.50: Evolução da tensão de corte na posição 16D usando como referência o final do avanço para o vão 9

4.3.3 COMPARAÇÃO COM O OPS

Usando os registos do extensómetro 17, instalado na zona da ancoragem activa OPS (ver a Figura 4.27), é possível obter uma estimativa da força OPS usando o modelo numérico para estabelecer uma relação entre as tensões na zona onde foi instalado o extensómetro 17 e a força OPS. Para analisar a ancoragem activa foi usado um modelo de elementos finitos semelhante ao do cimbre M1-70-S (detalhado no ponto 3.4.7). Na Figura 4.51 apresentam-se as cruzes de tensão representando as direcções principais com um detalhe da zona onde foi instalado o extensómetro 17 na ancoragem activa do OPS.

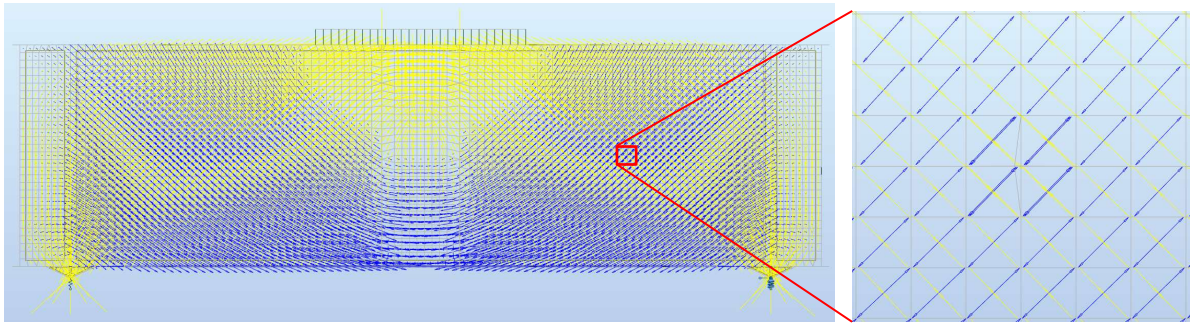

Figura 4.51: Cruzes de tensão (compressão a amarelo e tracção a azul) nas direcções principais

Considerando uma força OPS de 6460kN, correspondente ao valor máximo esperado no final da betonagem, é possível estabelecer as tensões numéricas na zona da peça onde foi instalado o extensómetro 17. Na Tabela 4.8 apresentam-se os valores correspondentes tendo em conta as tensões representadas na Figura 4.51 obtidas do modelo elástico e linear de elementos finitos.

Tabela 4.8: Tensões MEF para o ponto onde está instalado o extensómetro 14

Fase do ciclo de construção	Força Cil. OPS [kN]	σ_x [MPa]	σ_y [MPa]	τ_{xy} [MPa]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	τ_{max} [MPa]	θ [º]
Posicionamento	500	-0.95	-0.31	8.26	7.64	-8.90	8.27	46.12
Betonagem Completa	6460	-12.33	-3.96	106.75	98.69	-114.98	106.83	46.12

Tendo em conta que o valor da tensão de corte é significativamente maior, esta foi usada para a conversão dos valores de tensão de corte medida em força OPS. Representado em conjunto a estimativa

baseada nas tensões de corte e os valores de força OPS efectivamente medidos (representada na Figura 4.16), verifica-se uma sobreposição bastante boa de ambos (ver a Figura 4.52).

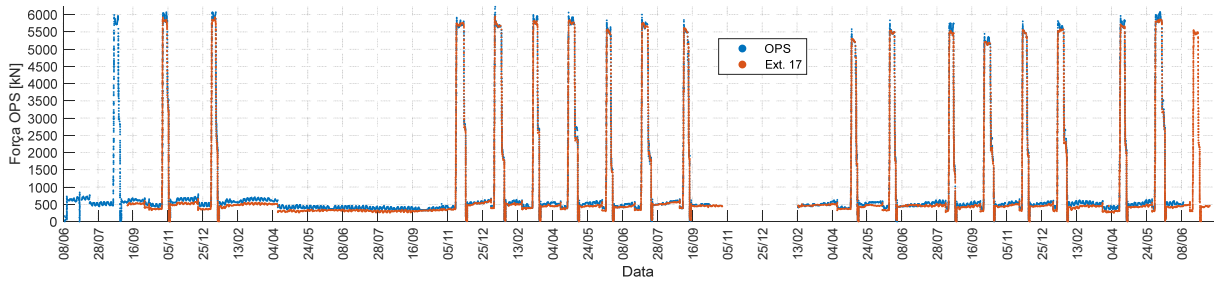

Figura 4.52: Comparação entre a força OPS medida e a resultante da conversão da tensão de corte do extensómetro 17

A partir da força OPS também é possível identificar o momento em que é feita a transferência do apoio traseiro para o pórtico de tabuleiro. Como o posicionamento do OPS é feito com o apoio traseiro na torre de apoio, quando é montado o pórtico de tabuleiro há um ligeiro afrouxamento dos cabos OPS que se repercute num ligeiro abaixamento da força OPS.

A força no final da betonagem foi ligeiramente diferente para os vários vãos, variando entre cerca de 5200kN e cerca de 5900kN, ficando sempre abaixo dos 6460kN estimados pelo modelo numérico (aproximadamente 80%-90% da estimativa numérica).

4.4 MEDIÇÕES DOS ACELERÓMETROS

4.4.1 ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

Nos dias 26/06/2020 e 27/06/2020, aproveitando o momento da instalação dos sensores no cimbre, foi feito um ensaio de vibração ambiental. Durante o ensaio foram instrumentados 19 pontos em 9 *setups*, usando como referência fixa o sensor Etna102 colocado no ponto 01 da Figura 4.53. Os sensores Etna103 e Etna104 foram colocados sucessivamente nos restantes pontos da Figura 4.53. A duração dos *setups* foi variável de acordo com a conveniência face aos trabalhos de instalação dos sensores, variando de 25min para o *setup* 1 até 13 horas e 40 minutos para o *setup* 7 (ver a Tabela 4.9). Como os *setups* tiveram durações bastante diversas, estes foram divididos em sub-*setups* com duração entre 15min e 30min.

Tabela 4.9: *Setups* do Ensaio de Vibração Ambiental

Setup	Etna 102	Etna 103	Etna 104	Duração total [min]	Número de sub-*setups*	Duração dos sub-*setups*
1	01	02L	02R	25	1	1 x 25min
2	01	04L	04R	30	2	2 x 15min
3	01	05L	05R	40	2	2 x 20min
4	01	06L	06R	75	4	3 x 20min + 1 x 15min
5	01	07L	07R	260	11	8 x 25min + 3 x 20min
6	01	08	09	65	4	1 x 20min + 3 x 15min
7	01	10	11	820	28	26 x 30min + 2 x 20min
8	01	12	13	190	8	6 x 25min + 2 x 20min
9	01	03	14	660	22	22 x 30min

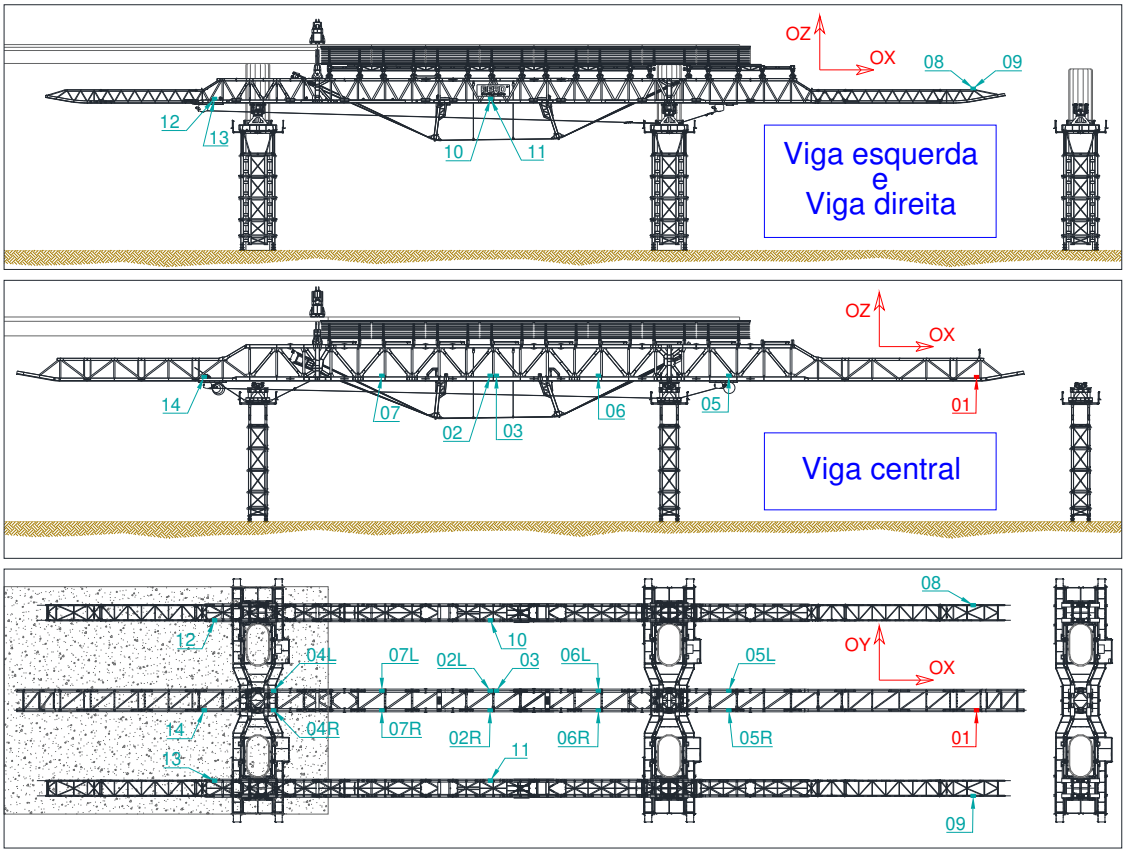

Figura 4.53: Pontos instrumentados no EVA: alçado (em cima) e planta (em baixo)

Por limitações de espaço e de acesso à corda inferior do cimbre, nos pontos 01 e 14 os acelerómetros foram colocados com os eixos OX e OY orientados na direcção oposta à da representada na Figura 4.53. Para homogeneizar a direcção dos eixos, as acelerações OX e OY dos registos dos pontos 01 e 14 foram transformadas nos seus simétricos em pós-processamento. Numa primeira abordagem aos dados, foi usado o método *Peak Picking* de forma semelhante ao descrito nos pontos 3.5.2 e 3.5.4 para o cimbre M1-70-S (Este e Oeste, respectivamente). No entanto, como o cimbre M38-I é composto por duas vigas

laterais iguais e uma viga central parecida com estas, surgiram várias situações de modos com frequências próximas, o que complicou a identificação modal por este método. Como alternativa foi usado o método FDD (descrito no ponto 2.5.3.2) e o método SSI-Cov (descrito no ponto 2.5.3.3). Uma vez que nos dados da direcção OX da Figura 4.53 foram identificados apenas modos com ordenadas modais significativas em OY e OZ, a análise centrou-se nas direcções OY e OZ tomadas em conjunto. De seguida, a tendência linear de cada um dos canais foi removida e a frequência de amostragem original de 50Hz foi decimada para 25Hz.

Na Figura 4.54 à esquerda representam-se os espectros dos 6 valores singulares obtidos pelo método FDD aplicado aos registos do *setup* 6 (neste *setup* foram instrumentados os pontos 01, 08 e 09 da Figura 4.53). Para frequências próximas de 2Hz surgem vários picos do espectro para os dois primeiros valores singulares (ver a Figura 4.54 à esquerda). Aplicando o método SSI-Cov aos mesmos dados verificam-se novamente alguns modos com frequências próximas (ver o diagrama de estabilização representado na Figura 4.54 à direita). O desfasamento máximo considerado foi $j = 100$ e os critérios de estabilidade considerados na foram: (i) variação de frequência de modos correspondentes inferior a 1% entre ordens consecutivas, (ii) variação de amortecimento de modos correspondentes inferior a 3% entre ordens consecutivas, (iii) coeficiente de amortecimento modal inferior a 5% e (iv) coeficiente MAC maior que 0.98 entre modos correspondentes de ordens consecutivas. Os *clusters* de modos de vibração foram definidos com uma distância máxima de 0.02 (ver a expressão (2.116)).

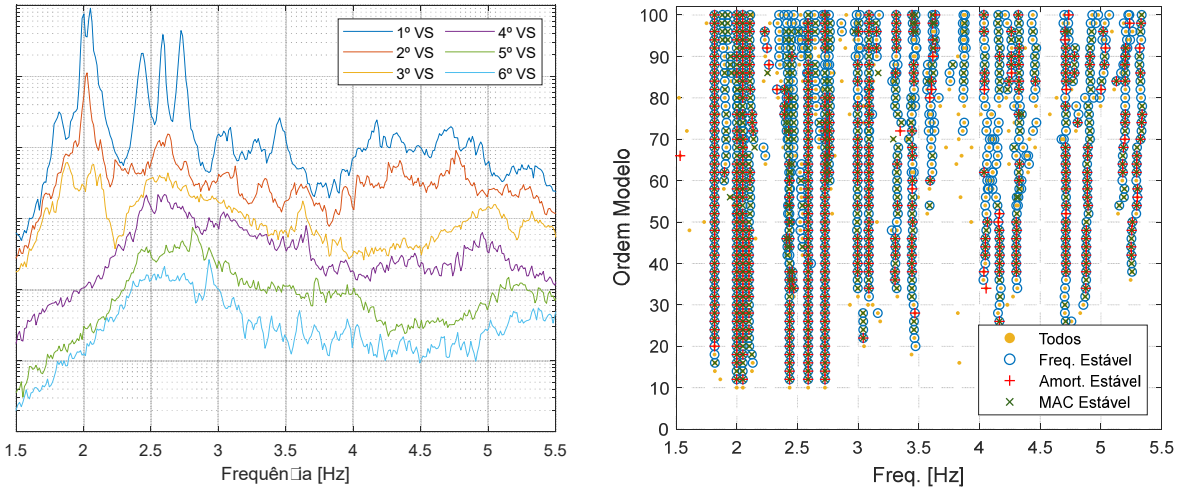

Figura 4.54: Espectros FDD do *setup* 6 (à esq.) e diagrama de estabilização SSI-Cov do *setup* 6 (à dir.)

Usando como base os quatro sub-*setups* do *setup* 6, na Tabela 4.10 representam-se as características dos modos identificados em pelo menos três desses sub-*setups*.

Tabela 4.10: Modos identificados pelo método SSI-Cov no *setup* 6

Modo	Freq. [Hz]	Amort [%]	102_Y	102_Z	103_Y	103_Z	104_Y	104_Z
EVA_6.1	1.815	1.77	0.70	-0.02	1.00	-0.10	0.93	-0.18
EVA_6.2	2.000	0.53	0.08	0.01	0.17	1.00	0.12	-0.63
EVA_6.3	2.051	0.52	-0.04	0.07	0.06	0.52	-0.12	1.00
EVA_6.4	2.106	1.64	0.11	0.03	0.33	-0.09	0.16	1.00
EVA_6.5	2.444	0.62	-0.26	-0.18	1.00	-0.23	-0.67	-0.10
EVA_6.6	2.588	0.38	-0.71	0.29	0.33	-0.08	1.00	0.07
EVA_6.7	2.728	0.52	0.14	1.00	0.17	-0.28	-0.37	-0.29
EVA_6.8	3.087	0.87	0.21	1.00	0.14	0.20	-0.04	0.85
EVA_6.9	3.466	1.49	0.14	0.13	0.09	-0.09	0.07	1.00
EVA_6.10	4.706	1.61	-0.26	-0.08	-0.11	-0.40	-0.21	1.00
EVA_6.11	4.867	2.00	0.16	0.43	0.20	1.00	-0.13	0.65

Para agregar a informação de múltiplos *setups* num único *setup* pseudo-simultâneo, podem ser adoptadas diversas estratégias (ver o ponto 2.5.3). Foram testadas as várias abordagens, mas a que se revelou mais eficaz foi a abordagem clássica – PoSER, que segue a sequência identificação – normalização – agregação. O primeiro passo, a identificação modal pelo método SSI-Cov, seguiu os mesmos critérios da Figura 4.54 à direita aplicados a todos sub-setups da Tabela 4.9. Na Figura 4.55 à esquerda representam-se as frequências modais identificadas nos vários *setups* do ensaio de vibração ambiental. O tamanho dos pontos da Figura 4.55 está relacionado com o tamanho dos *clusters* do modo correspondente. Verifica-se que os *clusters* são maiores para frequências menores, o que indica que a identificação modal é mais fácil para estas frequências. Na Figura 4.55 à direita representa-se o coeficiente de amortecimento modal em função da correspondente frequência modal. Apesar da dispersão de amortecimento, é possível distinguir as várias nuvens de pontos associadas modos de vibração.

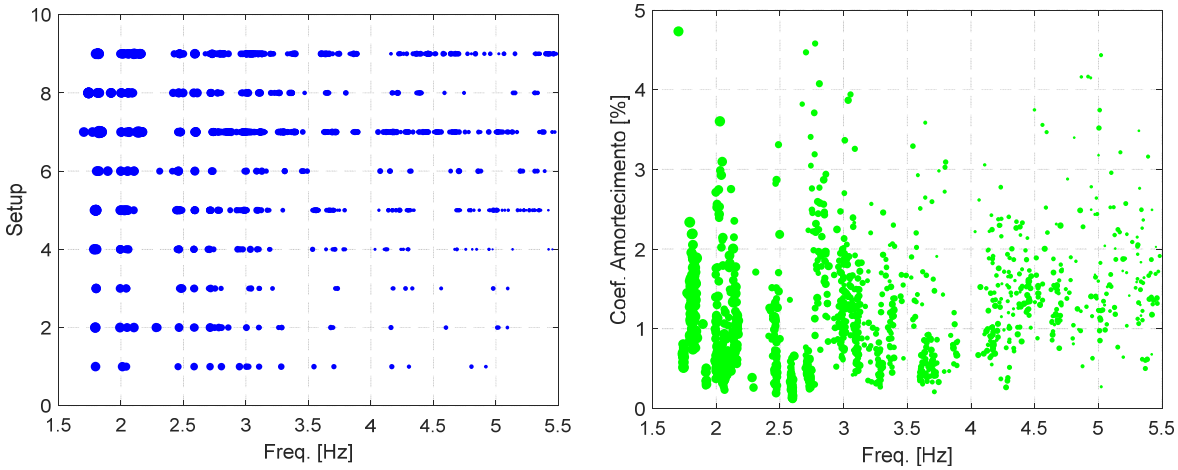

Figura 4.55: Frequências modais obtidas nos vários *setups* de ensaio (à esq.) e coeficientes de amortecimento modais obtidos em função da frequência modal (à dir.)

A normalização foi feita com base na ordenadas modais do ponto 01 da Figura 4.53, sendo as ordenadas dos restantes pontos foram convertidas usando a ordenada OY ou OZ do ponto 01 (foi escolhida a ordenada com maior valor absoluto). Da agregação dos vários sub-setups resultaram os modos de vibração detalhados na Tabela 4.11. A taxa indicada corresponde ao rácio de sub-*setups* em que foi identificado o modo. Nalguns modos, como por exemplo o modo EVA.3, o uso da referência no ponto 01 da Figura 4.53 não é muito adequado para a caracterização da configuração modal porque a ordenada modal neste ponto para este modo é baixa (ver o modo EVA_6.3 da Tabela 4.10). No entanto, como o modo envolve essencialmente a flexão vertical dos narizes dianteiros das vigas exteriores, o *setup* 6, onde foram monitorizados em simultâneo os narizes das três vigas, permite uma caracterização razoável da configuração do modo.

Tabela 4.11: Modos identificados no ensaio de vibração ambiental

Modo	Taxa Identificação	Freq. [Hz]	Amort. [%]	Natureza do Modo
EVA.1	74%	1.814	1.32	Flexão transversal nariz dianteiro das três vigas (mesmo sentido)
EVA.2	45%	1.962	1.09	Flexão vertical narizes dianteiros das vigas exteriores (sentidos opostos)
EVA.3	37%	2.054	0.51	Flexão vertical narizes dianteiros das vigas exteriores (mesmo sentido)
EVA.4	61%	2.464	0.75	Flexão transversal narizes dianteiros das vigas exteriores (sentidos opostos)
EVA.5	99%	2.592	0.31	Flexão transversal nariz dianteiro viga esquerda + flexão transversal / torção nariz dianteiro viga central
EVA.6	100%	2.727	0.43	Flexão vertical nariz dianteiro viga central + torção nariz dianteiro vigas exteriores
EVA.7	16%	3.001	1.68	Torção do nariz dianteiro viga central
EVA.8	23%	3.102	0.68	Flexão vertical nariz dianteiro viga central + flexão vertical nariz dianteiro vigas esquerda
EVA.9	23%	3.378	1.08	Flexão transversal nariz traseiro vigas exteriores + torção nariz dianteiro viga central
EVA.10	13%	3.693	0.49	Flexão vertical viga central (nariz dianteiro + corpo central + nariz traseiro)
EVA.11	13%	4.182	1.21	Flexão transversal viga central (nariz dianteiro + corpo central + nariz traseiro)
EVA.12	38%	4.460	1.47	Flexão vertical nariz dianteiro viga central + flexão vertical corpo central vigas exteriores

As configurações modais dos modos EVA.1, EVA.3, EVA.5 e EVA.6 estão representadas na Figura 4.56. De uma forma geral, como o corpo central das três vigas está ligado e funciona em conjunto, sendo por isso bastante rígido, os modos com maior taxa de identificação estão associados à flexão/torção dos narizes dianteiros das três vigas do cimbre. Apesar de apresentar uma taxa de identificação modesta e em grande medida ligada ao *setup* 6, o modo EVA.3 foi incluído nesta representação por ser muito relevante em análises subsequentes (ver os pontos 4.4.4 e 4.4.5). Por estar associado a baixas ordenadas modais no ponto usado como referência (ponto 01 da Figura 4.53), a configuração modal do modo EVA.3 poderá ser menos rigorosa.

As mudanças estruturais significativas do cimbre M38-I ao longo do ciclo de construção, como a montagem do pórtico de tabuleiro e a ligação/desligação das três vigas, podem levar ao aparecimento de outros modos de vibração significativos que não tenham sido captados durante o EVA porque este foi realizado com as três vigas ligadas, o pórtico de tabuleiro montado e as escoras OPS armadas – esta é uma das configurações mais representativas do cimbre.

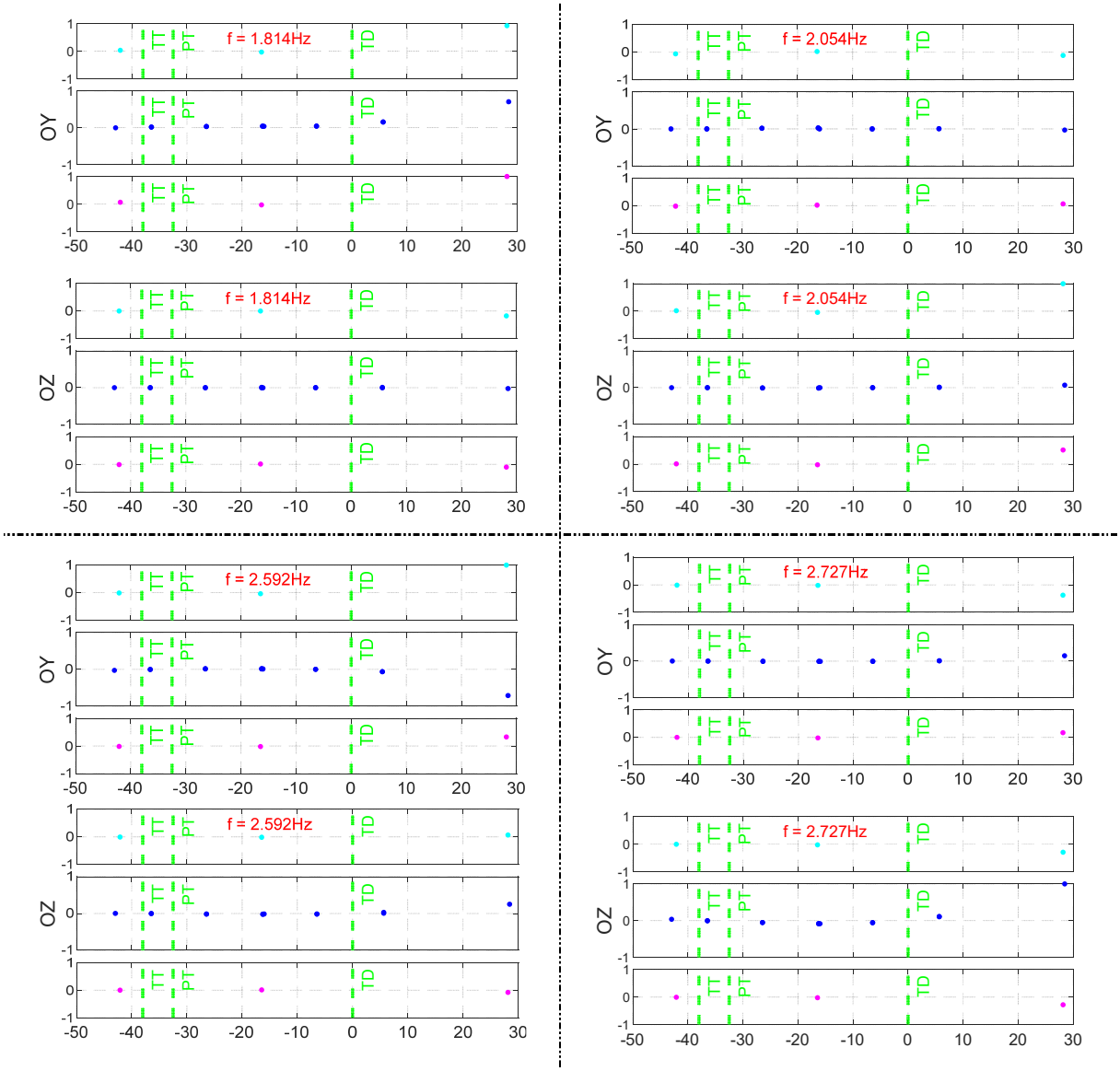

Figura 4.56: Configurações modais do modo EVA.1 (em cima à esq.), EVA.3 (em cima à dir.), EVA.5 (em baixo à esq.) e EVA.6 (em baixo à dir.)

4.4.2 DISPOSIÇÃO DOS SISMÓGRAFOS

Os sismógrafos usados na instrumentação do M38-I foram os mesmos que foram usados no M1-70-S (descritos no ponto 3.5.1). Como as caixas dos sismógrafos estão ligadas entre si através de cabos Ethernet, a disposição dos sismógrafos ficou limitada a uma das vigas para evitar a necessidade de desligar estes cabos sempre que as vigas do cimbre fossem desligadas para o avanço longitudinal. Assim, a opção foi colocar os sismógrafos na viga central do cimbre porque esta suporta a maior parte do peso do tabuleiro da ponte. Na Figura 4.57 representa-se a localização dos acelerómetros no cimbre M38-I.

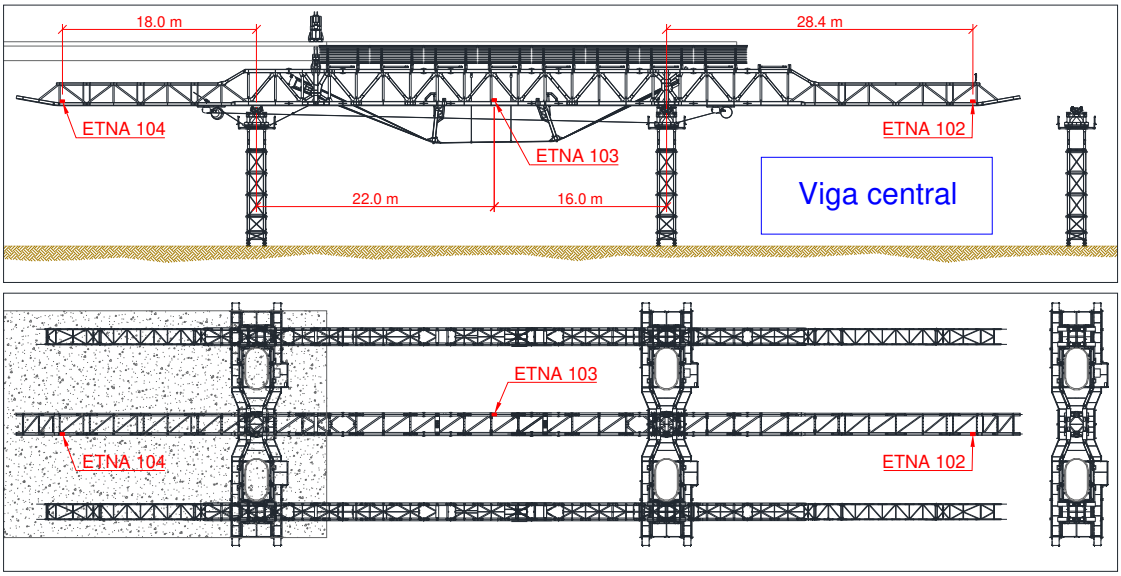

Figura 4.57: Localização dos acelerómetros na estrutura do M38-I

Para a fase de monitorização contínua, os sismógrafos foram distribuídos pelas três zonas da viga central (nariz dianteiro, corpo central e nariz traseiro). Pelos resultados do EVA, é provável que os modos mais relevantes estejam mais concentrados no nariz dianteiro. A opção por colocar todos os sismógrafos na viga central foi adoptada por ser basicamente uma remontagem do sistema tal como havia sido usado no cimbre M1-70-S. Uma vez que a preparação da montagem e a própria instalação no cimbre M38-I ocorreu num período com diversas restrições relacionadas com a situação pandémica – a desmontagem no cimbre M1-70-S foi em meados de Março de 2020 e a montagem no cimbre M38-I foi no final de Junho de 2020, não houve oportunidade de ajustar adequadamente o sistema às especificidades do cimbre M38-I, que provavelmente aconselharia a que fosse colocado um sismógrafo no nariz dianteiro de cada uma das vigas do cimbre. Sendo necessário providenciar um cabo eléctrico e um cabo Ethernet ligado a um router a cada um dos sismógrafos, a colocação de um sismógrafo em cada viga do cimbre iria obrigar à colocação três sistemas eléctricos e de rede independentes (para evitar a desligação antes do avanço e nova ligação após o avanço do cimbre) em vez de apenas um sistema eléctrico e de rede que serve os três sismógrafos.

4.4.3 NÍVEL DE VIBRAÇÃO

Os valores de aceleração registados no M38-I foram da mesma ordem de gradeza dos que haviam sido verificados no cimbre M1-70-S (ver o ponto 3.5.5), e neste caso também bastante dependentes da existência de trabalhos em obra. Na Figura 4.58 representa-se a aceleração vertical registada em dois intervalos de uma hora no dia 26/10/2020 – à esquerda para o intervalo 6:00-7:00 e à direita para o intervalo 00:00-01:00, o primeiro período com trabalhos e o segundo sem trabalhos. Verifica-se que a aceleração vertical dos narizes é maior que a do corpo central da viga, sendo que a aceleração vertical do nariz dianteiro é a maior de todas.

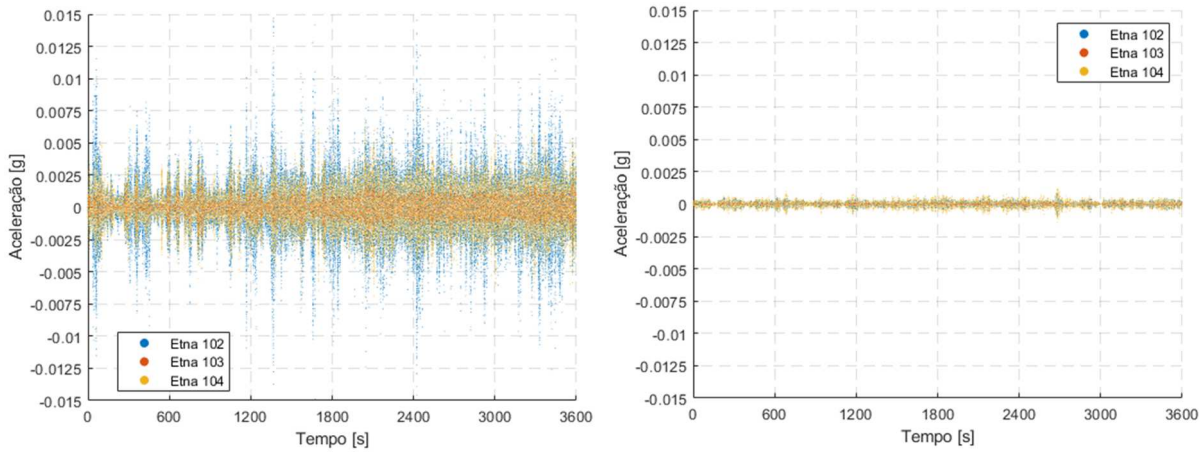

Figura 4.58: Aceleração 26/10/2020 06:00 – 07:00 (à esq.) e aceleração 26/10/2020 00:00 – 01:00 (à dir.)

Considerando o nível de vibração ao longo de todo o período de monitorização, representa-se na Figura 4.59 a média dos RMS da aceleração vertical para períodos de 5 minutos dos três sismógrafos. Verifica-se que é possível identificar os períodos de trabalho em obra (os fins de semana, as horas de entrada e saída, e as pausas de almoço e a meio da manhã), a mudança de hora de Verão para hora de Inverno em 25/10/2020 e a mudança da hora de Inverno para hora de Verão em 28/03/2021. Durante os meses de Agosto e Setembro é possível identificar o intervalo em que foram suspensos os trabalhos de construção com o cimbre para que fosse reforçada a sapata onde estava instalado o apoio dianteiro do cimbre. Esta necessidade de reforço foi detectada após a observação de assentamentos significativos na sapata ainda antes da betonagem desse vão de tabuleiro.

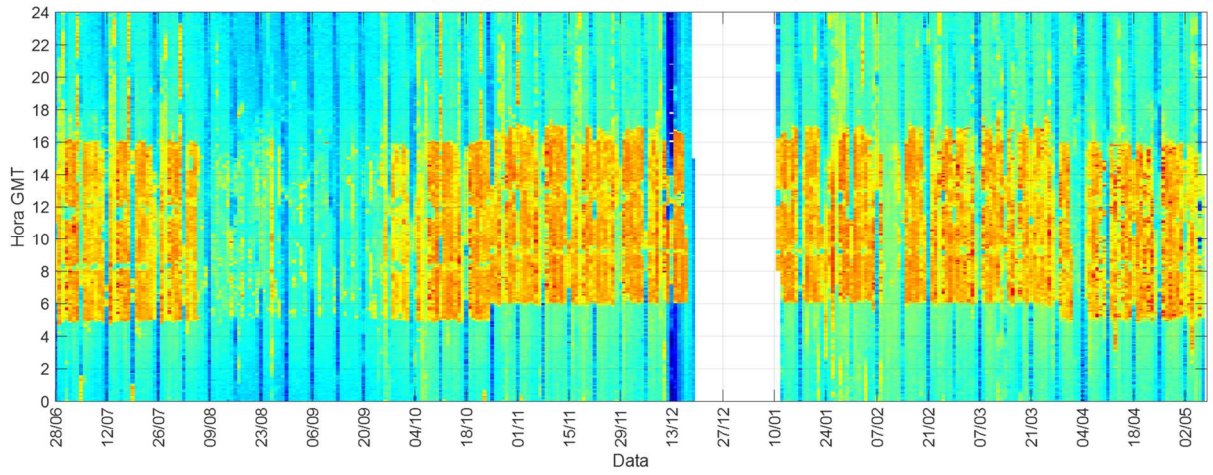

Figura 4.59: Média de RMS da aceleração dos sismógrafos na direcção vertical

Tomando a média dos RMS da aceleração longitudinal dos três sismógrafos (ver a Figura 4.60), é possível identificar os momentos de avanço longitudinal através dos picos de aceleração longitudinal (zonas avermelhadas da Figura 4.60).

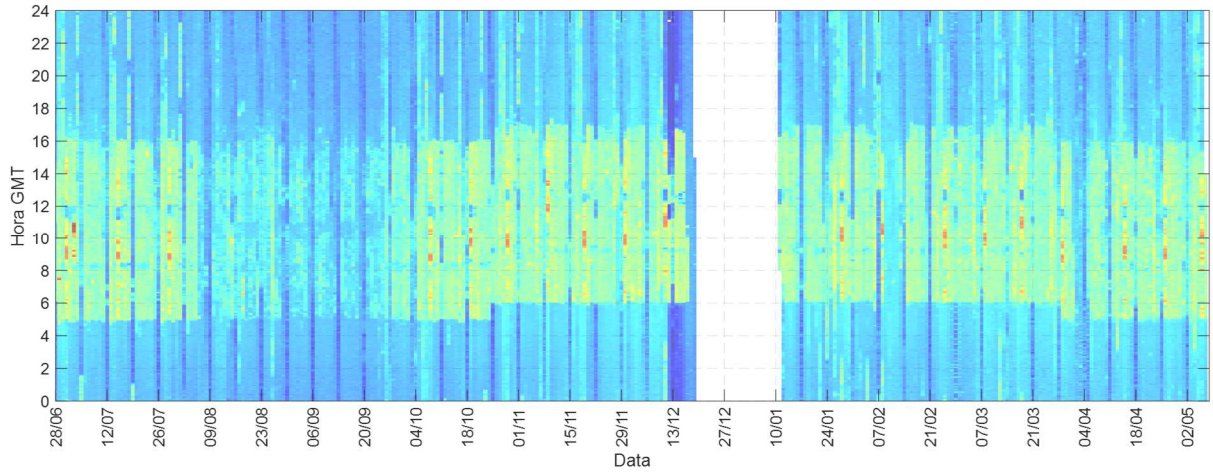

Figura 4.60: Média de RMS da aceleração dos sismógrafos na direcção longitudinal

A influência do vento no nível de vibração está representada na Figura 4.61 em função da velocidade registada pelo anemómetro 2. Esta influência é diminuta, especialmente para o sismógrafo Etna 103 que está colocado no centro do cimbre, numa zona muito rígida e completamente protegida da acção do vento. Para os acelerómetros instalados nos narizes esta influência é ligeiramente superior, mas ainda assim muito pouco significativa.

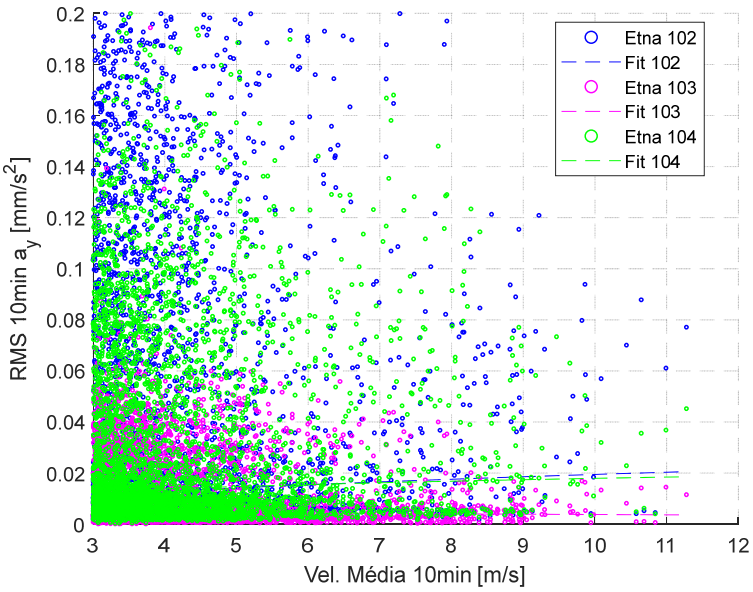

Figura 4.61: RMS 10 min da aceleração transversal em função da velocidade média 10min medida pelo anemómetro 2

A menor influência do vento nos níveis de vibração deste cimbre está relacionada com as suas características particulares em comparação com as do cimbre M1-70-S. Para além de estar bastante protegido pelo tabuleiro dos ventos dominantes, não houve registo de ventos fortes durante a construção. Adicionalmente, por ser menos flexível – a primeira frequência do cimbre M38-I (ver a Tabela 4.11) é maior que as três primeiras frequências do cimbre M1-70-S (ver a Tabela 3.26), pelo que a própria tendência para o cimbre M38-I vibrar é menor.

4.4.4 Análise no Domínio da Frequência

Na análise da evolução dos parâmetros modais no domínio da frequência foi usado o Método da Decomposição no Domínio da Frequência (descrito no ponto 2.5.3.2). Considerando os bons resultados obtidos para o cimbre M1-70-S, a primeira abordagem foi analisar a direcção transversal (OY) e vertical (OZ) em conjunto. Na Figura 4.62 representam-se os espectros dos 6 valores singulares para os dados do dia 26/10/2020 (à esquerda das 06:00 às 07:00 e à direita das 00:00 às 01:00, com e sem trabalhos em obra, respectivamente). A análise preliminar indicia que pode haver interesse na consideração dos 3 ou 4 primeiros valores singulares. Em relação ao que havia sido observado no cimbre M1-70-S (ver o ponto 3.5.6), no cimbre M38-I há uma diferença maior nos espectros obtidos para períodos com e sem trabalhos em obra.

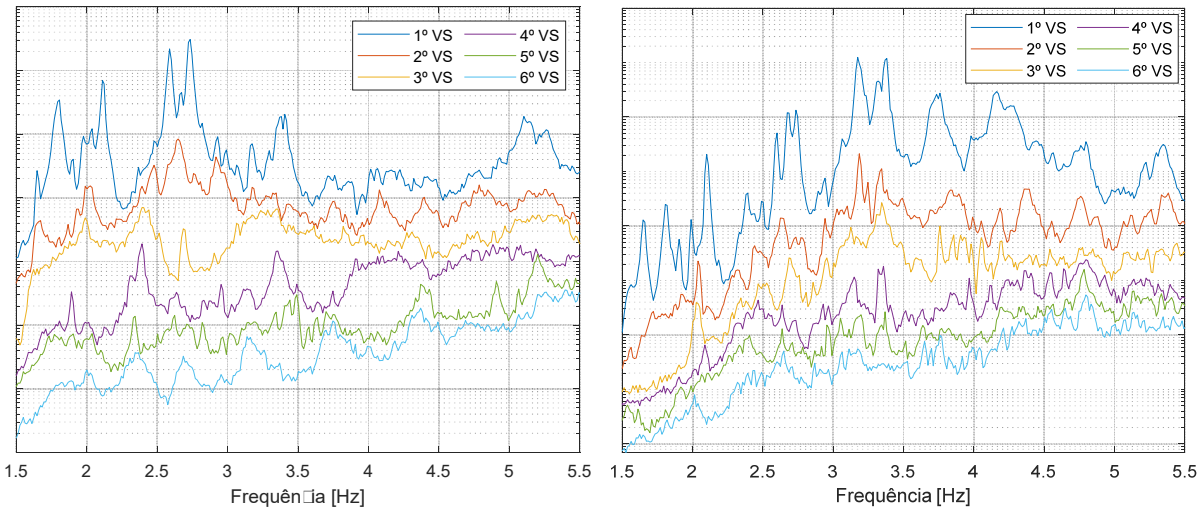

Figura 4.62: Espectros FDD OY&OZ para 26/10/2020 06:00 – 07:00 (à esq.) e 26/10/2020 00:00 – 01:00 (à dir.)

De forma a compreender melhor a influência da direcção analisada, foram testadas análises separadas para a direcção transversal e para a direcção vertical. Na Figura 4.63 são representados os espectros dos três primeiros valores singulares para os mesmos períodos do dia 26/10/2020 apenas para as acelerações transversais e na Figura 4.64 os espectros correspondentes para as acelerações verticais. Da análise isolada para cada uma das direcções, resulta novamente que um maior nível de excitação da estrutura durante as fases de trabalho do cimbre conduz a espectros com modos mais facilmente identificáveis. Adicionalmente, a caracterização e seguimento de modos de vibração específicos parece ser mais fácil a partir dos espectros na direcção vertical porque os picos estão mais separados.

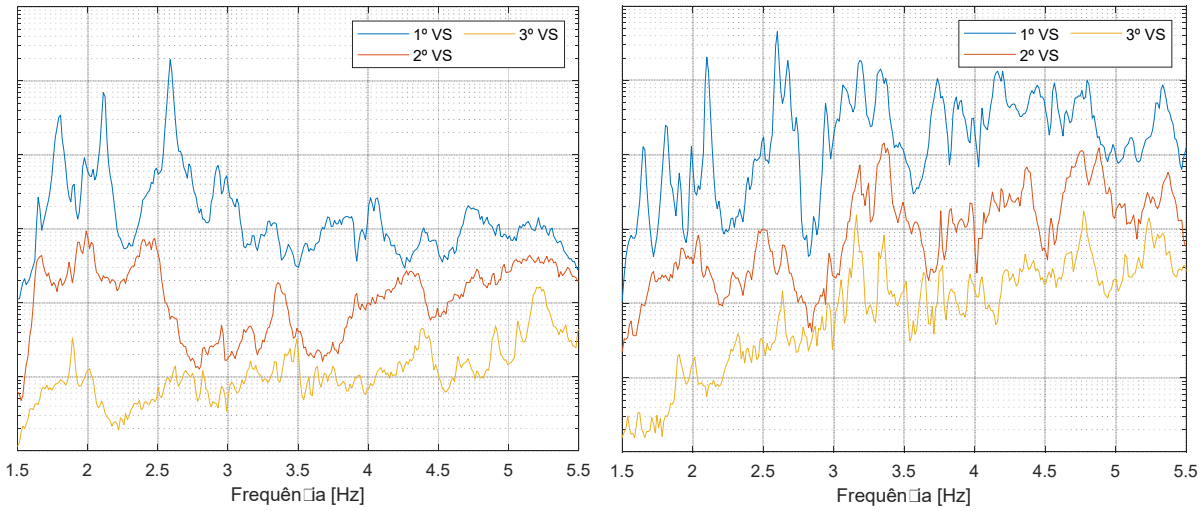

Figura 4.63: Espectros FDD OY para 26/10/2020 06:00 – 07:00 (à esq.) e 26/10/2020 00:00 – 01:00 (à dir.)

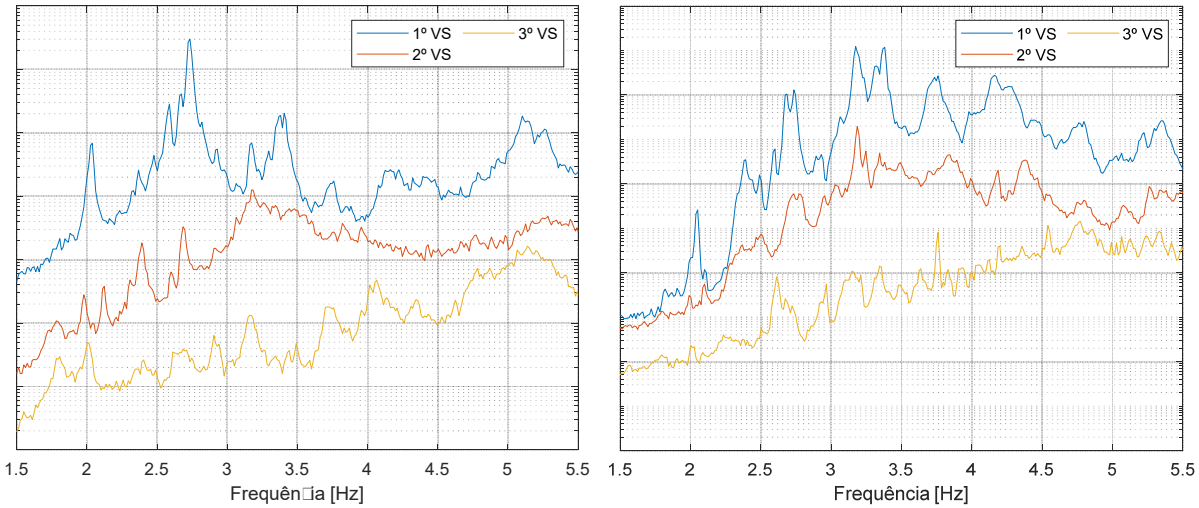

Figura 4.64: Espectros FDD OZ para 26/10/2020 06:00 – 07:00 (à esq.) e 26/10/2020 00:00 – 01:00 (à dir.)

Para perceber como evolui a frequência dos vários modos ao longo do tempo, representam-se na Figura 4.65 os espectros do primeiro valor singular para os dados de aceleração dos meses de Outubro e Novembro de 2020. Durante este período houve 6 betonagens e 6 avanços, todos identificáveis nos espectros. No entanto, a identificação destas operações num modo específico é bastante mais clara na evolução dos espectros na direcção vertical (Figura 4.65 a meio). Por exemplo, para a frequência próxima de 2 Hz, há uma redução significativa da frequência na fase inicial da betonagem, que é seguida de um incremento gradual da frequência, até que é atingido um patamar de frequência. Na fase de avanço, a frequência parte desse patamar e após alguma oscilação, regressa ao nível de frequência observado antes da betonagem do vão anterior. Este tipo de evolução já se havia verificado na análise dos dados do cimbre M1-70-S (ver o ponto 3.5.6). Considerando os resultados do ensaio de vibração ambiental, o modo com frequência próxima de $2Hz$ – corresponde ao modo EVA.3 da Tabela 4.11, não seria o candidato mais evidente para fazer o seguimento ao longo da operação do cimbre, nomeadamente a betonagem e as primeiras idades do betão, porque este modo está associado à flexão vertical dos narizes dianteiros das vigas exteriores. No entanto, os modos mais promissores do ensaio de vibração ambiental (EVA.5 e EVA.6 da Tabela 4.11) estão numa banda de frequência restrita que inclui vários modos, o que origina a influência mútua e miscigenação quando as frequências modais variam durante a betonagem e primeiras idades do betão.

Neste cimbre há ainda um salto significativo do valor de algumas frequências no momento de montagem do pórtico de tabuleiro, observável na evolução dos espectros verticais (Figura 4.65 a meio) onde há uma transição do pico de frequência próximo de $3.5Hz$ para valores próximos de $4Hz$.

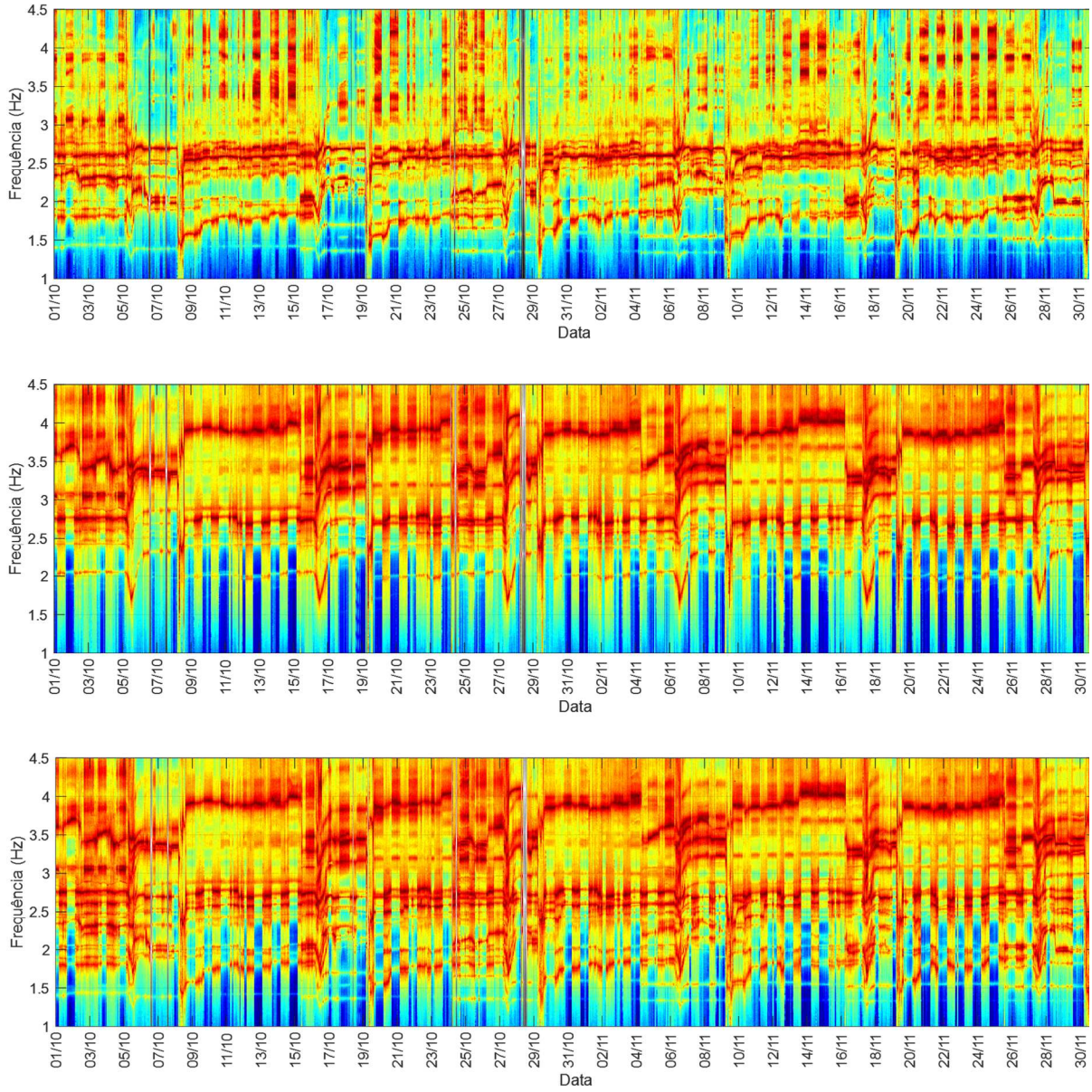

Figura 4.65: Espectros FDD entre 01/10 e 31/11 para a direcção OY (em cima) para a direcção OZ (a meio) e para as direcções OY e OZ em conjunto (em baixo)

A densidade de picos de frequência, particularmente na zona dos $2.5Hz$, faz com que mesmo para a frequência em torno de $2Hz$ seja difícil distinguir de forma clara a sua evolução ao longo do ciclo, especialmente o patamar superior associado às primeiras idades do betão do tabuleiro (ver a Figura 4.66).

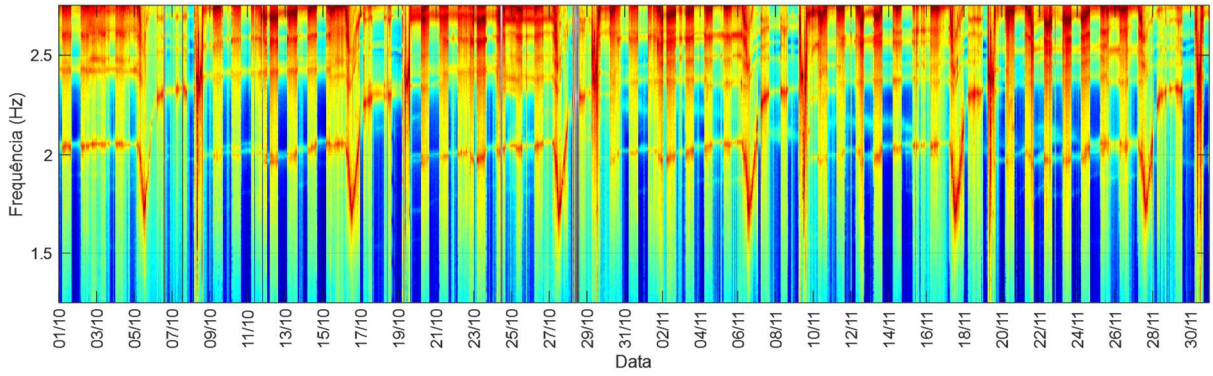

Figura 4.66: Detalhe dos espectros FDD entre 01/10 e 31/11 para a direcção OZ entre 1.25Hz e 2.75Hz

Para facilitar o seguimento deste modo, foram testados vários filtros passa-banda a aplicar aos espectros com o objectivo de os atenuar fora da banda de interesse deste modo. Como o patamar do modo após a betonagem está practicamente alinhado com o patamar de outro modo antes da betonagem do tabuleiro, a opção foi por usar dois filtros diferentes, um antes da betonagem e outro após a betonagem. Em ambos os casos foram usados filtros Chebysheb tipo II de ordem 12 por serem um bom compromisso entre a rapidez da queda entre a banda passante e a banda atenuada (*roll-off* na terminologia inglesa) e a ondulação na banda passante (*ripple* na terminologia inglesa). Foi considerada uma atenuação de 20dB, o que corresponde a uma atenuação mínima de 90% (a banda atenuada tem ondulação com um valor máximo de 10% da banda passante). Da análise de várias frequências de corte, foi escolhida uma banda passante entre $1.5Hz$ e $2.45Hz$ para o filtro antes da betonagem e entre $1.5Hz$ e $2.6Hz$ para o filtro compreendido entre o início da betonagem e o final do avanço do cimbre. Na Figura 4.67 representa-se a mesma gama de frequências dos espectros após a aplicação dos filtros. Nesta representação a evolução da frequência do modo é bastante mais perceptível.

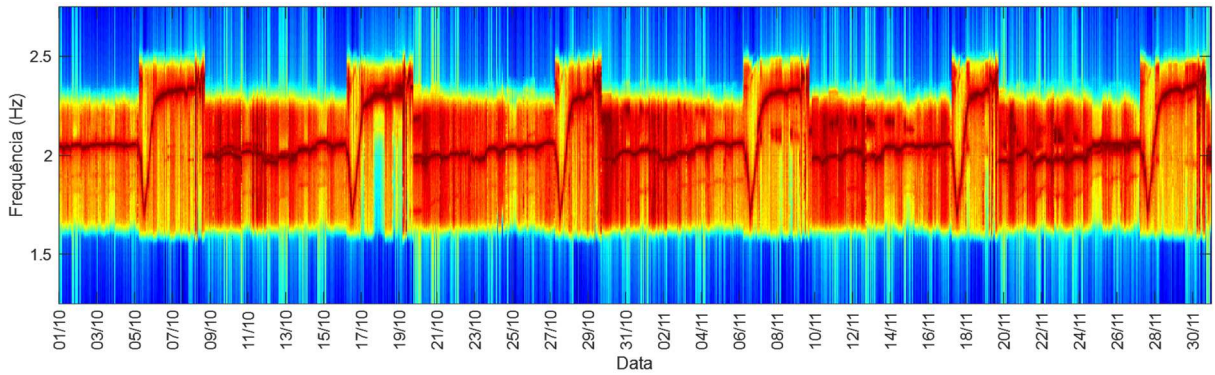

Figura 4.67: Detalhe dos espectros FDD entre 01/10 e 31/11 para a direcção OZ entre 1.25Hz e 2.75Hz com aplicação de filtros passa-banda

4.4.5 Análise no Domínio do Tempo

A análise dos dados de aceleração no domínio do tempo foi feita pelo método SSI-Cov (ver o ponto 2.5.3.3). Para escolher os parâmetros do método, foram seleccionados ficheiros representativos da

situação anterior à betonagem e durante as primeiras idades do betão. Em ambos foi escolhido um período com um nível de vibração elevado e outro com um nível de vibração baixo. Em coerência com a Figura 4.58, foi escolhido o dia 26/10/2020 06:00 – 07:00 e 26/10/2020 00:00 – 01:00 para a fase anterior à betonagem. Na Figura 4.68 representa-se o diagrama de estabilidade considerando as acelerações transversais (OY) e verticais (OZ) dos três sismógrafos, um desfasamento máximo da correlação de 100 e usando como critérios de estabilidade: (i) uma variação de frequência de modos correspondentes inferior a 1% entre ordens consecutivas, (ii) uma variação de amortecimento de modos correspondentes inferior a 5% entre ordens consecutivas, (iii) um coeficiente de amortecimento modal inferior a 5% e (iv) um coeficiente MAC maior que 0.98 entre modos correspondentes de ordens consecutivas. Na Figura 4.68 representam-se também as frequências dos modos EVA.3, EVA.4, EVA.5 e EVA.6 do ensaio de vibração ambiental. Para níveis de vibração mais elevados, os modos EVA.3, EVA.4, EVA.5 e EVA.6 foram todos identificados (Figura 4.68 à esquerda). Para níveis de vibração menores, apenas os modos EVA.5 e EVA.6 foram identificados (Figura 4.68 à direita).

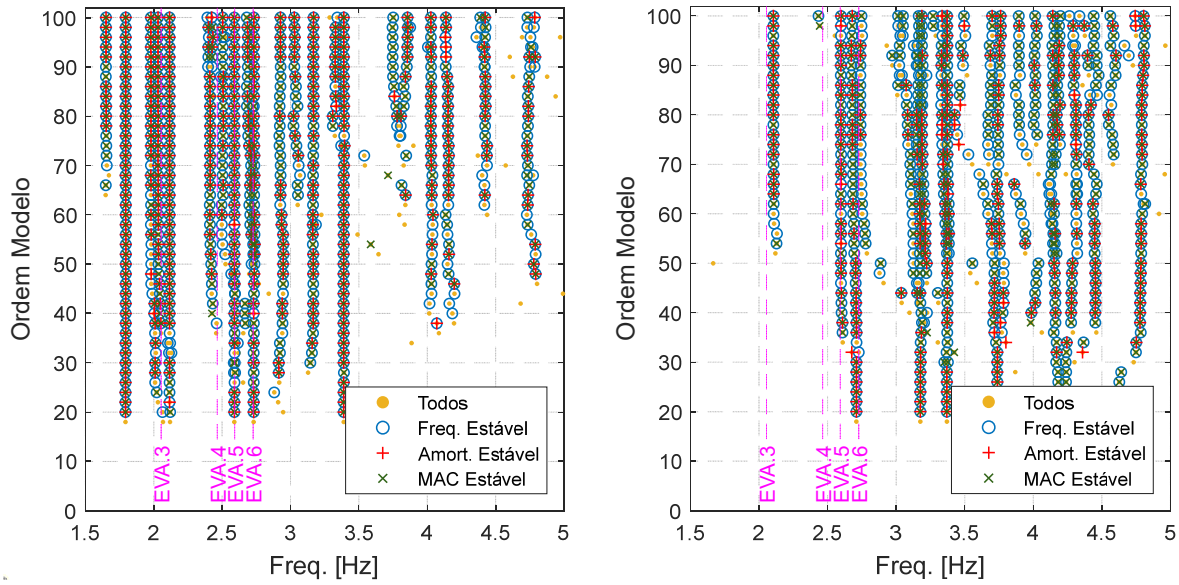

Figura 4.68: Diagrama de estabilidade 26/10/2020 06:00 – 07:00 (à esq.) e 26/10/2020 00:00 – 01:00 (à dir.) para as direcções OY e OZ

Para as primeiras idades do betão, foi escolhido um período com maior nível de vibração, 17/10/2020 14:00 – 15:00, e um período com menor nível de vibração, 18/10/2020 00:00 – 01:00. Na Figura 4.69 representam-se os diagramas de estabilidade para as primeiras idades do betão usando os mesmos parâmetros da Figura 4.68. A frequência de vibração do modo EVA.3 evolui para cerca de $2.3 Hz$ (ver a Figura 4.67) após a betonagem, enquanto a frequência dos modos EVA.4, EVA.5 e EVA.6 evolui para o intervalo $[3.0 Hz\ 3.5 Hz]$.

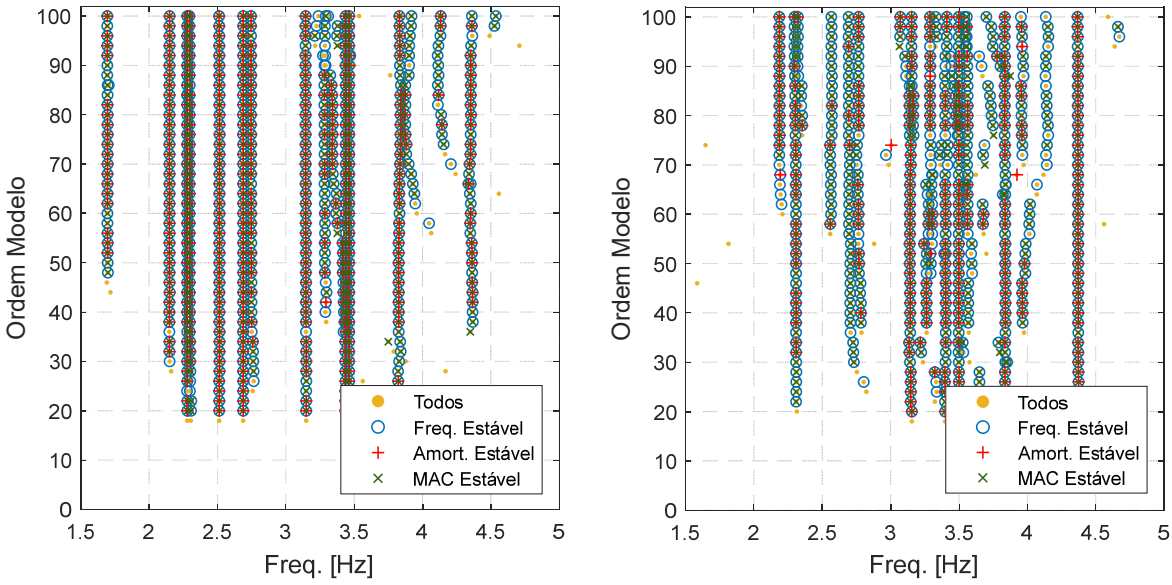

Figura 4.69: Diagrama de estabilidade 17/10/2020 14:00 – 15:00 (à esq.) e 18/10/2020 00:00 – 01:00 (à dir.) para as direcções OY e OZ

O cimbre M38-I tem muitos modos de vibração, muitos deles com frequências muito próximas (Figura 4.68 à esquerda), o que coloca muitas dificuldades aos métodos de identificação modal. Nesta instalação, como a disposição dos sismógrafos não foi a ideal – o sismógrafo Etna103 foi colocado numa zona muito rígida do cimbre, pelo que essas dificuldades resultaram ainda maiores. Em resultando disso, o modo EVA.3, que é aquele que é aparentemente o mais viável para seguir o efeito da betonagem não é captado em alguns períodos, especialmente aqueles com menor nível de vibração. Ainda assim, foram testadas algumas estratégias para fazer a identificação e o seguimento dos principais modos de vibração do cimbre. À semelhança do método FDD, a identificação modal usando apenas as acelerações verticais dos sismógrafos é mais fácil e eficaz e, como tal, foi seguido esse caminho. Apesar de não ser possível fazer o seguimento dos modos EVA.4, EVA.5 e EVA.6 ao longo de todo o ciclo de construção do tabuleiro, estes modos podem ainda assim ser usados nas fases anteriores às betonagens para averiguar a condição estrutural do cimbre uma vez que o cimbre está nesta situação a maior parte do tempo e, tal como representado na Figura 4.70, estes modos são correctamente identificados ao longo do período de monitorização (especialmente os modos EVA.5 e EVA.6). No seguimento dos modos apresentado na Figura 4.70 foram usados critérios mais estritos de variação de frequência (variação máxima de 0.05Hz em relação à frequência média do modo) e de configuração modal (MAC maior que 0.95 em relação à configuração modal média do modo correspondente) para evitar as fases em que estes modos se confundem, nomeadamente a betonagem e as primeiras idades do betão.

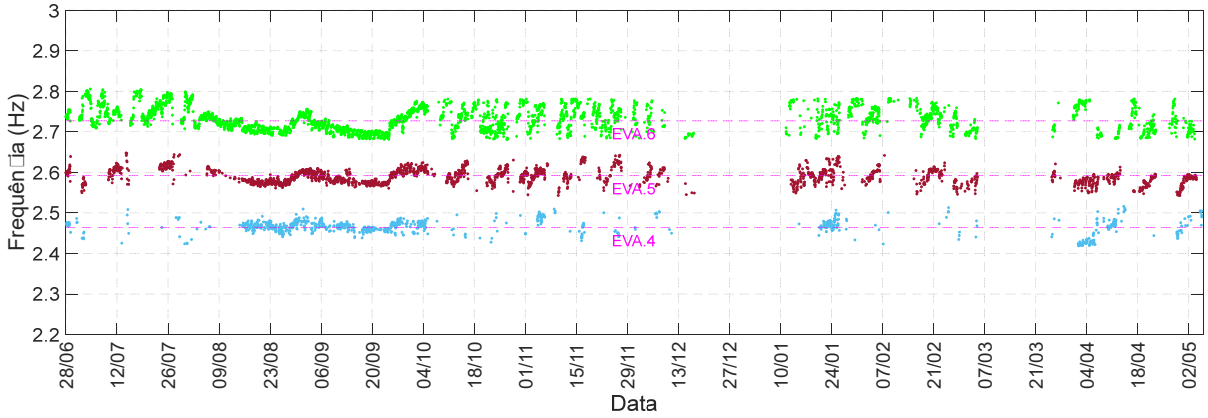

Figura 4.70: Modos EVA.4, EVA.5 e EVA.6 identificados na direcção OZ pelo método SSI-Cov

Para o seguimento do modo EVA.3 foram adoptados critérios menos estritos de variação de frequência e de configuração modal de forma a captar a evolução deste modo ao longo de todas as fases do ciclo construtivo do tabuleiro. Foi considerada uma variação máxima de 0.3Hz em torno da frequência média do modo e um coeficiente MAC maior que 0.9 em relação à configuração modal média do modo. Na Figura 4.71 representa-se a evolução do modo EVA.3 durante os meses de Outubro e Novembro de 2020, em fundo os resultados do método FDD (apresentados anteriormente na Figura 4.67) e do método SSI-Cov (pontos vermelhos da Figura 4.71). Os resultados da identificação para o modo EVA.3 são bastante bons, havendo uma sobreposição clara dos resultados obtidos pelos dois métodos de identificação modal.

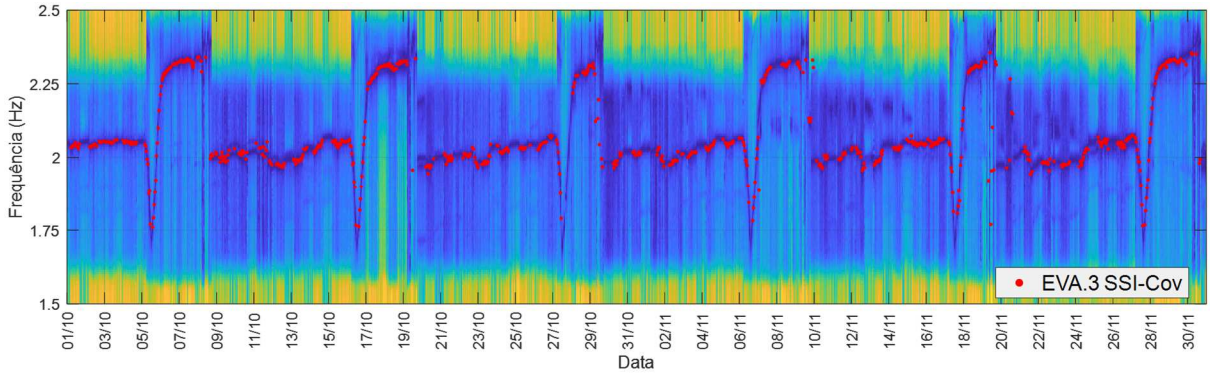

Figura 4.71: Modo EVA.3 identificado na direcção OZ pelo método SSI-Cov

O intervalo de variação da frequência do modo EVA.3 ao longo da betonagem e primeiras idades do betão é bastante grande, cerca de $\left[\overline{f_{EVA.3}} - 0.3Hz\ ;\ \overline{f_{EVA.3}} + 0.3Hz\right]$, o que é bastante maior que o observado para o cimbre M1-70-S, onde por exemplo para o modo COV.3 a variação total foi menos de 0.2Hz. A diferença mais significativa entre os resultados destes modos nos dois cimbres foi a redução considerável da frequência do modos EVA.3 na fase inicial da betonagem do cimbre M38-I. Este resultado advém do facto do tabuleiro do cimbre M38-I ter uma secção com área semelhante ao da secção típica do tabuleiro do cimbre M1-70-S, mas o cimbre M38-I ter uma massa e rigidez bastante

inferiores às do cimbre M1-70-S e, como tal, a mesma massa de betão fluido tem um impacto bastante maior na frequência modal do cimbre M38-I. O acréscimo de frequência devido ao aumento de rigidez do tabuleiro é aproximadamente proporcional à frequência modal antes da betonagem tanto para o cimbre M38-I como para o cimbre M1-70-S, com valores a rondar 10% para vários modos do cimbre M1-70-S (ver o ponto 3.5.8) e cerca de 15% para o modo EVA.3 do cimbre M38-I.

O processamento dos dados de aceleração recolhidos para o M38-I apresentou vários desafios. Em primeiro lugar, as características específicas do cimbre, nomeadamente uma grande densidade de modos de vibração na gama de frequências de interesse. Em segundo lugar, em consequência das três vigas do cimbre serem desligadas e novamente ligadas a cada vão do tabuleiro, algo que aconteceu a cada 10-11 dias na fase de cruzeiro da operação do cimbre, houve alguma margem de variabilidade adicional dos parâmetros modais, especialmente dos modos em que o corpo central do cimbre tem participação relevante (na fase fixa do cimbre as três vigas estão ligadas ao longo dos seus corpos centrais, funcionando os narizes dianteiros e traseiros de forma individual). Por último, a disposição dos sensores não foi a ideal, o que levou a dificuldades acrescidas na identificação modal e seguimento dos modos identificados ao logo do período de monitorização. Apesar dos desafios e dificuldades adicionais, foi possível recolher informação de pelo menos quatro modos de vibração para o patamar da fase anterior à betonagem, o que permite estabelecer uma referência de condição estrutural (neste caso foi obtida *a posteriori*, mas que poderá ser alcançada com um desfasamento de cerca de uma hora numa aplicação subsequente em que se analisem ficheiros de aceleração com uma hora de duração como neste caso). Foi ainda possível fazer o seguimento do modo EVA.3 ao longo de todo o ciclo do cimbre, incluindo a betonagem e as primeiras idades do betão, o que poderá ser usado para uma análise semelhante à descrita no capítulo 6 para o cimbre M1-70-S.

4.5 CONCLUSÕES

Na monitorização do cimbre M38-I foram instalados os mesmos anemómetros, sistema de aquisição de extensómetros e acelerómetros usados na monitorização do cimbre M1-70-S. Nesta nova instalação foram feitas algumas adaptações no sistema de aquisição dos anemómetros que foram importantes para uma monitorização mais conseguida.

A acção do vento no cimbre M38-I não foi relevante nesta obra, por um lado porque a velocidade foi quase sempre muito baixa (o cimbre operou muito próximo do solo) e, por outro, porque a direcção preponderante se aproximou do alinhamento do cimbre, no sentido de construção do viaduto. Na prática, um cimbre inferior está bastante protegido pelo tabuleiro do vento nesta direcção.

Em termos estruturais, o cimbre M38-I é bastante mais complexo que o cimbre M1-70-S, porque tem três vigas que se desligam e ligam em cada vão, cada uma delas tendo um OPS com funcionamento

independente, tem ainda um pórtico de tabuleiro que é montado no momento mais conveniente para a operação, e torres de apoio que vão sendo montadas com alturas diferentes consoante a altura dos pilares e também porque no caso desta obra em particular houve pelo menos um caso de assentamento significativo da sapata do pilar que serve também de apoio às torres do cimbre. Ainda assim, com excepção de algumas posições mais afectadas pelo assentamento referido, as tensões nas barras do cimbre são muito próximas das estimativas numéricas do modelo ajustado.

O cimbre M38-I representou um grande desafio para a aplicação de algoritmos de identificação modal porque sendo composto por duas vigas semelhantes e outra parecida, daí resultam vários modos com frequências de vibração muito próximas. A localização escolhida para os acelerómetros na fase de monitorização contínua revelou não ser a ideal, o que em conjunto com o facto de as frequências naturais serem maiores e os níveis de vibração menores, fez com que a taxa de identificação modal fosse mais baixa que para o cimbre M1-70-S.

O seguimento dos modos de vibração foi um processo exigente, sendo possível seguir apenas um modo de vibração ao longo de todo o ciclo. Este modo não seria, à partida, o candidato ideal para o seguimento porque está associado à flexão vertical dos narizes dianteiros das vigas exteriores (onde não foi colocado nenhum sismógrafo). Ainda assim, como está numa banda de frequência mais favorável – associada a frequências menores e menor densidade de modos, foi possível seguir este modo ao longo do ciclo de operação do cimbre. A identificação e o seguimento dos modos teriam sido mais favoráveis se os sismógrafos tivessem sido instalados nas extremidades dos narizes dianteiros das três vigas do cimbre.

5 SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO CUSTOMIZADO

Cimbre M1-70-S Oeste em 25 de Setembro de 2019

5.1 APRESENTAÇÃO

Na base deste trabalho de investigação esteve uma parceria entre a empresa BERD (*Bridge Engineering Research and Design*) e a FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) que em conjunto se dispuseram a aplicar a monitorização estrutural a equipamentos de construção de pontes. Nesta parceria, a BERD contribuiu com a sua experiência no dimensionamento e uso de cimbres autolançáveis e outros equipamentos de construção de pontes e a FEUP contribuiu com a sua experiência na monitorização estrutural aplicada a várias estruturas da engenharia civil, nomeadamente pontes, torres eólicas, barragens e estádios de futebol. Para concretizar esta parceria, foi elaborado um projecto de investigação designado por SmartOPS e que reuniu uma equipa de trabalho conjunta da BERD e do Laboratório de Vibrações e Monitorização Estrutural (Vibest) da FEUP.

No âmbito deste projecto de investigação, para além dos sistemas comerciais descritos nos capítulos 3 e 4, foram ainda instalados sistemas customizados em quatro cimbres da BERD: os dois cimbres descritos nos capítulos anteriores (o cimbre M1-70-S no capítulo 3 e o cimbre M38-I descrito no capítulo 4), o cimbre M53-I que esteve em operação entre Agosto de 2021 e Setembro de 2022 em Siegen, Alemanha e o cimbre M45-S a operar na Trofa a partir de Setembro de 2022. Os sistemas customizados instalados nestes cimbres foram desenvolvidos no seguimento de outras aplicações conduzidas pelo laboratório ViBest (descritas por exemplo em (Moutinho & Cunha, 2019) e (Moutinho *et al.*, 2020)).

Neste capítulo são detalhados os resultados da monitorização dos cimbres M1-70-S e M38-I usando sistemas customizados, especialmente os baseados em sismógrafos. Os resultados apresentados para os sistemas customizados estão associados ao seu processo de desenvolvimento, pelo que não reflectem necessariamente o seu desempenho actual, mas antes as dificuldades observadas no decurso do seu processo de melhoramento e alargamento da sua aplicação aos cimbres autolançáveis. Como resultado desta análise, é apresentada no final uma proposta de um sistema customizado adaptado à monitorização de cimbres autolançáveis.

O uso de sistemas customizados tem duas vantagens fundamentais. Por ser customizado, o sistema possibilita uma maior adaptabilidade às necessidades específicas de cada aplicação e permite reduzir os custos do sistema de monitorização na maior parte dos casos. No entanto, há também duas desvantagens que deverão ser tidas em conta. Por um lado, a mais rápida disponibilidade dos sistemas comerciais face aos sistemas customizados, que necessitam normalmente de um período de preparação, ajustes e testes de funcionamento antes de serem usados. Por outro lado, como os sistemas comerciais têm um lastro de outros usos nos mais variados contextos e condições, estes sistemas são normalmente bastante fiáveis, o que pode beneficiar o seu uso em situações em que não haja disponibilidade ou tempo para desenvolver sistemas customizados com um nível de fiabilidade adequado.

5.2 CIMBRE M1-70-S

No cimbre M1-70-S foram usados três tipos de sistemas customizados pela FEUP: (i) o sistema de aquisição dos anemómetros descrito no capítulo 3.3, (ii) três sistemas idênticos de aquisição de extensómetros de resistência eléctrica e (iii) três sismógrafos triaxiais. Nesta aplicação, os três sistemas customizados foram concebidos e materializados de forma autónoma, sem qualquer ligação entre eles. A descrição dos sistemas de aquisição dos extensómetros e os resultados obtidos são descritos em (Mattos, 2020) e (Lobo, 2021). Nestas referências, os resultados dos sistemas customizados de aquisição dos extensómetros são comparados com os resultados do sistema comercial descrito no ponto 3.4. Deste modo, este capítulo será dedicado apenas à análise dos sismógrafos customizados instalados no cimbre.

5.2.1 SISMÓGRAFOS CUSTOMIZADOS

Para comparar os resultados dos sismógrafos Etna da Kinemetrics (descritos no ponto 3.5.1) com os dos sismógrafos customizados pela FEUP, foram instalados três sismógrafos customizados semelhantes nas mesmas posições dos Etna (ver a Figura 3.76). Na Figura 5.1 representam-se as posições dos sismógrafos customizados instalados no M1-70-S e na Figura 5.2 representam-se os três sismógrafos, que nesta aplicação foram designados por "11", "12" e "13". Estes mesmos sismógrafos haviam sido usados com bons resultados noutras estruturas anteriormente (Moutinho & Cunha, 2019).

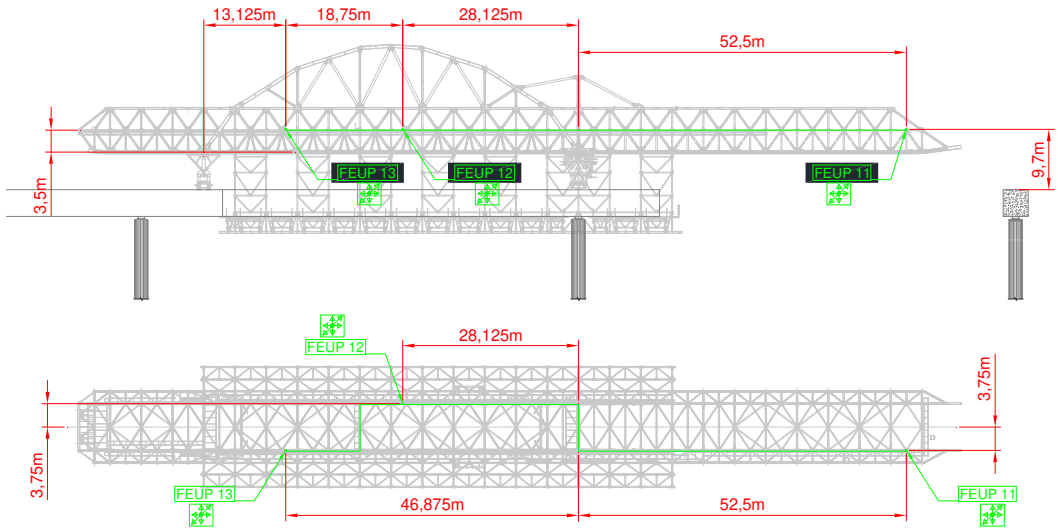

Figura 5.1: Localização dos sismógrafos customizados FEUP no cimbre M1-70-S

Cada um dos sismógrafos customizados é um elemento individual constituído por um acelerómetro triaxial do tipo MEMS (ver ponto 2.3.2) com referência ADXL355, ajustado para uma gama de medição de $\pm 2g$ e operado por um microcontrolador ATmega328P (ver a Figura 5.2). O controlo do tempo absoluto é feito por um *real-time clock* (RTC) alimentado por uma pilha botão. O nível de ruído típico deste acelerómetro é 22.5 $\mu g/\sqrt{Hz}$ (ADXL355, 2022). Os dados são digitalizados localmente por um

ADC de $20bits$ com uma frequência de amostragem de aproximadamente $4kHz$. Antes da reamostragem para uma frequência de aproximadamente $62.5Hz$, são aplicados filtros digitais anti-*aliasing*, primeiro um filtro passa-alto com frequência de corte de $0.24Hz$ e depois um filtro passa-baixo com frequência de corte de $15.625Hz$. Os dados de aceleração são gravados localmente num cartão microSD em ficheiros de $10min$ de duração, cuja primeira linha indica o nome do sismógrafo, a temperatura e a tensão das baterias (que varia de cerca de $4.2V$ até cerca de $3.4V$ para as baterias carregadas e descarregadas, respectivamente). A resolução dos sensores customizados é $3.8147\mu g$ ($= 4g/2^{20}$). Cada sismógrafo é alimentado por três pilhas recarregáveis Panasonic18650 de 3400mAh que permitem uma autonomia de cerca de dois meses em operação contínua. Todos os elementos que compõem o sismógrafo são colocados numa caixa impressa que é fixada à estrutura metálica do cimbre por ímanes aparafusados à caixa. A instalação destes sismógrafos no cimbre é bastante simples, mas a impossibilidade de confirmar remotamente o seu correcto funcionamento pode dificultar o uso em situações como esta, em que não é possível aceder regularmente aos sismógrafos para recolher os dados dos cartões microSD e trocar/recarregar as baterias quando estas se esgotam.

Figura 5.2: Sismógrafos customizados usados no cimbre M1-70-S

O sismógrafo FEUP11 foi instalado no cimbre M1-70-S no dia 21/09/2019 e os sismógrafos FEUP12 e FEUP13 foram instalados no dia 25/09/2019. O funcionamento do sismógrafo FEUP13 apresentou alguma instabilidade, provavelmente motivada por problemas eléctricos ou electrónicos. Este sismógrafo deixou de funcionar ao fim de alguns dias apesar da tensão das baterias ser suficiente para o manter em funcionamento (ver a Figura 5.3 à esquerda). Os sismógrafos FEUP11 e FEUP12 funcionaram correctamente até se esgotar a carga das baterias. No dia 06/12/2019 as baterias foram recarregadas e os sismógrafos FEUP11 e FEUP12 funcionaram até à carga das baterias se esgotar novamente. O sismógrafo FEUP13 não funcionou novamente. As temperaturas registadas pelos sismógrafos (ver a Figura 5.3 à direita) são coerentes entre si e estão alinhadas com as medições da temperatura sónica e a temperatura do ar apresentadas no capítulo 3 (ver a Figura 3.34 e a Figura 3.44, respectivamente).

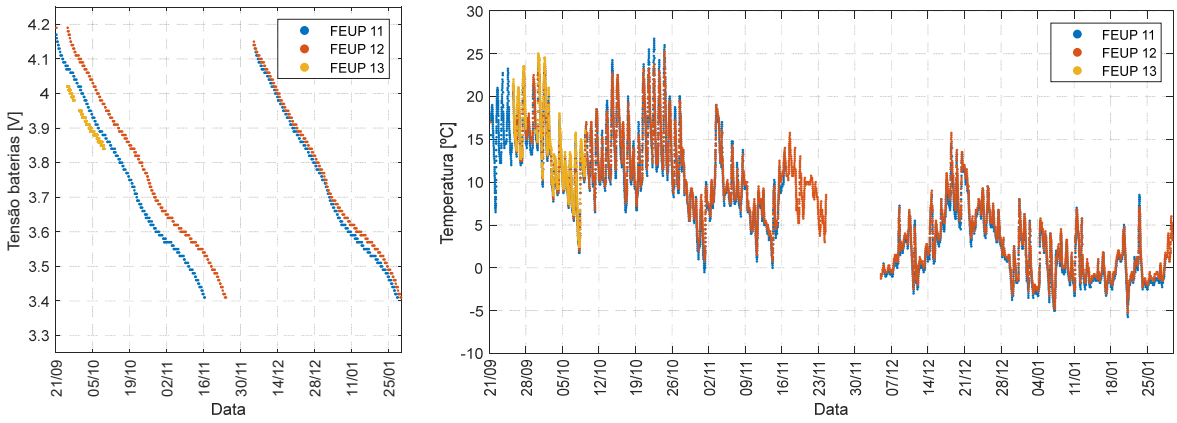

Figura 5.3: Evolução da tensão das baterias (à esq.) e da temperatura (à dir.) ao longo do tempo

5.2.2 TRATAMENTO PRELIMINAR DE DADOS

Analisando a frequência de amostragem dos ficheiros de dados de $10min$, verifica-se que esta varia ligeiramente, numa evolução que parece estar ligada aos valores de temperatura dentro da caixa do sismógrafo, pelo menos no sismógrafo FEUP12 (ver a Figura 5.4 à esquerda). Na Figura 5.4 à direita representa-se a frequência de amostragem em função da temperatura. Parece haver influência da temperatura na frequência de amostragem, sendo a influência distinta para os vários sismógrafos (maior para o FEUP12, intermédia para o FEUP13 e muito ligeira para o FEUP11). Esta influência distinta está provavelmente relacionada com as características particulares de cada um dos módulos ADXL355 dos sismógrafos.

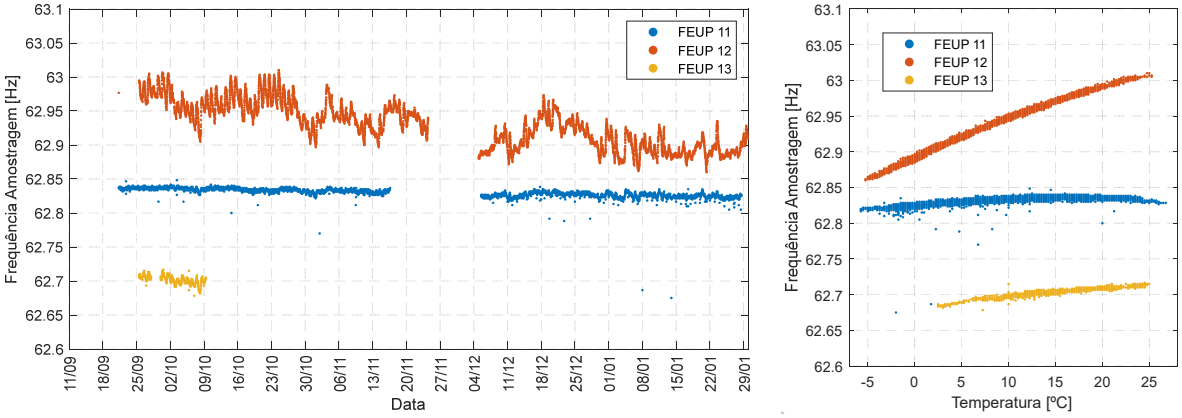

Figura 5.4: Evolução da frequência de amostragem dos sismógrafos customizados ao longo do tempo (à esq.) e em função da temperatura (à dir.)

Para homogeneizar as frequências de amostragem, os dados de todos os sensores foram reamostrados para uma frequência de $60Hz$ por ser muito próxima da frequência original.

Em aplicações anteriores destes sismógrafos verificou-se uma ligeira falta de sincronismo entre os dados de vários sismógrafos em medições simultâneas (Zhang *et al.*, 2022), o que é expectável dado que esta versão dos sismógrafos tem funcionamento independente sem qualquer mecanismo para sincronização. Inicialmente a análise do sincronismo centrou-se nos dados de 08/10/2019 07:00-07:10 porque havia dados dos três sismógrafos. Numa primeira fase, o sincronismo dos dados foi analisado com base na fase do rácio entre as funções de densidade espectral cruzada dos registos de aceleração dos vários sismógrafos. Por exemplo, para estudar o desfasamento do sinal de aceleração *b* em relação ao sinal de aceleração *a*, pode ser determinada a fase do quociente entre a função de densidade espectral cruzada S_{ba} e função de densidade espectral S_{aa}. No caso de não haver sincronismo entre os sinais de aceleração, esta fase apresenta um declive característico (Dragos *et al.*, 2022). Na Figura 5.5 à esquerda representa-se a variação da fase dos sinais de aceleração longitudinal (direcção OX da Figura 5.1) dos sismógrafos FEUP em relação ao sinal de aceleração longitudinal do sismógrafo FEUP11 para o dia 08/10/2019 entre as 07:00 e as 07:10. Nesta figura são claramente identificáveis inclinações características nas fases dos sismógrafos FEUP12 e FEUP13 em relação ao sismógrafo FEUP11. A fase do sismógrafo FEUP 11 em relação a ele próprio, que corresponde, portanto, à fase de um rácio unitário, é naturalmente nula para todas as frequências. O desfasamento entre os dados dos sismógrafos pode ser estimado a partir da inclinação da fase em função da frequência (Dragos *et al.*, 2022). No caso do simógrafo FEUP12, na gama $2.5Hz - 3Hz$, a fase varia cerca de $-342.15°$ num intervalo de aproximadamente $0.527Hz$, o que é equivalente a uma variação de fase de $-2\pi\ rad$ $(= -360°)$ em $0.555Hz$. Em consequência, o desfasamento temporal do sinal FEUP12 em relação ao FEUP11 é de aproximadamente $-1.80s$ $(= 1/0.555)$. O sinal negativo significa que o sinal FEUP12 está atrasado em relação ao FEUP11. Aplicando o mesmo processo ao sinal FEUP13, verifica-se que a fase varia $-180°$ em cerca de $1.445Hz$, correspondendo por isso a um atraso de cerca de $0.35s$ do sinal FEUP13 em relação ao sinal FEUP11.

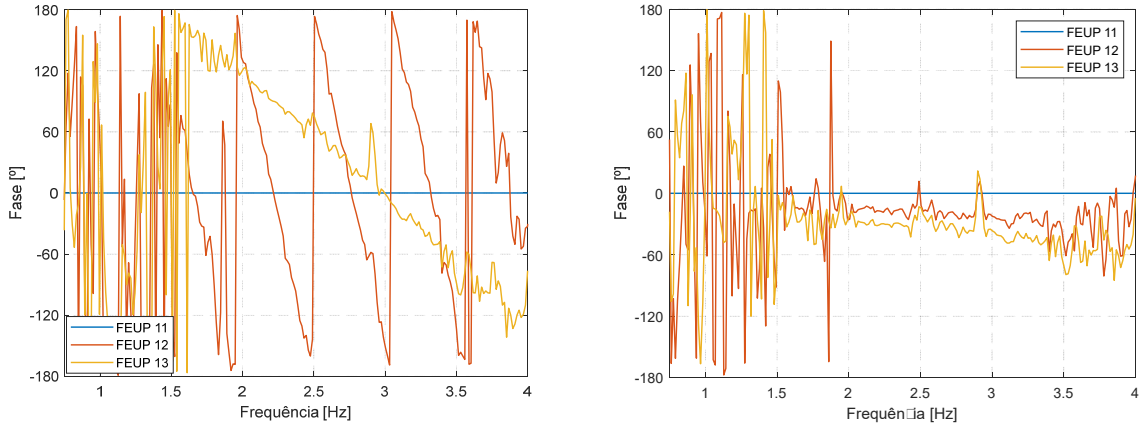

Figura 5.5: Fase dos sinais de aceleração OX em relação ao sinal OX FEUP11 para o dia 08/10/2019 07:00-07:10 antes (à esq.) e após o acerto do desfasamento dos sinais FEUP12 e FEUP13 (à dir.)

Assim, mantendo o sinal FEUP11 inalterado e ajustando os sinais FEUP12 e FEUP13 com os valores calculados para o desfasamento dos sinais originais, é possível obter sinais aproximadamente sincronizados para os três sismógrafos. Na Figura 5.5 à direita representa-se novamente a evolução da fase, desta vez após o acerto do desfasamento dos sinais originais FEUP12 e FEUP13.

O desfasamento aplicado aos sinais melhorou bastante o sincronismo e, consequentemente, a evolução da fase é muito distinta da inicial. A evolução da fase após o desfasamento dos sinais aproxima-se bastante daquela que é obtida para os sismógrafos Etna instalados nas mesmas posições do cimbre para o mesmo período (ver a Figura 5.6).

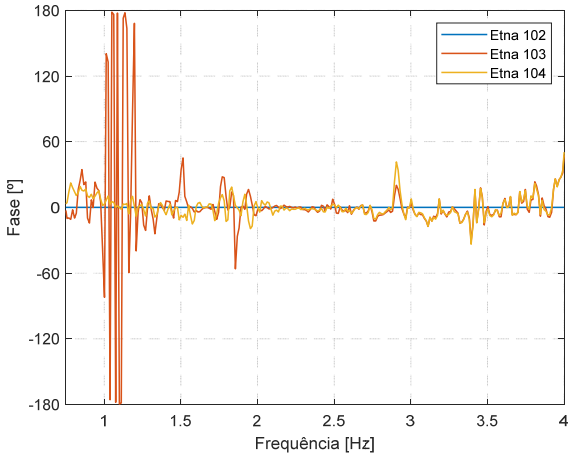

Figura 5.6: Fase dos sinais de aceleração OX em relação ao sinal OX Etna102 para o dia 08/10/2019 07:00-07:10

Pela sua precisão e qualidade de sincronização através de sensores GPS, os sismógrafos Etna podem ser considerados como uma referência absoluta e, consequentemente, a determinação do desfasamento dos sinais dos sismógrafos FEUP pode também ser feita em relação aos sismógrafos Etna, obtendo-se assim uma sincronização absoluta dos sismógrafos FEUP. Na Figura 5.7 representam-se as fases dos rácios das funções de densidade espectral cruzada dos sinais de aceleração longitudinal dos sismógrafos FEUP em relação aos sismógrafos Etna instalados na mesma posição do cimbre M1-70-S (FEUP11 e Etna102, FEUP12 e Etna103, FEUP13 e Etna104), também para o dia 08/10/2019 07:00-07:10. Aplicando o mesmo procedimento que foi adoptado para o desfasamento entre os sismógrafos FEUP, obtém-se que o sinal FEUP11 está adiantado cerca de $0.82s$ em relação ao sinal Etna102, o sinal FEUP12 está atrasado cerca de $1.02s$ em relação ao sinal Etna103 e o sinal FEUP13 está adiantado cerca de $0.45s$ em relação ao sinal Etna104. A partir destes desfasamentos absolutos é naturalmente possível obter os desfasamentos relativos dos sismógrafos FEUP. Assim, resulta que o sinal FEUP12 está atrasado cerca de $1.84s$ $(= -1.02 - 0.82)$ em relação ao sinal FEUP11 e o sinal FEUP13 está atrasado cerca de $0.37s$ $(= 0.45 - 0.82)$. Como seria de esperar, o desfasamento dos sinais FEUP que foi obtido usando as referências absolutas dos sismógrafos Etna é muito próximo do desfasamento dos sinais FEUP considerando directamente os sinais dos sismógrafos FEUP.

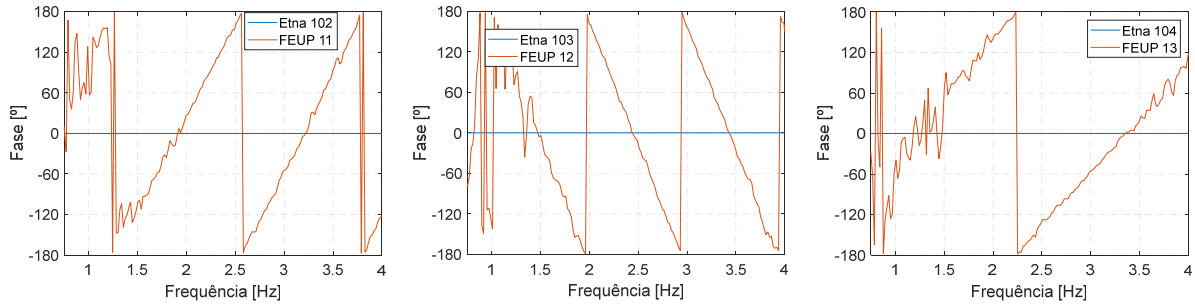

Figura 5.7: Fase do sinal de aceleração FEUP11 em relação ao sinal Etna102 (à esq.) do sinal FEUP12 em relação ao sinal Etna103 (ao centro) e do sinal FEUP13 em relação ao sinal Etna104 (à dir.) para o dia 08/10/2019 07:00-07:10

No entanto, este processo de sincronização através da fase não é o mais indicado para a análise de uma grande quantidade de ficheiros. Para automatizar a análise do desfasamento dos sinais dos vários sismógrafos, foi usada a propriedade da correlação cruzada de sinais que tem o seu valor máximo em correspondência com o desfasamento entre eles (ver ponto 2.4.1). No Matlab pode ser usada directamente a função "*finddelay*" ou "*alignsignals*" para determinar o desfasamento de sinais através do máximo da correlação cruzada entre eles. A função "*alignsignals*" permite ainda corrigir directamente os sinais originais com base no desfasamento determinado.

Foi feita uma análise para todos os ficheiros dos sismógrafos FEUP11 e FEUP12 usando a função "*alignsignals*" aplicada aos sinais de aceleração longitudinal de ambos os sismógrafos. Foram escolhidas as acelerações longitudinais porque os sismógrafos estão todos no corpo da viga principal e, por isso, o desalinhamento dos sinais de aceleração longitudinal poderá estar associado à falta de sincronismo dos sinais ou à vibração axial da viga principal do cimbre que será, em princípio, negligenciável face à falta de sincronismo dos sinais. O sismógrafo FEUP13 tem dados num período pequeno e por isso foi preterido. A função "*alignsignals*" aplicada aos sinais *a* e *b*, na forma *alignsignals*(*a*,*b*), devolve um desfasamento *D* que é positivo se o sinal *b* estiver atrasado em relação ao sinal *a* e negativo se o sinal *b* estiver adiantado em relação ao sinal *a*. Como foi considerado o sinal *a* como referência, o desfasamento obtido pela função *alignsignals* tem um valor simétrico do obtido a partir da fase dos sinais detalhada atrás. Na exposição que se segue será adoptada a convenção de sinais da função *alignsignals*. Na Figura 5.8 representa-se o resultado da aplicação da função *alignsignals* considerando o sinal *a* a aceleração OX do sismógrafo FEUP11 e o sinal *b* a aceleração OX do sismógrafo FEUP12, estabelecendo que o desfasamento absoluto seria no máximo 10*s*. Apesar de apresentar alguma dispersão, é possível identificar claramente uma curva de evolução do desfasamento do sinal ao longo do tempo. Essa curva de evolução é também corroborada pelo desfasamento determinado anteriormente através da fase (representado com uma estrela vermelha na Figura 5.8).

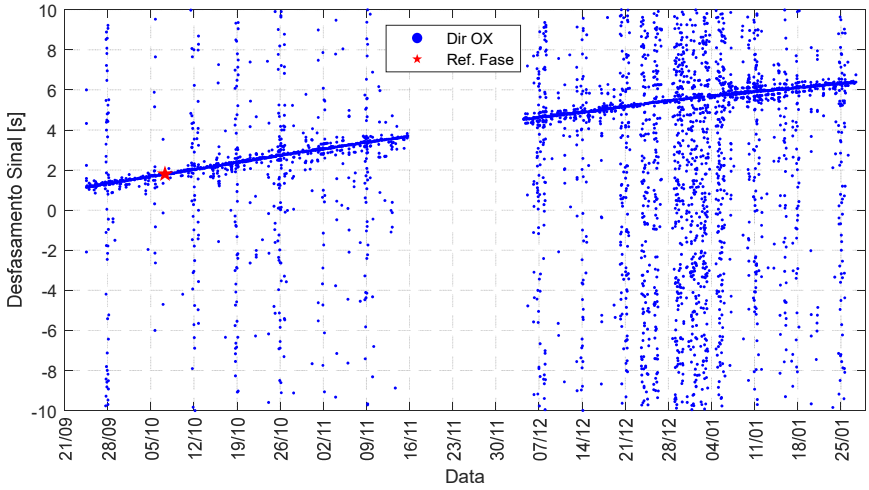

Figura 5.8: Desfasamento do sinal de aceleração OX do sismógrafo FEUP12 em relação ao FEUP11

Tendo em conta o funcionamento dos sismógrafos, é de esperar que o desfasamento tenha uma evolução tendencialmente suave ao longo do tempo, o que legitima a curva obtida. A dispersão em torno da curva mais representativa advém do facto de os sinais de aceleração corresponderem a uma soma de oscilações com várias frequências específicas (correspondentes às frequências de vibração do cimbre). Por vezes a função "*alignsignals*" do Matlab selecciona como desfasamento dos sinais um valor que dista da curva mais representativa um múltiplo de um período de vibração do cimbre (que corresponde ao inverso de uma frequência de vibração). Deste modo, a obtenção do desfasamento corrigido para os pontos fora da curva mais representativa pode ser obtido deslocando estes pontos de um valor correspondente a um múltiplo de um período de vibração do cimbre, escolhendo para tal o valor que mais aproxima o ponto disperso da curva mais representativa. No entanto, quando existe uma curva bastante marcada, é possível usar também o processo de identificação de *outliers* para remover os pontos afastados da curva. Como há *outliers* bastante afastados da curva mais representativa e outros bastante próximos, foi adoptado um procedimento com duas identificações de *outliers* sucessivas. Na primeira identificação foi usada uma mediana móvel de longa duração (2 semanas) para reconhecer a evolução geral do desfasamento e eliminar os *outliers* mais afastados. Usando como base os não *outliers* da primeira identificação, foi feita nova identificação de outliers, desta vez usando uma mediana móvel de menor duração (2 dias). Na Figura 5.9 à esquerda representam-se a amarelo os pontos que foram considerados *outliers* na primeira identificação e na Figura 5.9 à direita os pontos que foram considerados *outliers* após a segunda identificação. Os pontos azuis da Figura 5.9 à direita definem a curva mais representativa do desfasamemento. Verifica-se que o desfasamento dos sinais do sismógrafo FEUP12 em relação ao sismógrafo FEUP11 varia de cerca de 1.13s até cerca de 6.42s nos quatro meses em que os sismógrafos FEUP estiveram a medir. Apesar de não haver dados no intervalo entre os carregamentos das baterias dos sismógrafos, há uma tendência aparente de evolução do desfasamento dos sinais que se mantém ao longo de todo o período de monitorização. Como os *real-time clocks* dos sismógrafos FEUP são

alimentados por uma bateria independente, estes continuaram em funcionamento mesmo quando as baterias principais dos sismógrafos se esgotaram.

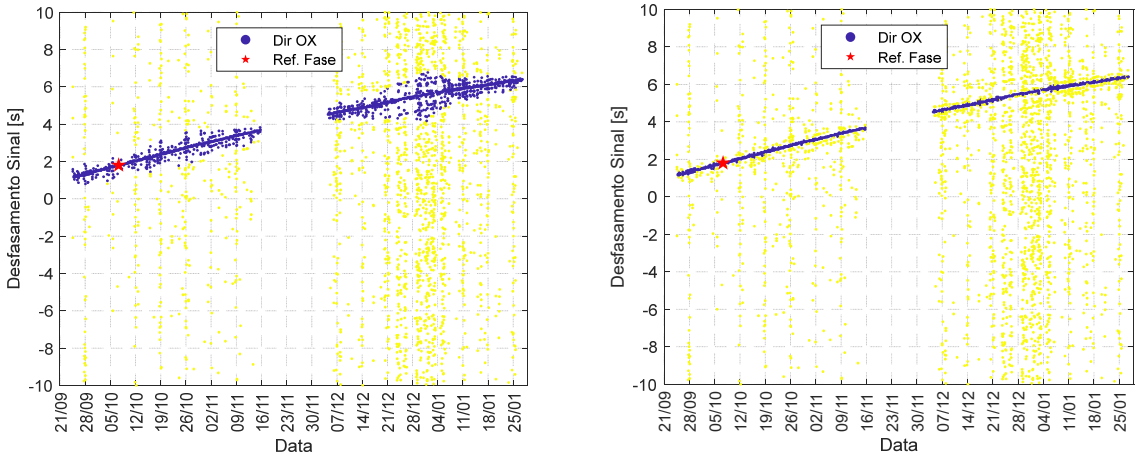

Figura 5.9: *Outliers* identificados com mediana móvel de 2 semanas (à esq.) e com posterior mediana móvel de 2 dias (à dir.)

Para obter sinais sincronizados entre os sismógrafos FEUP12 e FEUP11 bastaria ajustar os sinais FEUP12 com o desfasamento resultante da curva obtida ao longo do tempo. Esta operação de sincronização seria suficiente numa análise que inclua apenas os sismógrafos FEUP. No entanto, como neste caso há referências absolutas de sismógrafos Etna nas mesmas posições, é possível sincronizar de forma absoluta os sismógrafos FEUP11 e FEUP12 para a hora GMT dos Etna.

Aplicando o mesmo processo baseado na função "*alignsignals*" do Matlab aos pares FEUP11–Etna102 e FEUP12–Etna103 resultam os desfasamentos representados na Figura 5.10 e Figura 5.11, respectivamente. À esquerda destas figuras apresentam-se os desfasamentos obtidos para as acelerações nas três direcções medidas por ambos os sismógrafos. Mesmo com a presença de alguns *outliers*, verifica-se uma sobreposição bastante boa dos desfasamentos obtidos para todas as direcções. À direita das figuras apresentam-se os desfasamentos obtidos nas acelerações longitudinais após a identificação de *outliers* com base numa mediana móvel de 12h. Para a confirmação dos resultados da função "*alignsignals*", na Figura 5.10 e Figura 5.11 estão também representadas as estimativas de desfasamento obtidas pela evolução da fase para dia 08/10/2019 07:00-07:10. Em ambos os casos os desfasamentos obtidos pelas duas abordagens são coincidentes.

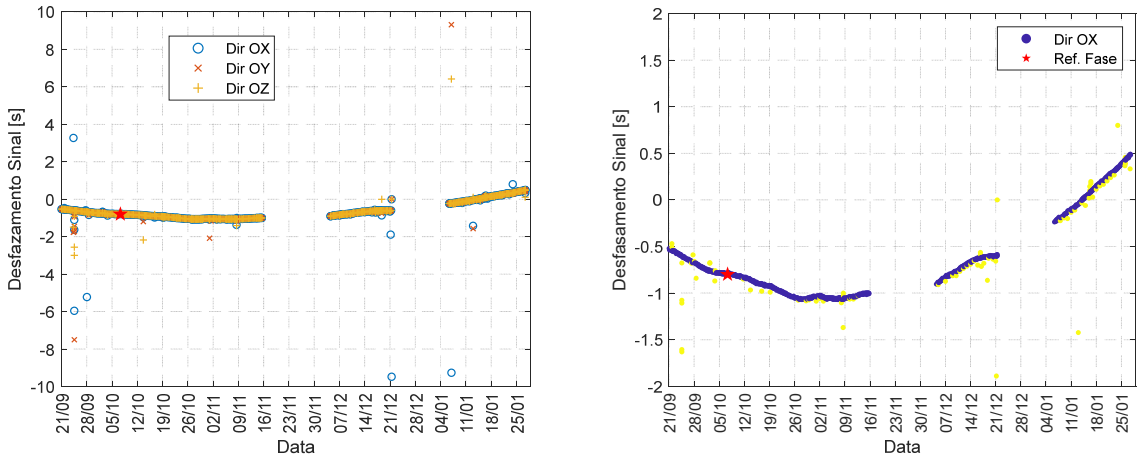

Figura 5.10: Desfasamento dos sinais OX, OY e OZ entre o sismógrafo FEUP11 e o Etna102 (à esq.) e o sinal OX após a identificação dos *outliers* (à dir.)

Verifica-se que os sismógrafos FEUP11 e FEUP12 têm características de desfasamento de sinal distintas. Apesar dos sismógrafos FEUP11 e FEUP12 serem teoricamente iguais, na verdade o seu comportamento pode exibir algumas diferenças, nomeadamente relacionadas com o efeito da temperatura que os pode influenciar de forma ligeiramente diferente. O sismógrafo FEUP11 é bastante mais estável e o seu desfasamento absoluto varia entre $-1.07s$ e $0.49s$ durante o período de monitorização. O sismógrafo FEUP12 apresenta uma clara tendência de desfasamento crescente que varia entre $0.56s$ e $6.98s$ no mesmo período. O *real-time clock* do sismógrafo FEUP12 atrasa-se cerca de $0.051s/dia$, ou seja, atrasa-se em média $1s$ a cada 19.6 $dias$.

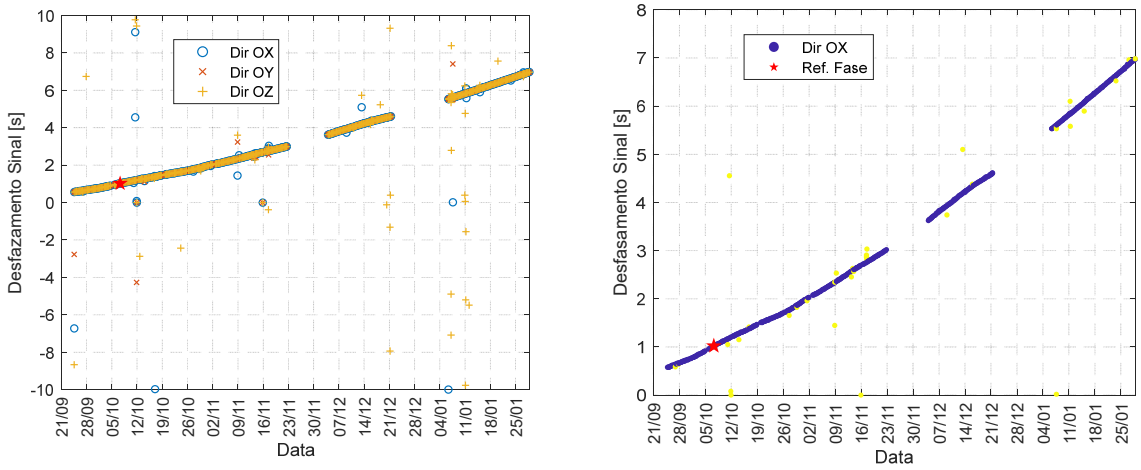

Figura 5.11: Desfasamento dos sinais OX, OY e OZ entre o sismógrafo FEUP12 e o Etna103 (à esq.) e o sinal OX após a identificação dos *outliers* (à dir.)

A partir dos desfasamentos absolutos dos sinais FEUP11 e FEUP12 é possível obter o desfasamento relativo entre eles através da soma algébrica dos desvios absolutos. Na Figura 5.12 representa-se o desfasamento relativo dos sinais FEUP12 em relação a FEUP11 (a verde) e o desfasamento relativo

entre os sismógrafos FEUP obtido dos desfasamentos absolutos em relação aos sismógrafos Etna (a azul). Verifica-se que ambas as abordagens conduzem a desfasamentos muito semelhantes.

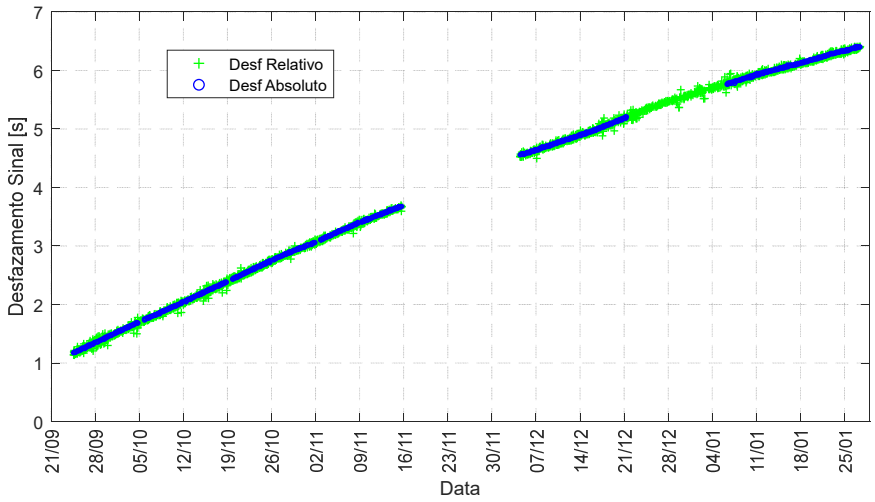

Figura 5.12: Desfasamento relativo dos sismógrafos FEUP11 e FEUP12 obtido directamente e com base nos desfasamentos absolutos em relação aos sismógrafos Etna

A opção pelo acerto absoluto dos sismógrafos FEUP está condicionado nos períodos em que não há dados dos sismógrafos Etna, como neste caso se verifica entre 22/12/2019 e 07/01/2020 (ver a Figura 5.12). Para preencher as lacunas de dados de desfasamento absoluto foi adoptada uma variação linear, conforme se representa na Figura 5.13 à esquerda para o sismógrafo FEUP11 e na Figura 5.13 à direita para o sismógrafo FEUP12.

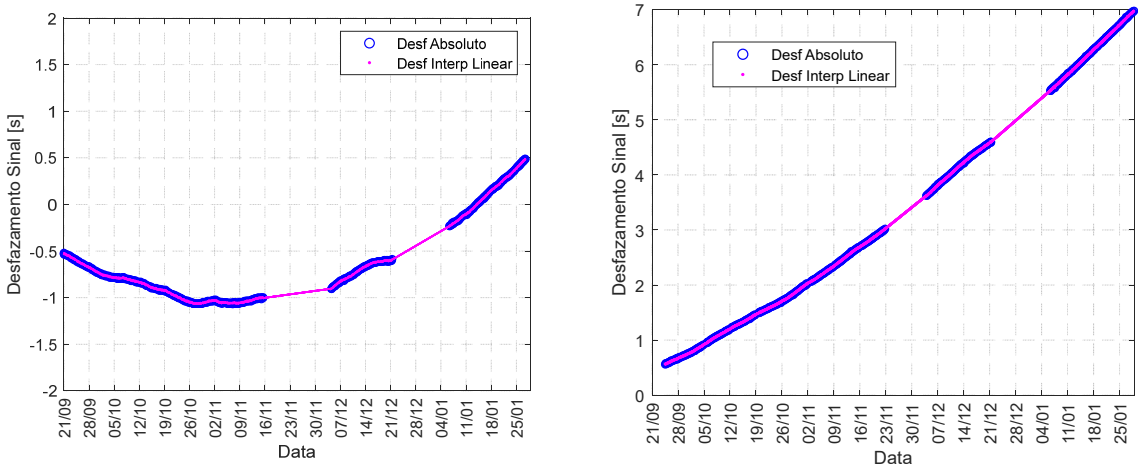

Figura 5.13: Desfasamento absoluto do sismógrafo FEUP11 (à esq.) e do sismógrafo FEUP12 (à dir.)

Para validar a hipótese de variação linear dos desfasamentos absolutos, na Figura 5.14 o desfasamento relativo obtido com base nos desfasamentos absolutos interpolados é comparado com o desfasamento relativo dos sinais dos sismógrafos FEUP. Confirma-se que o pressuposto de variação linear é adequado nesta aplicação.

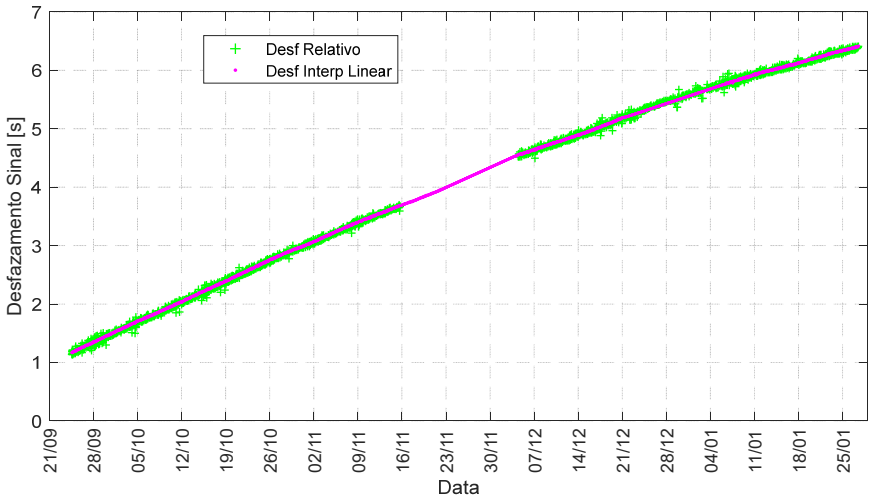

Figura 5.14: Desfasamento relativo dos sismógrafos FEUP11 e FEUP12 obtido directamente e com base nos desfasamentos absolutos interpolados

Antes do ajuste dos sinais FEUP com base nos desfasamentos absolutos obtidos, os ficheiros de 10*min* foram agrupados em conjuntos de *30min* por ser uma duração mais adequada aos processos de identificação modal subsequente. De seguida os sinais foram desfasados e decimados para uma frequência de amostragem de 15*Hz*. Para validar esta sequência de operações, foi verificado o sincronismo dos ficheiros de 30*min* dos sismógrafos FEUP11 e FEUP12 através da fase do rácio das funções densidade espectral cruzada das respectivas acelerações longitudinais. Na Figura 5.15 representa-se a evolução da fase para dois períodos, um no início da monitorização (08/10/ 07:00-07:30, ver a Figura 5.15 à esquerda) e outro no final (25/01/2020 07:00-07:30, ver a Figura 5.15 à direita). Em ambos se verifica que a operação de sincronização absoluta dos sismógrafos foi bem-sucedida.

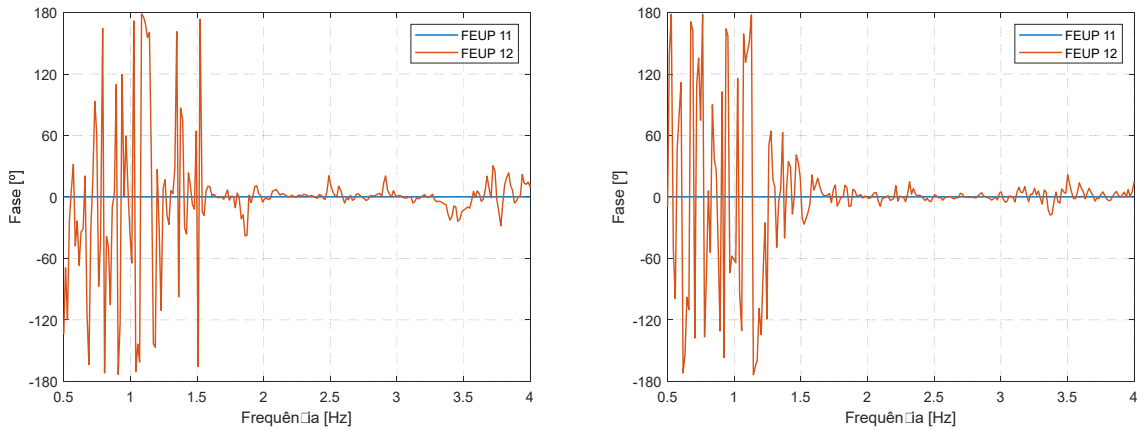

Figura 5.15: Fase dos sinais de aceleração OX em relação ao sinal FEUP11 para o dia 08/10/2019 07:00-07:30 (à esq.) e para o dia 25/01/2020 07:00-07:30 (à dir.) após a sincronização absoluta dos sismógrafos

5.2.3 NÍVEL DE RUÍDO DOS SISMÓGRAFOS

O nível de ruído dos sismógrafos FEUP, que apresenta um valor típico de $22.5\,\mu g/\sqrt{Hz}$ ($= 5.0625 \times 10^{-10}\,g^2/Hz$) (ADXL355, 2022), é superior ao dos sismógrafos Etna (que é condicionado pela digitalização do sinal com uma resolução de cerca de $0.119\mu g$), o que pode condicionar a obtenção de informação relevante dos sinais de aceleração, especialmente em situações com menor nível de vibração. Para avaliar este efeito, foram considerados dois níveis de vibração ocorridos no dia 08/10/2019, um com RMS de aceleração vertical de cerca de $1188\mu g$ (para os sismógrafos FEUP11 e Etna102 entre as 07:00 e 07:30) e outro com aproximadamente $61\mu g$ (para os sismógrafos FEUP12 e Etna103 entre as 00:00 e as 00:30). Caso o nível de vibração seja significativo (ver a Figura 5.16 à esquerda), o espectro de aceleração vertical do sismógrafo FEUP é praticamente coincidente com o do sismógrafo Etna, com excepção de frequências abaixo de $1Hz$ onde o ruído dos sismógrafos FEUP se sobrepõe à vibração do cimbre. Para um nível de vibração inferior (ver a Figura 5.16 à direita), o efeito do ruído dos sismógrafos FEUP submerge ainda mais o espectro vertical, havendo já um pico para uma frequência de cerca de $1.10Hz$ que não é captado pelos sismógrafo FEUP. Na Figura 5.16 está representado o nível de ruído típico dos sismógrafos FEUP, que concorda bastante bem com os resultados experimentais.

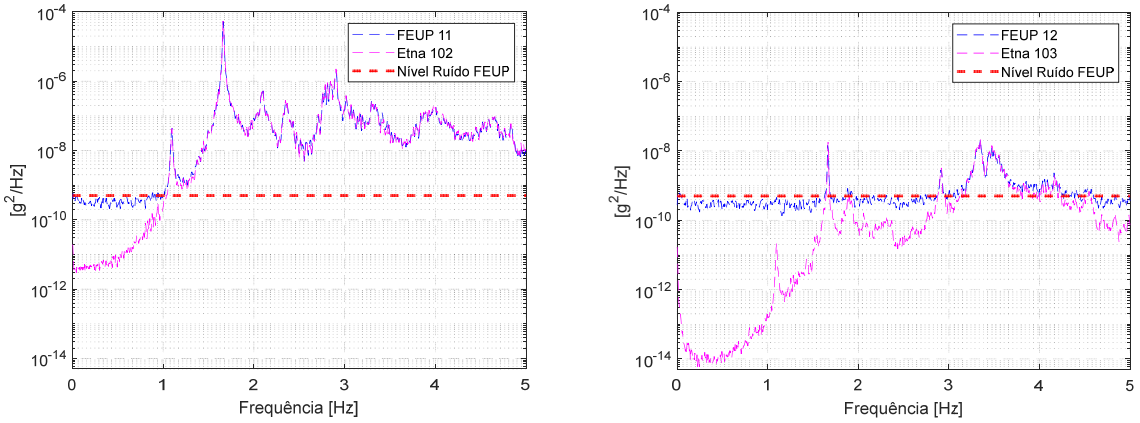

Figura 5.16: Espectros de aceleração OZ FEUP11 e Etna102 para o dia 08/10/2019 07:00-07:30 (à esq.) e OZ FEUP12 e Etna103 para o dia 08/10/2019 00:00-00:30 (à dir.)

Considerando níveis de vibração ainda mais baixos ocorridos no dia 08/12/2019, de cerca de $49\mu g$ para o RMS da aceleração vertical dos sismógrafos da ponta do nariz dianteiro (FEUP11 e Etna102, ver a Figura 5.17 à esquerda) e de aproximadamente $8.6\mu g$ para o RMS da aceleração vertical dos sismógrafos do meio-vão (FEUP12 e Etna103, ver a Figura 5.17 à direita), confirma-se que o ruído dos sismógrafos FEUP chega a esconder completamente a vibração da estrutura. Como o dia 08/12/2019 foi um domingo, não houve trabalhos em obra e, consequentemente, o nível de vibração do cimbre foi baixo. Ademais, fica também demonstrado que a posição dos sismógrafos no cimbre é muito importante, uma vez que a sua colocação numa zona mais flexível do cimbre pode ajudar a minimizar o impacto do ruído dos sismógrafos porque os sinais de aceleração resultantes contêm mais energia.

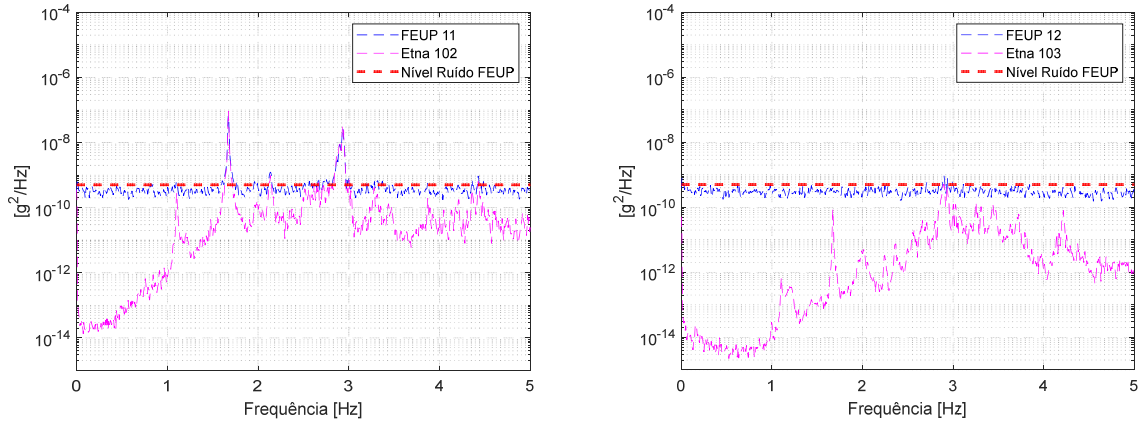

Figura 5.17: Espectros de aceleração OZ FEUP11 e Etna102 para o dia 08/12/2019 00:00-00:30 (à esq.) e OZ FEUP12 e Etna103 para o dia 08/12/2019 00:00-00:30 (à dir.)

Para avaliar a possibilidade de usar os sismógrafos FEUP para diferentes níveis de vibração da estrutura, na Figura 5.18 representa-se o RMS calculado para cada um dos ficheiros de 30*min* obtido para os sismógrafos FEUP em função do RMS obtido no ficheiro correspondente do sismógrafo Etna. Em todas as direcções se verifica que a partir de certo ponto os resultados são semelhantes para ambos os sismógrafos (cerca de $100\mu g$ para as direcções OX e OY e cerca de $150\mu g$ para a direcção OZ). Para níveis de vibração inferiores, a diferença entre os sismógrafos FEUP e os Etna é crescente à medida que o nível de vibração se reduz. Verifica-se que nas duas direcções horizontais (OX e OY) a capacidade de captar acelerações baixas é ligeiramente melhor que na direcção vertical (OZ).

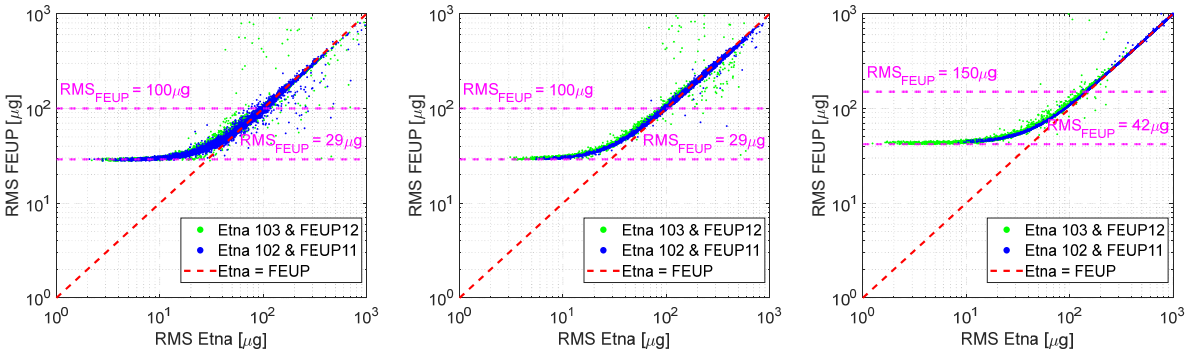

Figura 5.18: RMS da aceleração dos sismógrafos FEUP em relação à dos sismógrafos Etna, para a direcção OX (à esq.), para a direcção OY (ao centro) e para a direcção OZ (à dir.)

Em termos práticos, se se considerar que o sinal captado pelos sismógrafos Etna é exacto (o que é válido apenas se o nível de sinal for significativamente superior ao nível de ruído dos Etna), o RMS das acelerações Etna pode ser considerado como uma medida da energia do sinal. Por outro lado, para níveis de vibração suficientemente inferiores a $100\mu g$ nas direcções horizontais e a $150\mu g$ na direcção vertical, a diferença entre o RMS das acelerações FEUP e o RMS das acelerações Etna pode ser considerado uma medida da energia do ruído dos sismógrafos FEUP. Desta forma, pode ser construído um índice do nível

de sinal / ruído dos sismógrafos FEUP. Na Figura 5.19 representa-se este índice sinal – ruído em função do nível de vibração Etna. De notar que para níveis de vibração da ordem de $100\mu g$ e $150\mu g$ para as direcções horizontais e vertical, respectivamente, este índice perde sentido porque os sinais FEUP são muito próximos dos sinais Etna, daí que na Figura 5.19 surjam assimptotas verticais para esses níveis de vibração.

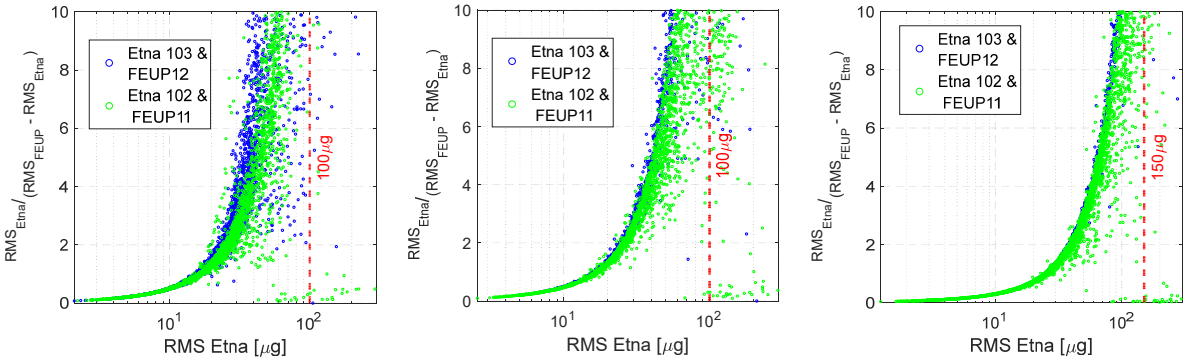

Figura 5.19: Índice de sinal / ruído para a direcção OX (à esq.), para a direcção OY (ao centro) e para a direcção OZ (à dir.)

A partir da Figura 5.19 foram seleccionados vários índices sinal – ruído representativos e os valores correspondentes de RMS de aceleração para concluir sobre a viabilidade do uso dos sismógrafos FEUP para diferentes níveis de vibração (ver a Tabela 5.1). Por exemplo, se se pretender no mínimo um índice sinal – ruído de 5, o RMS de aceleração horizontal deverá ser maior que $40\mu g$ e o RMS de aceleração vertical maior que $62\mu g$.

Tabela 5.1: RMS das acelerações OX, OY e OZ para vários índices sinal – ruído

Índice sinal - ruído	RMS a_{OX} [μg]	RMS a_{OY} [μg]	RMS a_{OZ} [μg]
1	≈ 16		≈ 25
5	≈ 40		≈ 62
10	≈ 54		≈ 92

5.2.4 Identificação Modal no Domínio da Frequência

A identificação modal no domínio da frequência a partir dos dados dos sismógrafos FEUP11 e FEUP12 foi feita com base no método de decomposição no domínio da frequência (FDD) tal como detalhado no capítulo 3.5.6 para os sismógrafos Etna. Foram considerados na análise todos os ficheiros pós-processados com $30min$ de duração e $15Hz$ de frequência de amostragem recolhidos ao longo do período de monitorização. No método FDD foram usadas as acelerações transversais e verticais de ambos os sismógrafos FEUP, em segmentos de 2048 pontos usando janelas de Hann com sobreposição de 50%, donde resulta uma resolução em frequência de $0.0073Hz$ $(= 15Hz/2048)$. Na Figura 5.20

representa-se a evolução dos espectros normalizados do primeiro valor singular considerando como critério de normalização o integral da função espectral entre $1Hz$ e $3Hz$. A zona colorida corresponde às situações em que há dados de ambos os sismógrafos enquanto a zona em escala de cinzentos corresponde às situações em que há dados de apenas um sismógrafo.

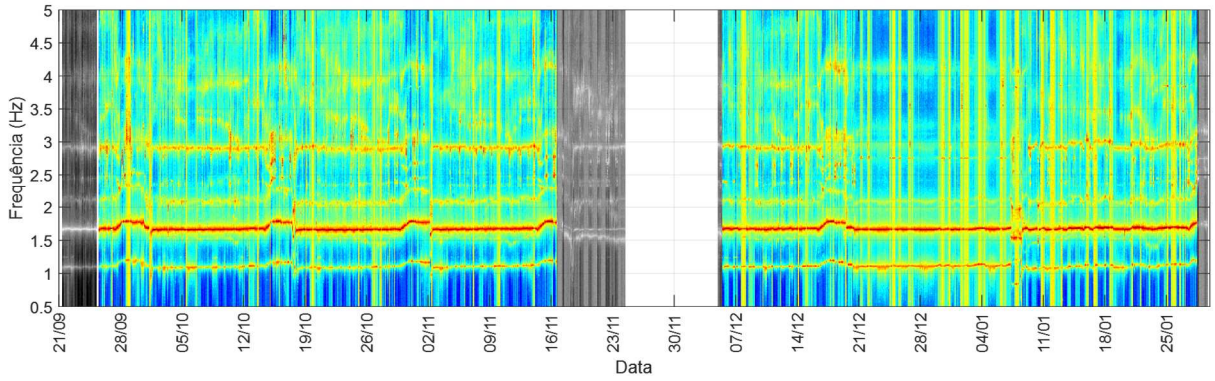

Figura 5.20: Evolução dos espectros do 1º valor singular das direcções OY e OZ dos sismógrafos FEUP

Na Figura 5.20 são identificáveis várias frequências associadas a picos dos espectros (zonas vermelhas) que se verificam recorrentemente ao longo do tempo. Estas frequências, tal como a sua evolução ao longo do ciclo de operação do cimbre estão alinhadas com os resultados apresentados no capítulo 3. Para comparar directamente com os sismógrafos FEUP, foi replicada a análise pelo método FDD usando as acelerações transversais e verticais recolhidas pelos sismógrafos Etna102 e Etna103, decimando a frequência de amostragem original de $50Hz$ para $12.5Hz$. Na análise em frequência foram usados os mesmos parâmetros que para a análise dos dados dos sismógrafos FEUP, donde resulta uma resolução em frequência de $0.0061Hz$ ($= 12.5Hz/2048$). Na Figura 5.21 representa-se a evolução dos espectros normalizados do primeiro valor singular obtido dos sismógrafos Etna. Para melhor comparação, o critério de normalização foi o mesmo que foi aplicado aos sismógrafos FEUP.

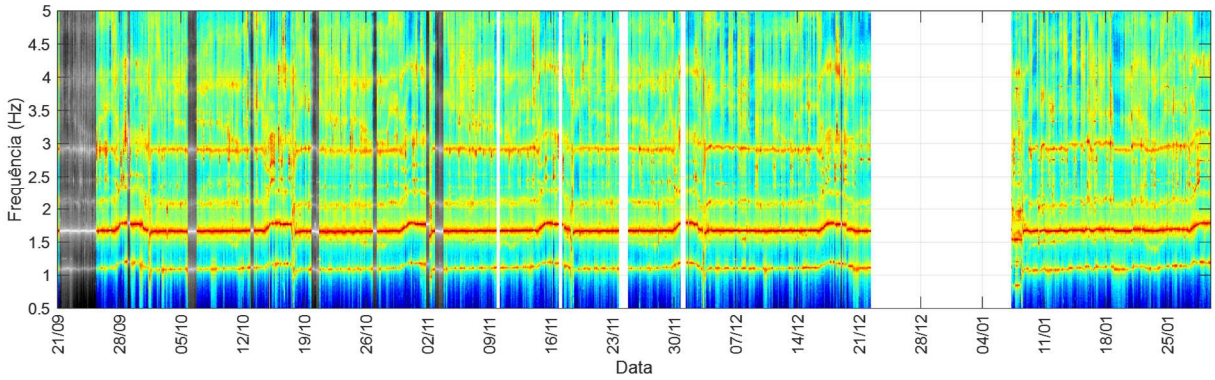

Figura 5.21: Evolução do espectro do 1º valor singular das direcções OY e OZ dos sismógrafos Etna

Considerando a análise pelo método FDD com parâmetros semelhantes para os dois sistemas, verifica-se que a partir dos dados dos sismógrafos Etna é possível obter mais informação, nomeadamente um reconhecimento mais claro dos modos de vibração mesmo em períodos com menor vibração do cimbre

(os picos são mais marcados na Figura 5.21 que na Figura 5.20). No entanto, a partir dos dados dos sismógrafos FEUP é possível recolher muita da informação essencial dos parâmetros modais do cimbre.

5.2.5 IDENTIFICAÇÃO MODAL NO DOMÍNIO DO TEMPO

Para aprofundar a comparação entre os dois tipos de sismógrafo, foi feita uma análise no domínio do tempo usando o método SSI-Cov descrito no ponto 2.5.3.3. Para determinar os parâmetros essenciais da aplicação deste método, nomeadamente o desfasamento máximo da correlação, a gama de ordens do modelo e os critérios de estabilidade a considerar, foram construídos diagramas de estabilidade para vários ficheiros. Após algumas tentativas, foi escolhido um desfasamento da correlação $j = 50$, uma ordem máxima do modelo de 80, e os seguintes critérios de estabilidade: (i) variação de frequência inferior a 1% entre modos correspondentes de ordens consecutivas, (ii) variação de amortecimento inferior a 5% entre modos correspondentes de ordens consecutivas, (iii) coeficiente de amortecimento modal inferior a 5% e (iv) coeficiente MAC superior a 0.98 entre modos correspondentes de ordens consecutivas. Na Figura 5.22 representam-se os diagramas de estabilização resultantes da aplicação do método SSI-Cov aos dados dos sismógrafos FEUP11 e FEUP12 (à esquerda) e aos dados dos sismógrafos Etna102 e Etna103 (à direita) para 08/10/2019 07:00-07-30. Na zona inferior de ambos os diagramas de estabilização apresentam-se também os correspondentes espectros do primeiro valor singular obtidos pelo método FDD.

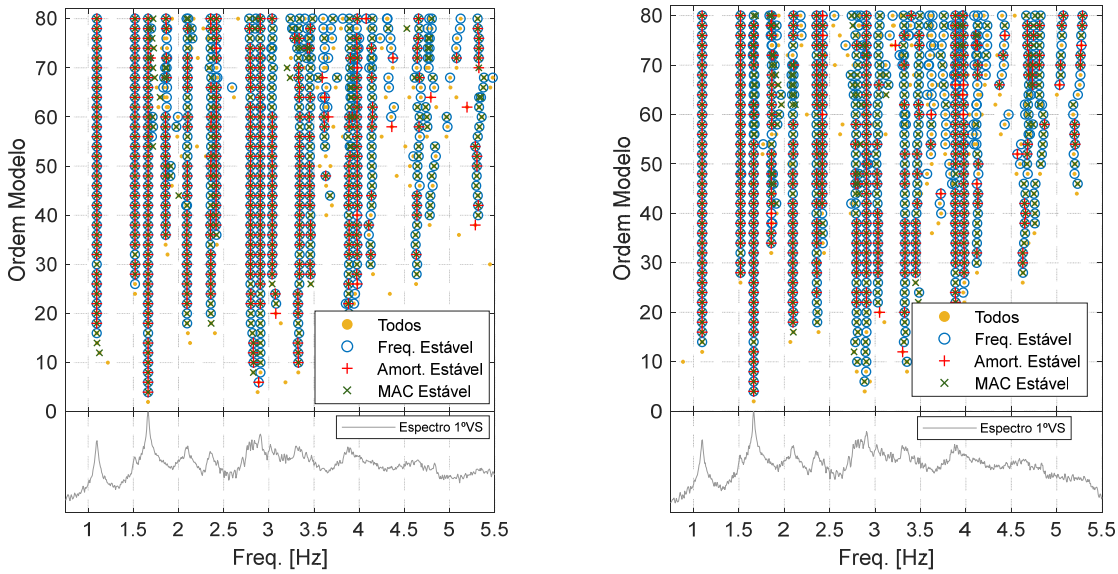

Figura 5.22: Diagramas de estabilização para o dia 08/10/2019 07:00-07:30 obtido dos dados dos sismógrafos FEUP (à esq.) e dos sismógrafos Etna (à dir.)

Como no dia 08/10/2019 07:00-07:30 o nível de vibração do cimbre foi significativo, os diagramas de estabilização obtidos para ambos os sistemas são bastante semelhantes. Os espectros do primeiro valor

singular são também semelhantes porque os níveis de sinal de aceleração foram suficientemente superiores ao nível de ruído dos sismógrafos FEUP.

Usando como base um período com menor nível de vibração, neste caso o dia 08/12/2019 00:00-00:30, na Figura 5.23 representam-se os diagramas de estabilização usando os parâmetros anteriores na aplicação do método SSI-Cov. A informação recolhida dos sismógrafos FEUP está circunscrita a 4 modos de vibração (ver a Figura 5.23 à esquerda) enquanto dos sismógrafos Etna é possível recolher informação sobre mais modos de vibração, em especial de modos com frequências maiores (ver a Figura 5.23 à direita).

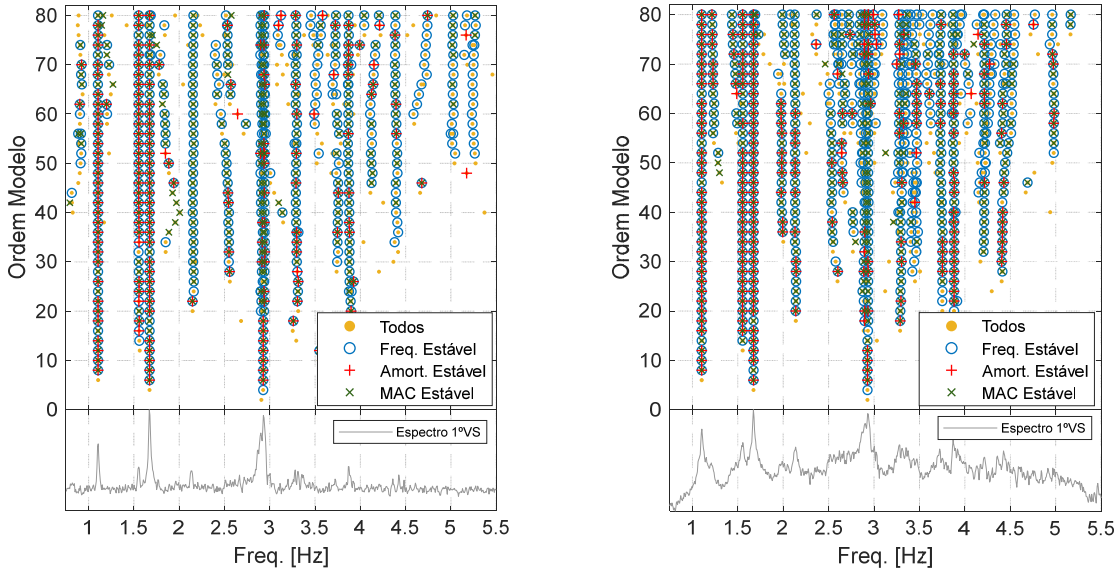

Figura 5.23: Diagramas de estabilização para o dia 08/12/2019 00:00-00:30 obtido dos dados dos sismógrafos FEUP (à esq.) e dos sismógrafos Etna (à dir.)

Aplicando o método SSI-Cov com os parâmetros supracitados à aceleração transversal e vertical de todos os ficheiros disponíveis para os sismógrafos FEUP, é possível identificar e fazer o seguimento de 6 modos. Na Figura 5.24 representam-se os modos identificados usando os seguintes critérios de seguimento de um modo: (i) variação de frequência inferior a 12% em relação à frequência média (para acomodar variações devidas à betonagem) e (ii) coeficiente MAC superior a 0.98 em relação à configuração modal média.

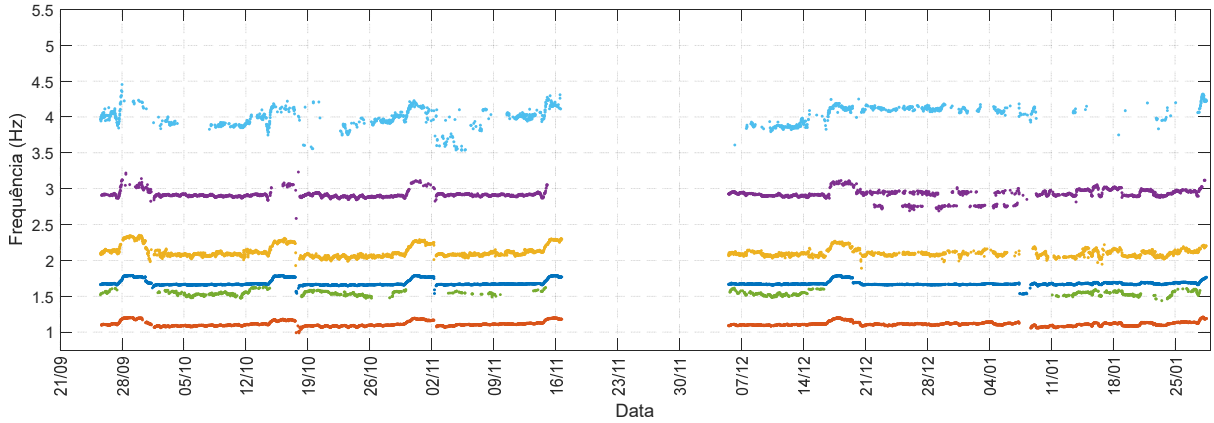

Figura 5.24: Modos identificados pelos método SSI-Cov aplicado aos dados dos sismógrafos FEUP11 e FEUP12

Para comparação, foram aplicados os mesmos parâmetros do método SSI-Cov e critérios de seguimento dos modos aos dados de aceleração transversal e vertical dos sensores Etna102 e Etna103. Na Figura 5.25 representam-se os 10 modos identificados e seguidos pelos sismógrafos Etna no período de monitorização com os sensores FEUP.

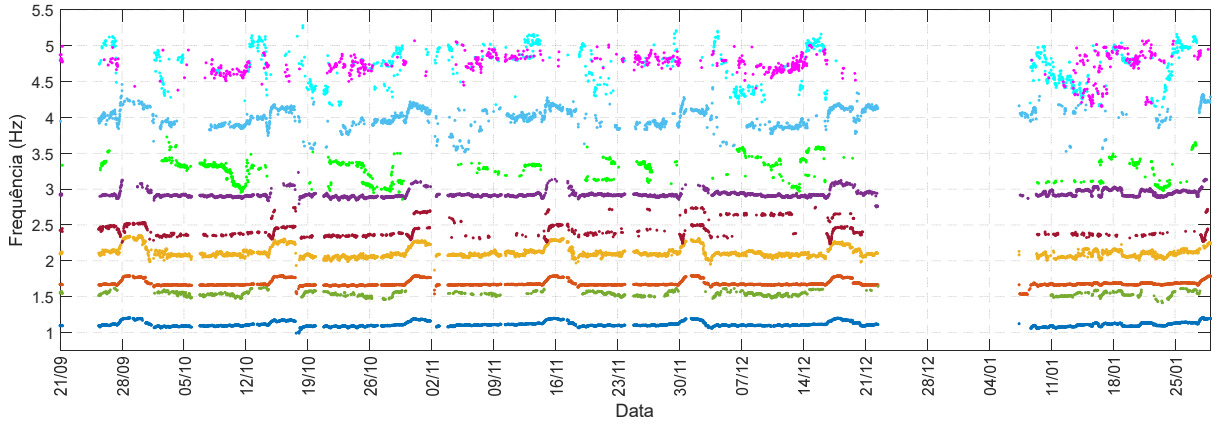

Figura 5.25: Modos identificados pelos método SSI-Cov aplicado aos dados dos sismógrafos Etna102 e Etna103

As características médias dos 10 modos identificados estão descritas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Características médias dos modos identificados e seguidos nos dados dos sismógrafos Etna

Modo	Taxa Ident. [%]	Freq. [Hz]	ξ [%]	Configuração modal			
				102_Y	102_Z	103_Y	103_Z
COV.1	94.5%	1.1138	0.650	1.00	-0.19	0.01	-0.01
COV.2	25.6%	1.5347	1.069	0.02	0.11	1.00	-0.01
COV.3	94.2%	1.6837	0.224	0.01	1.00	0.00	-0.03
COV.4	82.1%	2.1119	1.256	-0.32	1.00	0.23	-0.02
COV.5	22.9%	2.3963	0.703	0.04	1.00	-0.02	0.38
COV.6	75.6%	2.9222	0.619	0.79	1.00	-0.35	0.11
COV.7	19.0%	3.3218	1.182	-0.02	0.89	-0.01	1.00
COV.8	33.6%	4.0015	1.363	1.00	0.28	0.19	-0.05
COV.9	15.9%	4.7567	1.588	0.41	1.00	0.09	-0.01
COV.10	19.3%	4.7883	1.605	0.17	1.00	0.04	-0.03

Verifica-se que os modos com maior taxa de identificação e, portanto, mais representativos da vibração do cimbre, são também identificados nos dados dos sismógrafos FEUP (ver a Tabela 5.3). Os modos com taxa de identificação inferior a 25% nos dados dos sismógrafos Etna não foram identificados nos dados dos sismógrafos FEUP.

Tabela 5.3: Características médias dos modos identificados e seguidos nos dados dos sismógrafos FEUP

Modo	Taxa Ident. [%]	Freq. [Hz]	ξ [%]	Configuração modal			
				102_Y	102_Z	103_Y	103_Z
COV.1	91.4%	1.1138	0.654	1.00	-0.20	0.01	-0.01
COV.2	20.9%	1.5347	1.075	0.03	0.12	1.00	-0.01
COV.3	93.1%	1.6837	0.225	0.01	1.00	0.00	-0.03
COV.4	72.6%	2.1118	1.339	-0.35	1.00	0.22	-0.02
COV.6	66.0%	2.9224	0.626	0.72	1.00	-0.33	0.11
COV.8	26.2%	4.0023	1.391	1.00	0.30	0.19	-0.05

Comparando as características médias dos modos, verifica-se que os valores obtidos para ambos os sistemas são muito próximos. Mesmo nos coeficientes de amortecimento modal, onde há diferenças maiores, a diferença máxima registada para o modo COV.4 não é significativa.

Comparando directamente as frequências e os coeficientes de amortecimento obtidos em ficheiros correspondentes dos sismógrafos FEUP e Etna, verifica-se uma grande proximidade, especialmente para a frequência. Na Figura 5.26 representa-se esta comparação para os dois modos mais identificados, os modos COV.1 e COV.3, para as frequências naturais (à esquerda) e para os amortecimentos modais (à direita). Para estes dois modos, as frequências obtidas a partir dos dados FEUP são praticamente coincidentes com as obtidas a partir dos dados dos Etna, enquanto o coeficiente de amortecimento modal obtido dos dados FEUP está muito fortemente correlacionado com o amortecimento obtido dos dados Etna. Em termos prácticos, esta ligeira dispersão do amortecimento modal não tem impacto negativo relevante.

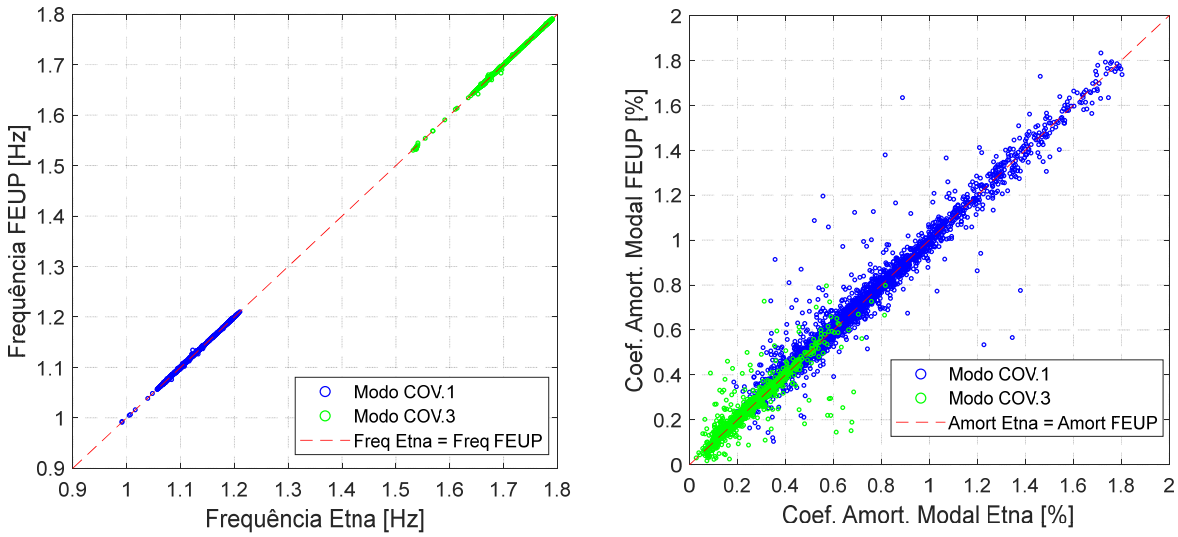

Figura 5.26: Frequência dos sismógrafos FEUP em função da frequência Etna (à esq.) e amortecimento FEUP em função do amortecimento Etna (à dir.) para os modos COV.1 e COV.3

Em conclusão, o uso de sismógrafos FEUP neste cimbre é adequado e poderá cumprir todos os objectivos da monitorização porque a identificação e o seguimento dos 6 modos da Tabela 5.3 é suficiente. Em situações com menor nível de vibração e onde seja importante seguir modos mais dificilmente excitáveis, associados a uma gama de frequências diferente ou onde as acções tenham menor energia, pode ser imprescindível usar sismógrafos do tipo Etna.

5.3 CIMBRE M38-I

No cimbre M38-I foram usados novamente três sistemas customizados pela FEUP: (i) uma versão melhorada do sistema de aquisição dos anemómetros que está descrita no capítulo 4.2, (ii) sistema de aquisição de extensómetros e (iii) sismógrafos triaxiais. Como havia a possibilidade de aceder remotamente ao sistema de aquisição dos anemómetros, este foi mantido sem qualquer ligação aos restantes. No entanto, para suprir a impossibilidade de acesso remoto aos módulos de extensómetros e sismógrafos, nesta instalação foi adicionado um sistema central materializado por um Raspberry Pi ligado a um *router* que permite o acesso remoto ao sistema central (ver a Figura 5.27). Por sua vez, os três módulos de aquisição de extensómetros e os três sismógrafos enviam via rádio (antena RF) para o sistema central os dados recolhidos localmente. Para organizar a recepção dos dados que chegam ao sistema central, cada um dos elementos adiciona aos dados enviados uma coluna inicial com a sua identificação (11 a 13 para os sismógrafos e 21 a 23 para os sistemas de aquisição dos extensómetros). O sistema central agrega os dados que recebe dos sismógrafos e dos módulos de aquisição de extensómetros em ficheiros de $10min$. Posteriormente, o ficheiro com os dados de todos os sensores é dividido em pós-processamento em ficheiros individuais para cada um dos sismógrafos e módulos de

aquisição dos extensómetros. Na Figura 5.27 representa-se esquematicamente o sistema customizado conjunto dos sismógrafos triaxiais e dos módulos de aquisição dos extensómetros.

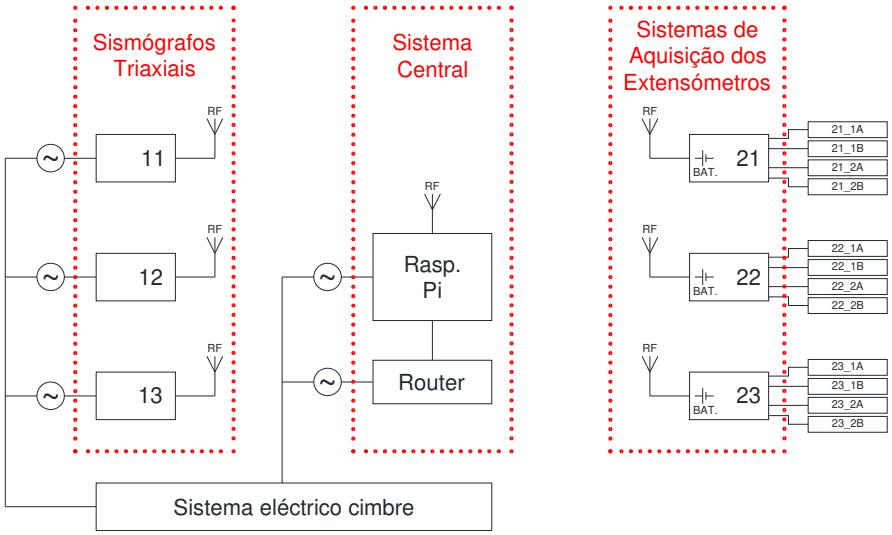

Figura 5.27: Sistema customizado FEUP dos sismógrafos e dos módulos de aquisição dos extensómetros

As características dos módulos de aquisição dos extensómetros, os resultados obtidos e a comparação com os resultados descritos no capítulo 4.3 pode ser encontrada em (Lobo, 2021). Neste estudo verificou-se que os dados guardados localmente no cartão microSD eram mais completos que os dados transmitidos e depois reorganizados pelo sistema central. Estima-se que em média cerca de 6% dos dados são perdidos na transmissão e no processamento no sistema central. No que concerne às extensões este valor de perda de dados é aceitável, uma vez que o objectivo é registar a tendência lenta de variação das extensões e não variações bruscas. Como os resultados dos extensómetros instalados no cimbre foram analisados em (Lobo, 2021), este capítulo tratará exclusivamente dos sismógrafos customizados.

5.3.1 SISMÓGRAFOS CUSTOMIZADOS

Os sismógrafos customizados FEUP foram colocados nas mesmas posições que os sensores Etna (descritos no ponto 3.5.1) para comparar os resultados dos sismógrafos e para que os sensores customizados FEUP pudessem usar o mesmo abastecimento eléctrico já existente para os sensores Etna. Na Figura 5.28 representa-se a localização dos sismógrafos customizados instalados no cimbre M38-I. Os acelerómetros usados nesta aplicação são os mesmos que foram usados no cimbre M1-70-S (descritos no ponto 5.2.1). Para minimizar as exigências da transmissão de dados via rádio, a frequência de amostragem dos sismógrafos FEUP foi reduzida nesta aplicação para cerca de $31.25 Hz$. As frequências dos filtros digitais anti-*aliasing* foram também ajustadas em correspondência, o filtro passa-alto para uma frequência de corte de $0.12 Hz$ e o filtro passa-baixo para uma frequência de corte de $7.8125 Hz$.

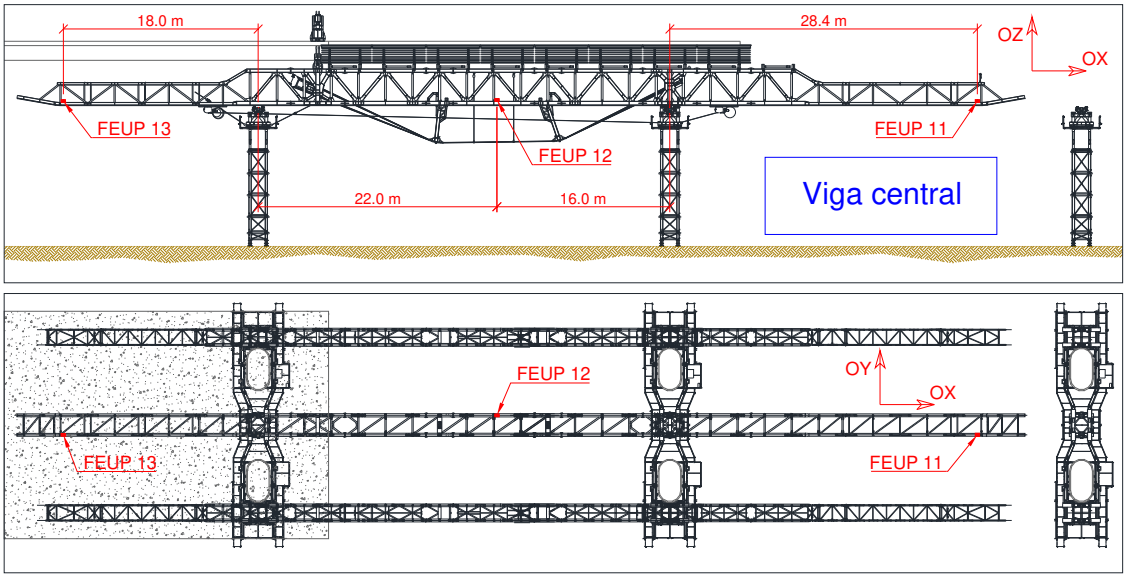

Figura 5.28: Localização dos sismógrafos customizados FEUP no cimbre M38-I

O sismógrafo Etna 104 e o sismógrafo FEUP 13 colocados lado a lado no cimbre M38-I são apresentados na Figura 5.29, assinalados respectivamente com 1 e 2.

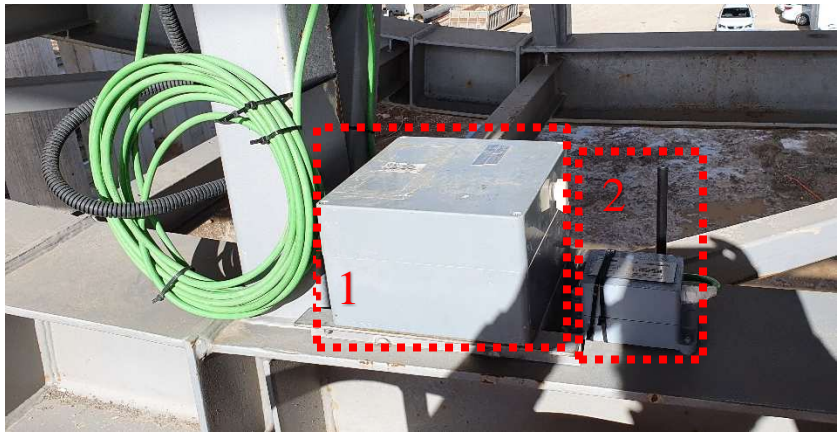

Figura 5.29: Sismógrafos Etna104 - "1" e FEUP13 - "2" instalados no cimbre M38-I

Para avaliar a dimensão da perda de dados na transmissão para o sistema central foram comparados na Figura 5.30 o número de linhas dos ficheiros gravados nos cartões microSD dos sismógrafos com número de linhas dos ficheiros guardados no sistema central para períodos de 10min correspondentes. No caso dos sismógrafos customizados verifica-se que a perda mediana de dados é de 4.5%, 3.2% e 7.8%, respectivamente para os sismógrafos FEUP11, FEUP12 e FEUP13. Esta diferença pode estar relacionada com o posicionamento dos sismógrafos em relação ao sistema central (instalado junto ao apoio da viga central na torre de apoio dianteira), já que o sismógrafo mais próximo (FEUP12) apresenta um nível de perda de dados bastante inferior ao sistema mais afastado do sistema central (FEUP13).

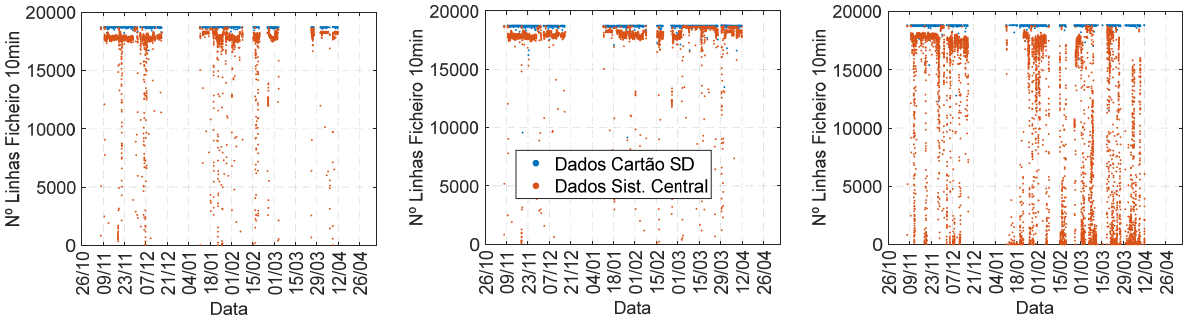

Figura 5.30: Quantidade de dados gravados nos cartões microSD dos sismógrafos no sistema central: FEUP11 (à esq.), FEUP12 (ao centro) e FEUP13 (à dir.)

Pela natureza da perda de dados, esta é aleatória e pode condicionar a obtenção de informação relevante dos dados de aceleração.

Apesar de ser possível aceder remotamente aos dados dos sismógrafos customizados e ter informação em tempo-real sobre o seu funcionamento, os dados gravados localmente nos cartões microSD de cada um dos sismógrafos são de melhor qualidade e serão usados nas análises subsequentes. As lições aprendidas com esta aplicação e sugestões de melhoria da qualidade dos dados recolhidos pelo sistema central serão apresentadas no ponto 5.4.

5.3.2 Tratamento Preliminar de Dados

A evolução da frequência de amostragem ao longo do tempo (ver a Figura 5.31 à esquerda) e a variação da frequência de amostragem em função da temperatura (ver a Figura 5.31 à direita) têm características semelhantes às observadas no cimbre M1-70-S. Neste caso, para além da influência marcada da temperatura, há também algum outro efeito que fez reduzir as frequências de amostragem. Em anteriores aplicações deste tipo de sismógrafos foi detectado um efeito semelhante relacionado com a gravação de dados no cartão microSD, que em alguns casos não seria suficientemente rápida e uma pequena parte dos dados acabavam por não ser registados no cartão. Os registos de tensão mantiveram-se aproximadamente constantes porque os sensores foram alimentados pela rede eléctrica do cimbre com tensão AC de $230V$, que foi convertida para uma tensão DC de $5V$ através de um transformador colocado na caixa do sismógrafo.

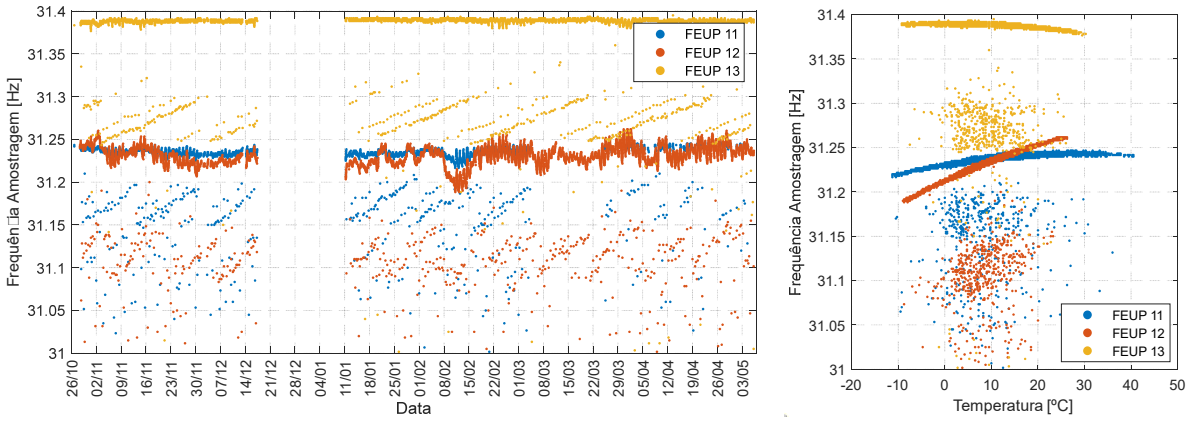

Figura 5.31: Evolução da frequência de amostragem dos sismógrafos customizados ao longo do tempo (à esq.) e em função da temperatura (à dir.)

Para homogeneizar as frequências de amostragem, os dados de todos os sensores foram reamostrados para uma frequência de $30Hz$ por ser muito próxima da frequência original de cerca de $31.25Hz$.

Para averiguar o sincronismo dos dados dos sismógrafos, foi analisada a fase do rácio entre as funções de densidade espectral cruzada dos registos de aceleração longitudinal dos sismógrafos FEUP em relação aos sismógrafos Etna colocados na mesma posição para o dia 03/11/2020 07:00-07:10. Na Figura 5.32 representa-se a evolução da fase em função da frequência para os três sismógrafos FEUP, donde se estima que o sismógrafo FEUP11 está adiantado cerca de $0.56s$, o sismógrafo FEUP12 está adiantado cerca de $0.19s$ e o sismógrafo FEUP13 está atrasado cerca de $0.49s$.

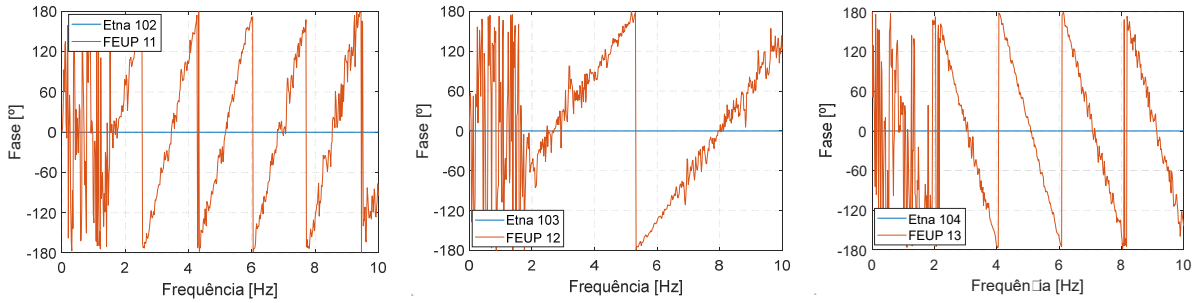

Figura 5.32: Fase do sinal de aceleração FEUP11 em relação ao sinal Etna102 (à esq.) do sinal FEUP12 em relação ao sinal Etna103 (ao centro) e do sinal FEUP13 em relação ao sinal Etna104 (à dir.) para o dia 03/11/2020 07:00-07:10

Aplicando o processo automatizado de determinação do desfasamento absoluto dos sinais dos sismógrafos FEUP em relação aos sismógrafos Etna usando a função "*alignsignals*" do Matlab, obtiveram-se os desfasamentos absolutos representados na Figura 5.33, na Figura 5.34 e na Figura 5.35, respectivamente para o sismógrafo FEUP11, FEUP12 e FEUP13. Nesta aplicação, os *real-time clocks* de todos os sismógrafos FEUP foram-se adiantando gradualmente com uma tendência aproximadamente linear. Em termos médios, o sismógrafo FEUP11 adiantou-se cerca de $0.056s/dia$, o sismógrafo FEUP12

adiantou-se cerca de $0.068 s/dia$ e o sismógrafo FEUP13 cerca de $0.029 s/dia$. As referências de desfasamento obtidas com base na fase para o ficheiro de 03/11/2020 07:00-07:10 (representadas com as estrelas vermelhas) está de acordo com a estimativa usando a função "*alignsignals*".

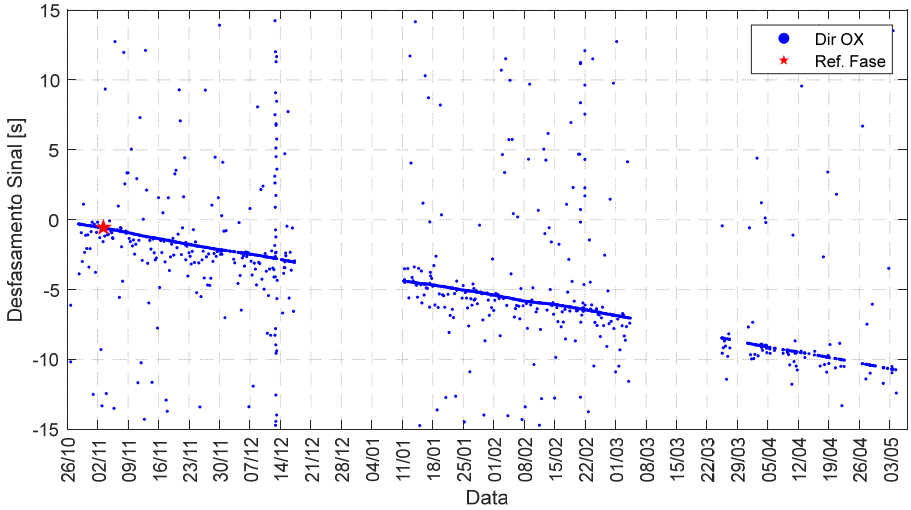

Figura 5.33: Desfasamento do sinal de aceleração OX do sismógrafo FEUP11 em relação ao Etna102

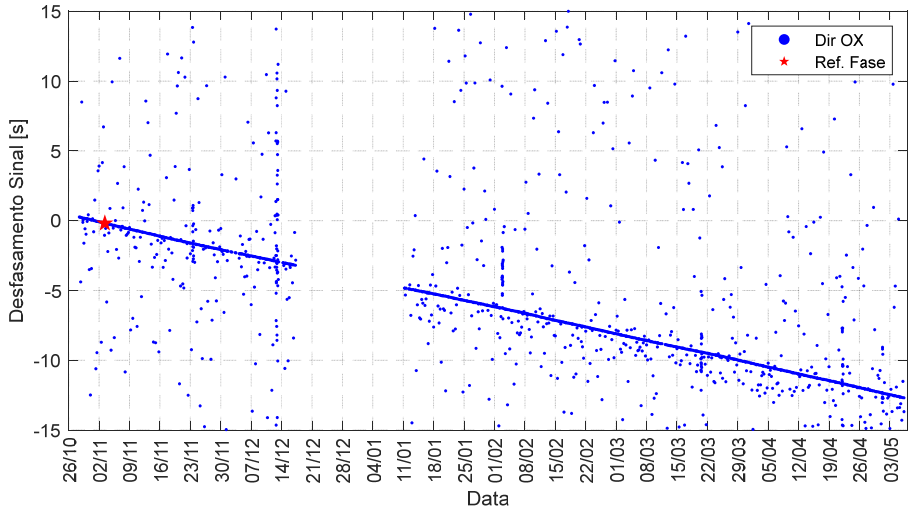

Figura 5.34: Desfasamento do sinal de aceleração OX do sismógrafo FEUP12 em relação ao Etna103

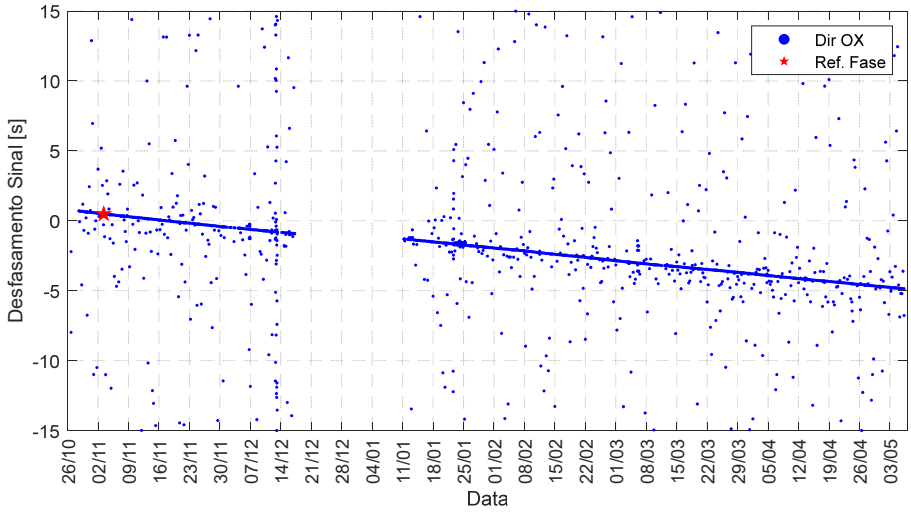

Figura 5.35: Desfasamento do sinal de aceleração OX do sismógrafo FEUP13 em relação ao Etna104

A partir dos desfasamentos absolutos obtidos, foram aplicados sucessivamente dois procedimentos de identificação de *outliers* para obter a linha representativa do desfasamento de sinal dos sismógrafos customizados, considerando em primeiro lugar uma mediana móvel de sete dias e depois uma mediana móvel de um dia. Posteriormente, para preencher as lacunas de valores, foi considerada uma variação linear entre os pontos da linha representativa. Na Figura 5.36 representa-se a linha representativa do desfasamento de sinal após a remoção de outliers ("Desf Absoluto") e o desfasamento de sinal após o preenchimento com interpolação linear ("Desf Interp Linear").

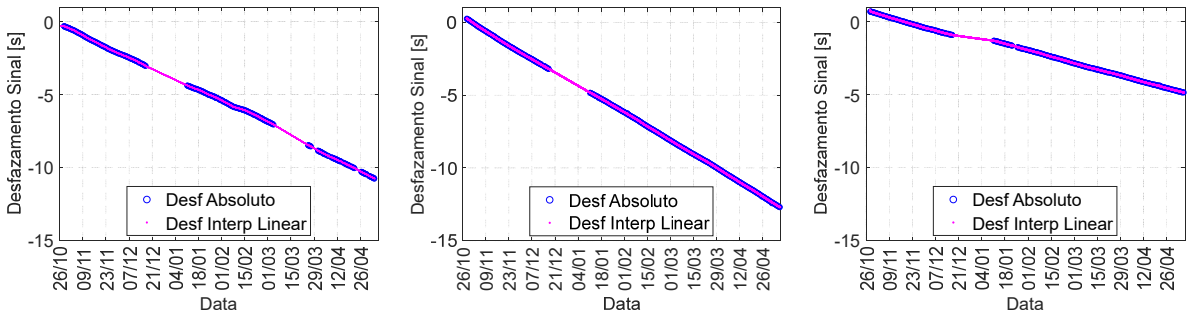

Figura 5.36: Desfasamento absoluto de sinal dos sismógrafos customizados: FEUP11 (à esq.), FEUP12 (ao centro) e FEUP13 (à dir.)

Os ficheiros com duração de $10min$ e frequência de amostragem de $30Hz$ de cada um dos sismógrafos customizados foram agrupados em ficheiros de $30min$, aos quais foram aplicados os desfasamentos absolutos calculados e foram posteriormente decimados para uma frequência de amostragem de $15Hz$. Na Figura 5.37 representa-se a evolução da fase dos sismógrafos customizados para o dia 03/11/2020 07:00-07:30. Esta figura confirma que o processo de sincronização absoluta dos sismógrafos customizados foi bem-sucedido.

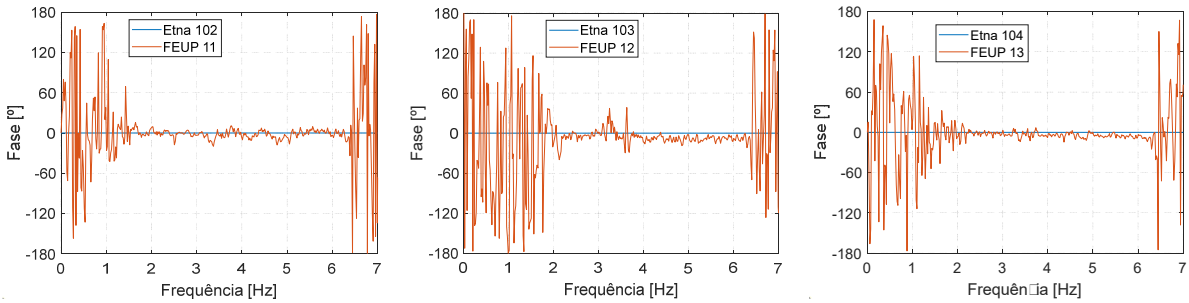

Figura 5.37: Fase do sinal de aceleração FEUP11 em relação ao sinal Etna102 (à esq.) do sinal FEUP12 em relação ao sinal Etna103 (ao centro) e do sinal FEUP13 em relação ao sinal Etna104 (à dir.) para o dia 03/11/2020 07:00-07:30 após a sincronização absoluta dos sismógrafos

5.3.3 Nível de Ruído dos Sismógrafos

Os acelerómetros usados nos sismógrafos customizados instalados no cimbre M38-I são do mesmo modelo dos que foram instalados no cimbre M1-70-S. Desta forma, tal como representado na Figura 5.38, a correspondência entre o RMS dos sismógrafos Etna e o RMS dos sismógrafos FEUP apresenta valores semelhantes para o patamar a partir do qual os sismógrafos customizados não conseguem captar a vibração (cerca de $29\mu g$ para as direcções OX e OY e cerca de $42\mu g$ para a direcção OZ) e também o valor a partir do qual os registos dos sismógrafos customizados é semelhante ao dos sismógrafos Etna ($100\mu g$ para as direcções OX e OY e $150\mu g$ para a direcção OZ). No entanto, a correspondência entre o RMS dos sismógrafos FEUP e RMS dos sismógrafos Etna é bastante mais dispersa que a obtida para os dados do cimbre M1-70-S (ver a Figura 5.38 e a Figura 5.18, respetivamente).

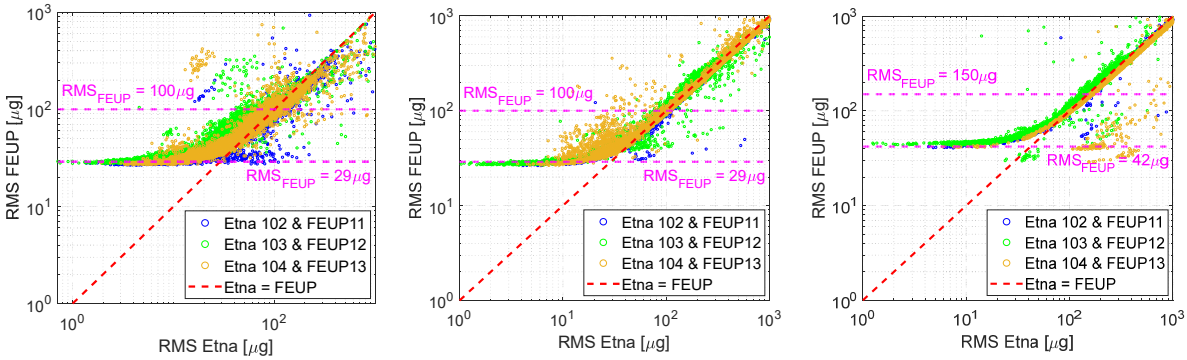

Figura 5.38: RMS da aceleração dos sismógrafos FEUP em relação à dos sismógrafos Etna, para a direcção OX (à esq.), para a direcção OY (ao centro) e para a direcção OZ (à dir.)

5.3.4 Identificação Modal no Domínio da Frequência

A aplicação de métodos de identificação modal no domínio da frequência ao cimbre M38-I é desafiante, tal como descrito no capítulo 4.4.4. Assim, para comparar directamente a qualidade dos dados dos

sismógrafos customizados com os dados dos sismógrafos Etna, foi escolhido apenas um modo de vibração obtido das acelerações verticais. Para melhor circunscrever este modo de vibração, foram considerados filtros Chebysheb tipo II de ordem 12 com banda passante [$1.5Hz$; $2.45Hz$] ou [$1.5Hz$; $2.6Hz$], respectivamente para situações anteriores e posteriores à betonagem do tabuleiro. A análise no domínio da frequência foi feita pelo método de decomposição no domínio da frequência (FDD). Foram considerados segmentos de 2048 pontos usando janelas de Hann com sobreposição de 50%, donde resulta uma resolução em frequência de $0.0073Hz$ ($= 15Hz/2048$) para os sismógrafos customizados e de $0.0061Hz$ ($= 12.5Hz/2048$) para os sismógrafos Etna. Os ficheiros originais dos sismógrafos Etna foram divididos em períodos de $30min$ e a frequência de amostragem original de $50Hz$ foi decimada para $12.5Hz$ para ser mais próxima da frequência de amostragem dos sismógrafos customizados. Na Figura 5.39 representa-se a evolução dos espectros do primeiro valor singular das acelerações verticais no período entre 01/11/2020 e 11/12/2020, em cima para os sensores customizados FEUP e em baixo para os sensores Etna. Os espectros foram normalizados pelo respectivo integral da função espectral entre $1.5Hz$ e $2.6Hz$. Apesar de ser perceptível a evolução geral da frequência, nomeadamente a betonagem de quatro vãos de tabuleiro, a partir dos dados dos sismógrafos FEUP não é possível compreender com clareza a evolução da frequência nas fases com menor nível de vibração durante a noite e aos fins-de-semana.

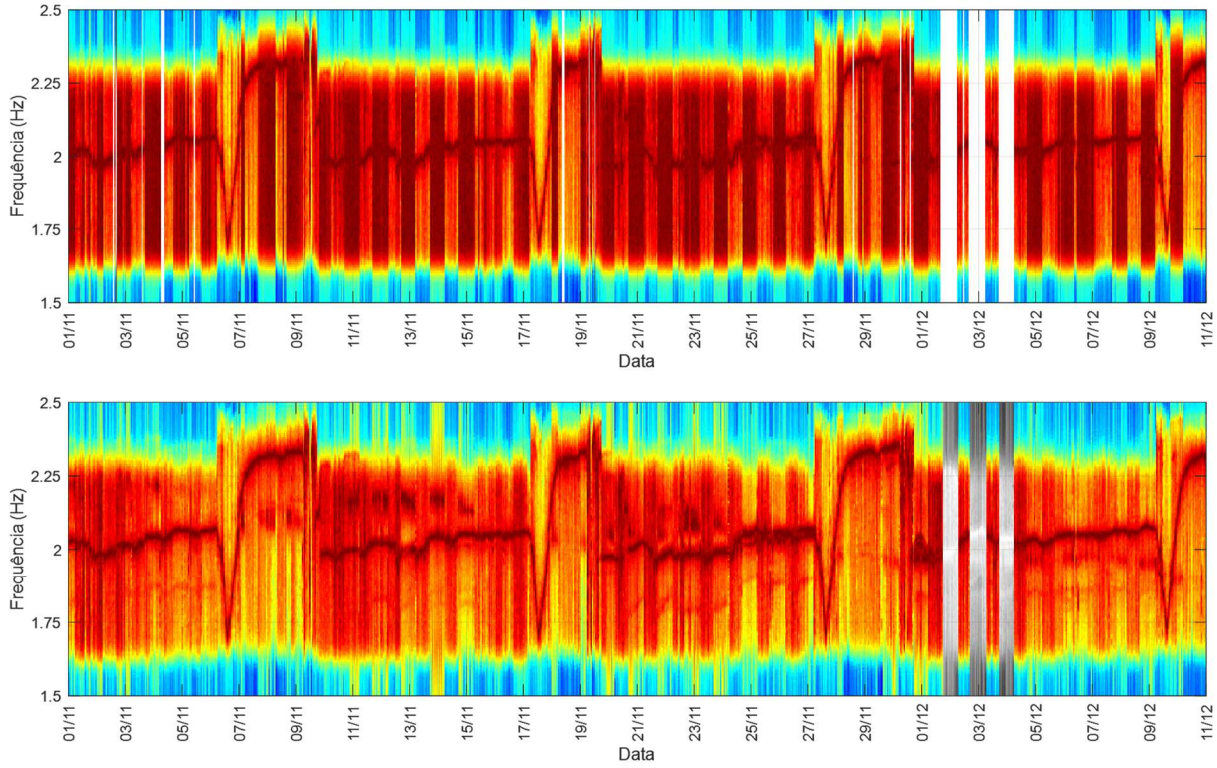

Figura 5.39: Evolução dos espectros do 1º valor singular da direcção OZ dos sismógrafos FEUP (em cima) e dos sismógrafos Etna (em baixo)

5.3.5 IDENTIFICAÇÃO MODAL NO DOMÍNIO DO TEMPO

A análise no domínio do tempo foi feita com base no método SSI-Cov (ver o ponto 2.5.3.3). Para uma comparação preliminar dos dados dos sismógrafos customizados FEUP com os dados dos sismógrafos Etna, foram confrontados os diagramas de estabilização para o mesmo período, neste caso entre as 20:00 e as 20:30 do dia 16/11/2020. Os dados dos Etna foram convertidos para períodos de $30min$ e $12.5Hz$ de frequência de amostragem por serem mais próximos dos ficheiros de dados dos sismógrafos customizados que têm uma duração de $30min$ e frequência de amostragem de $15Hz$. Os critérios de estabilização usados foram os mesmos que foram aplicados aos dados dos sismógrafos Etna no ponto 4.4.5: (i) uma variação de frequência de modos correspondentes inferior a 1% entre ordens consecutivas, (ii) uma variação de amortecimento de modos correspondentes inferior a 5% entre ordens consecutivas, (iii) um coeficiente de amortecimento modal inferior a 5% e (iv) um coeficiente MAC maior que 0.98 entre modos correspondentes de ordens consecutivas. Foram consideradas apenas as acelerações verticais (OZ) dos sismógrafos e um desfasamento máximo da correlação de 100. Na Figura 5.40 representam-se os diagramas de estabilização obtidos para os sismógrafos FEUP (à esquerda) e para os sismógrafos Etna (à direita). Na Figura 5.40 representam-se também as frequências dos modos EVA.3, EVA.4, EVA.5 e EVA.6 obtidas no ensaio de vibração ambiental (ver o ponto 4.4.1).

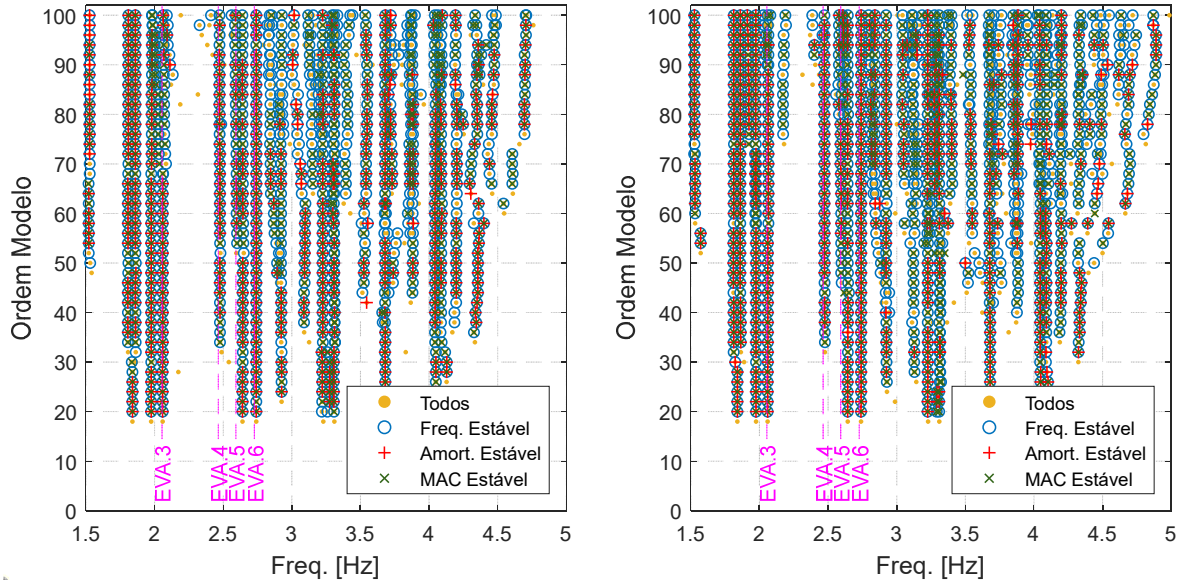

Figura 5.40: Diagramas de estabilização para o dia 16/11/2020 20:00-20:30 obtidos dos dados dos sismógrafos FEUP (à esq.) e dos sismógrafos Etna (à dir.)

Comparando o diagrama de estabilização FEUP com diagrama de estabilização Etna, verifica-se uma grande semelhança, sendo apenas de notar uma maior prevalência de pontos onde os critérios de estabilidade são assegurados nos sismógrafos Etna. Para uma comparação dos dados dos dois tipos de sismógrafos ao longo do tempo, os pontos estáveis do modo EVA.3 (ver o ponto 4.4.1) foram agrupados

considerando uma distância máxima $d_{i,j}$ de 0.02 (ver expressão (2.116)). Na Figura 5.41 representa-se o seguimento do modo EVA.3 para os dados dos sismógrafos FEUP (em cima) e para os dados dos sismógrafos Etna (em baixo) considerando uma variação máxima de frequência de $0.3 Hz$ e um coeficiente MAC mínimo de 0.975. Na Figura 5.41 a evolução da frequência identificada pelo método SSI-Cov está sobreposta aos espectros do primeiro valor singular obtidos pelo método FDD (ver a Figura 5.39).

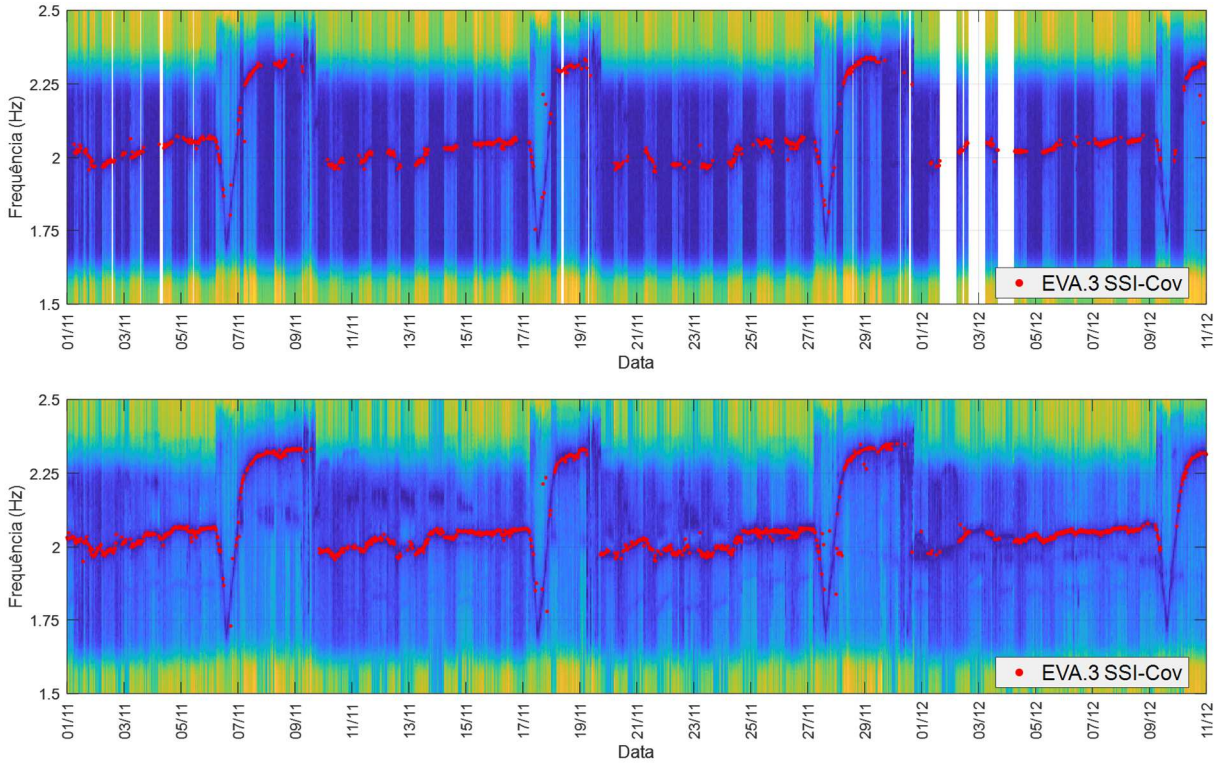

Figura 5.41: Evolução do modo EVA.3 identificado na direcção OZ pelo método SSI-Cov para os sismógrafos FEUP (em cima) e para os sismógrafos Etna (em baixo)

Verifica-se que é possível seguir o modo EVA.3 tanto nos dados FEUP como nos dados Etna usando os mesmos critérios. No entanto, nos períodos com menor nível de vibração, os sismógrafos Etna garantiram a recolha de dados de melhor qualidade, o que permitiu que o modo EVA.3 fosse identificado em 66.8% dos ficheiros (ver a Tabela 5.4). Apesar da taxa de identificação deste modo nos dados FEUP ser mais baixa, as características médias do modo obtidas a partir dos sismógrafos FEUP são muito semelhantes às obtidas a partir dos sismógrafos Etna (ver a Tabela 5.4). Adicionalmente, como os períodos em que é possível seguir ou não o modo EVA.3 se alternam diariamente (quando há trabalhos em obra é possível seguir o modo, não sendo possível segui-lo quando os trabalhos são interrompidos durante a noite), é ainda possível vislumbrar a evolução geral da frequência modal do modo EVA.3 a partir dos dados dos sismógrafos FEUP.

Tabela 5.4: Características médias do modo EVA.3 seguido nos dados FEUP e nos dados Etna

Modo	Taxa Ident. [%]	Freq. [Hz]	ξ [%]	Configuração modal		
				11_Z ou 102_Z	12_Z ou 103_Z	13_Z ou 104_Z
EVA.3 FEUP	37.9%	2.0751	0.594	1.00	-0.17	0.19
EVA.3 Etna	66.8%	2.0748	0.529	1.00	-0.17	0.20

Comparando directamente as frequências e os coeficientes de amortecimento modal obtidos dos dados FEUP com os dos dados Etna de períodos correspondentes, verifica-se uma correlação bastante significativa, especialmente para as frequências naturais (ver a Figura 5.42).

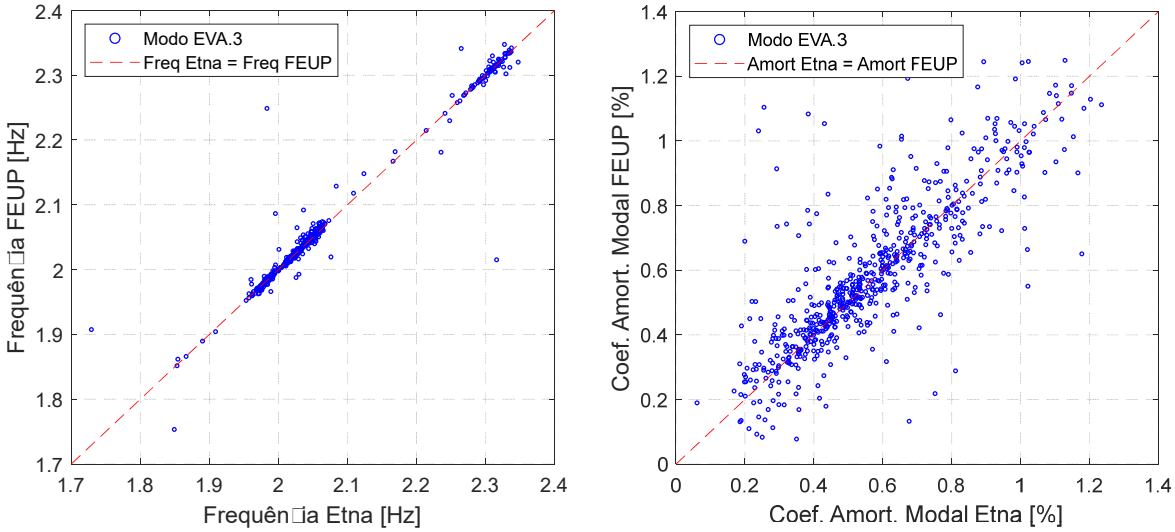

Figura 5.42: Diagramas de estabilização para o dia 16/11/2020 20:00-20:30 obtidos dos dados dos sismógrafos FEUP (à esq.) e dos sismógrafos Etna (à dir.)

A aplicação dos sismógrafos FEUP no cimbre M38-I apresentou alguns desafios diferentes dos descritos anteriormente para o cimbre M1-70-S. No cimbre M38-I, uma disposição de sismógrafos não ideal e uma excitação bastante dependente da existência de trabalhos em obra levou a que a identificação e o seguimento dos modos de vibração fosse mais exigente, não sendo possível caracterizar o modo EVA.3 nos dados FEUP na maior parte das situações em que não houve trabalhos em obra. No entanto, esta limitação seria provavelmente muito mitigada se a disposição dos sismógrafos tivesse sido mais adequada (colocando os sismógrafos na ponta dos narizes dianteiros das três vigas).

5.4 Proposta de Sistema Customizado

A monitorização de cimbres autolançáveis usando sistemas customizados pela FEUP foi bem-sucedida. Ainda assim, a monitorização e posterior análise dos dados do cimbre M1-70-S, do cimbre M38-I e do cimbre M53-I, deu origem a alguns aspectos passíveis de melhoria. A maioria desses aspectos foi sendo aperfeiçoada no decorrer das várias instalações, mas há alguns detalhes que se prevê melhorar em

aplicações subsequentes. Neste momento estão instalados dois sismógrafos num cimbre M45-S a operar na Trofa e está previsto instalar quatro sismógrafos customizados em dois cimbres M1-70-S na Eslováquia (os mesmos cimbres que foram usados nos viadutos Este e Oeste da ponte Lužný, ver o ponto 3.1.1) que irão iniciar a sua operação no início de 2023.

5.4.1 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE ANEMÓMETROS

O sistema de aquisição de anemómetros sónicos teve uma evolução muito significativa entre as duas aplicações. No M70-S (ver capítulo 3.3) houve alguns momentos de inoperância no sistema que depois de analisados e corrigidos levou a que no M38-I (ver capítulo 4.2) a monitorização da velocidade e direcção do vento tivesse decorrido sem incidências significativas. Desta forma, o actual sistema customizado de aquisição dos anemómetros sónicos demonstrou ter características e fiabilidade adequada para a sua aplicação em contexto de monitorização de cimbres autolançáveis e outros equipamentos de construção de pontes.

5.4.2 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE EXTENSÓMETROS

Os sistemas customizados de aquisição de extensómetros de resistência eléctrica e os correspondentes resultados para os cimbres M1-70-S e M38-I estão descritos em (Mattos, 2020) e em (Lobo, 2021). Destas aplicações concluiu-se que é possível obter bons resultados com estes sistemas customizados, sendo necessário proceder à sua calibração preliminar em laboratório (Lobo, 2021).

5.4.3 SISMÓGRAFOS TRIAXIAIS

A versão dos sismógrafos customizados usada no cimbre M38-I já contemplava dois dos requisitos mais relevantes que foram identificados na primeira aplicação no cimbre M1-70-S. Por um lado, a necessidade de evitar a substituição de baterias e, por outro lado, a possibilidade de aceder remotamente à informação do sismógrafo.

A solução de ligar os sismógrafos directamente à rede eléctrica do cimbre é razoável porque há normalmente vários quadros eléctricos distribuídos pelo cimbre e, como tal, a extensão de cabos para ligar o sismógrafo a um quadro eléctrico existente não é significativa (a solução com baterias permite prescindir completamente de cabos eléctricos). Para além disso, na fase de montagem do cimbre é muito mais fácil providenciar meios de instalação dos sismógrafos (quer humanos quer equipamentos como plataformas elevatórias). Desta forma, o acesso aos sismógrafos nem sempre é fácil ou mesmo possível através das plataformas de trabalho do cimbre, o que pode inviabilizar a troca de baterias após a desmobilização das plataformas elevatórias usadas durante a montagem do cimbre. No entanto, como na maior parte dos casos o abastecimento eléctrico do cimbre é com um gerador a diesel que só está

ligado quando há trabalhos no cimbre, os sismógrafos estariam inactivos sempre que não houvesse trabalhos se estes dependessem exclusivamente do sistema eléctrico do cimbre. Como tal, a solução preconizada para futuras aplicações passa por manter a ligação ao sistema eléctrico do cimbre, mas adicionar baterias para garantir que os sismógrafos se mantêm activos quando o gerador está desligado. Estas baterias seriam carregadas directamente pelo sistema eléctrico do cimbre sempre que o gerador fosse ligado novamente.

A possibilidade de aceder remotamente à informação do sismógrafo e averiguar se este está a funcionar adequadamente é muito importante porque, quer a montagem, quer o acompanhamento do sismógrafo em obra são feitas normalmente por operários sem conhecimento do seu funcionamento. Desta forma, alguém habilitado poderá fazer o acompanhamento remoto das medições dos sismógrafos e alertar ou actuar em conjunto com a obra no sentido de ajustar ou corrigir eventuais situações de inactividade ou de mau-funcionamento. No sistema usado no cimbre M38-I, era possível aceder aos dados e perceber se os sismógrafos estavam a funcionar correctamente. No entanto, na maior parte dos casos, os dados transmitidos para o sistema central não eram adequados para o tratamento através dos algoritmos de identificação modal (ver o ponto 5.3.1). Da análise do sistema usado no cimbre M38-I, a aparente sobrecarga de dados a ser recebida por apenas um sistema central poderá ter originado parte da perda de dados na transmissão (o sistema central estava a receber simultaneamente dados de três sismógrafos e três módulos de aquisição de extensómetros). Desta forma, para a próxima aplicação destes sismógrafos está previsto usar um sistema central para receber dados de apenas dois sismógrafos. O limite da capacidade da transmissão de dados via rádio será também analisado em termos de distância e capacidade de transpor obstáculos. Para melhorar a capacidade de transmissão é possível por um lado aumentar o ganho das antenas e por outro lado retirá-las da lateral das caixas dos sismógrafos e colocá-las numa posição mais favorável, ligando-as por cabo curto às caixas dos sismógrafos.

Por último, apesar de ter sido demonstrado que seria possível fazê-lo em pós-processamento, está a equacionar-se a possibilidade de colocar sensores GPS nos sismógrafos para garantir a sincronização dos dados brutos. Os sensores GPS já foram incluídos com bons resultados em outras aplicações dos sismógrafos customizados pela FEUP.

Em termos de custo, um sistema customizado com sismógrafos FEUP pode ser bastante competitivo face a um sistema baseado em sismógrafos Etna. Na aplicação aos cimbres M1-70-S e M38-I, o sistema com três sismógrafos Etna custou cerca de 22.000€, o que corresponde a cerca de 7.300€ por sismógrafo. Tendo em conta esta proposta de sismógrafos customizados, o custo seria da ordem de 10% do custo de um sistema comercial Etna (nesta avaliação não estão contabilizados todos os custos de desenvolvimento dos sistemas customizados). Esta vantagem no custo é fundamental para tornar o uso da monitorização estrutural de cimbres autolançáveis mais fácil de encaixar em orçamentos sempre muito apertados e tornar a monitorização estrutural numa prática corrente neste tipo de equipamentos.

6 MONITORIZAÇÃO DO ENDURECIMENTO DO BETÃO

Cimbre M1-70-S posicionado no 5º vão do viaduto de acesso Oeste da ponte Lužný (2019)

6.1 APRESENTAÇÃO

Neste capítulo é analisado o endurecimento do betão do tabuleiro no decorrer da betonagem e das suas primeiras idades. Nesse sentido, é abordado o betão de forma conceptual, bem como a sua composição, fabrico e restantes atributos. Para caracterizar o betão usado no tabuleiro da ponte Lužný, é apresentado o enquadramento normativo europeu que serve de base à sua especificação e são detalhados os ensaios de rotura de cubos à compressão que foram realizados em laboratório para ajustar a composição do betão a usar em obra. A monitorização do endurecimento do betão do tabuleiro do viaduto de acesso Oeste da ponte Lužný ao longo da betonagem e primeiras idades do betão baseia-se nos resultados: (i) da evolução das frequências usando a identificação modal com o método SSI-Cov (detalhados no ponto 3.5.7, minimizando o efeito da temperatura conforme descrito no ponto 3.5.8), (ii) da evolução da tensão nos elementos da estrutura do cimbre (ver os pontos 3.4.6 e 3.4.7) e (iii) da evolução da força OPS (ver o ponto 3.1.6). Por fim, é descrito o modelo numérico conjunto do cimbre e do tabuleiro em construção, que simula o endurecimento do betão a partir da sua colocação na cofragem do cimbre.

6.2 BETÃO

A utilização de misturas de pedras e areia associadas a um ligante é bastante antiga. As aplicações mais antigas que chegaram aos nossos dias datam do período Neolítico e estão associadas ao desenvolvimento da civilização no Médio Oriente. No entanto, foi com a Revolução Industrial que se tornou possível o fabrico e aplicação de ligantes em larga escala em obras de construção e engenharia. Para além dos ligantes hidrófobos (aqueles em que a água não interfere no processo de endurecimento, como por exemplo o betume, as colas e as resinas), são usados actualmente diversos ligantes hidrófilos, em particular os ligantes aéreos (nomeadamente o gesso e a cal aérea) e hidráulicos (sobretudo o cimento e a cal hidráulica). Um ligante hidráulico é uma substância inorgânica que ao ser misturada com a água reage quimicamente, convertendo o sistema água-ligante com consistência plástica numa matriz sólida com a capacidade de aglomerar outros materiais sólidos. Este processo ocorre espontaneamente à temperatura ambiente dentro ou fora de água (Gonçalves & Margarido, 2012). Actualmente, o ligante hidráulico mais comum é o cimento, que é usado no fabrico de argamassas e betões.

O cimento é produzido a partir de uma mistura com cerca de 75% de calcário, 25% de argila e outros minerais em pequenas quantidades, que é aquecida a cerca de 1450ºC dando origem ao clínquer. Este, depois de finamente moído com gesso (numa percentagem entre 3 e 8% em massa) e, eventualmente outras substâncias, dá origem ao cimento. Os principais componentes do cimento são: (i) o silicato tricálcico – C_3S (30 a 70%), (ii) o silicato bicálcico – C_2S (10 a 55%), (iii) o aluminato tricálcico – C_3A (0 a 15%), (iv) o aluminato-ferrato tetracálcico – C_4AF (5 a 15%) e (v) o gesso ou sulfato de cálcio

hidratado – $C\overline{S}$ (3 a 8%). As principais reacções que ocorrem durante a hidratação do cimento são descritas esquematicamente nas expressões (6.1) a (6.5) (Gonçalves & Margarido, 2012).

$$C_3S + \text{Água} \rightarrow \text{C-S-H} + Ca(OH)_2 \tag{6.1}$$

$$C_2S + \text{Água} \rightarrow \text{C-S-H} + Ca(OH)_2 \tag{6.2}$$

$$C_3A + C\overline{S} + \text{Água} \rightarrow \text{Etringite} \tag{6.3}$$

$$C_3A + Ca(OH)_2 + \text{Água} \rightarrow \text{C-A-H} \tag{6.4}$$

$$C_4AF + C\overline{S} + \text{Água} \rightarrow \text{AFt} \rightarrow \text{AFm} \tag{6.5}$$

As reacções de hidratação do cimento são exotérmicas. Na Figura 6.1 representa-se a evolução típica do calor libertado ao longo do tempo de hidratação do cimento. Este calor, especialmente em maciços de betão de grandes dimensões, por exemplo em barragens, poderá influenciar significativamente as reacções de hidratação e a velocidade a que decorrem.

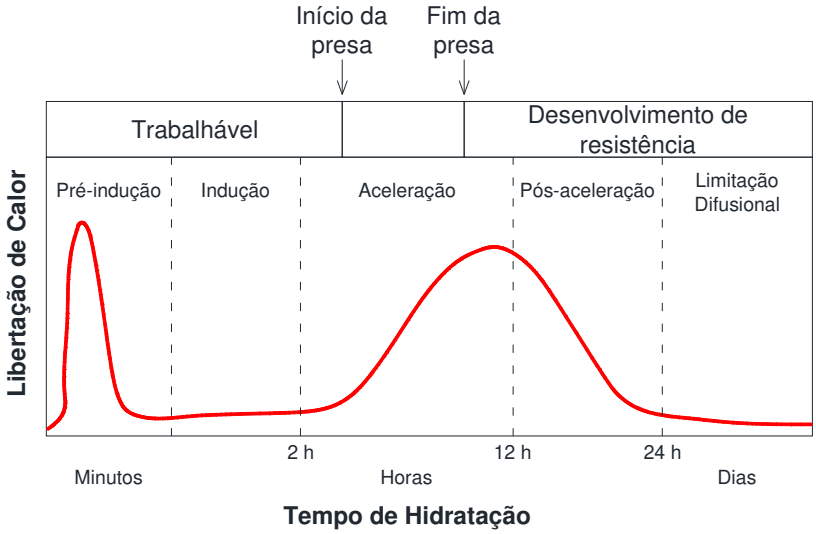

Figura 6.1: Evolução da libertação de calor ao longo da hidratação do cimento (Gonçalves & Margarido, 2012)

A hidratação do cimento é normalmente dividida em cinco períodos associados ao mecanismo de hidratação de uma partícula de cimento tal com representado na Figura 6.1 (Gonçalves & Margarido, 2012):

- Período de pré-indução: nos primeiros minutos da mistura do cimento com a água forma-se uma camada de gel amorfo, rico em alumina e sílica e que contém também cálcio e sulfato. Para além disso, o C_3A e o C_4AF reagem com a água e o $C\overline{S}$, dando origem a cristais curtos de trissulfoaluminato de cálcio (*AFt*), sendo esta reacção a responsável pela libertação de calor neste período;

- Período de indução: as reacções químicas ocorrem em pequena escala, reflectindo-se numa libertação de calor pouco significativa;
- Período de aceleração: há uma aceleração das reacções químicas acompanhada de libertação significativa de calor, essencialmente devido à hidratação do C_3S, formando-se uma camada de silicatos de cálcio hidratados – C-S-H – em torno das partículas de cimento ("C-S-H exterior"). Neste período a pasta de cimento perde plasticidade e transforma-se num material rígido e pouco deformável. Este processo é designado por presa e começa normalmente entre as 2 a 5 horas e termina entre as 5 a 10 horas após a mistura do cimento com a água. No início da presa a resistência à compressão é praticamente nula enquanto no final da presa é cerca de $0.5 MPa$ (Carette & Staquet, 2016);
- Período de pós-aceleração: a velocidade das reacções diminui e a redução gradual do cimento não hidratado reflectem-se numa diminuição progressiva do calor libertado. No entanto, a hidratação de C_3S e C_2S continua, com a hidratação de C_2S a ser progressivamente mais significativa. O C-S-H formado nesta fase deposita-se no interior da camada "C-S-H exterior" formada anteriormente (designando-se por isso como "C-S-H interior");
- Período de limitação difusional: a partir das primeiras 24h e até aos 3 dias, a hidratação decorre a uma velocidade lenta, correspondente a reacções no estado sólido. Continua a formar-se "C-S-H interior" e surge um novo composto, o monosulfoaluminato de cálcio hidratado (AFm). A hidratação do cimento prossegue ao longo do tempo, formando-se essencialmente "C-S-H interior" a partir de C_2S.

Das reacções de hidratação do cimento resultam essencialmente silicatos de cálcio hidratados – C-S-H, responsáveis pelas principais características do cimento hidratado, e hidróxido de cálcio – $Ca(OH)_2$. Na Figura 6.2 representa-se a evolução das reacções de hidratação do cimento ao longo do tempo, em função do progresso da hidratação dos constituintes do cimento (à esquerda) e dos produtos da hidratação (à direita).

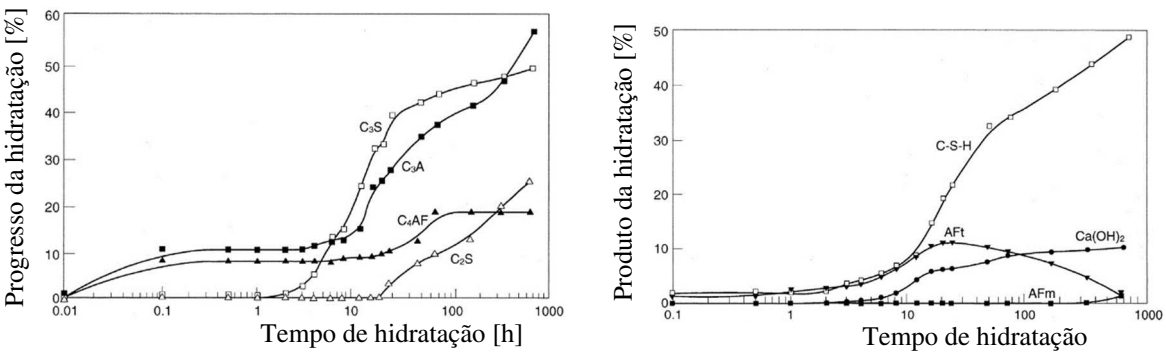

Figura 6.2: Hidratação dos componentes do cimento (à esq.) e produtos da hidratação do cimento (à dir.) ao longo do tempo de hidratação (Hewlett & Liska, 2019)

O betão é uma pedra artificial (Troyano, 2003), um material compósito formado por uma matriz de base cimentícia, que resulta da mistura de água e de ligante, na qual estão contidas partículas de agregado (Gonçalves & Margarido, 2012). Na Tabela 6.1 representam-se os valores típicos das proporções dos constituintes no betão.

Tabela 6.1: Proporções típicas dos constituintes do betão (Gonçalves & Margarido, 2012)

	Ligante	Adjuvantes	Agregados	Água	Ar
Volume	7% - 14%	< 1%	60% - 78%	14% - 22%	1% - 6%
Massa	9% - 18%	< 1%	63% - 85%	5% - 9%	-

O ligante pode ser apenas cimento ou incorporar também adições que lhe são acrescentadas para melhorar certas propriedades ou obter características específicas. As adições são finamente moídas e adicionadas ao cimento, podendo ser divididas em dois tipos: (i) adições quase inertes (por exemplo fíler calcário ou pigmentos) e (ii) adições com características hidráulicas (por exemplo pozolanas naturais, cinzas volantes, sílica de fumo ou escória de alto-forno). Os adjuvantes são adicionados em pequenas quantidades (inferiores a 5% da massa de ligante) durante o processo de amassadura do betão para modificar as propriedades do betão fresco ou endurecido. Os adjuvantes podem classificar-se nos seguintes grupos: (i) modificadores de reologia, (ii) modificadores de presa, (iii) introdutores de ar e (iv) controladores de retracção. Os agregados constituem a maior parte do volume do betão e a sua influência no comportamento e qualidade do betão é bastante relevante. Para além da mineralogia dos agregados, a zona de produção, a porosidade/densidade, os defeitos e a anisotropia podem ter impacto nas características mecânicas do betão, nomeadamente no módulo de elasticidade. Por outro lado, o facto de os agregados serem rolados ou britados não tem impacto significativo no módulo de elasticidade do betão (Maruyama & Lura, 2019). A relação água-cimento (w/c) para a hidratação total do cimento é cerca de 0.23. No entanto, o betão é fabricado normalmente com relações w/c mais elevadas para facilitar a produção e aplicação do betão.

6.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO BETÃO

O projectista da ponte Lužný especificou para o tabuleiro betão da classe C50/60 XC4 XD1 XF2 de acordo com a norma EN 206 (NP EN 206-1, 2007). As classes de exposição ambiental referem-se ao risco de corrosão induzida por carbonatação – XC4 (betão exposto a ciclos de molhagem/secagem), ao risco de corrosão induzida por cloretos não provenientes da água do mar – XD1 (betão afastado da acção directa de sais descongelantes) e ao risco de ataque pelo gelo/degelo – XF2 (betão indirectamente exposto aos sais descongelantes). As características mecânicas do betão da classe C50/60 são indicadas na Tabela 6.2 de acordo com o especificado no Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1, 2010) para a resistência característica à compressão de cilindros com diâmetro 150mm e altura 300mm aos 28 dias (f_{ck}), para a

resistência característica à compressão de cubos de 150*mm* aos 28 dias ($f_{ck,cube}$), para a resistência média à compressão aos 28 dias (f_{cm}) e para o módulo de elasticidade secante médio (E_{cm}).

Tabela 6.2: Propriedades mecânicas do betão C50/60 de acordo com o EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010)

Betão	f_{ck} [Mpa]	$f_{ck,cube}$ [Mpa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
C 50/60	50	60	58	37

Para estimar a evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade ao longo do tempo *t*, o Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1, 2010) fornece as expressões (6.6) e (6.7) para uma temperatura média de 20ºC e cura de acordo com a norma EN 12390 (NP EN 12390-2, 2003).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \tag{6.6}$$

$$E_{cm}(t) = \alpha_E \cdot \left[\beta_{cc}(t)\right]^{0.3} \cdot E_{cm} \tag{6.7}$$

Estas expressões dependem do coeficiente β_{cc}, obtido pela expressão (6.8), que varia com a idade *t* do betão em dias e com o tipo de cimento usado através do parâmetro *s* (neste caso $s = 0.2$ por ter sido usado cimento de classe R). O módulo de elasticidade depende ainda do tipo de agregados através do parâmetro α_E (neste caso $\alpha_E = 0.9$ por terem sido usados agregados de base calcária).

$$\beta_{cc}(t) = e^{s\left(1-\sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \tag{6.8}$$

No entanto, conforme descrito em (Fairbairn & Azenha, 2019), as expressões indicadas no Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1, 2010) não são muito adequadas para estimativas das propriedades mecânicas do betão nas primeiras idades. Em (Carette & Staquet, 2016) apresentam-se as expressões (6.9) e (6.10) que se ajustam melhor às propriedades mecânicas nas primeiras idades do betão. Segundo (Carette & Staquet, 2016), a expressão (6.9) apresenta bons resultados até aos 28 dias, mas a partir daí e até 1 ano é aconselhável usar a expressão (6.6).

$$f_{cm}(t) = f_{cm} \cdot e^{-\frac{a_x}{t_e}} \tag{6.9}$$

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \cdot e^{-\left(\frac{b_x}{t_e}\right)^{\tau}} \tag{6.10}$$

Os parâmetros a_x, b_x e τ dependem do tipo de cimento, dos agregados e demais características do betão, sendo normalmente obtidos em ensaios a provetes de betão com várias idades. Caso a temperatura de cura do betão seja diferente de 20ºC, a idade equivalente do betão, t_e, pode ser obtida pela expressão (6.11) indicada em (fib MC2010, 2013) para betões cujo ligante seja o cimento Portland.

$$t_e(T) = \sum_{0}^{t} \Delta t \cdot e^{13.67 - \frac{4005.3}{273+T}} \tag{6.11}$$

A expressão (6.11) baseia-se na lei de Arrhenius e relaciona a idade equivalente do betão, t_e, mantido a uma temperatura de referência de 20ºC com a idade real t, através da temperatura T em ºC nos vários intervalos de tempo Δt em que se subdivide a idade real t. Caso a temperatura se mantenha constante e igual a 20ºC, $t_e = t$. Na Tabela 6.3 apresentam-se os valores do rácio t_e/t para outros valores de temperatura constante. Fica bem patente nesta tabela que a temperatura tem um efeito bastante relevante na velocidade das reacções de hidratação do cimento.

Tabela 6.3: Rácio t_e/t para vários níveis de temperatura constante

T	0ºC	5ºC	10ºC	15ºC	20ºC	25ºC	30ºC	40ºC
t_e/t	0.367	0.478	0.617	0.789	1.000	1.258	1.570	2.395

Para avaliar as características do betão e afinar a sua composição para a adequar à temperatura de Bratislava (que é bastante diferente no Verão e no Inverno), o consórcio responsável pela construção realizou alguns testes de rotura de cubos de 150*mm* à compressão aos 28 dias para obter a tensão de rotura à compressão e o módulo de elasticidade do betão (ver a Tabela 6.4). Para além disso, como é muito importante o cumprimento de prazos de construção muito apertados, foram realizados testes de compressão para diferentes idades para estimar a evolução da tensão de rotura e do módulo de elasticidade do betão até aos 28 dias (ver a Tabela 6.5).

Tabela 6.4: Massa volúmica, resistência à compressão e módulo de elasticidade do betão aos 28 dias (fonte: D4R7)

Cubo	ρ [kg/m³]	$f_{c,cube}$ [MPa]	E_c [GPa]
1	2380	69.1	-
2	2420	76.4	-
3	2370	68.1	38.5
4	2400	66.9	37.6
5	2410	66.3	37.4
6	-	72.8	37.8
Média	**2396**	**69.93**	**37.83**
Desv. Pad.	**20.74**	**3.911**	**0.4787**

Tabela 6.5: Evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do betão (fonte: D4R7)

Idade	$f_{c,cube}$ [MPa]	E_c [GPa]
16 horas	30.1	16.2
18 horas	34.1	20.3
1 dia	38.4	23.8
2 dias	49	27.6
3 dias	53.4	30.9
4 dias	60.6	32.2
5 dias	62.6	34.4
7 dias	65.7	36.1
14 dias	71.5	36.3
21 dias	70.1	38.6
28 dias	72.8	37.8

Tendo em conta os ensaios do betão aos 28 dias, é possível estimar $f_{ck,cube} = 63.5MPa$ considerando uma distribuição normal com a média e o desvio padrão obtidos ($63.5 = 69.93 - 1.645 \times 3.911$).

Admitindo que $f_{ck,cube} = 1.2 \cdot f_{ck}$ e que $f_{cm} = f_{ck} + 8$, então $f_{ck} = 52.9 MPa$ e $f_{cm} = 60.9 MPa$. Estes valores estão alinhados com os especificados para o betão C50/60 (ver a Tabela 6.2).

Os dados experimentais da Tabela 6.4 e da Tabela 6.5 foram usados para estimar os parâmetros a_x, b_x e τ das expressões (6.9) e (6.10) através do método dos mínimos quadrados. O melhor ajuste foi obtido para $a_x = 14.02$, $b_x = 12.21$ e $\tau = 0.9741$. Neste ajuste foi considerada a cura do betão a 20ºC e a idade do betão em horas. Na Figura 6.3 representam-se os dados experimentais e as expressões (6.9) e (6.10) ajustadas aos dados experimentais em conjunto com as estimativas do Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1, 2010) para os valores médios da Tabela 6.4. Confirma-se que as estimativas das expressões do Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1, 2010) não são muito adequadas para o betão nas primeiras idades, em especial para a estimativa do módulo de elasticidade. As expressões (6.9) e (6.10) permitem um bom ajuste aos dados experimentais e serão preferidas nos desenvolvimentos seguintes.

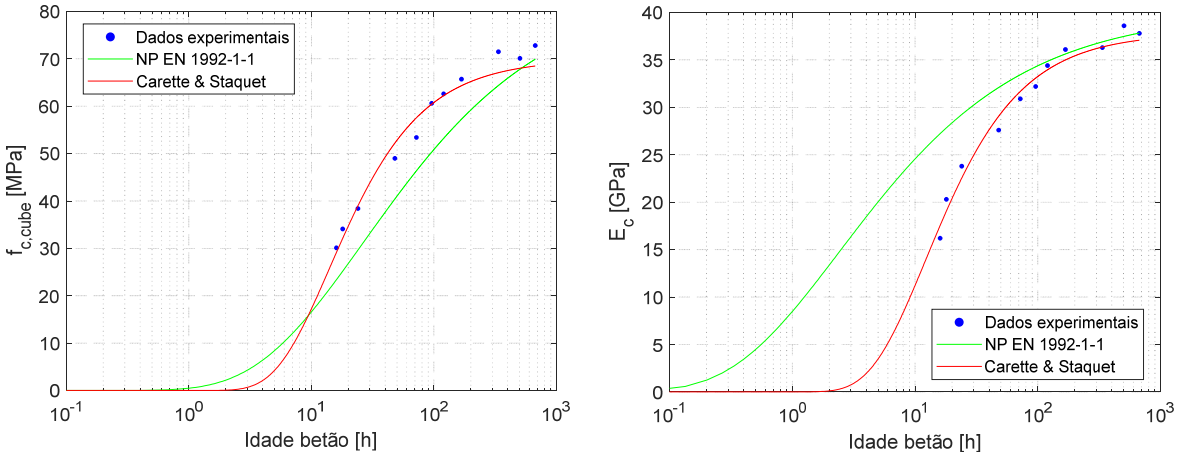

Figura 6.3: Tensão de rotura do betão à compressão (à esq.) e módulo de elasticidade (à dir.) para os dados experimentais, segundo o Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1, 2010) e para expressões de (Carette & Staquet, 2016) ajustadas aos dados experimentais

Aplicando a expressão (6.9) ajustada aos dados de rotura à compressão de cubos para estimar o final da presa, ou seja, o momento em que $f_{cm,cube} = 0.5 MPa$ (Carette & Staquet, 2016), resulta que o final da presa ocorre por volta das 2.8 $horas$. Tendo em conta que o final da presa acontece normalmente entre as 5 e as 10 $horas$, é provável que a contagem do tempo dos ensaios laboratoriais fornecida pelo consórcio D4R7 se refira ao início da cura dos provetes de betão.

6.4 MONITORIZAÇÃO DO ENDURECIMENTO DO BETÃO

No capítulo 3 já havia sido verificado que a generalidade dos modos de vibração do cimbre durante a construção da ponte Lužný apresentava uma variação de frequência relevante ao longo da betonagem e primeiras idades do betão do tabuleiro, quando suportado pelo cimbre (ver o ponto 3.5.6). Esta evolução da frequência dos modos de vibração do cimbre está associada ao endurecimento e consequente aumento

de rigidez do betão do tabuleiro. Para analisar com maior detalhe este fenómeno, foi seleccionado o modo de flexão vertical do nariz (modo COV.3 da Tabela 3.26) por ser o que apresenta a melhor taxa de identificação. Usando os valores de frequência após a dedução do efeito estimado da temperatura (ver o ponto 3.5.8), representa-se na Figura 6.4 à esquerda a evolução da frequência do modo COV.3 ajustada à temperatura de 15ºC para a betonagem dos 12 vãos de tabuleiro, correspondendo a abcissa zero à estimativa do início da betonagem de todos os vão. Verifica-se que a evolução da frequência para os vãos semelhantes (vãos 2 a 11) é muito semelhante. A evolução para os vãos de extremidade é diferente porque em ambos o cimbre está parcialmente desmontado e o comprimento de tabuleiro betonado é diferente. Na Figura 6.4 à direita representa-se a temperatura do ar em correspondência com a evolução da frequência durante as betonagens. Segundo o departamento técnico do consórcio construtor da ponte, a existência de betonagens com temperaturas bastante diversas motivou ajustes da composição do betão, em especial dos adjuvantes, ao longo da obra. Estes ajustes terão provavelmente diminuído o efeito da temperatura na evolução temporal das propriedades do betão.

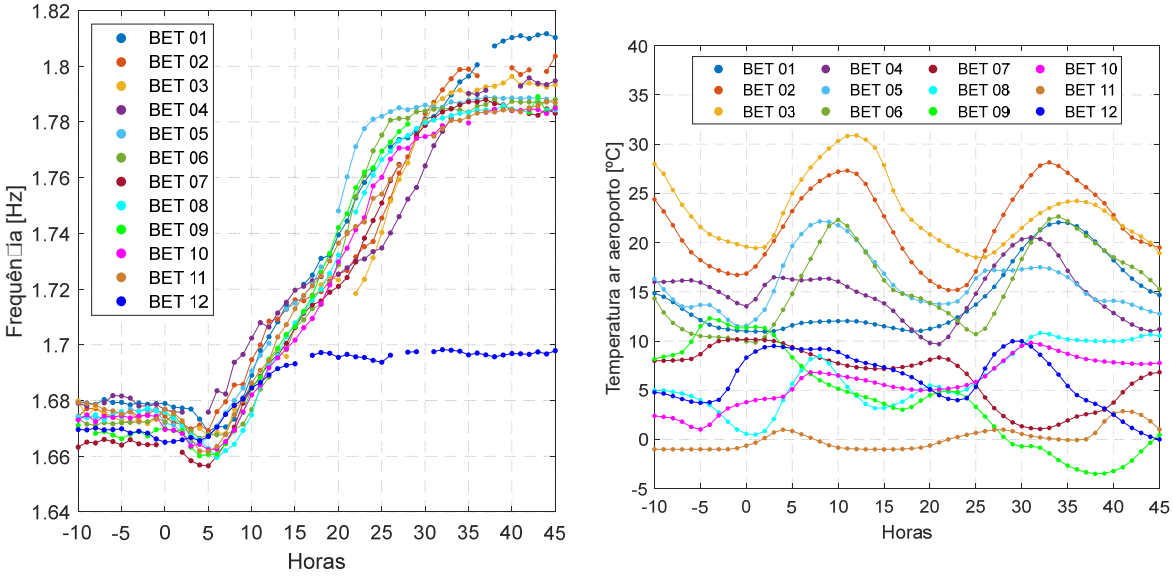

Figura 6.4: Evolução da frequência do modo COV.3 (à esq.) e da temperatura do ar (à dir.) ao longo das betonagens

Para além da monitorização das frequências de vibração, as tensões nas barras do cimbre M1-70-S permitem estimar a evolução da massa de betão ao longo da betonagem. Na Figura 6.5 representa-se a evolução das tensões axiais na posição 3 (à esquerda) e na posição 4 (à direita). Para estas duas posições, como foram colocados extensómetros em ambos os planos de treliça vertical da viga principal do cimbre, foi representado o valor médio das treliças esquerda e direita. Na Figura 6.5 representa-se também o nível de tensão calculado com o modelo estático descrito no ponto 3.2.1, considerando a totalidade do peso de betão suspenso do cimbre.

A evolução das tensões é bastante semelhante nas betonagens 5 a 11, sendo esta bastante diferente da evolução ao longo da betonagem do vão 12 que, por não ter consola avançada de tabuleiro, não apresenta variação de tensão significativa na posição 3. Nesta betonagem, a convexidade da tensão da posição 3 por volta das 27 horas está provavelmente relacionada com a incidência do sol nessa zona do cimbre, por um lado porque também há uma convexidade na temperatura do ar (ver a Figura 6.4 à direita) e por outro porque esta convexidade surge apenas no extensómetro da treliça direita que está voltada a Sul.

A evolução das tensões axiais ao longo das betonagens está representada na Figura 6.6 para a posição 5 (à esquerda) e para a posição 6 (à direita), na Figura 6.7 para a posição 8 (à esquerda) e para a posição 9 (à direita) e, finalmente, na Figura 6.8 as tensões axiais para a posição 11 (à esquerda) e as tensões de corte para a posição 10 (à direita).

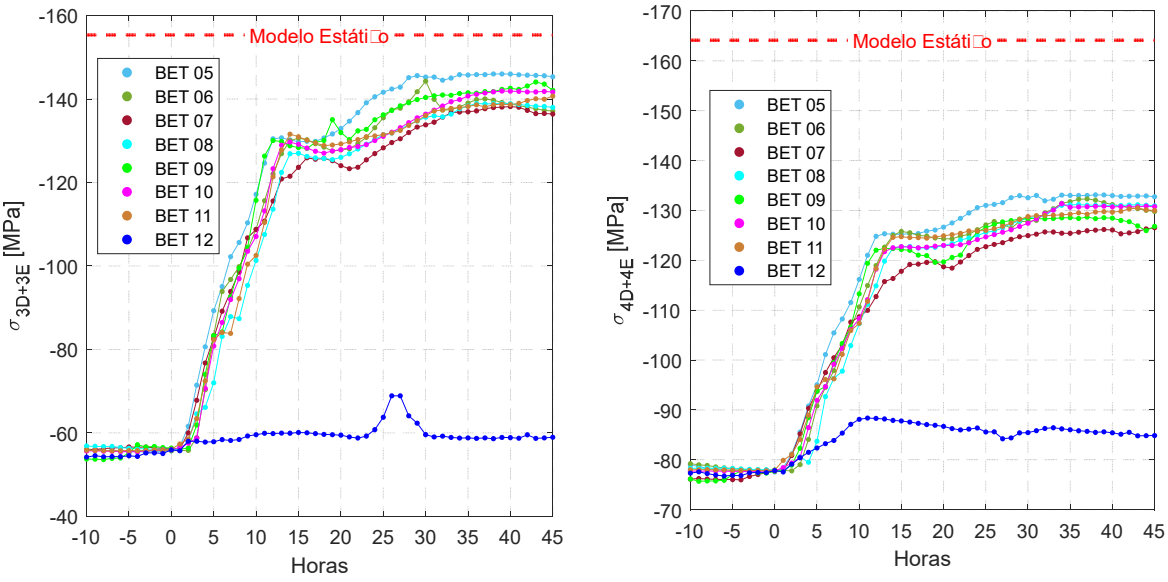

Figura 6.5: Tensões axiais na posição 3 (à esq.) e na posição 4 (à dir.) ao longo das betonagens

A tendência de evolução das tensões nas várias posições é semelhante nas betonagens 5 a 11. No entanto, é possível identificar pequenas variações provavelmente relacionadas com a sequência de betonagem. Tendo em conta que a betonagem termina na zona traseira, o final da betonagem pode ser identificado pelo momento em que a tensão das posições traseiras e do arco (em especial as posições 8 e 9) deixam de variar significativamente. Neste caso, o final da betonagem acontece entre as 20 e as 25 horas. A duração da betonagem influencia a proporção da carga de betão suportada pelo cimbre, sendo esta menor quanto maior for a duração da betonagem. Por exemplo, a betonagem 7 durou cerca de 25 horas e foi a aquela em que as tensões nos elementos do cimbre foram menores (ao aumentar a duração da betonagem aumenta também a participação do tabuleiro da betonagem corrente na distribuição do peso de betão remanescente). Para além disso, como a tensão calculada com o modelo estático considera nula a participação do tabuleiro que está a ser betonado, esta é sempre superior à que foi medida em obra.

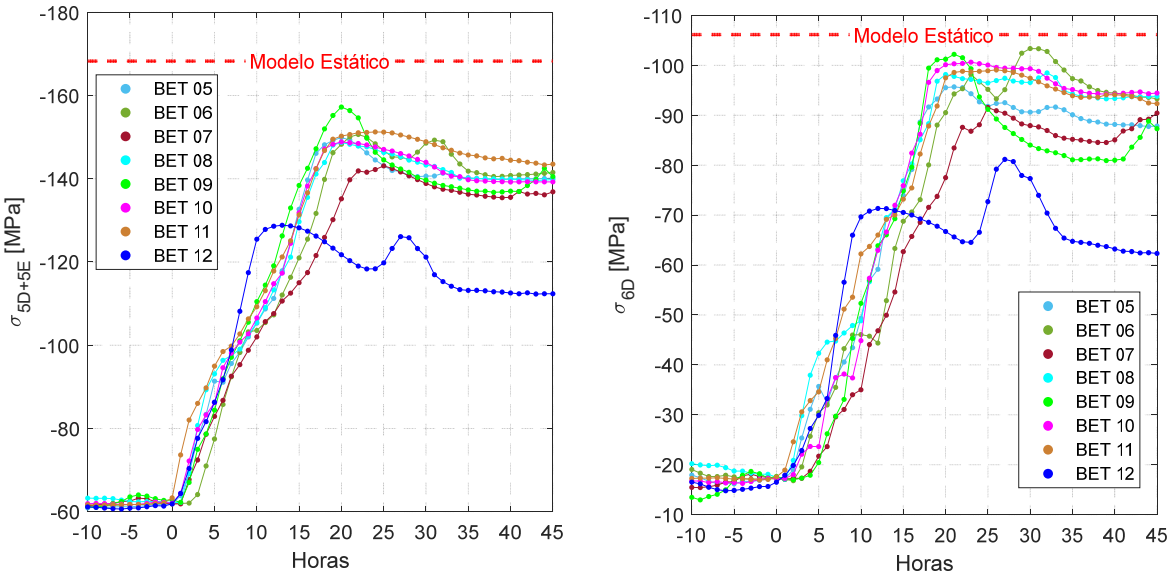

Figura 6.6: Tensões axiais na posição 5 (à esq.) e na posição 6 (à dir.) ao longo das betonagens

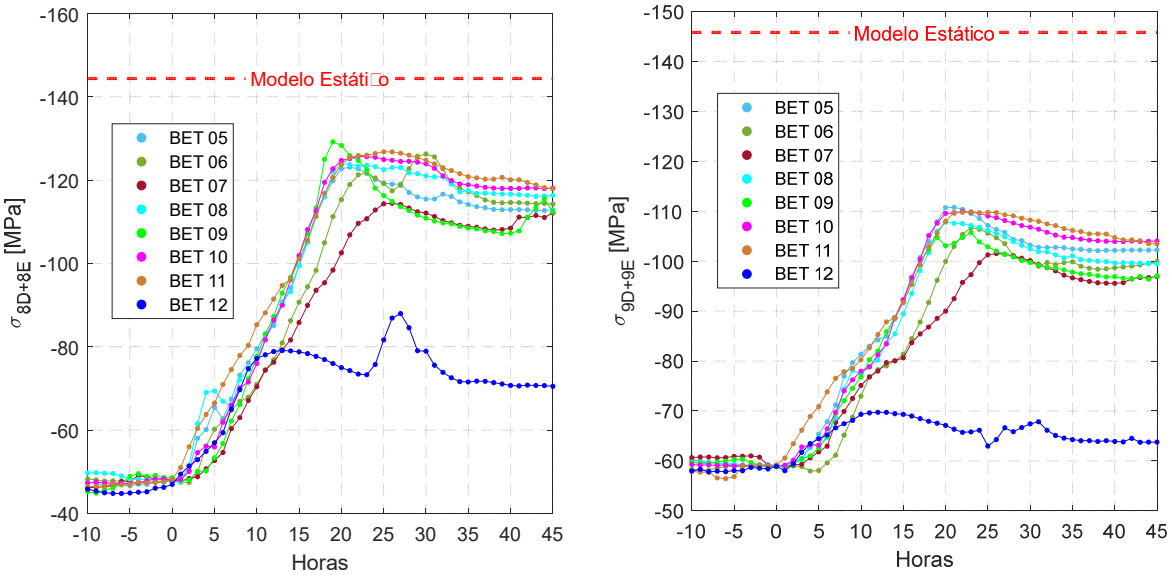

Figura 6.7: Tensões axiais na posição 8 (à esq.) e na posição 9 (à dir.) ao longo das betonagens

Nalgumas posições regista-se também uma convexidade na betonagem 12 em correspondência com a já citada para a posição 3. Em todos os casos a convexidade surge apenas nos extensómetros da treliça direita expostos ao sol de Sul. Há também outros casos de situações semelhantes, como por exemplo na betonagem 6 cerca das 30 horas e na betonagem 9 cerca das 20 horas. Nesses casos as convexidades surgem apenas nos extensómetros da treliça da direita, conforme se verifica na Figura 6.9, onde se representa a evolução registada no extensómetro 5E (à esquerda) e no extensómetro 5D (à direita).

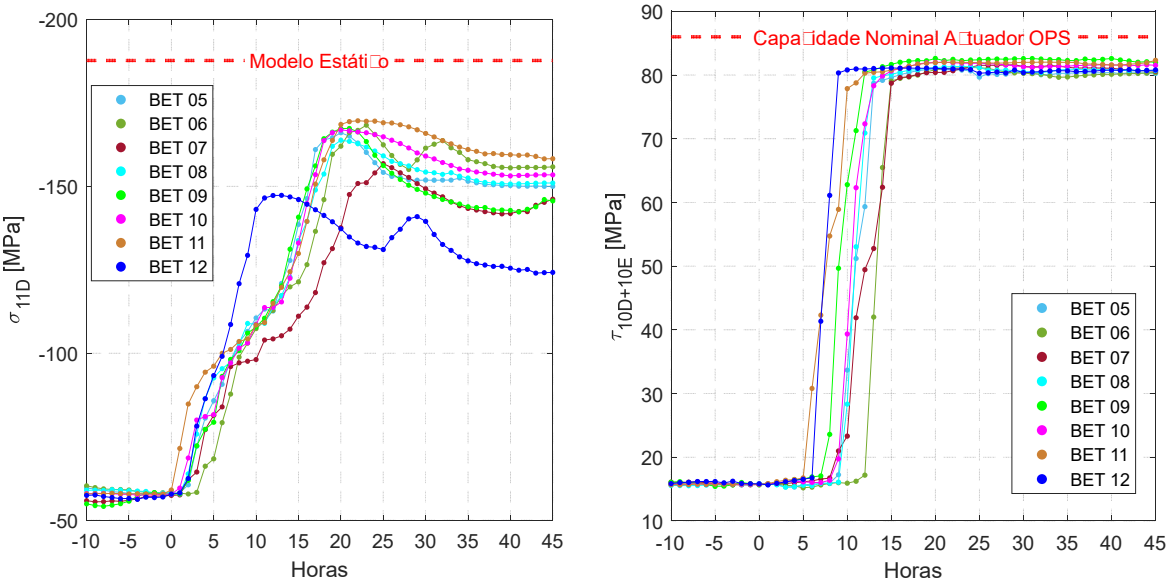

Figura 6.8: Tensões axiais na posição 11 (à esq.) e tensões de corte na posição 10 (à dir.) ao longo das betonagens

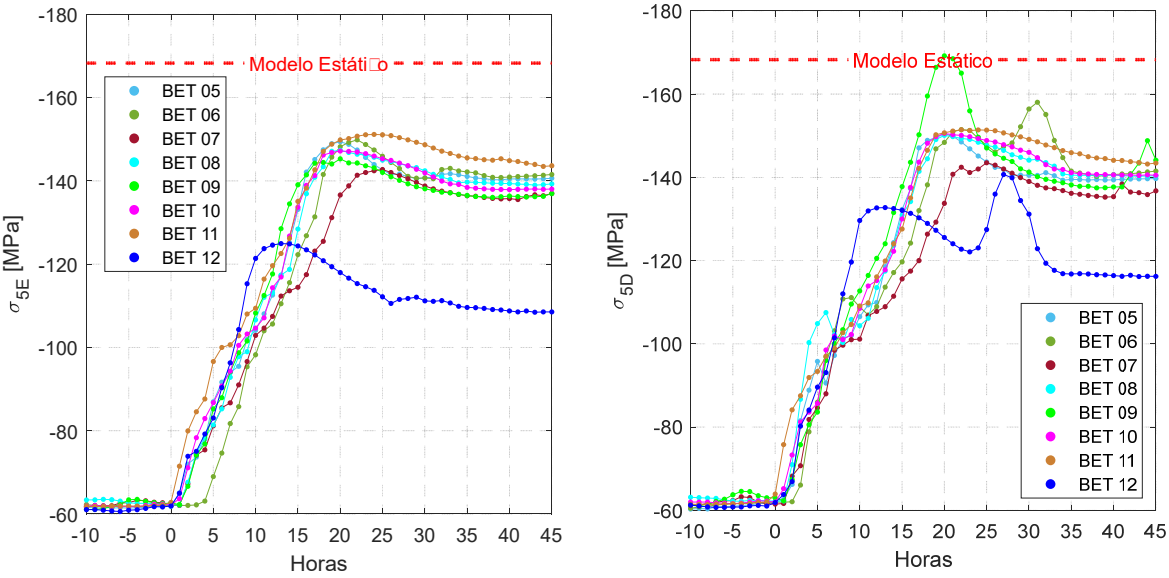

Figura 6.9: Tensões axiais na posição 5E (à esq.) e na posição 5D (à dir.) ao longo das betonagens

Relacionando a evolução da frequência f do modo COV.3 com as tensões axiais, é possível ter uma medida qualitativa da evolução da rigidez – k, uma vez que $f \sim \sqrt{k/m}$ e a variação das tensões está relacionada com a evolução da massa de betão na zona do respectivo extensómetro – m. Na Figura 6.10 representa-se a evolução da frequência do modo COV.3 em função da tensão axial registada na posição 3E (à esquerda) e na posição 8E (à direita). A posição 3E é representativa da zona da consola avançada

do tabuleiro onde começa a betonagem e a posição 8E é representativa da zona traseira do tabuleiro betonado. Foram seleccionados extensómetros da treliça esquerda, voltada a Norte, para minimizar os efeitos da insolação.

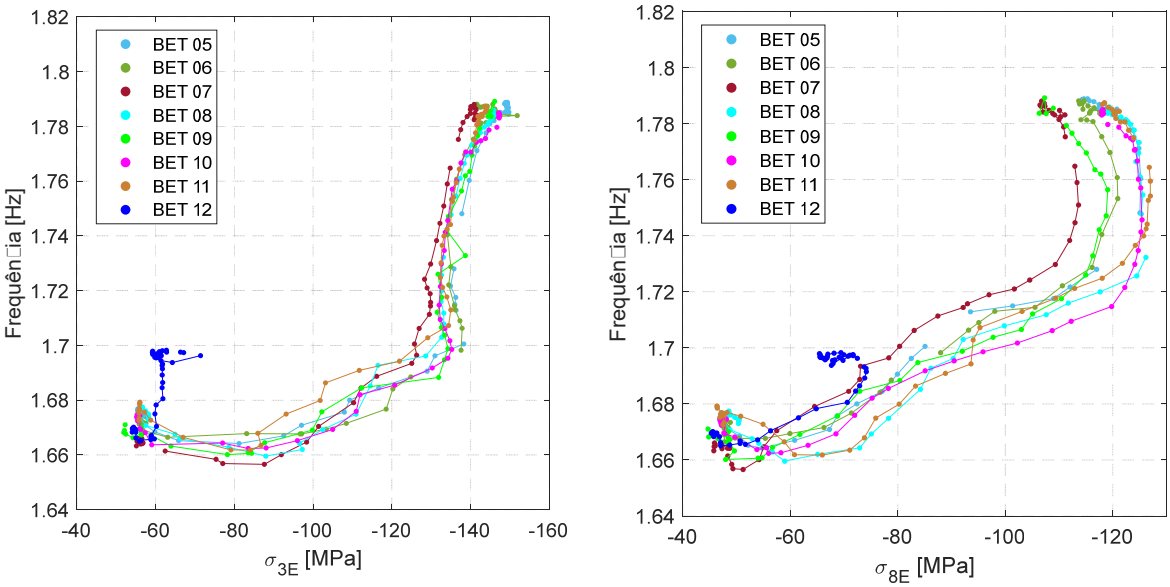

Figura 6.10: Evolução da frequência do modo COV.3 em função das tensões axiais na posição 3E (à esq.) e da posição 8E (à dir.) para as várias betonagens

Na fase inicial da betonagem, a massa de betão aumenta e a frequência diminui porque o betão está fluído. À medida que o betão do tabuleiro vai ganhando rigidez, o efeito do aumento de massa vai sendo gradualmente suplantado pelo aumento de rigidez e a frequência natural aumenta. Logo após a betonagem, a massa mantém-se e a frequência aumenta devido ao aumento de rigidez do betão do tabuleiro. A evolução da frequência na fase inicial da betonagem é mais bem captada para a posição 3E por esta estar na zona onde começa a betonagem, enquanto a fase intermédia e final da betonagem é mais perceptível na evolução da frequência em função da tensão na posição 8E.

Um aspecto distinto nos extensómetros da posição 3 e da posição 8 é a concavidade que se observa logo após a betonagem. No caso da posição 3 a concavidade é voltada para a direita e na posição 8 a concavidade é voltada para a esquerda. Esta especificidade está provavelmente relacionada com a retracção do betão nas primeiras idades, que induz uma ligeira redistribuição de esforços no cimbre.

Na Figura 6.8 representa-se a tensão de corte na ancoragem activa do OPS, o que permite caracterizar a evolução da força OPS ao longo da betonagem. De forma independente, a força OPS é monitorizada e registada pelo OPS (ver a Figura 6.11). Ao longo da betonagem, o OPS varia entre o patamar da força de posicionamento ($\approx 900kN$) e o patamar correspondente ao curso máximo dos cilindros ($\approx 4430kN$). A actuação do OPS decorre entre as 5.5 e as 18.3 *horas* da betonagem.

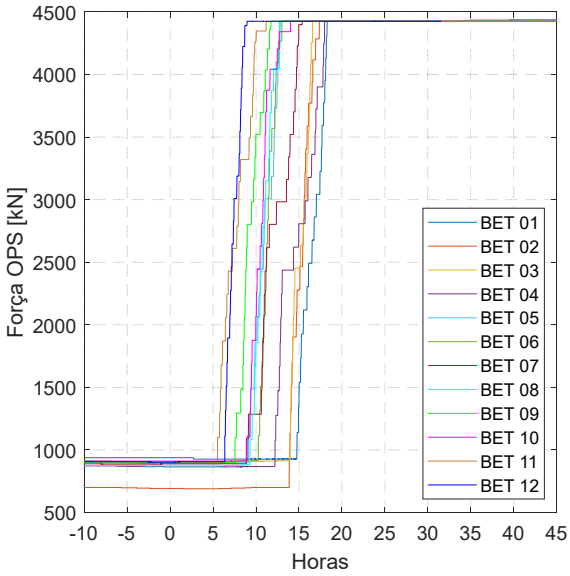

Figura 6.11: Força OPS ao longo das betonagens

6.5 MODELAÇÃO ESTRUTURAL SIMPLIFICADA

O modelo de barras usado no dimensionamento do cimbre (descrito no ponto 3.2) tem muitos elementos (cerca de 20500 nós e 27000 barras) e revelou ser bastante demorado nos cálculos necessários para fazer o seguimento do modo COV.3 representado na Figura 6.4. A complexidade do modelo de cálculo advinda da inclusão do tabuleiro da ponte ao longo da betonagem e primeiras idades aumenta ainda mais a dificuldade de modelação e o tempo de cálculo. Para aligeirar esta morosidade e complexidade de cálculo, foi construído um modelo simplificado considerando apenas graus de liberdade verticais, uma vez que o modo COV.3 é fundamentalmente vertical (ver a Figura 3.80 à esquerda).

Na Figura 6.12 representa-se esquematicamente o modelo simplificado usado, sobreposto ao desenho do cimbre e da ponte. O modelo de cálculo foi subdividido em 5 componentes: (i) a viga principal (representada a vermelho na Figura 6.12), (ii) os pórticos de apoio do cimbre (representados a magenta na Figura 6.12), (iii) as barras de suspensão (representadas a laranja na Figura 6.12), (iv) o tabuleiro betonado em fases anteriores (representado a azul na Figura 6.12) e (v) o tabuleiro a ser betonado na betonagem corrente (representado a verde na Figura 6.12).

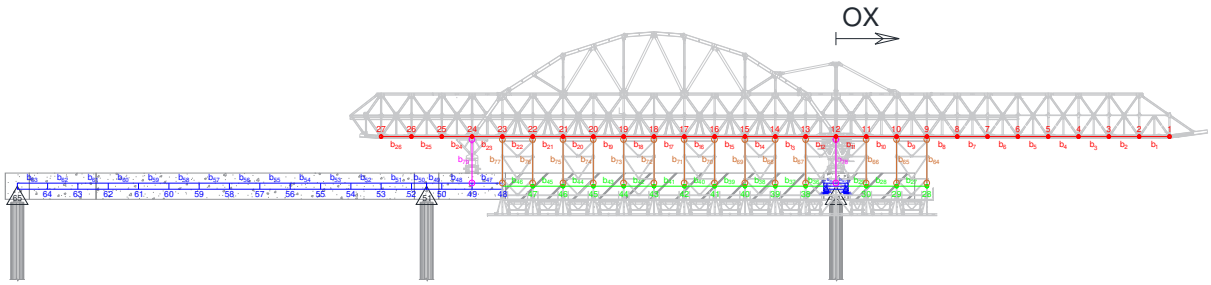

Figura 6.12: Modelo simplificado de cálculo sobreposto ao desenho do cimbre e da ponte

Estes 5 componentes são caracterizados individualmente em termos de matrizes de rigidez e de massa e são posteriormente agregadas em matrizes representativas da estrutura completa.

6.5.1 CIMBRE

O modelo simplificado do cimbre foi idealizado como um conjunto de 26 barras e 27 nós coincidentes com a modelação da treliça vertical da viga principal (nós afastados de 5m). Na Figura 6.13 representa-se o modelo simplificado do cimbre sobreposto ao desenho do cimbre.

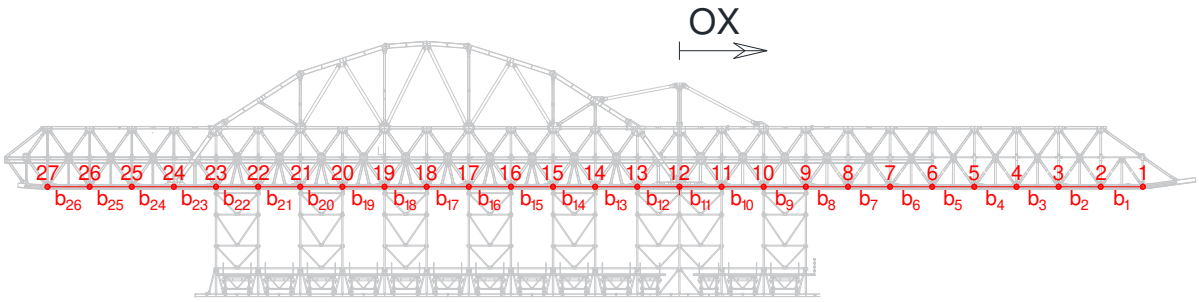

Figura 6.13: Modelo simplificado do cimbre

A definição das matrizes de rigidez e de massa do cimbre foi feita com base no modelo de barras *Autodesk Robot* usado para o dimensionamento do cimbre através da colocação de apoios nos nós da treliça vertical da viga principal em coincidência com os nós do modelo simplificado (ver a Figura 6.14).

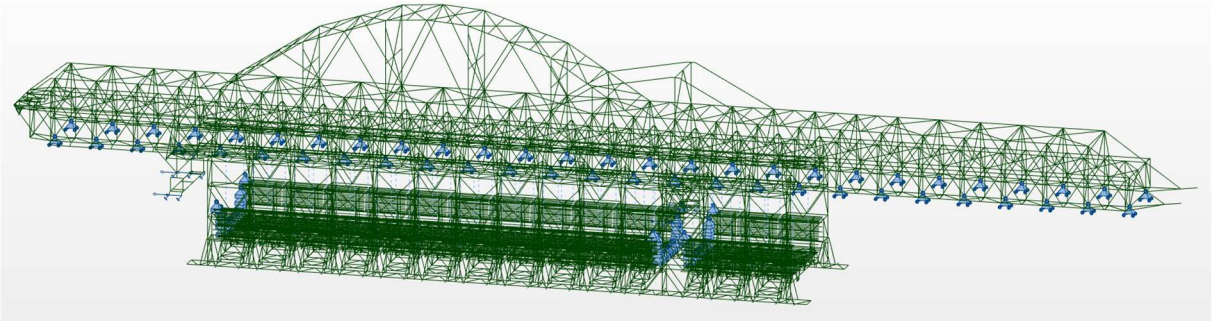

Figura 6.14: Modelo *Autodesk Robot* do cimbre com apoios nos nós do modelo simplificado

Na definição da matriz de massa do modelo simplificado foi considerado que a massa se concentra nos nós da estrutura ("*lumped-mass*") e que a inércia rotacional seria pouco significativa. Apesar da massa se distribuir pela estrutura, a sua idealização como concentrada nos nós é normalmente satisfatória (Clough & Penzien, 1993). A massa concentrada em cada um dos nós corresponde àquela que é razoável atribuir a esse nó (Chopra, 2007), podendo ser estimada pelo modelo estático. Numa formulação *lumped-mass* a matriz de massa é diagonal, sendo possível estimar os seus elementos pelas reacções do modelo de barras do cimbre com apoios em correspondência com os nós do modelo simplificado para um caso de carga que represente o peso próprio do cimbre. Na Figura 6.15 à esquerda representam-se

os elementos M_{ii}^{Cimbre} da diagonal matriz de massa ao longo do cimbre (a verde, série "Distribuição Robot"). Os valores totais desta distribuição estão em correspondência com a Tabela 3.2.

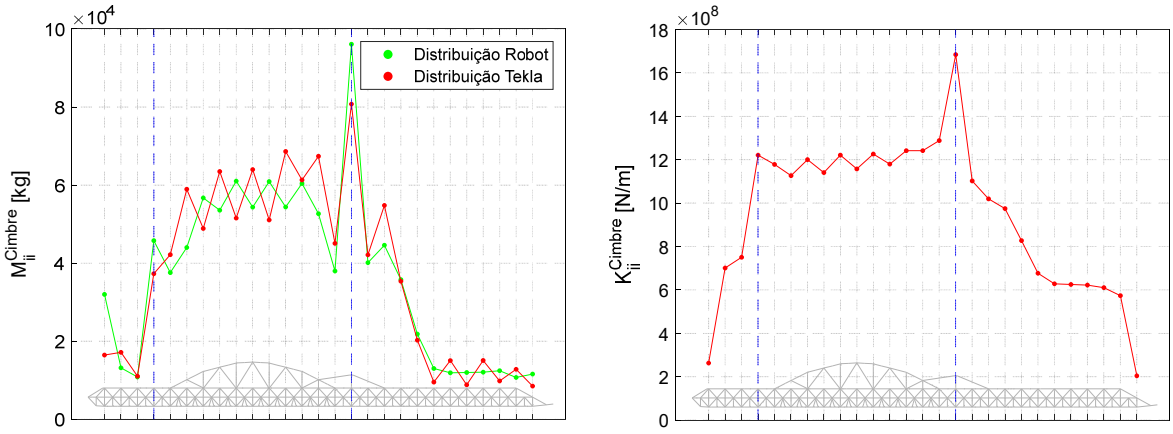

Figura 6.15: Elementos da diagonal da matriz de massa (à esq.) e da matriz de rigidez (à dir.) ao longo do cimbre

Para definir a matriz de rigidez do modelo simplificado foram aplicados assentamentos de apoio unitários ao modelo de cálculo da Figura 6.14, sequencialmente e em correspondência com os nós do modelo simplificado. A coluna i da matriz de rigidez corresponde às reacções que surgem nos 27 nós quando se aplica um assentamento de apoio unitário no nó i. Tal como esperado, a matriz de rigidez obtida desta forma é simétrica. Na Figura 6.15 à direita representam-se os elementos K_{ii}^{Cimbre} da diagonal da matriz de rigidez ao longo do cimbre. Apesar de considerar directamente apenas graus-de-liberdade verticais, a matriz de rigidez obtida desta forma tem em conta as rigidezes de outros graus-de-liberdade, correspondendo à condensação estática de graus-de-liberdade com massa considerada nula em graus-de-liberdade com massa não-nula (no modelo simplificado a massa foi considerada concentrada apenas nos graus-de-liberdade verticais nos 27 nós).

Depois de definidas as matrizes de massa M^{Cimbre} e de rigidez K^{Cimbre} da modelação simplificada do cimbre, foi realizada uma análise modal da estrutura simplificada através da determinação dos valores próprios ω_j e dos vectores próprios φ_j da expressão (6.12) (Chopra, 2007). Na análise modal foram considerados como graus-de-liberdade todos os nós com excepção do 12 e do 24 por corresponderem aos apoios verticais do cimbre (corresponde a definir as matrizes M_{red}^{Cimbre} e $\mathrm{K}_{red}^{Cimbre}$ que contêm todos elementos das matrizes de massa e rigidez com excepção das linhas e colunas 12 e 24, resultando, por isso, matrizes $(27-2)\times(27-2)$). A frequência angular natural de vibração do modo $j = 1, 2, \ldots, 27-2$ é ω_j e a configuração modal é φ_j.

$$\left[\mathrm{K}_{red}^{Cimbre} - {\omega_j}^2 M_{red}^{Cimbre}\right]\varphi_j = 0 \tag{6.12}$$

No caso do modo COV.3, como o amortecimento é bastante baixo ($\xi = 0.25\%$, ver a Tabela 3.26), a frequência amortecida que foi obtida na monitorização é muito próxima da frequência natural do modo. A primeira frequência angular obtida pela expressão (6.12) é $\omega_1 = 10.25 rad/s$, donde resulta uma frequência linear $f_1 = 1.631 Hz$. Esta frequência é inferior à correspondente ao cimbre sem betão suspenso que é obtida na monitorização para a fase anterior à betonagem (patamar inferior da Figura 6.4 à esquerda, antes das zero horas). Para ajustar melhor a frequência do modelo simplificado aos resultados da monitorização, foi adoptada uma abordagem mais realista da distribuição de massa do cimbre. Após o dimensionamento estrutural com o modelo de barras *Autodesk Robot*, todas as peças do cimbre são modeladas detalhadamente em *Tekla Structures* para servir de base ao fabrico. Com base no modelo *Tekla Structures* foi estimada uma nova distribuição de massa usando o peso líquido e a localização do centro de gravidade de cada uma das peças que compõem o cimbre (a vermelho na Figura 6.15 à esquerda). Repetindo a aplicação da expressão (6.12) com esta distribuição de massa resulta uma frequência $f_1 = 1.682 Hz$ que é bastante próxima da observada na monitorização. Na monitorização da fase anterior à betonagem (patamar inferior da Figura 6.4 à esquerda) é obtida uma frequência de vibração ligeiramente inferior porque, para além do peso próprio do cimbre, há ainda as massas da armadura do tabuleiro a betonar e da cofragem interior que não foram consideradas nesta análise com o modelo simplificado do cimbre. A configuração modal φ_1 do primeiro modo corresponde à flexão vertical do nariz dianteiro conforme representado na Figura 6.16. A configuração deste modo é muito semelhante à do modo W.EVA.3 que foi obtido no ensaio de vibração ambiental do cimbre (ver a Figura 3.80 à esquerda).

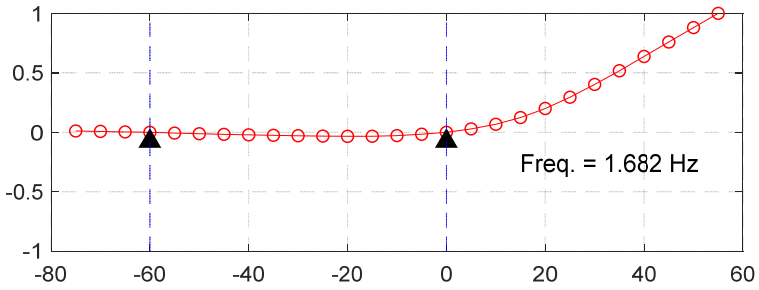

Figura 6.16: Configuração modal do primeiro modo de vibração do modelo simplificado do cimbre

O OPS foi considerado no modelo simplificado através do efeito auto-equilibrado do pré-esforço nos apoios verticais do modelo *Autodesk Robot*. Na Figura 6.17 representam-se as forças nos nós do modelo simplificado que resultam de uma força de pré-esforço de $1000 kN$.

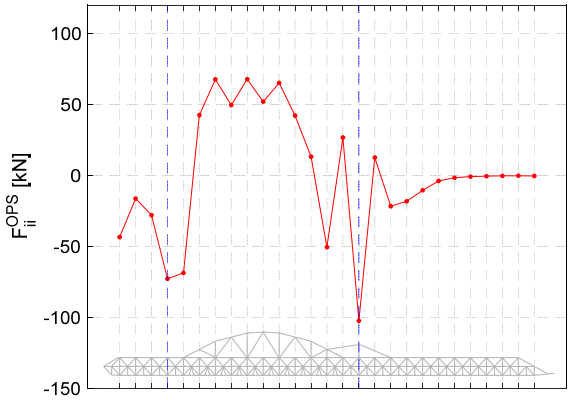

Figura 6.17: Forças verticais nos nós do modelo simplificado associadas a uma força de pré-esforço OPS de 1000kN

A força de pré-esforço no modelo simplificado foi calculada escalando o efeito do pré-esforço de $1000kN$ de forma a manter a flecha de meio-vão do cimbre inferior ao valor de controlo e limitada superiormente pela força máxima OPS registada em obra ($4430kN$, ver o ponto 6.4).

6.5.2 PÓRTICOS DE APOIO

Os pórticos de apoio foram considerados como elementos apenas com rigidez axial ligando os nós 12 e 34 (pórtico de pilar) e os nós 24 e 49 (pórtico de betonagem) de acordo com a Figura 6.18.

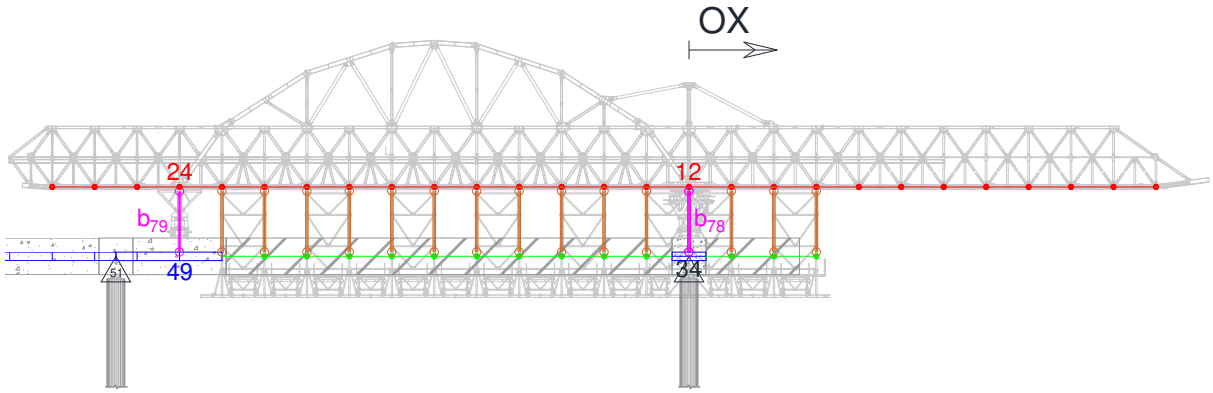

Figura 6.18: Modelo simplificado dos pórticos de apoio do cimbre

Tendo em conta que os pórticos têm grande rigidez axial, foi adoptada uma rigidez de $1 \times 10^{20} N/m$. A matriz de rigidez de cada um dos pórticos j pode ser obtida pela expressão (6.13). A matriz agregada de rigidez dos pórticos $\mathrm{K}^{Pórticos}$ obtém-se preenchendo as linhas e colunas com os elementos de $\mathrm{K}^{Pórt_j}$ em correspondência com os nós do pórtico j.

$$\mathrm{K}^{Pórt_j} = 1 \times 10^{20} \cdot \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \tag{6.13}$$

A matriz de massa do pórtico j pode ser obtida da massa desse pórtico, $m_{Port\ j}$, através da expressão (6.14). A massa dos pórticos é a indicada na Tabela 3.2.

$$M^{Pórt_j} = m_{Port\ j} \cdot \begin{bmatrix} 0.5 & 0 \\ 0 & 0.5 \end{bmatrix} \tag{6.14}$$

A matriz agregada de massa $M^{Pórticos}$ obtém-se da mesma forma que a matriz $K^{Pórticos}$.

6.5.3 Barras de Suspensão

As barras de suspensão ligam a zona superior do cimbre à zona inferior para suspender o betão do tabuleiro da betonagem corrente e são colocadas após a montagem das armaduras do tabuleiro e da cofragem interior. Apesar de existirem 28 alinhamentos longitudinais de barras de pré-esforço de alta resistência de 40*mm* e 47*mm* de diâmetro (cada alinhamento com 2 barras), no modelo simplificado foram consideradas 14 barras com rigidez equivalente nos alinhamentos dos nós do modelo simplificado do cimbre (ver a Figura 6.19).

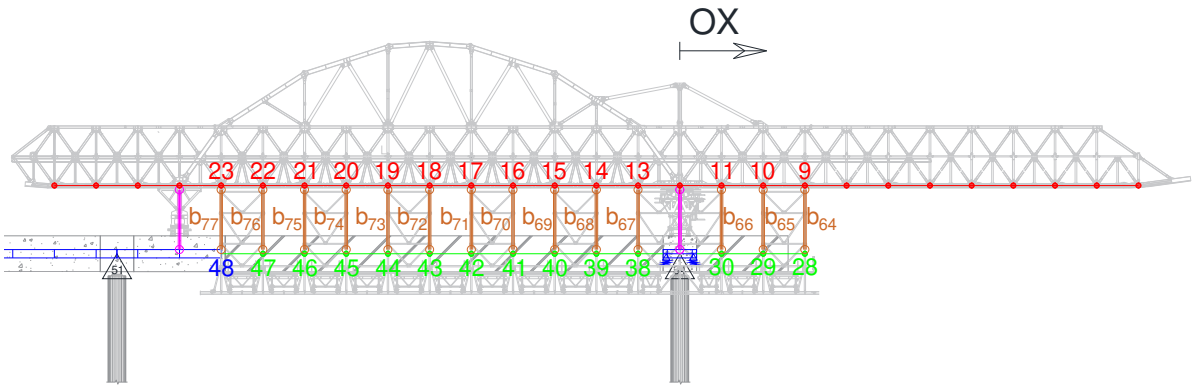

Figura 6.19: Modelo simplificado das barras de suspensão

Como as barras de suspensão não estão ligadas directamente ao plano da treliça vertical da viga principal nem à zona mais rígida da zona inferior do cimbre, a rigidez da suspensão é menor que a rigidez das barras propriamente ditas (a suspensão da carga corresponde a uma associação em série de vários elementos do cimbre em correspondência com o caminho de suspensão do betão pela viga principal do cimbre). Para estimar a rigidez da suspensão foi usado o modelo de cálculo do cimbre, aplicando uma deformação unitária na zona rígida inferior em relação à zona rígida superior. Nesta situação, as forças nos varões de suspensão do modelo do cimbre correspondem à rigidez equivalente desse caminho de suspensão. O rácio entre a rigidez da suspensão e a rigidez do varão isolado varia entre cerca de 62% e 87% (ver a Figura 6.20). Os varões de 47*mm* estão colocados em zonas particulares do tabuleiro e por isso mais afastadas dos nós da treliça tridimensional do cimbre (que está mais adaptada ao posicionamento corrente com varões de 40*mm*), o que implica uma maior perda de rigidez do varão.

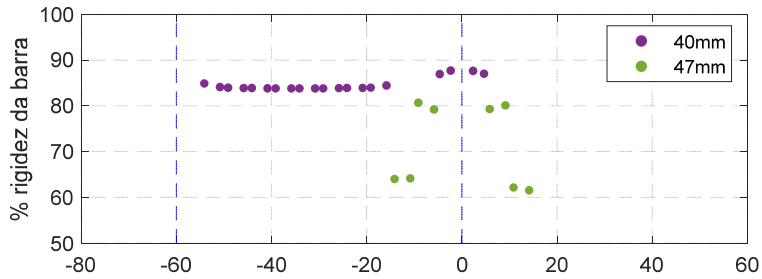

Figura 6.20: Rácio entre a rigidez da suspensão e a rigidez da barra isolada

A rigidez das barras equivalentes foi obtida pela distribuição da rigidez total da suspensão segundo a área de influência das barras equivalentes (ver a Figura 6.21).

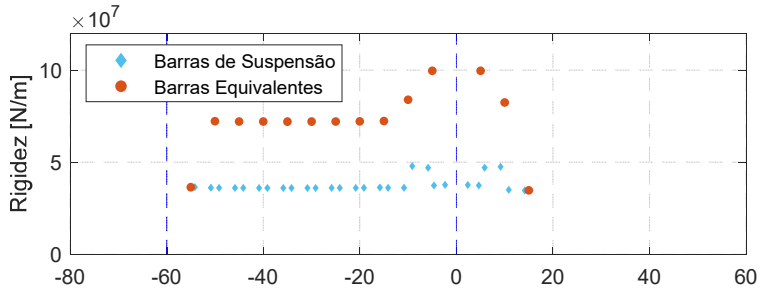

Figura 6.21: Rigidez das barras de suspensão e das barras equivalentes

As barras de suspensão são consideradas como elementos apenas com rigidez axial e a matriz agregada de rigidez das barras de suspensão $\mathrm{K}^{Suspensão}$ obtém-se de forma semelhante ao descrito no ponto 6.5.2 para os pórticos de apoio.

Como a massa das barras de suspensão é muito baixa, a matriz de massa $\mathrm{M}^{Suspensão}$ foi considerada nula.

6.5.4 TABULEIRO DA PONTE

Na definição da matriz de massa do tabuleiro foi considerado que a massa se concentra nos nós ("*lumped-mass*"), sendo a massa em cada grau-de-liberdade a correspondente ao volume de betão considerando a variação das secções do tabuleiro descrita na Figura 3.4 e na Tabela 3.1. O peso volúmico de betão simples é $23.5 kN/m^3$ (ver a Tabela 6.4) e o do betão armado foi estimado em cerca de $24.5 kN/m^3$ (considerando que a armadura pesa $1 kN/m^3$).

Na construção da matriz de rigidez do tabuleiro foi considerada a formulação de Euler-Bernoulli, que pressupõe pequenas deformações e que as secções planas se mantêm planas com a deformação (*i.e.*, as deformações de corte não são significativas). Nesta formulação, para uma análise plana, a matriz de rigidez de uma barra genérica com área A, inércia I, comprimento L e módulo de elasticidade E pode ser obtida pela expressão (6.15) no referencial local da barra (ver a Figura 6.22).

$$\mathrm{K}_{Local} = \begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 & -EA/L & 0 & 0 \\ 0 & 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 \\ 0 & 6EI/L^2 & 4EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 2EI/L \\ -EA/L & 0 & 0 & EA/L & 0 & 0 \\ 0 & -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 0 & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 \\ 0 & 6EI/L^2 & 2EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 4EI/L \end{bmatrix} \tag{6.15}$$

Figura 6.22: Graus-de-liberdade de uma barra genérica numa análise plana

Como as deformações axiais do tabuleiro são significativamente menores que as de flexão, os graus-de-liberdade 1 e 4 da Figura 6.22 não foram incluídos na análise.

Por simplificação, na análise do tabuleiro foi considerado que a massa estaria concentrada apenas nos graus-de-liberdade de translação (2 e 5 da Figura 6.22). Deste modo, é possível fazer a condensação estática da matriz de rigidez do tabuleiro, reduzindo a matriz aos graus-de-liberdade de translação. Considerando graus-de-liberdade de translação (■$_t$ da expressão (6.17)) e graus-de liberdade de rotação (■$_\theta$ da expressão (6.17)), é possível dividir a expressão (6.16) do método dos deslocamentos em duas, uma para os deslocamentos de translação d_t e outra para deslocamentos de rotação d_θ (ver a expressão (6.17)). Usando essas duas expressões obtém-se a matriz de rigidez condensada K_{Cond} através da expressão (6.18) (Clough & Penzien, 1993).

$$[K]\{d\} = \{F\} \tag{6.16}$$

$$\begin{bmatrix} k_{tt} & k_{t\theta} \\ k_{\theta t} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_t \\ d_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_t \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{6.17}$$

$$K_{Cond} = k_{tt} - k_{t\theta}\, {k_{\theta\theta}}^{-1}\, k_{\theta t} \tag{6.18}$$

Por facilidade de exposição, o tabuleiro betonado em fases anteriores e o tabuleiro betonado na betonagem corrente é caracterizado em pontos distintos.

6.5.4.1 Tabuleiro Betonado em Fases Anteriores

O modelo simplificado do tabuleiro betonado em fases anteriores, nomeadamente o vão anterior e a aduela zero do vão corrente, está representado na Figura 6.23. Os apoios do modelo simplificado estão colocados nos nós 34, 51 e 65 em correspondência com os pilares da ponte.

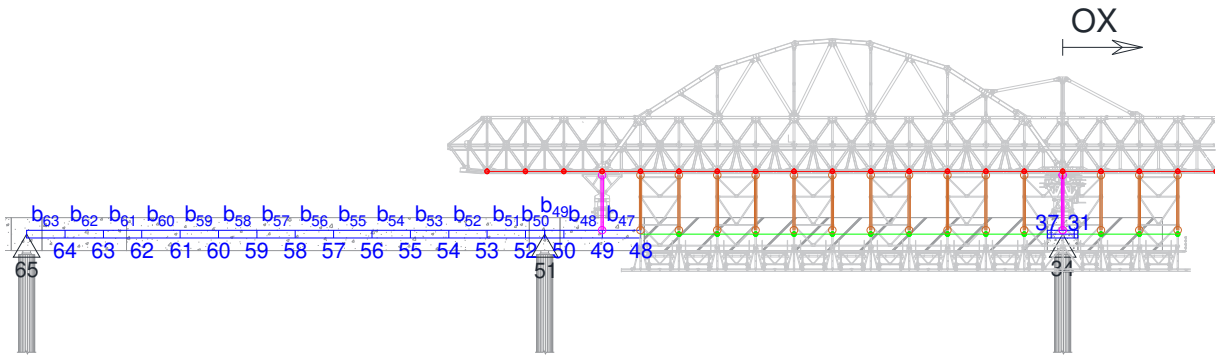

Figura 6.23: Modelo simplificado do tabuleiro betonado em fases anteriores

Na definição do módulo de elasticidade do betão do tabuleiro anterior foi considerada uma idade de 17 dias (duração do ciclo de construção de um vão de tabuleiro) e que o betão se teria mantido a uma temperatura constante de 15ºC ($t_e(15ºC) = 0.789 \cdot t$, ver a Tabela 6.3). A temperatura de 15ºC foi escolhida porque os resultados da frequência natural estimada pela monitorização em obra foram ajustados para esta temperatura (ver o ponto 3.5.8). O módulo de elasticidade do tabuleiro betonado em fases anteriores foi calculado pela expressão (6.19) que resulta do ajuste da expressão (6.10) aos ensaios laboratoriais do betão.

$$E_{TabAnterior}(15ºC, 17dias) = 37.83 \cdot e^{-\left(\frac{12.21}{0.789\times17\times24}\right)^{0.9741}} = 36.3\ GPa \tag{6.19}$$

No modelo simplificado, a inércia das barras de secção variável do tabuleiro betonado anteriormente foi considerada como sendo o valor médio da inércia do tabuleiro com base na representação da Figura 3.4 e nos valores da Tabela 3.1.

Para além de betão, o tabuleiro da ponte incorpora também armaduras de aço. Assim, para obter a inércia da secção composta do tabuleiro como se esta fosse constituída apenas por betão (*i.e.*, secção composta betão-aço homogeneizada em betão) é necessário considerar as inércias de betão e de aço da secção e o efeito dos respectivos módulos de elasticidade. Na estimativa da participação das armaduras considerou-se que o centro de gravidade das armaduras é coincidente com o centro de gravidade da secção de betão e da secção composta. Usando como referência a secção corrente do tabuleiro (secção A da Tabela 3.1), a inércia da armadura longitudinal medida nos desenhos do projecto da ponte é cerca de $0.1729m^4$ e a da secção de betão é cerca de $37.22m^4$ ($\approx 37.39 - 0.1729$). Considerando que os módulos de elasticidade do aço e do betão com 17 dias são, respectivamente, $200GPa$ (NP EN 1992-1-1, 2010) e $36.3GPa$, a inércia desta secção homogeneizada em betão de 17 dias é aproximadamente $38.17m^4$. Para esta secção, a inércia homogeneizada em betão é cerca de 2.1% superior à inércia da secção do tabuleiro ($38.17/37.39 = 1.021$). Esta proporção de inércias foi alargada às restantes secções do tabuleiro para considerar o efeito da armadura na inércia da secção do tabuleiro.

A aduela zero sobre o pilar é betonada numa fase anterior para acelerar a construção do tabuleiro e para simplificar o apoio do pórtico de pilar do cimbre. A zona da aduela zero é bastante densa em termos de armadura e, como tal, a sua colocação é um processo demorado. Ao desvincular a construção da aduela zero do cimbre autolançável é possível criar uma frente de trabalho específica para a construção de aduelas zero que segue avançada em relação ao cimbre, reduzindo o tempo que o cimbre está estacionado em cada vão. Adicionalmente, a existência de uma aduela zero evita o atravessamento do tabuleiro pelo pórtico de pilar, o que é bastante vantajoso em termos de facilidade de construção da aduela zero e de compatibilização das armaduras e dos aparelhos de apoio do tabuleiro com o pórtico de pilar. Deste modo, a aduela zero é construída sobre os aparelhos de apoio do tabuleiro, que por terem a rotação libertada, leva a que seja necessário encastrar provisoriamente a aduela zero no pilar para evitar o seu derrube. A fixação provisória da aduela zero é feita com elementos metálicos longitudinais colocados entre a aduela zero e o topo do pilar (ver a Figura 6.24). Os elementos anti-derrube são fixados ao pilar e à aduela zero através de varões de alta resistência pré-esforçados, sendo mantidos em funcionamento desde a construção da aduela zero até ao dia seguinte à betonagem do tabuleiro corrente.

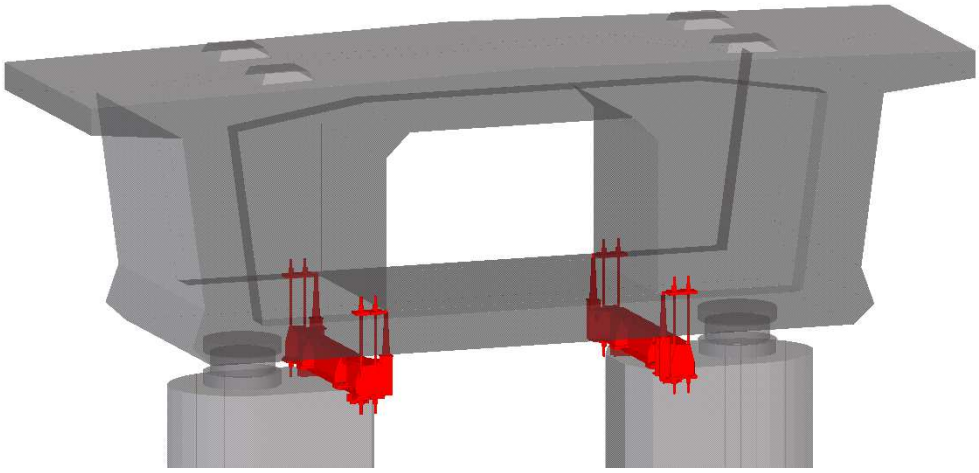

Figura 6.24: Elementos de fixação da aduela zero (modelação *Tekla Structures*)

A estrutura de fixação da aduela zero foi dimensionada com base num modelo *Autodesk Robot* conjunto do pilar da ponte e a aduela zero (ver a Figura 6.25 à esquerda). Para aferir a rigidez ao derrube do sistema de fixação foi imposto um deslocamento unitário vertical da aduela zero nos pontos de fixação (ver a Figura 6.25 à direita). Em termos longitudinais, os pontos de fixação da aduela estão afastados de 3.25m entre si com posicionamento simétrico em relação aos aparelhos de apoio do tabuleiro.

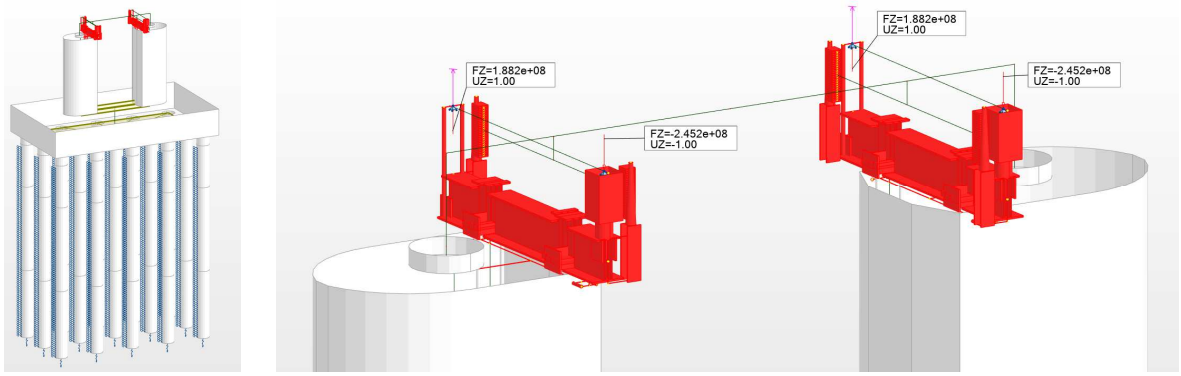

Figura 6.25: Modelo da estrutura de fixação da aduela zero

Os apoios de tracção e de compressão são diferentes, sendo o apoio de compressão mais rígido porque o apoio da aduela no elemento de fixação é directo, enquanto o apoio de tracção é materializado por barras de pré-esforço mais deformáveis. A rigidez média destes apoios é $2.167 \times 10^8 N/m$ $(= 0.5\left(1.882 \times 10^8 + 2.452 \times 10^8\right))$.

Na modelação simplificada os elementos de fixação da aduela zero foram considerados como apoios flexíveis semelhantes com rigidez $4.334 \times 10^8 N/m$ para ter em conta os dois alinhamentos longitudinais de fixação na modelação simplificada plana (ver a Figura 6.26).

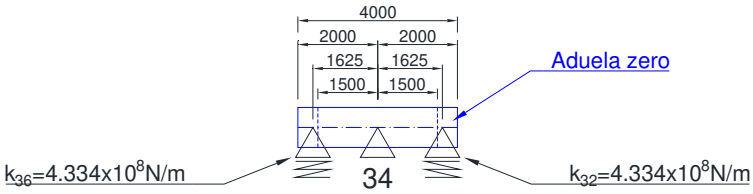

Figura 6.26: Modelação simplificada da fixação da aduela zero

6.5.4.2 Tabuleiro Betonado na Betonagem Corrente

O modelo do tabuleiro da betonagem corrente está representado na Figura 6.27. Este tabuleiro foi dividido em 14 barras, 3 na dianteira da aduela zero (b_{27} a b_{29}) e 11 na traseira da aduela zero (b_{36} a b_{46}).

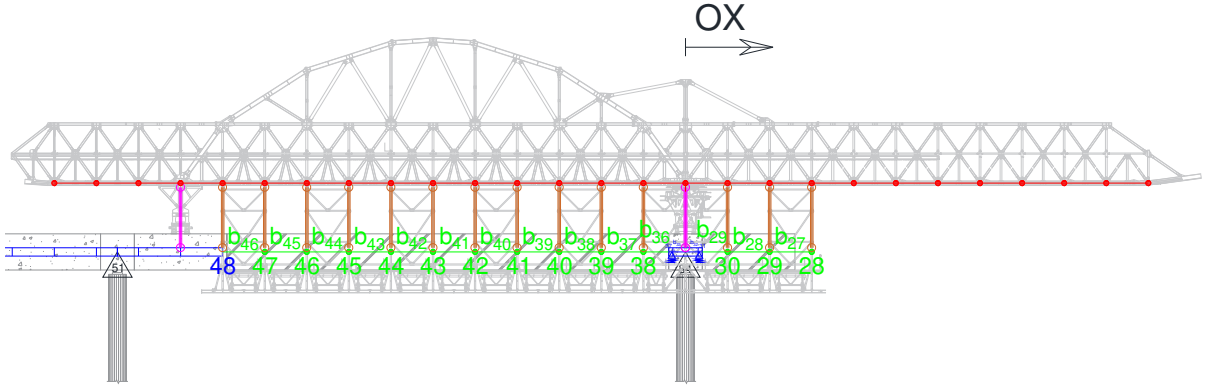

Figura 6.27: Modelo simplificado do tabuleiro betonado na betonagem corrente

As propriedades geométricas das barras que representam o tabuleiro são calculadas em função das secções do tabuleiro ao longo do vão (ver a Figura 6.28). Entre duas secções diferentes foi considerada uma variação linear das respectivas propriedades geométricas. Nas barras do modelo simplificado foi assumido o valor médio das propriedades geométricas ao longo da extensão correspondente de tabuleiro. As características geométricas das várias secções do tabuleiro estão descritas na Tabela 3.1. Estas secções estão representadas na Figura 6.29, onde se identificam as variações de espessura na laje inferior e na alma do tabuleiro.

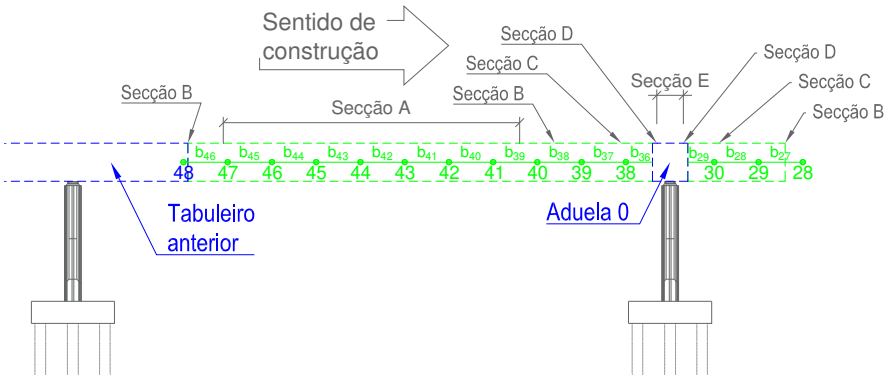

Figura 6.28: Secções do tabuleiro ao longo do vão

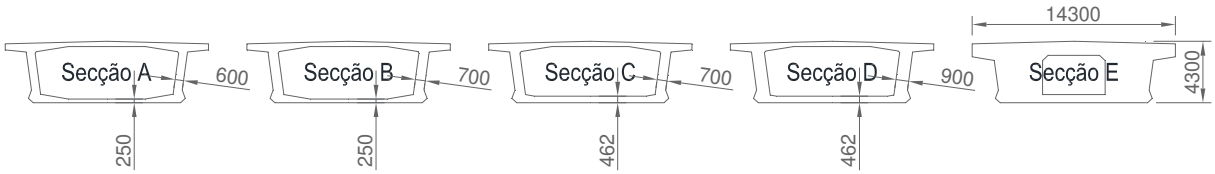

Figura 6.29: Secções do tabuleiro

Para modelar o faseamento da betonagem, as secções A, B, C e D do tabuleiro foram divididas em altura nas 5 subsecções da Figura 6.30. A secção E existe apenas na aduela zero que é betonada numa fase anterior à betonagem em análise.

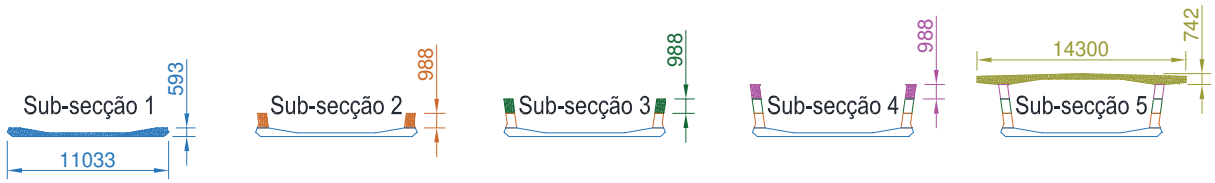

Figura 6.30: Subsecções do tabuleiro

As características geométricas das subsecções do tabuleiro estão detalhadas na Tabela 6.6 (área), Tabela 6.7 (inércia em relação ao seu eixo principal horizontal) e Tabela 6.8 (posição do centro de gravidade).

Tabela 6.6: Área das subsecções do tabuleiro

$A_x[m^2]$	Secção A	Secção B	Secção C	Secção D
Subsecção 1	3.888	3.890	5.291	5.306
Subsecção 2	1.239	1.438	1.438	1.837
Subsecção 3	1.197	1.397	1.397	1.796
Subsecção 4	1.205	1.402	1.402	1.798
Subsecção 5	6.210	6.215	6.215	6.232
Secção Completa	13.74	14.34	15.74	16.97

Tabela 6.7: Inércia das subsecções do tabuleiro em relação ao seu eixo principal horizontal

$I_y[m^4]$	Secção A	Secção B	Secção C	Secção D
Subsecção 1	0.08237	0.08263	0.1121	0.1136
Subsecção 2	0.1040	0.1203	0.1203	0.1528
Subsecção 3	0.09745	0.1137	0.1137	0.1462
Subsecção 4	0.09922	0.1150	0.1150	0.1467
Subsecção 5	0.1747	0.1754	0.1754	0.1779
Secção Completa	37.39	37.90	43.14	44.10

Tabela 6.8: Posição do centro de gravidade das subsecções do tabuleiro em relação à base do tabuleiro

$z_G[m]$	Secção A	Secção B	Secção C	Secção D
Subsecção 1	0.2090	0.2090	0.2500	0.2510
Subsecção 2	1.074	1.076	1.076	1.078
Subsecção 3	2.076	2.076	2.076	2.076
Subsecção 4	3.067	3.066	3.066	3.065
Subsecção 5	3.971	3.971	3.971	3.970
Secção Completa	2.401	2.387	2.207	2.197

A sequência de betonagem do tabuleiro considerando 17 fases foi definida anteriormente no ponto 3.1.5. Para analisar a betonagem de forma mais detalhada, a sequência anterior foi fraccionada para que cada fase de betonagem correspondesse a um volume de betão entre 1.4% e 3.4% do volume total de betonagem. Na Tabela 6.9 representa-se a evolução da betonagem do tabuleiro em 43 fases, considerando as barras b_{27} a b_{29} e b_{36} a b_{46} do modelo simplificado (ver a Figura 6.28) e as subsecções da Figura 6.30.

A fase em que cada uma das subsecções da Figura 6.30 é betonada está representada a vermelho na Tabela 6.9.

Tabela 6.9: Faseamento detalhado da betonagem

Fase	Tabuleiro Anterior	b46	b45	b44	b43	b42	b41	b40	b39	b38	b37	b36	Aduela 0	b29	b28	b27	% Tab. Betonado
0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0	0	0.0%
1		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		1	0	0	1.7%
2		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		1	1	0	4.4%
3		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		1	1	1	5.8%
4		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		1	1	1	7.5%
5		0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1		1	1	1	10.2%
6		0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1		1	1	1	12.4%
7		0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1		1	1	1	14.5%
8		0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1		1	1	1	16.6%
9		0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1		1	1	1	18.7%
10		0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1		1	1	1	20.8%
11		0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1		1	1	1	22.9%
12		0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1	1	1	25.1%
13		0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1	1	1	27.2%
14		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		1	1	1	29.3%
15		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		2	2	2	31.1%
16		1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2		2	2	2	33.2%
17		1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2		2	2	2	35.2%
18		1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2		2	2	2	37.2%
19		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2		2	2	2	38.6%
20		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2		3	3	3	40.4%
21		2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3		3	3	3	42.4%
22		2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3		3	3	3	44.4%
23		2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3		3	3	3	46.3%
24		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		3	3	3	47.7%
25		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		4	4	4	49.4%
26		3	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4		4	4	4	51.4%
27		3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4		4	4	4	53.4%
28		3	3	4	4	4	4	4	4	4	4	4		4	4	4	55.4%
29		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4		4	4	4	56.8%
30		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4		4	4	5	58.8%
31		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4		4	5	5	62.2%
32		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4		5	5	5	64.2%
33		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5		5	5	5	66.2%
34		4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5		5	5	5	69.6%
35		4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5		5	5	5	73.0%
36		4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5		5	5	5	76.4%
37		4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5		5	5	5	79.7%
38		4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5		5	5	5	83.1%
39		4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5		5	5	5	86.5%
40		4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5		5	5	5	89.9%
41		4	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5		5	5	5	93.2%
42		4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5		5	5	5	96.6%
43		5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5		5	5	5	100.0%

Sabendo que as betonagens em obra duraram entre 20 e 25 horas, o débito médio de betão variou entre cerca de $36.8 m^3/h$ e $46.0 m^3/h$. Tomando como representativo de uma betonagem típica um débito médio constante de betão de $40.9 m^3/h$ (o que corresponde a uma betonagem de 22.5 horas com débito constante de betão), as fases de betonagem da Tabela 6.9 têm uma duração entre 18 e 46 minutos. Tendo em conta esta gama de durações, foi assumido que o betão colocado em cada fase tem o mesmo módulo de elasticidade. O módulo de elasticidade do betão de cada fase às h_{Bet} horas após o início da betonagem

foi obtido pela expressão (6.20) que descreve uma ponderação do módulo de elasticidade considerando a hora de início da fase de betonagem $h_{0\%}$, a hora a que esta terminou $h_{100\%}$ e as horas a que se cumpriram 25%, 50% e 75% da betonagem ($h_{25\%}$, $h_{50\%}$ e $h_{75\%}$, respectivamente). Esta ponderação foi usada para ter em conta a duração das fases de betonagem e é especialmente relevante nas primeiras idades quando a evolução do módulo de elasticidade se afasta mais da linearidade. O módulo de elasticidade do betão *h* horas após a sua colocação obtém-se através da expressão (6.21) considerando os resultados dos ensaios laboratoriais e o betão à temperatura constante de $15ºC$.

$$\begin{aligned} E_{Fase\ j} = {} & 0.125 \times E_{TabBet}(h_{Bet} - h_{0\%}) + 0.25 \times E_{TabBet}(h_{Bet} - h_{25\%}) \\ & + 0.25 \times E_{TabBet}(h_{Bet} - h_{50\%}) + 0.25 \times E_{TabBet}(h_{Bet} - h_{75\%}) \\ & + 0.125 \times E_{TabBet}(h_{Bet} - h_{100\%}) \end{aligned} \tag{6.20}$$

$$E_{TabBet}(15ºC, h) = 37.83 \cdot e^{-\left(\frac{12.21}{0.789 \times h}\right)^{0.9741}} \tag{6.21}$$

Tendo em conta que as subsecções do tabuleiro são betonadas em fases distintas, o módulo de elasticidade correspondente é diferente, algo que é especialmente relevante durante a betonagem e primeiras idades do betão, quando a evolução do módulo de elasticidade do betão é mais rápida. Por exemplo, para a barra b_{40} do modelo simplificado (ver a Figura 6.27), a subsecção 1 é betonada na fase 8, a subsecção 2 na fase 17, a subsecção 3 na fase 22, a subsecção 4 na fase 27 e a subsecção 5 na fase 37 (ver a Tabela 6.9). Assim, para definir o factor EI da matriz de rigidez de cada uma das barras do modelo simplificado no referencial local (ver a expressão (6.15)), foram consideradas as características geométricas e elásticas da armadura e das várias subsecções de betão do tabuleiro, homogeneizando-as em betão igual ao do tabuleiro betonado em fases anteriores (ver a expressão (6.19)). Esta opção permite considerar um módulo de elasticidade constante e igual a $36.3GPa$ na modelação simplificada de todas as barras do tabuleiro, concentrando as variações ao longo da betonagem e primeiras idades na inércia das barras representativas do tabuleiro betonado na betonagem corrente.

No que concerne à armadura, foram usados como referência os valores correspondentes à secção A da Figura 6.29 obtidos nos desenhos do projecto da ponte, a área de armadura cerca de 0.40% da área da secção completa – A_x ($0.0547/13.74 = 0.40\%$), a inércia da armadura cerca de 0.46% da inércia da secção completa – I_y ($0.1729/37.39 = 0.46\%$) e o centro de gravidade da armadura coincidente com o centro de gravidade da secção completa do tabuleiro – z_G (ver a Tabela 6.8). O módulo de elasticidade do aço da armadura E_{arm} foi considerado igual a $200GPa$ (NP EN 1992-1-1, 2010).

No que respeita às subsecções de betão, representam-se na Figura 6.31 o centro de gravidade da secção completa – z_G, as 5 subsecções consideradas e os respectivos centros de gravidade $z_{G,j}$ ($j = 1, \ldots, 5$).

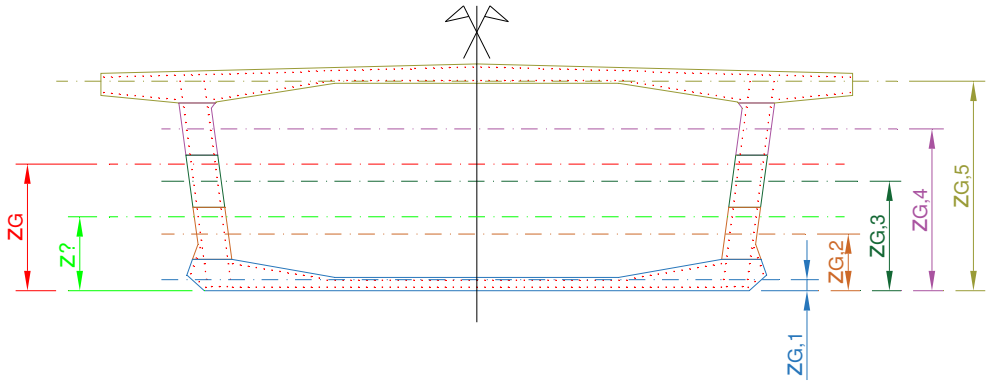

Figura 6.31: Centro de gravidade das subsecções do tabuleiro, da secção completa e da secção durante a betonagem e primeiras idades do betão

As características geométricas das várias subsecções de betão estão indicadas na Tabela 6.6 (área $A_{x,j}$), Tabela 6.7 (inércia $I_{y,j}$) e Tabela 6.8 (centro de gravidade $z_{G,j}$). As características geométricas são constantes, mas o módulo de elasticidade correspondente E_j é variável ao longo da betonagem e primeiras idades do betão, o que implica que a posição do eixo neutro Δ seja também variável (a posição do eixo neutro, z_Δ, está representada esquematicamente na Figura 6.31). O eixo neutro pode ser calculado através da ponderação das áreas correspondentes aos vários elementos constituintes com os respectivos módulos de elasticidade (Silva, 2013), de acordo com a expressão (6.22).

$$z_\Delta = \frac{\left[E_{arm} \cdot (0.4\% \cdot A_x) \cdot z_G\right] + \left[\sum_{j=1}^{5} E_j \cdot A_{x,j} \cdot z_{G,j}\right]}{\left[E_{arm} \cdot (0.4\% \cdot A_x)\right] + \left[\sum_{j=1}^{5} E_j \cdot A_{x,j}\right]} \tag{6.22}$$

Na Figura 6.32 representa-se a evolução da posição do eixo neutro ao longo da betonagem e primeiras idades do betão para três barras do tabuleiro betonado na betonagem corrente, a barra b_{28} na consola, a barra b_{41} a meio-vão e a barra b_{46} na ligação com o tabuleiro betonado em fases anteriores (ver a Figura 6.28). Para referência, na figura representam-se também o contorno exterior da secção do tabuleiro e o contorno interno da Secção A e da Secção D.

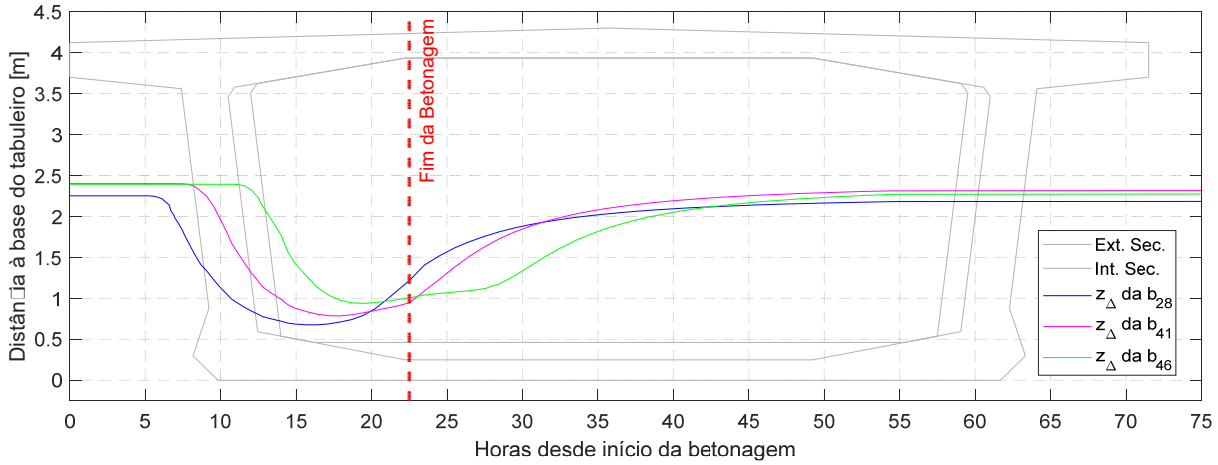

Figura 6.32: Evolução da posição do eixo neutro z_Δ durante a betonagem e primeiras idades do betão

As inércias da armadura e das subsecções de betão em relação ao eixo neutro Δ podem ser obtidas pelo Teorema de Steiner, consubstanciado respectivamente na expressão (6.23) e na expressão (6.24).

$$I_{y,arm}^{\Delta} = 0.46\% \cdot I_y + 0.40\% \cdot A_x \cdot (z_\Delta - z_G)^2 \tag{6.23}$$

$$I_{y,j}^{\Delta} = I_{y,j} + A_{x,j} \cdot \left(z_\Delta - z_{G,j}\right)^2 \text{ com } j = 1, \ldots, 5 \tag{6.24}$$

A inércia do tabuleiro em relação ao eixo neutro de cada momento – $I_{y,hom}^{\Delta}$, homogeneizada em betão com módulo de elasticidade $E_{hom} = 36.3GPa$ pode ser obtido através da expressão (6.25).

$$I_{y,hom}^{\Delta} = \frac{E_{arm} \cdot I_{y,arm}^{\Delta}}{E_{hom}} + \frac{\sum_{j=1}^{5} E_j \cdot I_{y,j}^{\Delta}}{E_{hom}} = \left[I_{y,hom}^{\Delta}\right]_{arm} + \left[I_{y,hom}^{\Delta}\right]_{bet} \tag{6.25}$$

A expressão (6.25) é composta por duas parcelas, a primeira referente à armadura e a segunda relativa ao betão do tabuleiro. A evolução destas parcelas está representada na Figura 6.33, à esquerda para a armadura e à direita para o betão. A parcela da armadura é relevante apenas na fase inicial da betonagem, antes do início da presa do betão, sendo o seu valor a partir daí significativamente inferior ao da componente do betão.

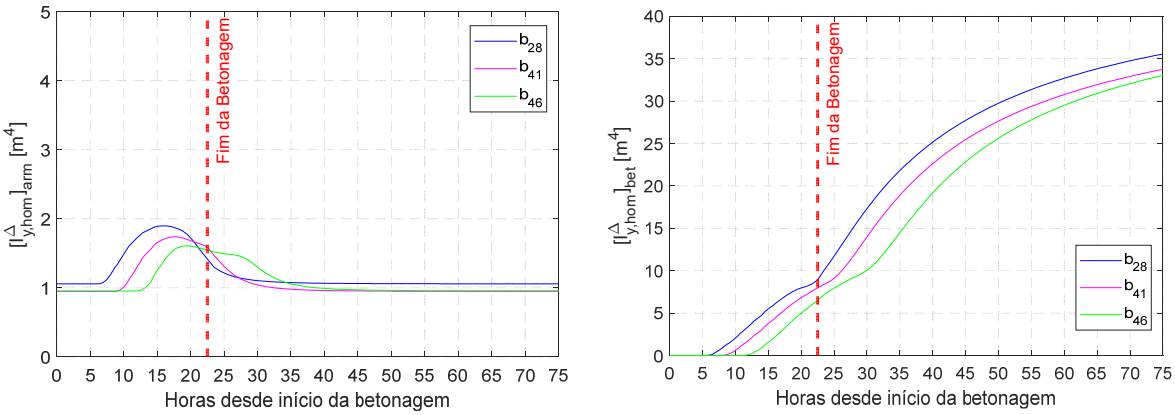

Figura 6.33: Evolução da inércia em relação ao eixo neutro durante a betonagem e primeiras idades do betão, para a armadura (à esq.) e para o betão (à dir.)

Tanto a evolução da posição do eixo neutro como da inércia da secção reflectem a sequência de colocação do betão, que é genericamente da frente para trás. Verifica-se por isso um desfasamento temporal entre a evolução para a barra b_{28} e a evolução para a barra b_{41} e desta para a barra b_{46}, seguindo por isso a sequência das barras do tabuleiro da frente para a traseira.

Para além da massa do betão do tabuleiro, a matriz de massa dos elementos do tabuleiro da betonagem corrente inclui ainda a armadura do tabuleiro (estimada através do volume da secção completa do tabuleiro, considerando um peso volúmico de $1kN/m^3$) e a cofragem interior do tabuleiro (peso uniformemente distribuído de $1.397\text{tf}/m = 88.7/(67.5 - 4)$, ver a Tabela 3.2). A massa de armadura e

da cofragem mantém-se em todas as fases de betonagem da Tabela 6.9. A massa de betão vai aumentando à medida que a betonagem avança.

6.5.5 Agregação das Componentes do Modelo Simplificado

Após a definição das matrizes de massa e de rigidez de cada um dos componentes do modelo simplificado, as matrizes parciais são agregadas grau-de-liberdade a grau-de-liberdade dando origem às matrizes de massa e de rigidez da estrutura completa. As matrizes de massa e rigidez são evolutivas ao longo da betonagem do tabuleiro. A matriz de rigidez varia também para além do final da betonagem já que o módulo de elasticidade do betão aumenta com a progressiva hidratação do cimento (ver a Figura 6.3 à direita).

6.5.6 Evolução da Frequência do 1º Modo de Vibração

As características modais são calculadas com a expressão (6.12), desta vez usando as matrizes de massa e de rigidez da estrutura completa para a fase 0 da Tabela 6.9 (imediatamente antes do início da betonagem). A frequência do primeiro modo de vibração é cerca de $1.677 Hz$ e a configuração modal corresponde à flexão vertical do nariz dianteiro do cimbre (ver a Figura 6.34). Os parâmetros do modelo numérico simplificado estão de acordo com os resultados da monitorização em obra.

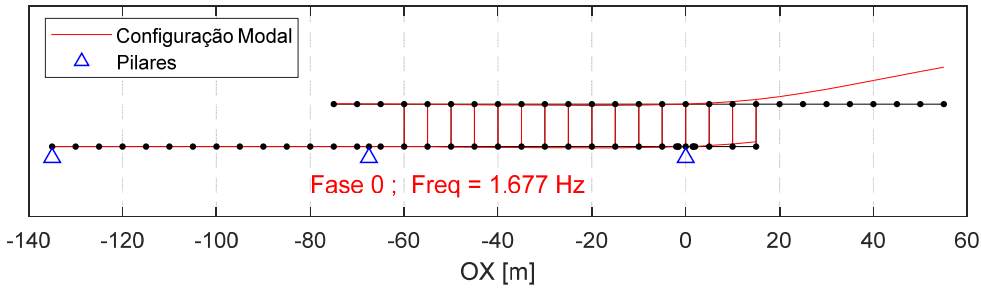

Figura 6.34: Configuração modal do primeiro modo de vibração da estrutura completa antes do início da betonagem

Apesar da duração e do ritmo de betonagem do vão poderem ser afectados por factores externos, como a capacidade disponível das centrais de betão e o transporte de betão para a obra (o betão foi fabricado em centrais de terceiros e transportado para a frente de obra com camião-betoneira) e também por factores internos como por exemplo a montagem/desmontagem das mangueiras de bombagem e o espalhamento, vibração e acabamento do betão, o efeito desses factores tenderá a ser localizado no tempo e compensado em obra na medida do possível. Desta forma, na idealização de uma betonagem típica média, foi considerado razoável assumir uma betonagem com 22.5 *horas* e um débito de betão constante de cerca de $40.9 m^3/h$. Na Figura 6.35 à esquerda está representada a evolução do volume de betão considerando o faseamento de betonagem definido na Tabela 6.9. Para além do fim da betonagem,

foram considerados no modelo simplificado alguns instantes para caracterizar as primeiras idades do betão. Para cada um desses momentos durante e após a betonagem foram calculadas as características modais, nomeadamente as frequências de vibração e as configurações modais. As configurações modais do primeiro modo de vibração foram comparadas com a configuração modal da fase 0 (ver a Figura 6.34) através do índice MAC (ver a expressão (2.86)). Na Figura 6.35 à direita representa-se o MAC ao longo do tempo, verificando-se que varia muito pouco ao longo da betonagem e primeiras idades do betão e, como tal, o primeiro modo de vibração é sempre o mesmo em todos os momentos em que foi calculado o modelo simplificado.

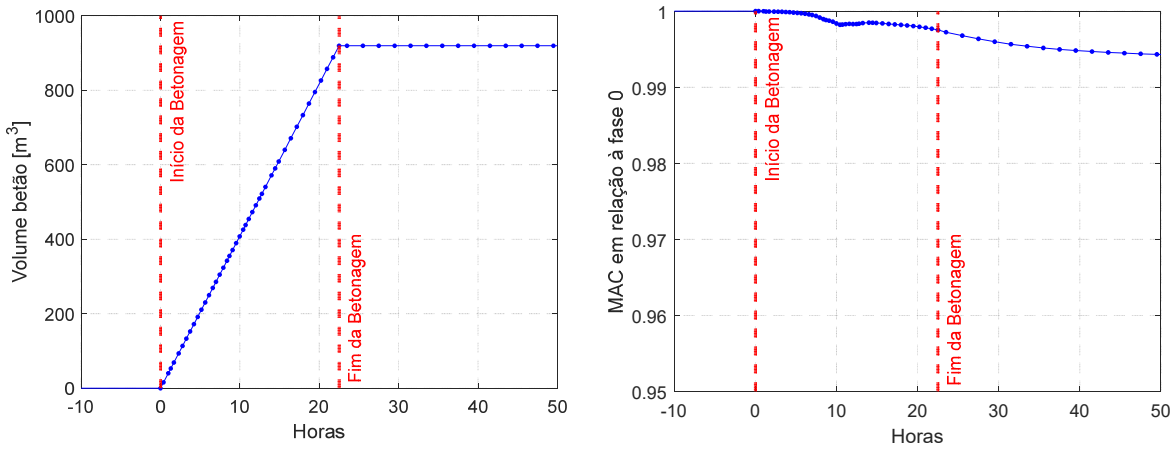

Figura 6.35: Evolução do volume de betão colocado (à esq.) e do índice MAC em relação à configuração modal da fase 0 (à dir.) ao longo da betonagem e primeiras idades do betão

A progressão da frequência natural ao longo da betonagem e primeiras idades do betão usando a evolução do módulo de elasticidade do betão descrita pela expressão (6.21) está representada a azul na Figura 6.36 à esquerda. A cinzento na mesma figura estão os pontos obtidos na monitorização para os vãos centrais do tabuleiro (vãos 2 a 12 representados na Figura 6.4 à esquerda). Comparando os resultados numéricos com os obtidos em obra, verifica-se que o intervalo de variação de frequência é semelhante, mas que durante a betonagem há um ligeiro desfasamento porque o endurecimento do betão no modelo numérico é mais rápido que na realidade. Esta diferença está provavelmente relacionada com o início da contagem do tempo, que no caso da expressão (6.21) corresponde provavelmente ao início da cura do betão (ver os ensaios laboratoriais do betão descritos no ponto 6.3). No entanto, o betão vazado na cofragem não começa imediatamente a endurecer, havendo um período após o vazamento em que o betão se mantém trabalhável. Neste período o betão é espalhado, compactado, vibrado e acabado. Para ter em conta este hiato em que o betão se mantém trabalhável, foi considerada a hipótese de um atraso de t_{Delay} na evolução da expressão (6.21), conforme se representa na (6.26).

$$E_{TabBet}(15ºC, h) = 0 \; se \; h \leq t_{Delay}$$
$$E_{TabBet}(15ºC, h) = 37.83 \cdot e^{-\left(\frac{12.21}{0.789\times(h-t_{Delay})}\right)^{0.9741}} \quad se \; h > t_{Delay} \tag{6.26}$$

Recalculando a evolução da frequência ao longo da betonagem usando a expressão (6.26) para $t_{Delay} = 0, 1, 2, 3, 4, 5 \; horas$ resultam as progressões representadas na Figura 6.36 à direita. Este ajuste na contagem do tempo melhora o resultado numérico, aproximando-o bastante dos resultados obtidos em obra, especialmente para t_{Delay} a rondar as 3 $horas$. Na Figura 6.37 representa-se a evolução da frequência ao longo da betonagem e primeiras idades do betão considerando apenas $t_{Delay} = 3 \; horas$.

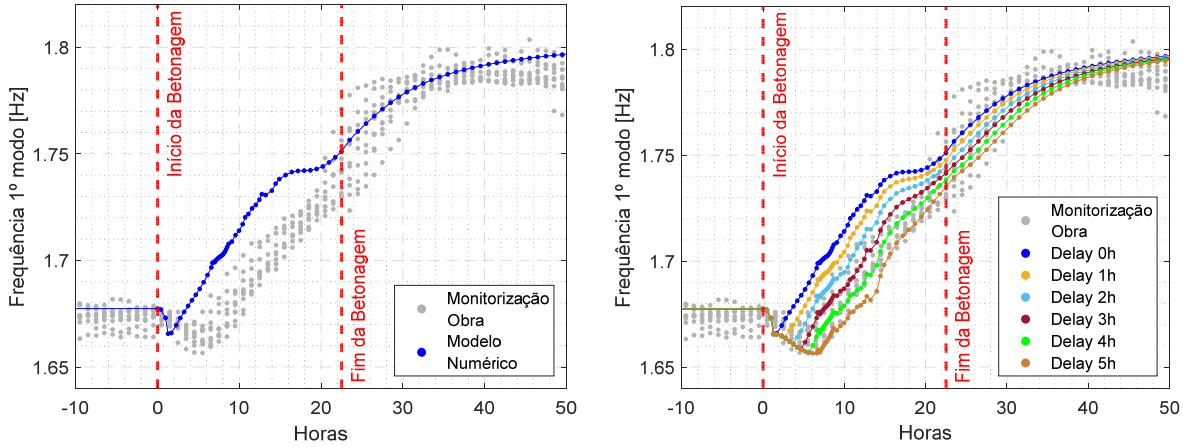

Figura 6.36: Evolução da frequência natural usando a expressão (6.21) (à esq.) e usando a expressão (6.26) com $t_{Delay} = 0, 1, 2, 3, 4, 5 \; horas$ (à dir.)

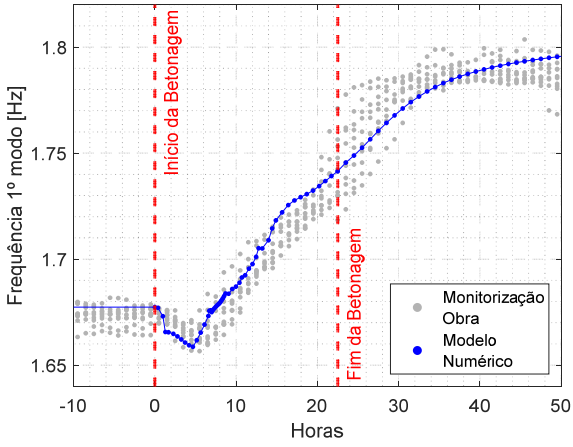

Figura 6.37: Evolução da frequência natural usando a expressão (6.26) com $t_{Delay} = 3 \; horas$

Usando o modelo numérico com a expressão (6.26) é possível estimar a evolução das reacções nos pórticos do cimbre através do esforço axial das barras b_{78} e b_{79}, respectivamente para o pórtico de pilar e

pórtico de betonagem. Na Figura 6.38 à esquerda representam-se as estimativas das reacções nos pórticos ao longo da betonagem. As reacções nos apoios do cimbre estão relacionadas com a repartição das cargas de betão da betonagem corrente entre o cimbre e o tabuleiro da ponte, sendo a soma das reacções nos apoios do cimbre correspondente à porção da carga de betão suportada por este.

De forma semelhante, podem ser caracterizadas as estimativas das reacções nos pilares da ponte a partir das reacções obtidas no modelo numérico para os nós 34, 51 e 65, respectivamente o pilar dianteiro, o pilar central e pilar traseiro (ver a Figura 6.23). Na Figura 6.38 à direita representa-se a variação da reacção nos pilares considerados no modelo. A variação da reacção no pilar traseiro é significativamente inferior às restantes e a participação do vão traseiro do tabuleiro no modo de vibração mais relevante é muito pequena, o que valida a opção de considerar no modelo numérico simplificado apenas um vão de tabuleiro para além do da betonagem corrente.

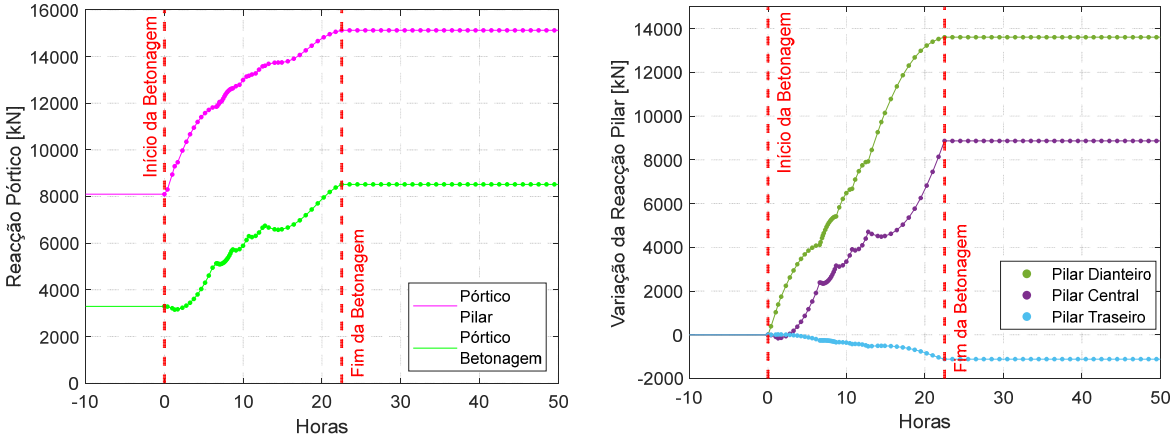

Figura 6.38: Evolução da reacção nos pórticos do cimbre (à esq.) e variação na reacção nos pilares da ponte (à dir.) ao longo da betonagem no modelo numérico

O modelo numérico também permite estimar a evolução da força OPS ao longo da betonagem, conforme representado a azul na Figura 6.39. Na mesma figura representa-se também a evolução da força OPS medida ao longo da betonagem dos vãos 2 a 11 do tabuleiro (a cinzento). Verifica-se que a estimativa numérica da força OPS está alinhada com os resultados medidos pelo OPS. A flecha OPS estimada pelo modelo numérico no final da betonagem foi 25.6*mm*, um valor muito próximo do valor considerado no dimensionamento do cimbre (25*mm*) e dos valores de flecha medidos em obra (ver a Figura 3.12).

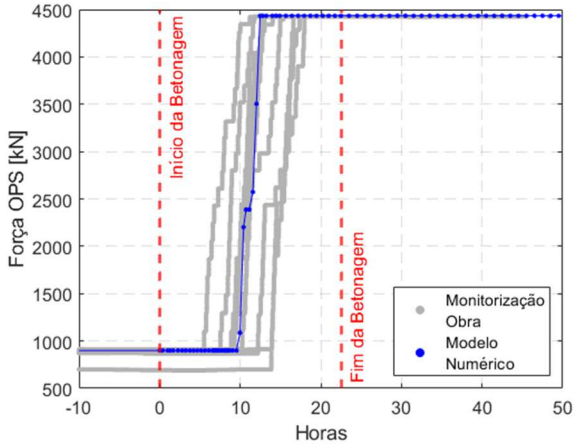

Figura 6.39: Evolução da força OPS ao longo da betonagem

Até este momento foram consideradas no modelo numérico as características médias ou mais prováveis do betão. No entanto, o modelo numérico permite analisar a influência dos vários parâmetros da expressão (6.26) na evolução da frequência natural e nas reacções nos apoios do cimbre. Na Figura 6.40 representa-se a evolução da frequência natural (à esquerda) e das reacções nos apoios do cimbre (à direita) ao longo da betonagem considerando várias temperaturas constantes do betão através dos coeficientes da Tabela 6.3. A influência da temperatura na evolução da frequência é bastante significativa, especialmente durante a betonagem e primeiras idades do betão. Após os primeiros dias, a evolução da frequência natural é convergente para as várias temperaturas, o que significa que a temperatura influencia apenas rapidez do desenvolvimento do módulo de elasticidade (esta conclusão pode ser retirada directamente da expressão (6.26)). Para além disso, como a reacção de hidratação do cimento é exotérmica, é de esperar que a libertação de calor faça elevar a temperatura do betão. Esse aumento de temperatura é provavelmente potenciado pela gradual colocação da laje superior do tabuleiro que fecha o caixão do tabuleiro (a partir de 56.8% da betonagem, ver a Tabela 6.9). O incremento de temperatura do betão não foi medido, mas pode ser observado de forma qualitativa na evolução da frequência a partir das 30 *horas* após o início da betonagem, onde se observa que os dados da monitorização em obra sugerem uma evolução da frequência mais achatada que a estimativa do modelo numérico com temperatura constante de 15ºC. Esse maior achatamento, resultante de uma mais rápida hidratação do cimento, é obtido para temperaturas mais elevadas do betão. As reacções nos apoios do cimbre comprovam que quanto mais rápida a hidratação do cimento e o endurecimento do betão, menor é a porção de carga de betão suportada pelo cimbre.

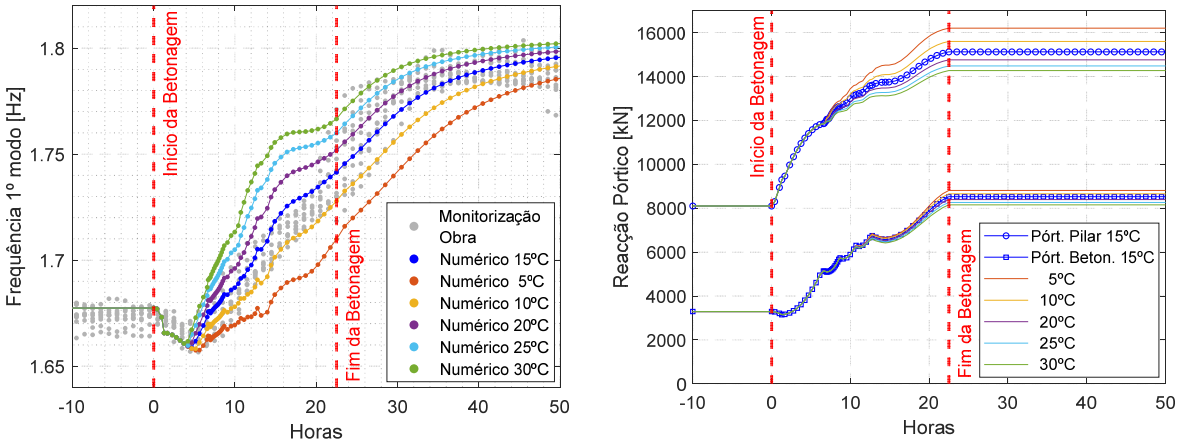

Figura 6.40: Evolução da frequência natural (à esq.) e da reacção nos pórticos do cimbre (à dir.) ao longo da betonagem no modelo numérico considerando diferentes temperaturas constantes do betão

Na Figura 6.41 representa-se a evolução da frequência natural (à esquerda) e as reacções nos apoios do cimbre (à direita) ao longo da betonagem considerando vários módulos de elasticidade do betão. Foi usado como referência o módulo de elasticidade obtido nos ensaios laboratoriais ($E_c = 37.83GPa$ aos 28 dias, ver Tabela 6.4), sendo consideradas análises numéricas com outros módulos de elasticidade proporcionais a este. O valor do módulo de elasticidade do betão influencia a rigidez do tabuleiro a longo prazo e, como tal, o seu efeito é duradouro. Na construção da ponte Lužný houve muito cuidado na caracterização e fabrico do betão pelo que as suas características são bastante homogéneas tal como se observa nos resultados da monitorização em obra. Esta monitorização, em conjunto com o modelo numérico, permite caracterizar o módulo de elasticidade do betão e a sua evolução de forma bastante aproximada, sendo uma importante mais-valia no controlo de qualidade do betão e na definição do momento a partir do qual o betão do tabuleiro tem capacidade suficiente para que seja aplicado o pré-esforço. Este importante resultado motivou a apresentação de uma patente que protege a aplicação de técnicas de monitorização estrutural do cimbre, com vista a estimar as características do betão suportado por este, permitindo entre outras possibilidades, emitir atempadamente informações e avisos para os responsáveis em obra sobre a estimativa da evolução das características betão e das perspectivas sobre o momento a partir do qual é possível iniciar a aplicação do pré-esforço no tabuleiro. Neste momento, a patente está em processo de passagem a patente nacional definitiva.

Em termos de operação do cimbre, a fase entre a betonagem e o pré-esforço do tabuleiro não permite por norma trabalhos em paralelo, sendo por isso um intervalo que interessa encurtar para rentabilizar o uso do cimbre e o tempo das equipas que lhe estão adstritas. Na prática, a decisão de aplicar o pré-esforço no tabuleiro resulta actualmente de ensaios de rotura de cubos de betão betonados em conjunto com o tabuleiro. Em relação ao processo corrente, esta solução baseada na monitorização do cimbre tem a vantagem de evitar o fabrico, o transporte e o ensaio de cubos de betão para todos os vãos do tabuleiro. Para além disso, permite uma contínua e atempada aferição das características do betão, sendo possível

automatizar a recolha e tratamento de dados da monitorização para serem disponibilizados aos responsáveis em obra quase em tempo-real. No caso particular do cimbre M1-70-S, os processos de identificação modal foram aplicados a trechos com uma hora de dados, o que significa que poderia ser disponibilizada à obra informação hora-a-hora, com alguns minutos de desfasamento para considerar o tempo necessário para a transmissão remota e processamento automático dos dados. Considerando uma situação típica em que a transmissão remota e processamento poderão ser feitos em menos de $5min$, a informação por exemplo sobre o período entre as 10:00 e as 11:00 poderia ser enviada para as entidades envolvidas no projecto às 11:05.

As reacções de apoio no cimbre demonstram, tal como seria de esperar, que quanto menor a rigidez do tabuleiro, maior é a porção de carga de betão suportada pelo cimbre.

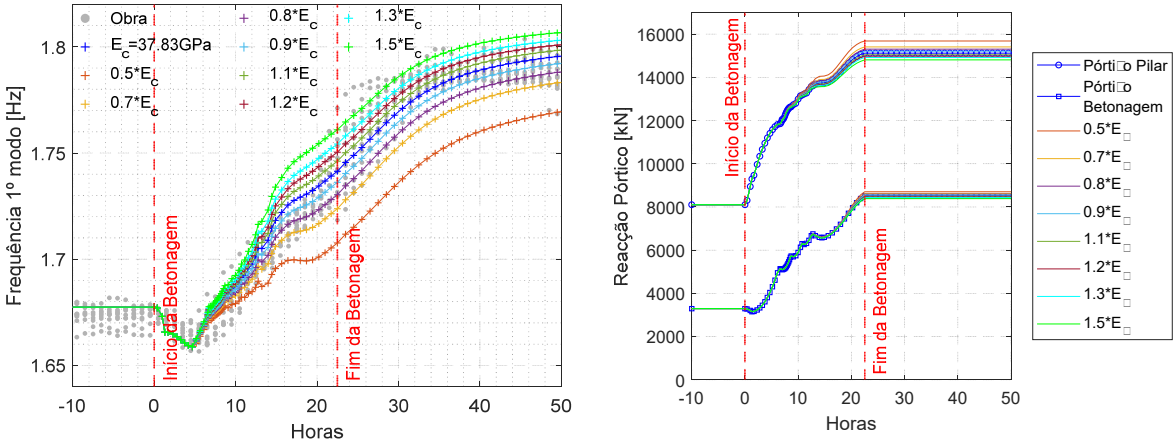

Figura 6.41: Evolução da frequência natural (à esq.) e da reacção nos pórticos do cimbre (à dir.) ao longo da betonagem no modelo numérico considerando diferentes módulos de elasticidade do betão

O modelo numérico permite também analisar a influência de parâmetros operacionais do cimbre como a duração da betonagem. Para analisar o impacto deste parâmetro, foram consideradas betonagens com duração 10 *horas*, 15 *horas*, 20 *horas*, 25 *horas*, 30 *horas* e 40 *horas* para além da betonagem de referência de 22.5 *horas*. Na Figura 6.42 representa-se a evolução da frequência natural (à esquerda) e as reacções nos apoios do cimbre (à direita) ao longo da betonagem considerando as várias durações da betonagem. A evolução da frequência natural é muito condicionada pela duração da betonagem, em especial nas betonagens muito rápidas em que uma grande massa de betão fluído faz reduzir bastante a frequência na fase inicial. Após esta fase, essa grande quantidade de betão ganha rigidez e a frequência aumenta rapidamente. Passadas 10 a 20 *horas* do final da betonagem a influência da duração da betonagem é muito baixa, sendo as evoluções convergentes a partir daí. No que concerne à porção de carga de betão suportada pelo cimbre, esta é tanto maior quanto mais rápida é a betonagem, porque uma betonagem mais longa permite que o endurecimento gradual do betão aumente a participação do tabuleiro na distribuição da carga de betão do tabuleiro corrente.

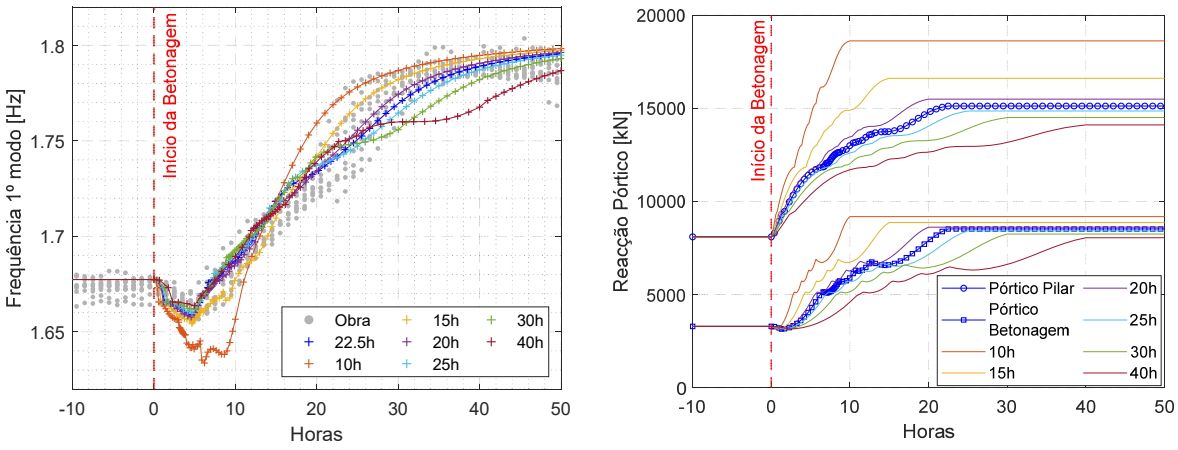

Figura 6.42: Evolução da frequência natural (à esq.) e da reacção nos pórticos do cimbre (à dir.) ao longo da betonagem no modelo numérico considerando betonagem com diferentes durações

Outro aspecto operacional importante é a sequência de betonagem adoptada. Para avaliar o efeito da sequência de betonagem, foram consideradas quatro sequências de betonagem alternativas à sequência especificada na Tabela 6.9. Em primeiro lugar, foram consideradas sequências a começar nas extremidades do tabuleiro, da frente para a traseira do cimbre (ver a Tabela 6.10) e da traseira para a frente (ver a Tabela 6.11). A sequência da Tabela 6.10 é parecida com a da Tabela 6.9, com excepção da laje inferior do tabuleiro na zona da consola. Em segundo lugar, foram consideradas sequências em que a betonagem acontece na consola dianteira e só depois no vão central do cimbre (ver a Tabela 6.12) e o seu reverso, começando pelo vão central e só depois a consola dianteira (ver a Tabela 6.13).

Tabela 6.10: Faseamento Dianteira → Traseira

Fase	Vão Central											Consola		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1
6	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1
7	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1
8	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
9	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
11	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
12	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
13	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
14	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
15	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2
16	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2
17	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
18	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
19	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
20	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3
21	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3
22	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3
23	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
24	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
25	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4
26	3	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4
27	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4	4	4	4
28	3	3	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
29	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
30	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5
31	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5
32	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5
33	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5
34	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5
35	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5
36	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5
37	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5
38	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5
39	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
40	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
41	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
42	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
43	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5

Tabela 6.11: Faseamento Traseira → Dianteira

Fase	Vão Central											Consola		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
7	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
8	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0
10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0
12	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0
13	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
14	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
15	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
16	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1
17	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1
18	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1
19	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
20	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
21	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2
22	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2
23	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2
24	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
25	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
26	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3
27	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3
28	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3
29	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
30	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
31	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
32	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
33	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
34	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4
35	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4
36	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4
37	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4
38	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4
39	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4
40	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4
41	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4
42	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4
43	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5

Tabela 6.12: Faseamento Consola → Vão Central

Fase	Vão Central											Consola		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2	2
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	3	3
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	4
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	5
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	5	5
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	5	5
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	5	5	5
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	5	5	5
12	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	5	5	5
13	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	5	5	5
14	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	5	5	5
15	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	5	5	5
16	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	5	5	5
17	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	5	5	5
18	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	5	5	5
19	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	5	5	5
20	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	5	5	5
21	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	5	5	5
22	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	5	5	5
23	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	5	5	5
24	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	5	5	5
25	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	5	5	5
26	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	5	5	5
27	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	5	5	5
28	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	5	5	5
29	3	3	3	3	3	3	3	3	4	4	4	5	5	5
30	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	4	5	5	5
31	3	3	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5
32	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5
33	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5
34	4	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5
35	4	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5
36	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5
37	4	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5
38	4	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5
39	4	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
40	4	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
41	4	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
42	4	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
43	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5

Tabela 6.13: Faseamento Vão Central → Consola

Fase	Vão Central											Consola		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
7	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
8	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0
10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0
12	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0
13	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	0	0	0
14	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	0	0	0
15	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	0	0	0
16	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	0	0	0
17	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	0	0	0
18	3	3	3	3	3	3	3	3	2	2	2	0	0	0
19	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	0	0	0
20	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	0	0	0
21	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	0	0	0
22	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	0	0	0
23	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	0	0	0
24	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	0	0	0
25	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	0	0	0
26	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4	0	0	0
27	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	0	0	0
28	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	0	0	0
29	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	4	0	0	0
30	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	4	0	0	0
31	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4	0	0	0
32	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	0	0	0
33	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	0	0	0
34	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	0	0	0
35	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	1	0	0
36	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	1	1	0
37	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	1	1	1
38	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	2	2	2
39	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	3	3	3
40	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4	4
41	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4	4
42	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	4
43	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5

Na Figura 6.43 representa-se a evolução da frequência natural (à esquerda) e as reacções nos apoios do cimbre (à direita) ao longo da betonagem considerando as várias sequências de betonagem apresentadas. Verifica-se que a evolução da frequência natural durante a betonagem e primeiras idades do betão pode ser significativamente afectada pela sequência de betonagem, desaparecendo o seu efeito a partir das 30 *horas* após o início da betonagem (considerando que a betonagem dura 22.5 *horas* independentemente da sequência de betonagem). Por ser mais relevante para este modo de vibração, a betonagem da consola dianteira do tabuleiro condiciona o surgimento e profundidade da concavidade na evolução da frequência, sendo esta tanto mais profunda quanto mais rápida e mais cedo ocorra a betonagem da consola do tabuleiro. Quanto às reacções nos apoios do cimbre, verifica-se que quer a evolução durante a betonagem, quer as reacções no final são muito influenciadas pela sequência, especialmente nos casos em que se betona em separado a consola dianteira e o vão central.

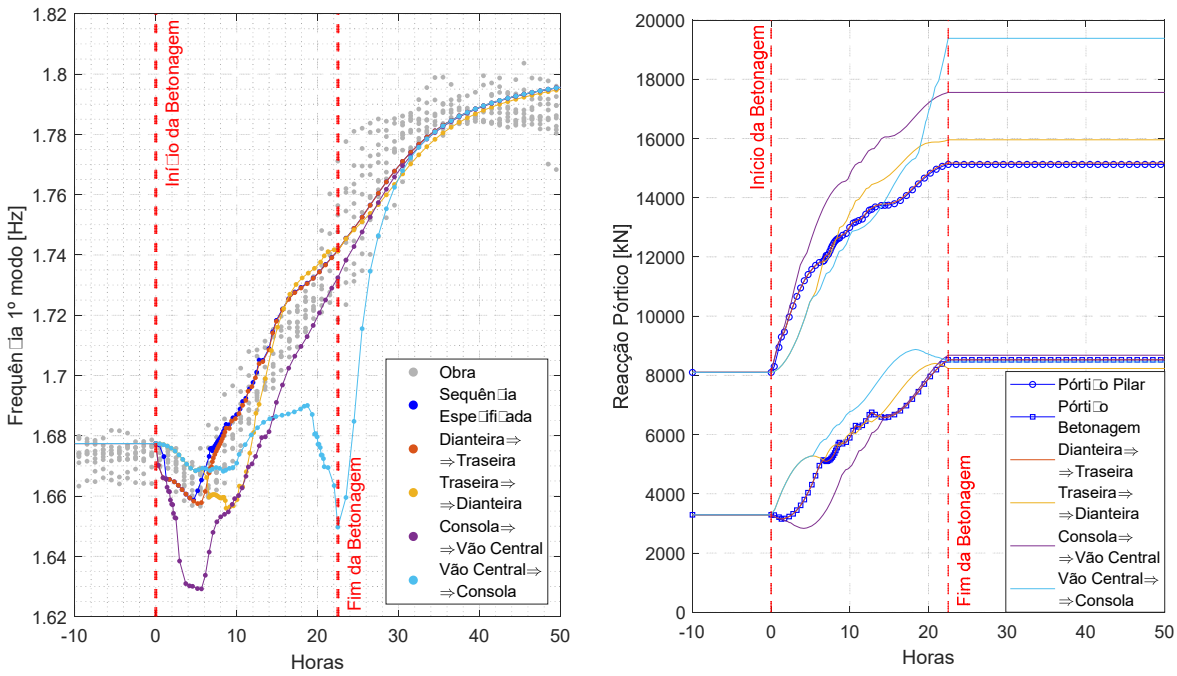

Figura 6.43: Evolução da reacção nos pórticos do cimbre (à esq.) e variação na reacção nos pilares da ponte (à dir.) ao longo da betonagem no modelo numérico

Para sistematizar a influência das várias simulações numéricas nas reacções dos apoios do cimbre, na Tabela 6.14 representa-se a proporção da carga de betão do tabuleiro corrente que é suportada pelo cimbre (coluna da direita, a verde) e a proporção dessa carga que corresponde a cada um dos pórticos (colunas centrais, a amarelo). Por exemplo, para a betonagem de referência – que considera t_{Delay} de 3 $horas$, temperatura de 15ºC, módulo de elasticidade $E_c = 37.83GPa$, duração de 22.5 $horas$ e a sequência da Tabela 6.9, a carga de betão suportada pelo cimbre é cerca de 64.1% da carga total de betão (o que significa que 35.9% da carga é suportada pelo próprio tabuleiro) e que a carga de betão que cabe ao cimbre é dividida entre o pórtico de betonagem e o pórtico de pilar com uma proporção de cerca de 42.7% e 57.3%, respectivamente. Caso a totalidade da carga de betão fosse suportada pelo cimbre, a distribuição seria cerca de 34.2% para o pórtico de betonagem e 65.8% para o pórtico de pilar.

Tabela 6.14: Reacções nos apoios do cimbre para as várias simulações do modelo numérico

	Pórtico Betonagem	Pórtico Pilar	Total dos Pórticos
	% Total das Reacções	% Total das Reacções	% Carga Betão
Totalidade carga no cimbre	34.2%	65.8%	100.0%
Betonagem de Referência	**42.7%**	**57.3%**	**64.1%**
Delay 0 h	43.6%	56.4%	58.2%
Delay 1 h	43.5%	56.5%	60.0%
Delay 2 h	43.2%	56.8%	61.8%
Delay 3 h	**42.7%**	**57.3%**	**64.1%**
Delay 4 h	41.7%	58.3%	66.9%
Delay 5 h	40.8%	59.2%	69.6%
Temperatura 5ºC	40.5%	59.5%	71.2%
Temperatura 10ºC	41.7%	58.3%	67.3%
Temperatura 15ºC	**42.7%**	**57.3%**	**64.1%**
Temperatura 20ºC	43.4%	56.6%	61.5%
Temperatura 25ºC	43.8%	56.2%	59.4%
Temperatura 30ºC	44.1%	55.9%	57.6%
0.5*E_c	41.6%	58.4%	68.0%
0.7*E_c	42.2%	57.8%	66.1%
0.8*E_c	42.4%	57.6%	65.3%
0.9*E_c	42.5%	57.5%	64.7%
E_c	**42.7%**	**57.3%**	**64.1%**
1.1*E_c	42.8%	57.2%	63.5%
1.2*E_c	42.9%	57.1%	63.0%
1.3*E_c	43.0%	57.0%	62.5%
1.5*E_c	43.2%	56.8%	61.7%
Duração betonagem 10 h	35.9%	64.1%	85.8%
Duração betonagem 15 h	39.6%	60.4%	73.6%
Duração betonagem 20 h	41.9%	58.1%	66.5%
Duração betonagem 22.5 h	**42.7%**	**57.3%**	**64.1%**
Duração betonagem 25 h	43.2%	56.8%	62.1%
Duração betonagem 30 h	43.7%	56.3%	59.4%
Duração betonagem 40 h	44.2%	55.8%	56.3%
Sequência especificada	**42.7%**	**57.3%**	**64.1%**
Sequência Dianteira → Traseira	42.5%	57.5%	64.3%
Sequência Traseira → Dianteira	38.6%	61.4%	66.9%
Sequência Consola → Vão Central	36.3%	63.7%	77.6%
Sequência Vão Central → Consola	31.4%	68.6%	85.9%

Tendo em conta os resultados do modelo simplificado e da monitorização com acelerómetros em obra, é de esperar que num cenário com uma conjugação de parâmetros dentro dos intervalos mais plausíveis, o cimbre suporte entre 60% e 70% do peso do betão do tabuleiro, o que poderá ter um impacto significativo no dimensionamento e análise estrutural do cimbre, já que a acção do peso do betão é a mais significativa. A quota-parte de participação do cimbre é influenciada pela relação entre a rigidez relativa do cimbre e do tabuleiro, o que no caso de um cimbre com controlo activo de flecha como o OPS, faz aumentar a participação do cimbre. Para além disso, um cimbre com controlo de flecha permite

reduzir ou eliminar as contra-flechas dadas na cofragem e, consequentemente, facilitar bastante o controlo da geometria do tabuleiro. Por outro lado, o dimensionamento do tabuleiro deve acautelar a parcela de peso do betão que é suportada pelo tabuleiro e que poderá induzir, por exemplo, a fendilhação nas primeiras idades (antes do pré-esforço do tabuleiro). Esta interligação entre o dimensionamento do cimbre e da ponte é um factor essencial na obtenção de bons resultados tanto da operação do cimbre como das características e comportamento do próprio tabuleiro da ponte.

6.6 CONCLUSÕES

A análise dos dados da monitorização do cimbre M1-70-S permitiu confirmar que a evolução da frequência natural do modo de flexão vertical do nariz dianteiro ao longo da betonagem é muito semelhante para vãos de tabuleiro idênticos (*i.e.*, vãos centrais do viaduto Oeste) e também que a evolução das tensões nas barras do cimbre é bastante homogénea para estes os vãos. Tendo em conta que os registos de monitorização do cimbre em obra não são significativamente perturbados pela variabilidade da operação de betonagem do tabuleiro, nomeadamente a duração, a sequência de colocação do betão, a variabilidade das características do betão, a temperatura e humidade do ar, esta relativa homogeneidade representa uma oportunidade para a aplicação dos dados de monitorização do cimbre no controlo do endurecimento do betão do tabuleiro durante a betonagem e primeiras idades do betão (enquanto este está suportado pelo cimbre).

Em paralelo, a construção de um modelo numérico do conjunto cimbre e tabuleiro em construção permite estimar de forma bastante aproximada a evolução da frequência natural do modo de flexão do nariz dianteiro ao longo da betonagem e primeiras idades do betão. Na modelação numérica foram consideradas as características geométricas dos vários elementos do cimbre e da ponte, bem como a sua massa e as respectivas propriedades mecânicas que, no caso do tabuleiro da betonagem corrente, variam significativamente ao longo da betonagem e primeiras idades do betão (a massa varia apenas no decurso da betonagem).

A correspondência entre a monitorização da frequência natural em obra e o endurecimento do betão permite caracterizar a evolução do módulo de elasticidade do betão, bem como o momento a partir do qual é possível avançar com o pré-esforço do tabuleiro. Esta constatação deu origem a uma patente para proteger a aplicação da monitorização em obra com este fim. Neste momento, a patente está em processo de passagem a patente nacional definitiva.

O modelo numérico permite também estimar de forma bastante coerente o comportamento do OPS observado em obra.

Aproveitando o potencial do modelo numérico do conjunto cimbre + ponte, foi analisada a influência de diversos parâmetros na evolução da frequência natural, alguns relacionados com as características do

betão (como a temperatura e o módulo de elasticidade aos 28 dias) e outros relacionados com a operação do cimbre (como a duração e a sequência de betonagem). Verificou-se que todos os parâmetros têm influência observável na evolução da frequência natural, sendo possível reconhecer situações discrepantes ou inesperadas a partir desta evolução.

Usando como base as estimativas das reacções dos apoios do cimbre obtidas no modelo numérico simplificado, e tendo em conta uma gama razoável de variação das características do betão e da operação do cimbre, é possível estimar que o cimbre suporta neste caso particular entre 60% e 70% do peso do betão do tabuleiro.

7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Cimbre M1-90-S na construção de tabuleiros ferroviários de alta-velocidade (Ankara, 2017)

7.1 CONCLUSÕES

A monitorização estrutural de cimbres autolançáveis tratada neste trabalho permitiu aprofundar os conhecimentos no âmbito da análise estrutural de cimbres autolançáveis e do seu funcionamento em obra, afinar as estratégias de monitorização mais adequadas a este tipo de estruturas e implementar metodologias de processamento de dados adaptadas às suas particularidades, nomeadamente aquelas relacionadas com a sua operação. A generalidade das conclusões foi sendo apresentada ao longo do documento, sendo as mesmas aqui reunidas e organizadas com base nos capítulos do documento.

O capítulo 3 tratou a monitorização do cimbre M1-70-S usado na construção dos viadutos de acesso da ponte Lužný em Bratislava. Foram instalados anemómetros, extensómetros e acelerómetros que permitiram concluir que:

- A informação recolhida pelos anemómetros foi semelhante nas duas posições seleccionadas, sendo apenas marginalmente melhor no topo do arco. No entanto, como o investimento em termos de meios para a instalação é maior que no caso do nariz dianteiro, neste caso a opção pela instalação no nariz é preferível do ponto de vista da relação custo / benefício.

  No que se refere à acção do vento, as características do vento medidas em obra confirmam que os critérios de dimensionamento adoptados são conservativos tanto em termos de velocidade do vento como de efeito da turbulência. Há, assim, alguma margem para reduzir o efeito da turbulência na acção do vento no cimbre.

  A velocidade do vento é maior durante o período diurno (aproximadamente entre as 06:00 e as 20:00) e por isso as operações particularmente sensíveis ao vento poderão ser agendadas com vantagem para o período nocturno (nesta opção há que considerar os efeitos potencialmente adversos da menor luminosidade natural, que podem ser eventualmente contornados com iluminação artificial).

  As características do vento são semelhantes para todos os vãos do tabuleiro e muito próximas das registadas no aeroporto de Bratislava em termos de velocidade e direcção do vento. A existência de uma base de dados cada vez mais significativa de informação disponível para muitas localizações pode sustentar uma melhor definição dos critérios de dimensionamento face à acção do vento.

- As tensões nas barras do cimbre são muito próximas das estimativas obtidas com o modelo numérico usado no dimensionamento do cimbre. Assim, o modelo provou ser uma simulação adequada do comportamento do cimbre em operação. As tensões nas ancoragens activas do OPS estão alinhadas com os registos do OPS em obra.

- As principais fontes de excitação dinâmica do cimbre são os trabalhos em obra e o vento, sendo possível identificar o horário dos trabalhos em obra através dos registos de aceleração.

  Os algoritmos de identificação modal aplicados a outras estruturas da engenharia civil, como por exemplo pontes e barragens, provaram ser bastante eficazes quer no tratamento dos dados de ensaios de vibração ambiental quer no tratamento dos dados da monitorização contínua de cimbres autolançáveis.

  Os ensaios de vibração ambiental realizados nos cimbres Este e Oeste permitiram validar as estimativas da análise modal do modelo numérico do cimbre. Os resultados para os dois cimbres são semelhantes, com frequências naturais ligeiramente inferiores no cimbre Este porque, apesar dos cimbres serem idênticos, o viaduto Este tem vãos de 70*m* entre pilares e o viaduto Oeste vãos de 67.5*m*.

  O seguimento de modos de vibração permitiu caracterizar alterações de frequência devidas à variação de temperatura (pequenas flutuações da frequência) e devidas às operações do cimbre como a betonagem do tabuleiro e o avanço do cimbre (alterações significativas da frequência, neste caso cerca de 10%). Foram seguidos 10 modos de vibração ao longo do período de monitorização contínua com taxas de identificação entre 16% e 87%.

  Para minimizar a influência da temperatura nas frequências naturais medidas, foram definidas regressões usando a temperatura do ar como variável independente e uma temperatura de referência de 15ºC, subtraindo o efeito estimado da temperatura nas frequências.

  Ligeiros desvios nas frequências naturais do cimbre, produzidos por várias alterações estruturais introduzidas artificialmente são detectáveis após a normalização das frequências. Deste modo, os parâmetros modais poderão ser usados para avaliar a condição estrutural do cimbre. Apesar de no contexto deste trabalho a análise ter sido feita após o final da construção, os dados recolhidos e os algoritmos empregues poderão também ser usados quase em tempo-real, desde que se estabeleça um período de treino adequado de pelo menos um vão do tabuleiro.

O capítulo 4 abordou a monitorização do cimbre M38-I que foi empregue na construção dos viadutos de acesso à Neckartalbrücke, localizada junto à cidade de Heilbronn. Foram instalados os mesmos anemómetros, sistema de aquisição de extensómetros e acelerómetros usados na monitorização do cimbre M1-70-S, concluindo-se que:

- A nova instalação dos mesmos sistemas de monitorização permitiu algumas adaptações que foram importantes para uma monitorização mais conseguida, nomeadamente no caso do sistema de aquisição dos anemómetros.

  A acção do vento no cimbre M38-I não foi relevante nesta obra, por um lado porque a velocidade foi quase sempre muito baixa e, por outro porque a direcção preponderante se aproximou do

alinhamento do cimbre, no sentido de construção do viaduto. Na prática, um cimbre inferior está bastante protegido pelo tabuleiro do vento nesta direcção.

- O cimbre M38-I é bastante mais complexo de modelar que o cimbre M1-70-S porque tem três vigas que se desligam e se ligam em cada vão, cada uma delas tem um OPS independente, o pórtico de tabuleiro é montado no momento mais conveniente para a operação, as torres de apoio vão sendo montadas com alturas diferentes consoante a altura dos pilares e porque houve pelo menos um caso de assentamento significativo da sapata do pilar que serve também de apoio ao cimbre. Ainda assim, as tensões nas barras do cimbre são próximas das estimativas numéricas do modelo de dimensionamento ajustado.
- O cimbre M38-I é um grande desafio para os algoritmos de identificação modal porque é composto por duas vigas idênticas e outra muito parecida, o que faz com que haja vários modos com frequências de vibração de muito próximas. A localização escolhida para os acelerómetros revelou não ser a ideal, o que em conjunto com o facto de as frequências naturais serem maiores e os níveis de vibração menores fez com que a identificação modal fosse bastante mais difícil que para o cimbre M1-70-S.

  O seguimento dos modos de vibração foi um processo exigente, sendo possível seguir apenas um modo de vibração ao longo de todo o ciclo. Este modo não seria, à partida, o candidato ideal para o seguimento porque está associado à flexão vertical dos narizes dianteiros das vigas exteriores e tem uma participação muito baixa da viga central do cimbre onde estavam instalados os sismógrafos, pelo que a configuração modal poderá não ser rigorosa. Ainda assim, como está numa banda de frequência mais favorável – associada a frequências menores e menor densidade de modos, foi possível seguir este modo. A identificação modal e o seguimento de modos teriam sido mais favoráveis se os sismógrafos tivessem sido instalados nas extremidades dos narizes dianteiros das três vigas do cimbre.

O capítulo 5, depois de introduzir a caracterização de sistemas customizados na FEUP, confrontou os resultados de sistemas comerciais de monitorização com os primeiros. Na comparação foram apenas evidenciados os resultados da monitorização com acelerómetros instalados nos cimbres M1-70-S e M38-I. Da comparação entre ambos os sistemas resultou que:

- Os dados dos sistemas customizados requerem algum pré-processamento, nomeadamente a reamostragem e a sincronização dos sismógrafos. Este pré-processamento foi testado e validado com base na comparação com os dados dos sismógrafos comerciais.
- Os resultados obtidos para o cimbre M1-70-S são muito semelhantes para os 6 modos de vibração mais representativos. Os 4 modos com menor taxa identificação nos dados do sistema comercial não foram captados pelo sistema customizado FEUP. Como o seguimento dos 6

modos mais importantes é suficiente, o sistema customizado FEUP cumpre inteiramente os objectivos.

- Conforme referido, a monitorização do cimbre M38-I foi bastante exigente para os algoritmos de identificação modal e de seguimento de modos de vibração. Estas dificuldades foram ligeiramente amplificadas pela menor capacidade dos sismógrafos customizados FEUP na captação de sinais de qualidade em períodos com menor nível de vibração. No entanto, o seguimento do modo de vibração foi possível, se bem que com uma taxa de identificação inferior (38% o sistema customizado e 67% o sistema comercial), o que reflecte a intermitência da identificação modal – apenas possível no período diurno quando há trabalhos em obra.
- Tendo em conta as aplicações nos cimbres M1-70-S e M38-I, foi caracterizado um sistema customizado de sismógrafos adaptado à monitorização de cimbres autolançáveis. Este sistema customizado tem um custo significativamente inferior aos sistemas comerciais usados, viabilizado deste modo a aplicação mais generalizada da monitorização estrutural a este tipo de equipamentos.

O capítulo 6 explora o endurecimento do betão do tabuleiro durante a betonagem e primeiras idades. Este capítulo centrou-se na análise do cimbre M1-70-S, sendo possível concluir que:

- A evolução da frequência natural do modo de flexão vertical do nariz dianteiro ao longo da betonagem é muito semelhante para vãos de tabuleiro idênticos (*i.e.*, com excepção dos vãos de extremidade);
- A evolução das tensões nas barras do cimbre é bastante homogénea para os vãos centrais, sendo as tensões obtidas em obra para a fase de betonagem sempre inferiores à estimativa do modelo de cálculo usado no dimensionamento do cimbre, onde não havia sido considerado o efeito do endurecimento gradual do betão do tabuleiro e a sua participação na distribuição do peso de betão colocado subsequentemente.
- A modelação numérica do conjunto cimbre – tabuleiro em construção permite estimar de forma bastante aproximada a evolução da frequência natural do modo de flexão do nariz dianteiro ao longo da betonagem. Na modelação numérica foram consideradas as características geométricas dos vários elementos do cimbre e da ponte, bem como a sua massa e as respectivas propriedades mecânicas que, no caso do tabuleiro da betonagem corrente, variam significativamente ao longo da betonagem e primeiras idades do betão (a massa varia apenas no decurso da betonagem).
  A correspondência entre a monitorização em obra da frequência do primeiro modo de flexão vertical do nariz dianteiro do cimbre e o endurecimento do betão permite caracterizar a evolução do módulo de elasticidade do betão, bem como o momento a partir do qual é possível aplicar o pré-esforço do tabuleiro. Esta constatação deu origem a uma patente para proteger a aplicação

da monitorização em obra com este fim. Neste momento, a patente está em processo de passagem a patente nacional definitiva.

O modelo numérico permite também estimar de forma bastante coerente o comportamento do OPS medido em obra.

Aproveitando o potencial do modelo numérico do conjunto cimbre – tabuleiro, foi analisada a influência de diversos parâmetros na evolução da frequência natural, alguns deles relacionados com as características do betão (como a temperatura e o módulo de elasticidade aos 28 dias) e outros relacionados com a operação do cimbre (como a duração e a sequência de betonagem). Verificou-se que todos os parâmetros têm influência observável na evolução da frequência natural, sendo possível reconhecer situações discrepantes ou inesperadas a partir desta evolução. Adicionalmente, tendo em conta uma gama razoável de variação das características do betão e da operação do cimbre, é possível estimar que este cimbre suportaria entre 60% e 70% do peso do betão deste tabuleiro.

Por fim, analisando pragmaticamente a monitorização aplicada a cimbres autolançáveis, é possível identificar vantagens potenciais ao nível da segurança, da economia e da operacionalidade.

A incorporação de avisos e alarmes associados a situações de risco, pode aumentar a segurança da operação do cimbre, especialmente em situações associadas à intervenção humana.

Em termos económicos, a consideração de que o peso do betão fluido se distribui pelo cimbre e pela secção gradualmente endurecida do tabuleiro, pode racionalizar o dimensionamento do cimbre e da ponte. Este facto é ainda mais relevante nas situações em que o caixão do tabuleiro é betonado em várias etapas, nalguns casos com pré-esforço do tabuleiro de permeio.

A operação do cimbre é pensada para minimizar o tempo de construção. Nesse sentido, se a evolução dos parâmetros modais permitir antecipar que o betão do tabuleiro tem capacidade suficiente para que seja aplicado o pré-esforço, pode haver hipótese de reduzir o tempo de ciclo.

A aplicação deste tipo de monitorização poderá, depois de conseguida e evidenciada a necessária experiência, como a seguir se refere, permitir que a "autorização para aplicação de pré-esforço" não fique dependente de ensaios laboratoriais com cubos de betão, mas possa ser feita com uma simples emissão de um "sinal" de autorização, o que mais uma vez concorre para uma maior racionalização económica.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O trabalho apresentado nesta tese, considerando o nível de sistematização e a profundidade que o sustentaram, é pioneiro no domínio da monitorização estrutural de cimbres autolançáveis, tendo alcançado um conjunto alargado de validações e conclusões relacionadas com a caracterização das acções, a simulação numérica das várias operações do cimbre, a selecção de sensores e o tratamento dos respectivos dados, extraindo deles informação útil. No entanto, é possível identificar alguns desenvolvimentos subsequentes que poderão potenciar ainda mais a monitorização estrutural de cimbres autolançáveis e a generalização do seu uso em cimbres e outros equipamentos de construção de pontes. Deste modo, podem apontar-se os seguintes caminhos de desenvolvimento futuro:

- Automatização do processamento dos dados da monitorização do endurecimento do betão, de forma a aumentar a maturidade e a confiança de todos os intervenientes no procedimento e critérios definidos. Avançar inicialmente para a comparação da evolução do endurecimento do betão com base na monitorização do cimbre com os resultados dos processos tradicionais de rotura de cubos ou cilindros de betão. A partir daí, confirmar se é possível transferir gradualmente a validação das características do betão para a monitorização estrutural do cimbre com acelerómetros.
- Desenvolvimento de um sistema integrado de monitorização baseado em acelerómetros, integrando o tratamento automático dos dados e a disponibilização de informação aos responsáveis do cimbre em obra. Este sistema poderia, após um período de treino adequado, informar os responsáveis sobre o estado estrutural do cimbre autolançável e emitir avisos no caso de detecção de alterações estruturais não justificáveis pela operação corrente. Para além disso, a evolução de pelo menos uma frequência natural ao longo da betonagem e primeiras idades do betão poderia dar origem a informação sobre as propriedades do betão e notificar os operadores quando as características do betão permitirem a aplicação de pré-esforço no tabuleiro. Para disponibilizar a informação aos operadores de forma eficaz, seria necessário desenvolver uma plataforma baseada num conjunto reduzido de parâmetros definidos com critérios objectivos e inequívocos. Esta plataforma de informação poderia estar disponível em linha e acessível via computador e *smartphone*.
- Aplicação da monitorização e análise do endurecimento do betão em obra a diferentes conjuntos cimbre – tabuleiro, incluindo por exemplo cimbres inferiores, tabuleiros vigados e betonagens em várias etapas. Apesar da monitorização estrutural ser aplicável de forma geral a todos os cimbres e tipos de tabuleiro, poderá haver particularidades associadas a alguns casos que requeiram adaptações e hipóteses específicas. Por exemplo, no caso de betonagens de tabuleiros em caixão em duas etapas, normalmente a laje e as almas na primeira etapa e a laje superior na segunda etapa, há vários exemplos em que a secção do tabuleiro da primeira etapa suporta uma

porção muito significativa do peso do betão adicionado na segunda fase. Esta opção aumenta significativamente a complexidade e a interligação entre o dimensionamento do cimbre e do tabuleiro, podendo ambos ser bastante beneficiados pela informação disponibilizada pela monitorização estrutural.

- Adaptação do modelo numérico simplificado descrito no ponto 6.5 aos diferentes conjuntos cimbre – tabuleiro citados no ponto anterior. Desenvolvimento de critérios e procedimentos com vista a facilitar a adaptação do modelo numérico a cimbres e tabuleiros com características diversas.
- Alargamento do âmbito do modelo conjunto cimbre – tabuleiro a outras fases da operação do cimbre a que estão associadas potenciais variações das frequências do cimbre, nomeadamente a fase de aplicação de pré-esforço no tabuleiro.
- Desenvolver um modelo numérico conjunto do cimbre e tabuleiro em construção à estimativa das tensões nas barras do cimbre, confrontando estas estimativas com os resultados da monitorização em obra com extensómetros. Analisar potenciais possibilidades de optimização estrutural do cimbre.
- Instalação de extensómetros nos apoios do cimbre autolançável para medir directamente as acções que o cimbre induz na ponte ao longo da sua operação. Os sistemas de aquisição customizados com quatro canais de medição podem ser alimentados com baterias e montados junto aos extensómetros, o que pode reduzir ou praticamente a eliminar os cabos. Os sistemas customizados FEUP de extensómetros de resistência eléctrica estão descritos em (Lobo, 2021).
- Alargamento da aplicação da monitorização estrutural a outros tipos de equipamento, nomeadamente a carros de avanço usados na construção por avanços sucessivos e a lançadeiras de aduelas.

BIBLIOGRAFIA

Cimbre M60-I do viaduto nascente de acesso à ponte do Corgo durante a betonagem (Vila Real, 2011)

(2020, 05 06). Retrieved from Power-MI: https://www.power-mi.com/content/study-vibration

(21 de 07 de 2020). Obtido de portoarc.blogspot.com: http://portoarc.blogspot.com/2015/10/rio-douro-x.html

ADXL355. (03 de 06 de 2022). Obtido de https://www.analog.com/en/products/adxl355.html

Allemang, R. J., & Brown, D. L. (1982). A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis. *Proceedings of the International Modal Analysis Conference*, 110–116.

ASME B31.1. (2001). *ASME code for Pressure Piping, B31.* New York: American Society of Mechanical Engineers.

Atlas of Places. (27 de 05 de 2020). Obtido de https://www.atlasofplaces.com/architecture/salginatobelbruecke/

Azenha, M., Magalhães, F., Faria, R., & Cunha, Á. (2010). Measurement of concrete E-modulus evolution since casting: A novel method based on ambient vibration. *Cement and Concrete Research 40*, 1096-1105.

Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2000). Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition. *IMAC XVIII*.

Brownjohn, J. (2007). Structural health monitoring of civil infrastructure. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences 365*, 589-622.

Caetano, E. (1992). *Identificação Experimental de Parâmetros Dinâmicos em Sistemas Estruturais.* MSc Thesis - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Carette, J., & Staquet, S. (2016). Monitoring and modelling the early age and hardening behaviour of eco-concrete through continuous non-destructive measurements: Part II. Mechanical behaviour. *Cement and Concrete Composites 73*, 1-9.

Carette, J., & Staquet, S. (2016). Monitoring the setting process of eco-binders by ultrasonic P-wave and S-wave transmission velocity measurement: Mortar vs concrete. *Construction and Building Materials 110*, 32-41.

Chopra, A. (2007). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering.* Pearson – Prentice Hall.

Clough, R., & Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures.* McGraw-Hill - Civil Engineering Series.

Confederación Nacional de la Construcción. (2007). *Manual de cimbras autolanzables.* Madrid: Ministerio del Fomento.

Cooley, J. W., & Tukey, J. W. (1965). An Algorithm for the Machine Calculation of Complex Fourier Series. *Mathematics of Computation 19 (90)*, 297-301.

Cremona, C., & Foucriat, J.-C. (2002). *Comportement au vent des ponts.* Presses de l'École

Nationale des Ponts et Chaussées.

Cunha, Á. (1990). *Dinâmica Estrutural Estocástica; Aplicações à Engenharia Sísmica.* PhD Thesis - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

D4R7. (2020, 04 23). Retrieved from https://www.d4r7.com/en/photogallery-jarovce-ivanka

Deraemaeker, A., Reynders, E., De Roeck, G., & Kullaa, J. (2008). Vibration-based structural health monitoring using output-only measurements under changing environment. *Mechanical Systems and Signal Processing 22*, 34-56.

Dias da Silva, V. (2013). *Mecânica e Resistência dos Materiais 4ed.* Zuari.

Directiva 2006/42/CE. (2006). Directiva 2006/42/CE do Parlamento Europeu e do Conselho de 17 de Maio de 2006 relativa às máquinas. *Jornal Oficial da União Europeia L 157*, 24-86.

Döhler, M., Magalhães, F., Reynders, E., & Mevel, L. (2010). Pre- and Post-identification Merging for Multi-Setup OMA with Covariance-Driven SSI. *Proceedings of the IMAC-XXVIII*, 57-70.

Dragos, K., Magalhães, F., Manolis, G., & Smarsly, K. (2022). Cross-spectrum-based synchronization of structural health monitoring data. *Proceedings of the 10th European Workshop on Structural Health Monitoring (EWSHM 2022)*.

Dutta, R., Wang, F., Bohlmann, B., & Stelson, K. (2014). Analysis of Short-Term Energy Storage for Midsize Hydrostatic Wind Turbine. *ASME Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control 136*.

Dyrbye, C., & Hansen, S. (1997). *Wind Loads on Structures.* John Wiley & Sons.

Eilzer, W., & Angelmaier, V. (2014). Assessment and Strengthening Experience with Bridges in Germany. *IABSE Madrid Symposium Report, Vol. 102*, 2765-2772.

Fairbairn, E., & Azenha, M. (2019). *Thermal Cracking of Massive Concrete Structures.* RILEM.

Felber, A. J. (1993). *Development of a Hybrid Bridge Evaluation System.* PhD Thesis - University of British Columbia.

fib MC2010. (2013). *fib Model Code for Concrete Structures 2010.* Lausanne: fédération internationale du béton.

García-Macías, E., & Ubertini, F. (2020). MOVA/MOSS: Two integrated software solutions for comprehensive Structural Health Monitoring of structures. *Mechanical Systems and Signal Processing 143*, 106830-106855.

Gere, J. M. (2001). *Mechanics of Materials 5ed.* Brooks/Cole.

Gonçalves, M. C., & Margarido, F. (2012). *Ciência e Engenharia de Materiais de Construção.* Lisboa: IST Press.

Hair, J. (2009). *Multivariate Data Analysis 7ed.* Prentice Hall.

Halfpenny, A. (2009). Data Preprocessing for Damage Detection. *Encyclopedia of Structural Health Monitoring*, 423-442.

Harper, B., Kepert, J., & Ginger, J. (2010). *Guidelines for Converting Between Various Wind Averaging Periods in Tropical Cyclone Conditions.* World Meteorological Organisation.

Heinzel, G., Rüdiger, A., & Schilling, R. (2002). *Spectrum and spectral density estimation by the Discrete Fourier transform (DFT), including a comprehensive list of window functions and some new flat-top windows.* Max-Planck-Institut für Gravitationsphysik (Albert-Einstein-Institut) Teilinstitut Hannover.

Hewlett, P. C., & Liska, M. (2019). *Lea's Chemistry of Cement and Concrete - 5th Edition.* Butterworth-Heinemann.

Highest Bridges. (28 de 05 de 2020). Obtido de http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Barbantino_Railway_Viaduct

Holmes, J. D. (2007). *Wind Loading of Structures 2nd edition.* Taylor & Francis.

Homberg, H., & Ropers, W. (1965). *Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke.* Berlim: Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH.

Johnson, R., & Wichern, D. (2007). *Applied Multivariate Statistical Analysis 7ed.* Prentice Hall.

Kaimal, J., & Finnigan, J. (1994). *Atmospheric Boundary Layer Flows: Their Structure and Measurement.* Oxford University Press.

Kullaa, J. (2010). Sensor validation using minimum mean square error estimation. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 1444-1457.

Kwak, H.-G., & Son, J.-K. (2004). Design Moment Variations in Bridges Constructed using a Balanced Cantilever Method. *Construction and Building Materials*, 753-766.

Kwak, H.-G., & Son, J.-K. (2006). Determination of Design Moments in Bridges Constructed with a Movable Scaffolding System (MSS). *Computers and Structures 84*, 2141-2150.

Lectura Press. (27 de 05 de 2020). Obtido de https://lectura.press/en/article/record-breaking-bridge-successfully-completed-with-peri-systems/47946

Leonhardt, F. (1982). *Bridges: Aesthetics and Design.* London: The Architectural Press London.

Lobo, S. (2021). *Monitorização estrutural de cimbres autolançáveis com recurso a extensómetros.* MSc Thesis - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Magalhães, F. (2004). *Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos.* MSc Thesis - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Magalhães, F. (2010). *Operational modal analysis for testing and monitoring of bridges and special structures.* PhD Thesis - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Magalhães, F., & Cunha, Á. (2011). Explaining operational modal analysis with data from an arch bridge. *Mechanical Systems and Signal Processing 25*, 1431-1450.

Magalhães, F., Cunha, Á., & Caetano, E. (2012). Vibration based structural health monitoring of an arch bridge: From automated OMA to damage detection. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 212-228.

Maia, N., Silva, J., He, J., Lieven, N., Lin, R., Skingle, G., . . . Urgueira, A. (1997). *Theorectical na Experimental Modal Analysis.* Research Studies Press LTD.

Martins, N., Caetano, E., Diord, S., Magalhães, F., & Cunha, Á. (2014). Dynamic monitoring of a stadium suspension roof: Wind and temperature influence on modal parameters and structural response. *Engineering Structures 59*, 80-94.

Maruyama, I., & Lura, P. (2019). Properties of early-age concrete relevant to cracking in massive concrete. *Cement and Concrete Research 123*, 1-12.

Mattos, J. F. (2020). *Ajuste de Modelo Numérico de Cimbre Baseado em Resultados de Monitorização.* MSc Thesis - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Mendes, P. M. (1994). *Modelação numérica do comportamento aerodinâmico de estruturas esbeltas.* PhD Thesis - Universidade Técnica de Lisboa.

Moss, R., & Matthews, S. (1995). In-service structural monitoring: a state-of-the-art review. *The Structural Engineer 73/2*, 23-31.

Moutinho, C., & Cunha, Á. (2019). Contribution to new solutions of instrumentation of Civil structures for continuous dynamic monitoring. *IX ECCOMAS Thematic Conference on Smart Structures and Materials (SMART 2019).*

Moutinho, C., Pereira, S., & Cunha , Á. (2020). Continuous Dynamic Monitoring of Human-Induced Vibrations at the Luiz I Bridge. *Journal of Bridge Engineering 25 (8).*

Newland, D. (1993). *An Introduction to Random Vibrations, Spectral & Wavelet Analysis.* Dover Publications Inc.

Ni, Y., Hua, X., Fan, K., & Ko, J. (2005). Correlating modal properties with temperature using long-term monitoring data and support vector machine technique. *Engineering Structures 27*, 1762–1773.

NP EN 12390-2. (2003). *Ensaios de betão endurecido. Parte 2: Execução e cura de provetes para ensaios de resistência mecânica.* IPQ.

NP EN 1991-1-4. (2010). *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-4: Acções do vento.* IPQ.

NP EN 1992-1-1. (2010). *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras*

gerais e regras para edifícios. IPQ.

NP EN 1993-1-1. (2010). *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.* IPQ.

NP EN 206-1. (2007). *Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.* IPQ.

Oppenheim, A. V., & Schafer, R. W. (2010). *Discrete-Time Signal Processing 3ed.* Pearson.

Ordín, D., Rubio, L. M., Cornejo, M. O., & Spengler, R. (2020). El nuevo Puente Pumarejo, el puente más ancho del mundo en su tipología. *Ingeniería Civil 195*, 4-33.

Pacheco, P. (1998). *Pré-Esforço Orgânico - Um exemplo de sistema efector.* PhD Thesis - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Pacheco, P., Coelho, H., Borges, P., & Guerra, A. (2011). Technical Challenges of Large Movable Scaffolding Systems. *Structural Engineering International*, 450-455.

Pacheco, P., Coelho, H., Borges, P., Resende, A., & Carvalho, D. (2020). New Frontiers in Multi-span Prestressed Concrete Deck Construction: A Case Study. *Structural Engineering International*.

Panofsky, H. A., & Dutton, J. A. (1984). *Atmospheric turbulence - Models and methods for engineering applications.* New York: Wiley-Interscience.

Peeters, B., Maeck, J., & De Roeck, G. (2001). Vibration-based damage detection in civil engineering: excitation sources and temperature effects. *Smart Materials and Structures*, 518-527.

Pelke, E., & Kurrer, K.-E. (2012). The art of major bridge-building – Hellmut Homberg and his contribution to multiple cable-stayed spans. *Steel Construction 5 No 4*, 251-265.

Pereira, S., Magalhães, F., Gomes, J., Cunha, Á., & Lemos, J. (2021). Vibration-based damage detection of a concrete arch dam. *Engineering Structures 235*, 112032.

Rainieri, C., & Fabbrocino, G. (2014). *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures - An Introduction and Guide for Applications.* Springer.

Rainieri, C., Magalhães, F., Gargaro, D., Fabbrocino, G., & Cunha, Á. (2018). Predicting the variability of natural frequencies and its causes by Second-Order Blind Identification. *Structural Health Monitoring 18(2)*, 486-507.

Restivo, M. T., Almeida, F., & Chouzal, M. d. (2013). *Medição de Deformação.* U. Porto editorial.

Rodrigues, J. (2004). *Identificação Modal Estocástica - Métodos de análise e aplicações de engenharia civil.* PhD Thesis - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Silva, V. D. (2013). *Mecânica e Resistência dos Materiais (4ªed).* Coimbra: Editora Zuari.

Simiu, E., & Yeo, D. (2019). *Wind Effects on Structures: Modern Structural Design for Wind.* Wiley Blackwell.

Strømmen, E. (2010). *Theory of bridge aerodynamics 2nd Edition.* Springer.

TN-504-1. (2014). *Strain Gage Thermal Output and Gage Factor Variation with Temperature.* Micro-Measurements.

TN-509. (2011). *Errors Due to Transverse Sensivity in Strain Gages.* Micro-Measurements.

TN-515. (n.d.). *Strain Gage Rosettes: Selection, Application and Data Reduction.* Micro-Measurements.

Troyano, L. F. (2003). *Bridge Engineering - a Global Perspective.* Thomas Telford Publishing.

van der Hoven, I. (1957). Power Spectrum of Horizontal Wind Speed in the Frequency Range from 0.0007 to 900 Cycles Per Hour. *Journal of Atmospheric Sciences, vol. 14, Issue 2*, 160-164.

van Drongelen, W. (2018). *Signal Processing for Neuroscientists.* Elsevier Academic Press.

van Overschee, P., & de Moor, B. (1996). *Subspace Identification for Linear Systems.* Leuven: Kluwer Academic Publishers.

ViBest. (09 de 05 de 2022). *ViBest*. Obtido de ViBest: https://paginas.fe.up.pt/vibest/

Weather Underground. (2020, 03 11). Retrieved from https://www.wunderground.com/history/daily/sk/bratislava/LZIB

Wikipédia - Neckartalbrücke . (23 de 07 de 2021). Obtido de https://de.wikipedia.org/wiki/Neckartalbr%C3%BCcke_Heilbronn

Wikipédia - Sensor. (2019, 12 16). Retrieved from https://pt.wikipedia.org/wiki/Sensor

Wittfoht, H. (1964). *Kreisförmig gekrümmte Träger.* Springer-Verlag.

Wittfoht, H. (1972). Die Verwendung von Vorschubrüstungen beim Brückenbau. *IABSE congress report 9*.

Wong, K.-Y., & Hui, M. C. (2004). The Structural Health Monitoring Approach for Stonecutters Bridge. *IABSE Symposium Report*.

Zhang, G., Moutinho, C., & Magalhães, F. (2022). Continuous dynamic monitoring of a large-span arch bridge with wireless nodes based on MEMS accelerometers. *Structural Control Health Monitoring*.