



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Instrumentação para Monitorização de Estruturas de Engenharia Civil

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica Estrutural

Autor

Diogo António Mimoso de Aguiar

Orientador

Prof. Doutor Carlos Alberto da Silva Rebelo

Prof^a. Doutora Aldina Maria da Cruz Santiago

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Julho, 2016

AGRADECIMENTOS

Com a conclusão da presente dissertação, encerro o capítulo mais importante da minha vida. É com grande apreço que expresso os mais sinceros agradecimentos, reconhecendo a todos aqueles, que de uma forma ou outra, me apoiaram e ajudaram no período mais importante da minha vida. De uma forma especial agradeço:

Ao Professor Carlos Alberto da Silva Rebelo, por todo o apoio, disponibilidade e interesse nos conhecimentos transmitidos ao longo da realização da presente dissertação. Um grande agradecimento pelo convite para as saídas de campo, nas quais contribuíram muito para os meus ensinamentos.

À Professora Aldina Maria da Cruz Santiago por toda a disponibilidade.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia Civil, em especial ao Eng. Ilidio Santos e ao Sr. Gaspar, por toda a disponibilidade e acompanhamento, tanto nas saídas de campo como no trabalho feito em laboratório.

Aos Professores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra pelos conhecimentos transmitidos.

A todos os meus amigos, aqueles que me acompanharam na infância, passando pelos que fiz em Barcelona e terminando em todos aqueles que me acompanharam ao longo destes anos de Faculdade. Todos me fizeram fazer aquilo que sou hoje.

Por fim, o maior e mais sentido agradecimento aos meus pais, Vítor e Salomé, e irmão, André por toda a confiança, apoio, carinho, paciência e disponibilidade demonstrados ao longo destes 24 anos. Um grande beijo, com muito amor e carinho. Seguramente sem eles nada disto seria possível.

RESUMO

A instrumentação e monitorização de estruturas de engenharia civil tem cada vez maior importância nos dias de hoje. As vantagens da instalação destes sistemas é clara, tanto a nível dos riscos envolvidos em estruturas que já não estejam na plenitude das suas funções, como também, para o estudo e desenvolvimento de novos materiais e validação de modelos numéricos. É notório o aumento dos gastos em manutenção e reabilitação de estruturas em detrimento de novas construções, contribuindo estes sistemas, de instrumentação e monitorização, para uma melhor atuação no momento da reabilitação das estruturas.

Na presente dissertação pretendeu-se, numa primeira fase, fazer um estudo mais aprofundado da instrumentação existente e das suas aplicações práticas, assim como, um estudo aprofundado dos diversos componentes de um sistema de monitorização e a sua aplicação destes sistemas às pontes.

As aplicações práticas consistiram na reabilitação de um pórtico experimental pedagógico, onde se realizaram medições de ensaios estáticos comparando-as com resultados obtidos numericamente. Usou-se também uma viga experimental pedagógica, onde se realizaram ensaios dinâmicos com o objetivo de determinar as frequências próprias. Foi criada uma ficha técnica para ambos os ensaios para que possa ser usada em trabalho pedagógico.

Por fim, foram feitas medições na Ponte da Várzea com extensómetros e acelerómetros para validar o sistema de monitorização “*Steel Structures Total Integration System*” (SIGMA) da empresa VESAM. Elaborou-se também um modelo numérico no *software* “*Robot Structural Analysis*” calibrado com base nas frequências próprias obtidas das medições de vibrações e validado com base nas medições das extensões aquando da passagem de veículos na ponte.

Palavras chave: Experiências pedagógicas, instrumentação, monitorização de estruturas.

ABSTRACT

The instrumentation and monitoring of civil engineering structures have become increasingly important nowadays. These kind of systems have clear advantages, like the risks involved in structures where the functions are not corresponding with the ones that should be, but also for the study of the development of new materials and validation of numerical models. The increase in maintenance and rehabilitation's costs for structures is notorious, so these monitoring systems improve the quality of the structures' rehabilitation when there is a need for it.

In the present dissertation, it was intended first to make a deeper study of existing instrumentation and its practical applications, as well as a thorough study of the various components of monitoring systems and the application of these systems in bridges.

The practical applications consisted in rehabilitating a pedagogical experimental porch, where static tests were made to compare with the results obtained numerically. It was also used a pedagogical experimental beam, where a dynamic tests was applied to calculate the natural frequencies. A technical sheet was created for both tests so it can be used later on pedagogical work.

Finally, measurements were taken at Várzea Bridge with strain gauges and accelerometers to validate the monitoring system "Steel Structures Total Integration System" (SIGMA) from the VESAM Company. It was also created a numerical model in the software "Robot Structural Analysis" calibrated by the natural frequencies obtained from the vibration measurements and validated by the strain measurements obtained on the passage of vehicles on the bridge.

Keywords: Pedagogical experiments, instrumentation, monitoring of structures.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
SIMBOLOGIA.....	vii
ABREVIATURAS.....	viii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objetivos	1
1.3 Resumo da estrutura da dissertação.....	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1 Breve história da instrumentação	3
2.2 Tipos de instrumentação.....	4
2.2.1 Introdução	4
2.2.2 Sensores de deformação.....	4
2.2.2.1 Extensómetros elétricos.....	5
2.2.2.2 Sensores de fibra ótica	7
2.2.2.3 Comparação entre extensómetros elétricos e de fibra ótica.....	11
2.2.3 Medição de deslocamentos	12
2.2.3.1 Defletómetros	12
2.2.3.2 Transdutor de deslocamentos do tipo LVDT	13
2.2.3.3 Sistema de nivelamento hidrostático.....	14
2.2.3.4 Fotogrametria.....	15
2.2.4 Medição da temperatura	16
2.2.4.1 Introdução	16
2.2.4.2 Termopares	16
2.2.4.3 Detetor de temperatura Resistivo (RTD).....	17

2.2.5	Sensores de humidade e de vento	18
2.2.6	Medição da vibração	19
2.2.6.1	Acelerómetros	20
2.2.6.2	Extensómetros	21
2.3	Monitorização de estruturas	24
2.3.1	Introdução	24
2.3.2	Definição e objetivos da monitorização de estruturas	25
2.3.3	Principais elementos de um sistema de monitorização	26
2.3.4	Fases de intervenção	27
2.3.5	Ensaio de carga	28
2.3.5.1	Testes estáticos	28
2.3.5.2	Testes dinâmicos	29
2.3.6	Variação da temperatura	31
3	CASO DE ESTUDO – PÓRTICO E VIGA	32
3.1	Introdução	32
3.2	Objetivos	32
3.3	Modelo físico	32
3.4	Instrumentação	33
3.5	Experiências a realizar	34
3.6	Colocação dos extensómetros	36
3.7	Resultados experimentais e numéricos	37
3.7.1	Medição das extensões no pórtico	37
3.7.2	Medição de vibrações na viga metálica	39
3.8	Comparação de resultados	40
4	CASO DE ESTUDO – PONTE DA VÁRZEA	41
4.1	Introdução	41
4.2	Descrição da ponte	41
4.3	Instrumentação	42
4.3.1	Extensómetros	42
4.3.2	<i>Data Logger</i>	43
4.3.3	Acelerómetros	43

4.3.4	Analisador de frequências.....	44
4.4	Conceção.....	44
4.4.1	Locais de colocação dos extensómetros.....	44
4.4.2	Colocação dos extensómetros.....	45
4.5	Modelo Numérico.....	45
4.6	Resultados.....	48
4.6.1	Medição de extensões.....	48
4.6.2	Análise experimental - modos de vibração.....	57
4.6.3	Análise numérica – modos de vibração.....	60
4.6.4	Variação de tensões.....	63
5	CONCLUSÕES.....	66
6	PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTO FUTUROS.....	67
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	68
	ANEXOS.....	A1
	Anexo A – Cálculo da secção mista.....	A1
	Anexo B – Ficha técnica: Pórtico.....	A5
	Anexo B – Ficha técnica: Viga.....	A9

SIMBOLOGIA

A_a	Área da secção de aço
A_c	Área da secção de betão homogeneizado
B,eff	Largura efetiva da laje
b_i	Largura do banzo do perfil metálico
d_a	Distância entre o eixo neutro e o centro geométrico do perfil metálico
E_a	Módulo de elasticidade do aço
E_c	Módulo de elasticidade do betão
F	Força
I_a	Momento de inércia da secção de aço
I_c	Momento de inércia da secção de betão
I_m	Momento de inércia da secção homogeneizada
K	Rigidez
L	Comprimento
M	Valor de cálculo do momento fletor
N	Valor de cálculo do esforço axial
R	Resistência eléctrica
t_i	Espessura do banzo do perfil metálico
t_w	Espessura da alma do perfil metálico
Z	Distância entre o eixo neutro e o centro geométrico da laje
n	Coefficiente de homogeneização
σ	Tensão
ε	Extensão
ΔL	Variação de comprimento

ABREVIATURAS

RTD *Resistance Temperature Detector* (Transdutor Resistivo de Temperatura)

FBG *Fiber Bragg grating* (Sensores de Redes de Bragg)

LVDT *Linear Variable Diferencial Transformer*

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

Durante o período de vida útil das pontes ou de qualquer outra estrutura, as suas características vão-se alterando devido a um conjunto de ações a que estão sujeitas. Estas ações podem ser ações físicas, mecânicas, químicas ou térmicas, levando ao envelhecimento das estruturas e à consequente alteração das suas propriedades, podendo assim deixar de corresponder às exigências pretendidas. Neste sentido, tem havido cada vez mais uma preocupação na monitorização e na procura do ponto da vida útil das estruturas em que se deve fazer uma intervenção com o objetivo de obter o menor custo possível e que estas não atinjam situações irreversíveis ou até mesmo o colapso.

A monitorização de estruturas permite também o estudo e o desenvolvimento de novos materiais, podendo entender melhor a resposta destes a diversos tipos de situações, e ainda da utilização de soluções mais arrojadas, contribuindo assim para o desenvolvimento da engenharia civil.

Os sistemas de monitorização são constituídos por diversos tipos de instrumentos, tendo cada um a função de medir diferentes tipos de parâmetros. Só assim, com a recolha dos dados medidos, é que é possível fazer uma análise detalhada e completa, através da correlação dos diferentes tipos de dados recolhidos. Estes sistemas têm sofrido avanços significativos paralelamente ao avanço da instrumentação e da tecnologia usada. Como exemplo desse avanço, tem-se os sensores de fibra ótica, traduzindo-se num aumento do uso destes em detrimento dos extensómetros elétricos.

Esta instrumentação também pode ser usada para fins pedagógicos, como por exemplo, para modelos físicos experimentais, onde se pode calcular as tensões através da medição de extensões experimentalmente comparando-as com as obtidas no cálculo numérico. Este tipo de experiências tem um carácter importante na aprendizagem dos alunos, uma vez que, permite uma perceção mais facilitada de alguns conceitos físicos que teoricamente são mais difíceis de se entender/visualizar.

1.2 Objetivos

Esta dissertação tem como objetivo fazer um levantamento do estado da arte relativo a instrumentação passível de ser utilizada na monitorização de estruturas de engenharia civil e a aplicação de alguma dessa instrumentação em dois casos de estudo em laboratório e numa

estrutura real. No primeiro caso, o objetivo principal é o de recuperar protótipos laboratoriais (pórtico e viga) existentes no DEC para serem utilizados como estruturas de demonstração pedagógica, nas quais se pretende proporcionar a visualização de deslocamentos, deformações e vibrações devidas à aplicação de forças e/ou deslocamentos. No segundo caso o principal objetivo é o de estudar o sistema de monitorização existente numa ponte rodoviária, fazendo a recolha e análise de dados obtidos através desse sistema (SIGMA da firma VESAM) e através de um sistema de monitorização alternativo (ISISE-UC) com vista à validação dos dados obtidos pelo sistema embebido durante a construção da ponte.

1.3 Resumo da estrutura da dissertação

Esta tese divide-se em 7 capítulos. No primeiro capítulo é apresentado resumidamente a importância do tema, os objetivos desta tese e o conteúdo do trabalho.

O segundo é referente à revisão bibliográfica. Neste capítulo apresenta-se a variada instrumentação existente para a determinação de deslocamentos, de vibrações, da temperatura e da deformação. Descreve-se também, a forma como estes podem ser úteis para a monitorização hoje em dia e os diferentes tipos de ensaios existentes para a monitorização de pontes.

No terceiro capítulo apresentam-se dois protótipos laboratoriais e as experiências passíveis de se realizar com ambos. Apresenta-se também os resultados dos ensaios realizados, e a comparação com os resultados numéricos. Foi feita uma ficha técnica do pórtico que se apresenta em anexo.

O quarto capítulo é descrito os trabalhos que foram feitos com vista a validar o sistema de monitorização SIGMA da firma “VESAM”. É feita uma breve introdução da Ponte da Várzea onde está localizado o sistema SIGMA e apresenta-se a comparação entre os resultados medidos entre ambos os sistemas (ISISE-UC e SIGMA). É descrito também a conceção do modelo numérico e a validação deste comparando os resultados numéricos com os resultados experimentais.

Por fim no quinto capítulo apresentam-se as conclusões do presente trabalho e no sexto apresentam-se as propostas para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Breve história da instrumentação

As técnicas mais antigas para a medição da extensão eram feitas com base em meios mecânicos, tendo as suas desvantagens levado ao decréscimo do uso deste tipo de instrumentação. As principais desvantagens do uso de instrumentação mecânica comparativamente com a instrumentação elétrica são o peso, as dimensões, a baixa capacidade de resposta e o limitado intervalo de leitura. Assim o aumento da preferência do uso da extensometria elétrica em detrimento dos meios mecânicos acabou por ser um processo natural ao longo do tempo (Lebow, 1966).

A primeira referência ao estudo da variação da resistência elétrica em materiais como o cobre e o ferro submetidos a um determinado esforço é de 1856 por William Thomsom “*Lord Kelvin*” tendo sido apresentada à *Royal Philosophical Society of London*. “*Kelvin*” concluiu que existia uma relação entre a resistência elétrica e as propriedades físicas dos condutores, através da seguinte equação (eecis@2016):

$$R = \frac{\rho L}{A} \quad (1)$$

Em que “R” é a resistência elétrica, “L” o comprimento do condutor, “ ρ ” a constante de condutividade e “A” a área da secção transversal.

Foi P. W. Bridgman, em 1923, quem afirmou que poderia haver aplicações práticas para a realização de medidas. No entanto, foi só a partir de 1930 que houve o grande passo no sentido de usar os conceitos de “*Kelvin*”, com vista a realização de medidas através de Roy Carlson ao utilizar um fio resistivo em 1931 para medir esforços. Contudo, foram Edwuard Simmons (*California Intitute of Technology – Pesadana, CA,USA*) e Arthur Ruge (*Massachusetts Institute of Technology – Cambridge, MA,USA*) quem, entre 1937 e 1939 e trabalhando de forma independente um do outro, utilizaram pela primeira vez fios metálicos colados numa amostra com o objetivo de medir deformações. Como resultado destas experiências apareceram os extensómetros elétricos que ainda são usados hoje em dia (eecis@2016).

O uso de folhas finas ou lâminas, tendo em si um labirinto ou grade metálica, colados numa base flexível feita geralmente em epóxi, começou a aparecer a partir de 1950 (eecis@2016).

2.2 Tipos de instrumentação

2.2.1 Introdução

Os aparelhos de medição são aparelhos feitos pelo Homem que têm como objetivo a medição de uma quantidade. Estes aparelhos podem ser analógicos, digitais ou híbridos, sendo feitos para que exista uma relação entre as variáveis físicas e os parâmetros que se pretendem medir. Na figura seguinte apresenta-se as diversas fases que uma medição pode ter. Assim, qualquer instrumento de medição pode ter algumas ou todas estas fases (Wiley, 2014).

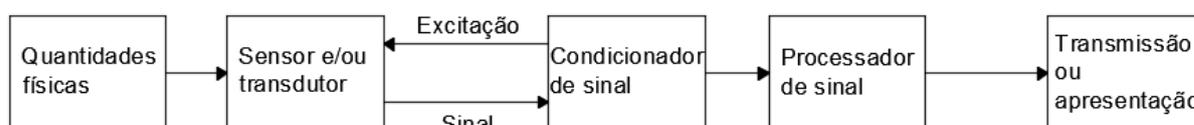


Figura 2. 1 - Estrutura típica de um aparelho de medição, adaptado de (Wiley, 2014).

A instrumentação pode ser caracterizada dependendo do tipo de energia entrada e de saída, das suas variáveis de medição, dos elementos dos sensores e ainda dos princípios físicos ou elétricos (Wiley, 2014).

De forma a caracterizar o comportamento global das estruturas, nomeadamente as obras de arte, podem-se medir diversas grandezas, tais como, deslocamentos, rotações, forças, abertura de juntas de dilatação. A nível do estudo do comportamento local, pode-se medir outro tipo de grandezas, como por exemplo, tensões, extensões e abertura de fendas (Félix C. M., 2004). De seguida explica-se alguns destes conceitos.

2.2.2 Sensores de deformação

Os dispositivos que têm como finalidade a medição da extensão são designados de extensómetros e podem ser: extensómetros de superfície ou extensómetros de embeber. Os primeiros são normalmente usados em estruturas de aço, madeira, alvenaria ou também de betão já endurecido. Os segundos são usados em estruturas de betão mas colocados antes da betonagem ficando assim embebidos neste. Na engenharia civil os extensómetros mais comuns são os de resistência elétrica, fibra ótica e de corda vibrante. Estes diferenciam-se pela forma como medem a extensão, pela capacidade de resposta, pelo seu custo e pela distância a que se pretende medir. Assim, o tipo de extensómetro deve ser escolhido em função de cada caso, uma vez que, dependendo do caso justifica-se a utilização de determinado tipo de extensómetro em detrimento de outro. No entanto, e no âmbito da engenharia civil, os mais usados são os extensómetros elétricos devido ao seu baixo custo e à boa fiabilidade (Dimande, 2010).

A extensão pode-se definir como uma grandeza sem dimensão, definida pela variação do comprimento por unidade de comprimento. O cálculo é feito através de dois pontos de referência, sendo a razão entre a variação de comprimento e o comprimento inicial. A imagem seguinte é ilustra esse conceito, juntamente com a sua equação (2) (Dias da Silva, 2004).

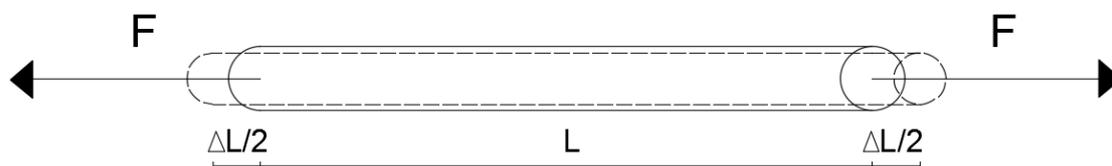


Figura 2. 2 – Deformação de um fio sujeito à tração, adaptado (Andolfato *et al*, 2004).

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (2)$$

Onde,

ε é a extensão;

L é o comprimento inicial (m);

ΔL é a variação de comprimento (m).

2.2.2.1 Extensómetros elétricos

Os extensómetros elétricos são sensores de deformação que servem para medir a extensão do local onde estão colados através da variação da sua resistência elétrica (equação 3). Esta deformação é convertida numa quantidade elétrica (voltagem) sendo amplificada para leitura no recetor (Andolfato *et al*, 2004). Quando determinado material ferrítico é sujeito a uma força externa existe uma deformação física, que por sua vez altera a resistência elétrica do material, tal como indica a equação (3). Quando o local está isolado eletricamente, a variação da resistência elétrica corresponde à deformação do material. Esta deformação pode servir, por exemplo, para determinar o grau de segurança de determinado material ou elemento estrutural onde esteja inserido (TML, 2012). Quando existe um esforço e consequentemente uma extensão, esta pode ser de tração ou de compressão da qual resulta uma deformação do material num alongamento ou encurtamento ($L + \Delta L$ ou $L - \Delta L$) respetivamente, sendo transmitida através da base do extensómetro isolada eletricamente para os fios resistivos ou lâmina. Assim, a extensão é exatamente proporcional à variação da resistência elétrica experimentada por estes (TML, 2012) e (Rebelo *et al*, 2016). Esta extensão é transferida para um sistema de aquisição de dados através de um cabo condutor (Félix C. M., 2004).

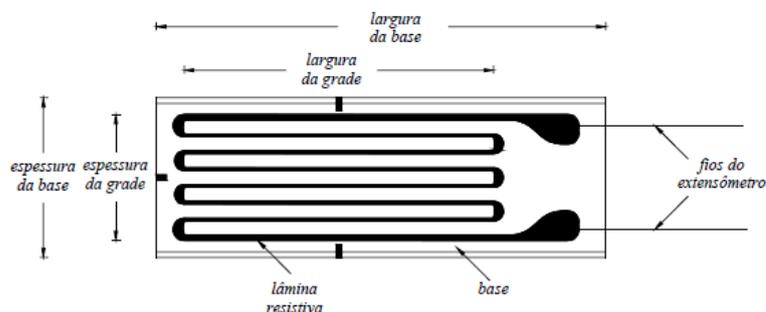


Figura 2. 3 - Esquema de um extensômetro elétrico, (Andolfato *et al*, 2004).

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\Delta R/R}{K} \quad (3)$$

Em que,

ε é a extensão medida;

ΔR é a variação da resistência elétrica;

R é a resistência de *Gauge*;

K é o fator de *Gauge*.

Os extensômetros devem ser colocados na direção em que se pretende medir a deformação, no entanto, estes para além de uniaxiais podem ser também multi axiais e medir em 2 ou 3 direções (eecis@2016).

Segundo (eecis@2016) os extensômetros elétricos têm as seguintes características:

- Elevada precisão na medição;
- Reduzido custo;
- Excelente linearidade;
- Excelente resposta dinâmica;
- Instalação simples;
- Podem ser colocados em água ou em atmosfera de gases corrosivos (com o devido tratamento);
- Capacidade de realizar medições à distância.

Por norma, os extensômetros possuem resistências elétricas de 120 Ω , no entanto podem ser usados também extensômetros com resistências entre os 60 Ω e os 1000 Ω (Rebelo *et al*, 2016).

É importante ter em conta a que os extensômetros, quando sujeitos a uma extensão, constante ao longo do tempo, podem sofrer uma retração e assim ir exibindo/medindo uma diminuição deste valor, sendo esta tendência maior para extensômetros com dimensões menores. Podem

ainda (e também) sofrer um aumento da extensão para casos onde se verifique um aumento da humidade e da temperatura (Rebelo *et al*, 2016).

Quando se pretende utilizar um extensómetro elétrico, para monitorizar determinada estrutura ao longo do tempo, é bastante importante saber qual é o seu comportamento em função da variação da temperatura. Por norma, quando não existem forças externas aplicadas e somente existe uma variação de temperatura, esta provoca uma variação da extensão, positiva ou negativa, dependendo se essa variação corresponde a um aumento de temperatura ou a uma diminuição, respetivamente. Assim, de acordo com o coeficiente de dilatação térmica linear da amostra e do material usado no extensómetro, deve-se calcular a variação da extensão provocada pela variação térmica. No entanto, as características dos extensómetros feitos por ligas metálicas como Cobre e Níquel (Cu-Ni) e de Níquel e Crómio (Ni-Cr) em função da temperatura são conhecidas e estão nos catálogos (Rebelo *et al*, 2016).

Quando os extensómetros (que são feitos de forma a minimizar os efeitos térmicos na leitura) são colocados numa amostra com um coeficiente térmico linear e variação de temperatura conhecidos a variação térmica pode ser compensada pelos mesmos (Rebelo *et al*, 2016).

A temperatura causa efeitos também nos cabos dos extensómetros. Estes efeitos fazem-se sentir nos sistemas com dois cabos e com mais intensidade em cabos com maior extensão. Para fazer face à sensibilidade destes às variações térmicas, deve-se usar um terceiro cabo ligado a um dos terminais e a um terceiro canal, compensando assim a temperatura (eecis@2016) e (TML, 2012). Os extensómetros têm um limite de fadiga baseado no número de vezes que uma extensão pode ser aplicada repetidamente, até apresentarem alterações no seu valor de 10^{-4} sem carga aplicada. Este limite é normalmente indicado com um número de repetições em determinadas condições pré-estabelecidas para a extensão aplicada e velocidade de repetição. Assim, é necessário ter algum cuidado quando aplicamos extensões repetidas ou de grande amplitude, pois os extensómetros a elas sujeitos correm o risco de que os cabos se desliguem ou que a base possa descolar (Rebelo *et al*, 2016).

2.2.2.2 Sensores de fibra ótica

Com a modernização surgiu a necessidade de evoluir e aperfeiçoar os instrumentos de medida para que estes sejam mais económicos, duradouros e precisos. Assim, aparecem novos instrumentos de medida com sensores de fibra ótica, como um importante avanço tecnológico. Inicialmente desenvolvidos na indústria das telecomunicações e da aviação tem sido, cada vez mais, aplicados à engenharia civil com diversas vantagens (Félix C. M., 2004). Este facto é facilmente justificado uma vez que estes sensores são capazes de transmitir informação a uma velocidade superior às tecnologias elétricas (Rodrigues, 2011).

Estes sensores funcionam com base nas alterações físicas que conseqüentemente provocam alterações na fase, no comprimento de onda, na intensidade ou na polarização da luz proliferada através de uma fibra ótica. Com estas alterações é possível obter informações das grandezas a

medir, tais como, a deformação, a temperatura, o nível de PH ou a humidade (Félix C. M., 2004).

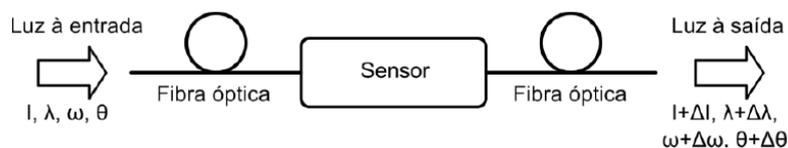


Figura 2. 4 - Princípio de funcionamento dos sensores de fibra ótica, (Rodrigues *et al*, 2011).

A fibra ótica é uma estrutura capilar, normalmente em vidro sendo constituída por 3 ou 4 camadas. No quadro seguinte apresenta-se cada camada com as respetivas funcionalidades (Rodrigues, 2011).

Quadro 2. 1 - Funcionalidades de cada constituinte da fibra ótica, adaptado de (Rodrigues, 2011).

Camadas	Funcionalidades
Núcleo (core)	<ul style="list-style-type: none"> • Local de propagação da luz
Bainha (cladding)	<ul style="list-style-type: none"> • Reduzir perdas; • Aumentar a resistência mecânica; • Fornecer proteção ambiental.
Revestimento Primário (Primary coating)	<ul style="list-style-type: none"> • Proteção durante o manuseamento; • Servir de isolamento às perturbações.
Revestimento Secundário (Secondary Coating)	<ul style="list-style-type: none"> • Proteção a agentes externos.

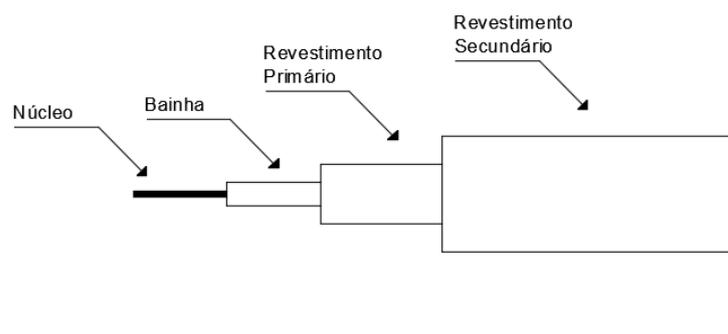


Figura 2. 5 - Constituintes de uma fibra ótica, (hbm@2016).

Segundo (Rodrigues C. F., 2011) a luz propaga-se no núcleo e para que tal aconteça o índice de refração deste tem que ser maior que o índice de refração da bainha ($n_f > n_b$). O fenómeno de reflexão interna total acontece devido à diferença entre os índices de refração e também sempre que seja respeitado o cone de aceitação, isto é, o espaço confinado pelo ângulo crítico (θ_{max}) a partir do qual deixa de haver reflexão total no interior do núcleo passando a haver refração da

luz através da bainha e posteriormente perda para o exterior. Na figura seguinte é apresentado este fenómeno.

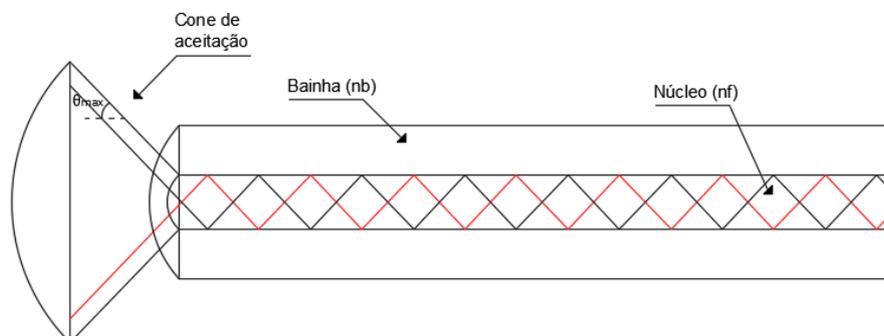


Figura 2. 6 - Propagação da luz na fibra ótica com reflexão interna total, adaptado de (Rodrigues C. F., 2011).

Tanto o núcleo como a bainha são feitos de sílica sendo distintos apenas pela diferença do índice de refração conseguida na fase de fabrico por adição de substâncias dopantes ao material constituinte da bainha, como por exemplo, fósforo, germânio ou boro. O revestimento primário é constituído normalmente por acrilato ou poliamida aderente à fibra conferindo assim uma maior resistência mecânica protegendo a sílica de ataques químicos. O revestimento secundário normalmente é constituído por plástico ou metal como forma de proteção mecânica (Rodrigues C. F., 2011).

Segundo (Udd, 1995) em (Rodrigues *et al*, 2013) diversas tecnologias de fibra ótica têm sido descobertas e exploradas com o objetivo de avaliar parâmetros físicos, químicos e mecânicos resultantes das medições das alterações nas propriedades tais como a intensidade, comprimento de onda, fase ou polarização. No entanto, todas elas têm como princípio de funcionamento o impacto que determinadas grandezas externas têm sobre as propriedades óticas e a correspondente consequência que provoca as alterações das características da luz que se propaga no interior deste tipo de sensores. No quadro seguinte apresentam-se as diferentes tecnologias em fibra ótica e as respetivas propriedades da luz medidas.

Quadro 2. 2 - Tecnologias de sensores de fibra ótica e respetivas propriedades da luz medidas, adaptado de (Rodrigues *et al*, 2011).

Tecnologias	Parâmetro medido	Sensibilidade intrínseca
Redes de Bragg	Comprimento de onda	Deformação e temperatura
Interferómetro de Fabry-Pêrot	Fase	Deformação
Interferómetro de Michelson	Fase	Deformação
Dispersão de Brillouin	Frequência	Deformação e temperatura
Dispersão Raman	Frequência	Temperatura

Segundo (Majumder *et al*, 2008) no âmbito da engenharia civil aqueles que se têm vindo a destacar no mercado por serem de extrema sensibilidade a variações de temperatura e de deformação são os sensores de Bragg “FBG”. Este facto foi possível de se verificar no “17th Optical Fiber Sensors Conference (OFS – 18)” em Cancun , Mexico 2006, onde a maioria das publicações apresentadas foram sobre sensores de Bragg.

Redes de Bragg

Os FBG têm diversas funcionalidades no campo da fibra ótica. Têm sido utilizados como filtros e refletores no campo das telecomunicações, e como sensores estes destacam-se pela sua sensibilidade intrínseca a variações de deformação e de temperatura (Othonos, 1997) em (Rodrigues *et al*, 2011). Tanto as redes de Bragg como os sensores de fibra ótica em geral caracterizam-se também pelas suas reduzidas dimensões, a imunidade a interferências eletromagnéticas, capacidade de aquisição de altas frequências e ainda a capacidade de multiplexagem (Udd,1995) em (Rodrigues *et al*, 2012).

Estes sensores baseiam-se numa modelação periódica do índice de refração gravada numa pequena extensão (na ordem de um centímetro) no núcleo da fibra ótica. A luz percorrida na fibra quando encontra a rede de Bragg é parcialmente refletida pelos interfaces entre as diferentes secções de fibra com diferentes índices de refração. No entanto, somente uma pequena parte do espectro de luz interagirá em fase, fazendo com que fique bem definida a reflexão em comprimento de onda, tal como indica a seguinte figura (Melle *et al*, 1993; Othonos, 1997; Keshyap, 1999) em (Rodrigues *et al*, 2011).

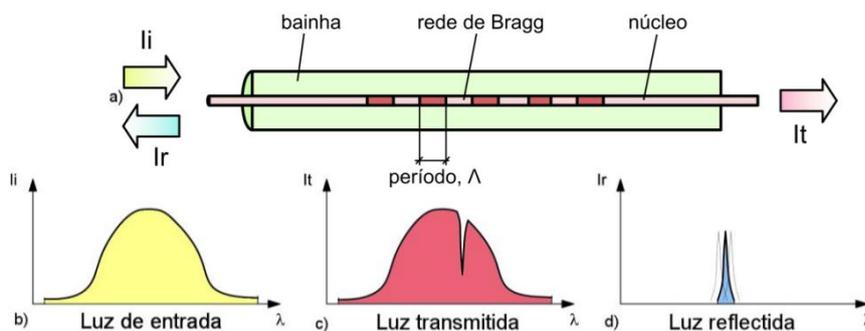


Figura 2. 7 - Princípio de funcionamento das redes de Bragg: a) Configuração da rede de Bragg; b) Espectro da luz de entrada; c) Espectro da luz transmitida; d) Espectro da luz refletida, (Rodrigues *et al*, 2011).

Deste modo para determinar a deformação, $\Delta\varepsilon$, ou as variações de temperatura, ΔT , através da variação do comprimento de onda refletido pelo sensor, $\Delta\lambda_b$, é usada a lei de Bragg (Kersey *et al*, 1997) em (Rodrigues *et al*, 2011):

$$\frac{\Delta\lambda_b}{\lambda_b} = P_e \Delta\varepsilon + [P_e(\alpha_s - \alpha_f) + \zeta] \Delta T \quad (4)$$

Em que,

P_e e ζ – são os coeficientes foto-elástico e termo-ótico da fibra, respetivamente;

α_s e α_f – são os coeficientes de dilatação térmica do material da estrutura de suporte e da própria fibra, respetivamente.

A seguinte imagem explica de uma forma mais simplificada a variação do comprimento de onda em função da extensão:

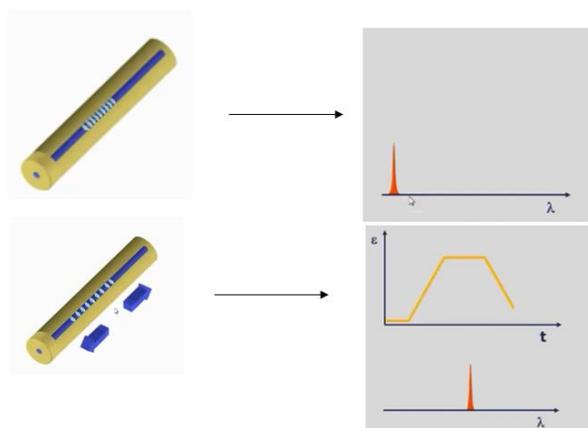


Figura 2. 8 - Representação do princípio de funcionamento de uma rede de *Bragg* em fibra ótica, (hbm@2016).

Segundo (Majumder *et al*, 2008) as principais vantagens destes sensores quando comparados com outros sensores de fibra ótica são:

- Custo reduzido;
- Boa linearidade;
- Comprimento de onda;
- Multiplexagem;
- Boa resistência a ambientes severos;
- Transdução mecânica que elimina a necessidade de fazer referência, como em sensores interferómetros.

2.2.2.3 Comparação entre extensómetros eléctricos e de fibra ótica

Segundo (Udd, 1995; Tennyson, 2001; Measures, 2001) em (Rodrigues C. F., 2011) o uso de extensómetros de fibra ótica têm diversas vantagens relativamente aos extensómetros eléctricos tais como a imunidade à corrosão, permitem a medição a longas distâncias, apresentam sensibilidade a diversas grandezas, a tolerância às altas temperaturas, a imunidade a interferências eletromagnéticas e frequência rádio e ainda a capacidade de multiplexagem podendo assim permitir a criação de redes de sensores de forma a realizar diferentes tipos de medições e mais eficazes. No entanto existem algumas desvantagens relativamente ao uso dos

sensores de fibra ótica em detrimento dos extensómetros eléctricos como o elevado custo dos seus componentes, a fragilidade das conexões de fibra ótica e a limitada disponibilidade de equipamentos de aquisição de sinal tornando os custos pouco competitivos. Também (Figueiras, 2008) concluiu através dos seus ensaios na Ponte de Trezói que o sistema ótico ainda tem algumas limitações que podem vir a ser ultrapassadas devido aos motivos já anteriormente mencionados.

Entretanto, segundo (Artundo I. *et al*, 2011) em (Rodrigues *et al*, 2012) o aumento em massa da produção dos componentes de fibra ótica tem aumentado a viabilidade económica dos sistemas *FBG* (na última década e nos dias de hoje) fazendo-os assim ganhar competitividade no campo da instrumentação, não sendo hoje usados apenas em programas de desenvolvimento científico. Contudo, os sistemas de aquisição continuam a ser dispendiosos e a monitorização com muitos *FBG* envolvidos poderá ter algum impacto financeiro na mesma.

Uma das maiores vantagens do uso da fibra ótica em detrimento dos extensómetros eléctricos é a capacidade de multiplexagem, a qual nos permite ter dezenas ou centenas de “*FBG*” instalados, fazendo cada um medições diferentes sem interferirem uns com os outros. Isto significa que podem ser colocados em cadeia e separados por quilómetros (hbm@2016).

Segundo (Glisic e Inaudi, 2007) em (Rodrigues *et al*, 2011) já começa a justificar-se o uso da tecnologia ótica, em detrimento da tecnologia eléctrica, tendo em conta as vantagens desta. Existindo mesmo casos e situações, como por exemplo, onde o ambiente esteja sujeito a explosões ou em centrais nucleares, em que os sensores de fibra ótica são a única solução viável. No entanto, (Figueiras, 2008) concluiu que o sistema ótica, quando colocado em obra, ainda tem algumas limitações, tais como, a limitada disponibilidade do equipamento e ainda a durabilidade e robustez que não são as desejadas.

2.2.3 Medição de deslocamentos

2.2.3.1 Defletómetros

Os Defletómetros usam o método da deflexão para medir variações de distâncias entre um determinado ponto relativamente à sua posição inicial. De uma forma geral as medições são realizadas diretamente num circuito primário sendo posteriormente convertidas para leitura. A medição é feita quando existe uma deflexão física do instrumento, que está ligada a uma saída de escala, tal como um ponteiro ou outro tipo de leitura que tem o mesmo deslocamento do aparelho indicando assim o valor da medida. A magnitude obtida no primeiro elemento através da escala obtida no dispositivo de saída é proporcional ao valor medido em magnitude. Na figura 2.9 pode-se observar o princípio de funcionamento deste tipo de aparelhos (Wiley, 2014).

Podem ser construídos defletómetros para realizar medições estáticas e/ou dinâmicas. Na medição dinâmica, os defletómetros têm como principal vantagem a alta capacidade de resposta. Contudo, também possuem desvantagens, como por exemplo, o chamado *loading*

error, que consiste na energia proveniente da carga aplicada), uma vez que o próprio processo de medição pode influenciar o valor medido. Nestes casos deve-se verificar se este erro é aceitável ou não. Os defletómetros com elevada precisão podem ser dispendiosos, no entanto, para casos em que não se exija tanta precisão estes podem ter custo moderado (Wiley, 2014).

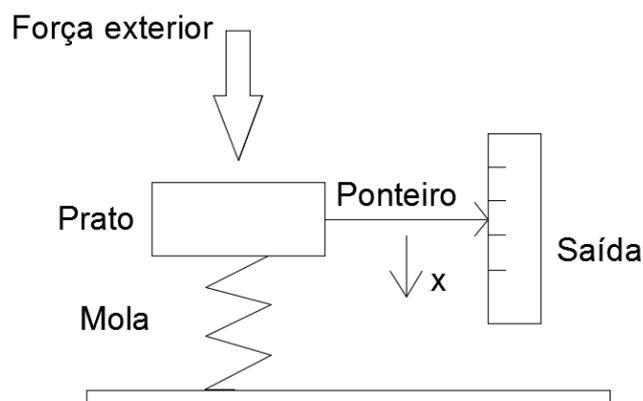


Figura 2. 9 - Princípio de funcionamento de um defletómetro, adaptado de (Wiley, 2014).

2.2.3.2 Transdutor de deslocamentos do tipo LVDT

O LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) é um sensor que se baseia na variação da indutância, o qual é formado por uma bobina que no seu interior possui um núcleo. Esse núcleo ao sofrer um movimento provoca uma variação da indutância elétrica que consequentemente produz uma saída elétrica proporcional ao deslocamento sofrido pelo núcleo (Félix C. M., 2004) (Dimande, 2010).

Um das principais desvantagens destes transdutores é a capacidade de resposta que é dependente da frequência da fonte do sinal de excitação usada, ou seja, se o objetivo é ter tempos de resposta muito rápidos deve-se usar uma frequência de excitação muito elevada. No entanto tem diversas vantagens tais como a excelente repetibilidade do zero, a boa estabilidade a longo prazo, a longa vida mecânica e ainda a boa resposta tanto a testes estáticos como dinâmicos (Dimande, 2010) (Félix C. M., 2004).

Este tipo de transdutores tem bastante aplicabilidade na medição de flechas em tabuleiros de pontes, em aparelhos de apoios e na verificação de movimentos das juntas de dilatação ou de fendas (Dimande, 2010).



Figura 2. 10 - Pormenor de um transdutor LVDT, (Dimande, 2010).

2.2.3.3 Sistema de nivelamento hidrostático

Segundo (Félix C. M., 2004) e (Dimande, 2010) este sistema tem como base a lei clássica da física dos vasos comunicantes. Este sistema é utilizado em casos onde é difícil ou até mesmo impossível existir uma referência ao solo e serve para a medição de flechas em tabuleiros de pontes com grande precisão, consistindo num circuito hidráulico que percorre os pontos onde são instalados os sensores de pressão com o objetivo de medir o deslocamento vertical. É necessária a instalação de um reservatório que geralmente é colocado perto da zona do sensor de referência para que este possa alimentar o circuito, garantindo assim os níveis necessários para a correta medição dos deslocamentos. O líquido usado por norma é a água uma vez que as suas propriedades são bem conhecidas, o seu custo é reduzido e também devido à facilidade em obtê-la em obra.

É um sistema que tem garantido bastante sensibilidade nas suas medições em ensaios estáticos com precisão superior a $\pm 0,5$ mm. No entanto, tem algumas desvantagens, tais como, a capacidade de resposta para sistemas de elevado comprimento, uma vez que carregada a estrutura o tempo até que seja atingido de volta o equilíbrio hidrostático do sistema é maior, e ainda por causa das interferências causadas pelo deficiente enchimento do circuito hidráulico, a variação da pressão atmosférica local e a variação da temperatura. Deve-se ter em atenção também à presença de bolhas no circuito que pode levar a leituras erradas. De referir que este fenómeno pode ser ultrapassado com o enchimento do circuito através de uma bomba (Dimande, 2010) e (Félix C. M., 2004).



Figura 2. 11 - Sistema de nivelamento hidrostático, (Dimande, 2010).

2.2.3.4 Fotogrametria

Por norma, são usados meios topográficos para medir deslocamentos em estruturas de grande porte, como por exemplo, em pontes ou barragens e transdutores de deslocamentos para casos de estruturas ensaiadas em laboratório. No entanto, ambos os métodos têm as suas desvantagens. Os primeiros necessitam de muito tempo de processamento e os segundos são bastante limitados no número de pontos a medir, estando diretamente dependentes do número de aparelhos disponíveis e pelo espaço envolvente a estes (Valença *et al*, 2007). Segundo (American Society of Photogrammetry, 1980) a fotogrametria define-se como “a arte, ciência, e tecnologia para obter informação fidedigna acerca dos objetos físicos e sua envolvente através de um processo de gravação, medição e interpretação de imagens fotográficas com base em testes padrão de energia de radiação eletromagnética e outros fenómenos”.

Devido ao desenvolvimento da fotografia nomeadamente da fotografia digital e do tratamento que ela permite, a fotogrametria (desenvolvida a partir do séc. XIX) tem hoje em dia, novos campos de aplicação e não só para aplicações topográficas. Pode ser aplicada nas diferentes áreas como a engenharias civil, mecânica, industrial, a arquitetura, etc. No campo da engenharia civil, tal como já foi referido, esta pode ser usada em estruturas de grande porte, como por exemplo, as pontes com o objetivo de acompanhar a evolução dos deslocamentos no tempo. Pode ser aplicada também a ensaios laboratoriais de forma a obter os deslocamentos de pontos referenciados até à rotura em vigas de pequeno vão ou igualmente para a determinação de flechas em vigas sujeitas a elevadas temperaturas. Pode ser usado também para a determinação da deformação em vigas via a utilização de *laser scanning* (Valença *et al*, 2007).

Uma das possíveis metodologias para usar a fotometria, e que foi usada por (Valença *et al*, 2007) com o objetivo de analisar uma viga com 20 m de vão em ensaios à rotura foi: primeiramente a colocação de miras em pontos de controlo, colocação de miras em pontos a monitorizar e prosseguida com a captura de imagens fotográficas de vários pontos de vista, e

concretizada com a construção de um projeto fotométrico com *software* específico, tendo sido necessária a atribuição de um fator de escala ao modelo, a atribuição de restrições do modelo (caso existam), orientação do modelo (através da definição da orientação dos eixos), exportação (DFX) do modelo 3D gerado e por fim a sobreposição dos modelos obtidos com base nos pontos de controlo dos vários projetos realizados.

Após os ensaios realizados, (Valença *et al*, 2007) concluíram que a fotogrametria é “uma técnica aplicável na monitorização do comportamento em serviço de estruturas de grande porte, assim como na monitorização de ensaios laboratoriais.” Concluíram também que esta técnica tem um nível de fiabilidade equivalente aos métodos tradicionais, mas com as seguintes vantagens:

- É de fácil aplicação;
- Rápida no tratamento de dados com garantia de quantidade e qualidade da informação obtida (3D);
- Sem limitações ao nível da não linearidade dos materiais ou limite de curso ao contrário dos LVDT's;
- Permite medir um número ilimitado de pontos;
- É de baixo custo.

De referir também que para a obtenção de resultados de confiança é fundamental uma verificação rigorosa dos pontos de controlo, os quais devem estar nas mesmas condições dos pontos a monitorizar (Valença *et al*, 2007).

2.2.4 Medição da temperatura

2.2.4.1 Introdução

Hoje em dia existe uma grande oferta no mercado de diversos tipos de sensores com a finalidade de medir a temperatura. Cada tipo de sensor é mais adequado para determinado tipo de situação específica. As características a ter em conta na escolha do tipo de sensor são a gama de medição e a linearidade. Na engenharia civil os mais conhecidos são os termopares “*thermocouples*” e os detetores resistivos “*RTD – Resistance Temperature Detector*”. No entanto aqueles mais usados são os termopares onde o seu funcionamento é explicado de seguida em 2.2.4.2 (Félix C. M., 2004).

2.2.4.2 Termopares

Segundo (Herwaarden e Sarro, 1986; França, 2007) em (Dimande, 2010) os termopares baseiam-se no princípio de *Seebeck* que acontece nos condutores elétricos que sofrem uma variação térmica ao longo do seu comprimento. Quando existem dois pontos de determinado metal com temperaturas distintas, existe uma vibração dos átomos e o movimento dos eletrões é afetado, daí resultando uma diferença do potencial entre estes dois pontos. Isto deve-se ao facto de os eletrões que estão no ponto mais quente terem maior energia térmica do que os da

zona mais fria com o consequente deslocamento destes para esta última zona (Félix C. M., 2004).

Os termopares consistem em dois fios de metais diferentes ligados numa das pontas através de soldadura ou do enrolamento dos dois fios, criando assim uma malha fechada por onde passa a corrente no circuito, criando uma força eletromotriz termoelétrica provocando a circulação da corrente. Tanto a amplitude como a direção dessa corrente estão dependentes da diferença de temperaturas das uniões e das propriedades térmicas dos metais utilizados para o circuito. No caso de o circuito ser aberto determina-se a diferença de potencial que corresponde à variação térmica entre os dois pontos (Dimande, 2010).

Estes sensores são normalmente menos dispendiosos que os RTD's, mais resistentes em aplicações de elevadas variações e choques mecânicos e são usados para temperaturas mais elevadas. Estes podem ter dimensões mais pequenas que os RTD's, o que os torna mais flexíveis para outro tipo de aplicações (Figueiredo, 2006).



Figura 2. 12 - Termopar, (Ferreira, 2011).

2.2.4.3 Detetor de temperatura Resistivo (RTD)

Estes detetores baseiam-se no princípio do aumento da resistência dos metais com a temperatura. Normalmente usa-se a platina (embora nada impeça a utilização de outros metais), uma vez que esta tem uma resposta linear em relação à temperatura, tem um comportamento estável e tem a escala de temperatura mais larga entre os metais utilizados para este tipo de sensores. Os sensores fabricados com este metal são normalmente designados como PT100 uma vez que têm uma resistência de 100 ohm a 0°C. Comparativamente com os Termopares, os RTD's têm uma maior precisão no mesmo campo de medida de temperaturas resultante da maior estabilidade da platina em relação aos materiais dos Termopares. Usam também ligação de fios correntes para sistemas de aquisição universais sendo usados para fins onde a repetibilidade e precisão são importantes (Félix C. M., 2004) e (Dimande, 2010).

O encapsulamento destes sensores é feito por tubos de cobre ou aço inox uma vez que é importante que, nos casos onde se pretende o embebimento no betão, seja garantida a estanquidade e proteção mecânica do elemento sensor. Quando se opta por aço inox neste encapsulamento, para além de se garantir a resistência, ainda se obtém também um encurtamento da resposta do sensor devido à sua elevada condutibilidade térmica. Dado que os resultados podem ser afetados pelas variações de temperaturas provocadas pela radiação solar ou à temperatura da estrutura, tem que se ter alguns cuidados na instalação destes sensores, e após esta, usa-se uma placa de isolamento térmico como proteção (Félix C. M., 2004).



Figura 2. 13 - Detetor de temperatura resistivo (RTD), (Ferreira, 2011).

2.2.5 Sensores de humidade e de vento

As condições meteorológicas ao longo do tempo são de extrema importância no cruzamento de dados com as que se pretendem determinar para determinada estrutura no mesmo período de tempo. Para este tipo de medições existem as estações meteorológicas, que nos permitem medir diversos parâmetros, tais como (tecnilab@2016):

- Temperatura;
- Humidade;
- Velocidade do vento;
- Direção do vento;
- Pluviosidade;
- Pressão atmosférica;
- Radiação solar;



Figura 2. 14 - Estação meteorológica, (tecnilab@2016).

2.2.6 Medição da vibração

O fenómeno de vibração de um determinado corpo acontece quando este sofre um movimento de oscilação sobre um ponto de referência. Com estes movimentos oscilatórios é possível calcular a frequência, medida em hertz (Hz), que é o número de ciclos completos que determinado corpo completa no período de 1 segundo (bksv@2016b).

Um dos principais parâmetros para caracterizar o comportamento dinâmico de uma estrutura são os seus modos de vibração. Cada um destes modos representa uma deformada diferente da estrutura, sendo caracterizados pelo período de oscilação “T”. Assim, a frequência própria “*f*” de um sistema de oscilação livre é o inverso do período tal como indica a seguinte equação (Simões e Martins, 2015):

$$f = \frac{1}{T} \quad (4)$$

As frequências próprias são, por norma, ordenadas em função da energia provocada por cada uma delas. Portanto, e de uma forma lógica, a primeira frequência própria é aquela que precisa de menor energia (Simões e Martins, 2015).

Quando se observa um gráfico resultante da vibração de um corpo, como por exemplo, um diapasão, a amplitude em função do tempo pode representar o deslocamento, a velocidade ou a aceleração. Independentemente do parâmetro que se esteja a considerar a forma e o período são os mesmos. A única coisa que muda é a fase entre cada tipo de gráfico tal como ilustra a seguinte figura (bksv@2016b).

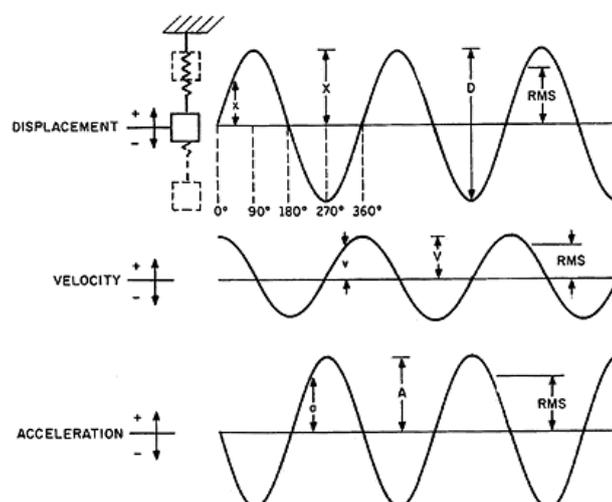


Figura 2. 15 - Variação do deslocamento, da velocidade e da aceleração ao longo do tempo em regime de oscilação livre, (sensormag@2016).

2.2.6.1 Acelerómetros

A função dos acelerómetros é baseada em princípios piezoelétricos, piezoresistivos e capacitivos. Por isso, os três principais tipos de acelerómetros para medir as vibrações de uma estrutura são os acelerómetros piezoelétricos, piezoresistivos e capacitivos. A diferença entre eles são os diferentes princípios em que se baseiam, o intervalo de frequências que estes podem medir e ainda os diferentes formatos e materiais usados para cada tipo de acelerómetros (sensores-de-medida@2016).

O princípio de funcionamento (figura 2.16) é o mesmo para os três tipos, que se baseia numa massa que está unida à superfície do acelerómetro colocado na superfície da estrutura sofrendo assim os mesmos movimentos desta. Este movimento sofrido pelo acelerómetro será diferente do movimento oscilatório sofrido pela massa provocando assim uma variação do deslocamento relativo entre ambos. Contudo, tanto o movimento da massa como o da superfície do acelerómetro têm a mesma frequência sendo distintos apenas na fase e no módulo. Assim, a diferença entre os diferentes tipos de acelerómetros está na forma como o deslocamento relativo da massa se converte num sinal elétrico de variação de potencial proporcional à aceleração (projecte-hermes@2016).

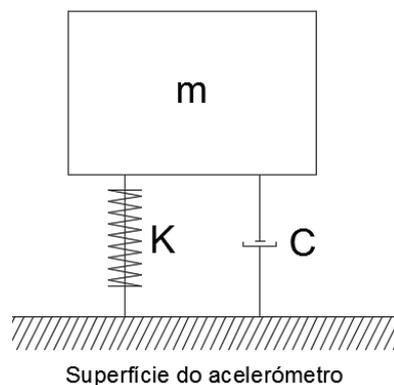


Figura 2. 16 - Princípio de funcionamento dos acelerómetros, adaptado de (projecte-hermes@2016).

Os sensores piezoelétricos baseiam-se em materiais piezoelétricos que emitem um sinal elétrico quando sujeitos a uma tensão. Estes sensores funcionam com base numa parte ativa que funciona como uma mola que liga uma massa sísmica livre no interior do sensor para a superfície exterior deste que está ligada à estrutura por íman. Assim, quando a estrutura sofre um movimento, provoca um certo momento na massa sísmica e consequentemente uma força no elemento piezoelétrico, e posteriormente um sinal elétrico que pode ser amplificado e medido pelo *datalogger*. Estes caracterizam-se por não necessitarem de nenhuma fonte de energia, serem robustos e não serem sensíveis a variações térmicas, proporcionarem uma resposta linear para um grande intervalo de frequências e possuírem ainda um rácio elevado de sinal para ruídos. Por outro lado, a principal desvantagem, é que não possuem capacidade de resposta para intervalos de frequência muito baixos, como por exemplo, abaixo de 1 Hz (Rebelo *et al*, 2016).

Tanto os acelerómetros piezoresistivos como os acelerómetros capacitativos são sensores passivos uma vez que necessitam de energia elétrica que sofre uma variação com a energia mecânica, sendo esta proporcional à aceleração da estrutura. A vantagem destes em relação aos acelerómetros anteriores é que podem medir a partir dos 0 Hz (Rebelo *et al*, 2016). Os acelerómetros piezoresistivos têm diversas características como a sua saída amplificada, a compensação da temperatura e alta resolução. Existem também séries não amplificadas usadas, por exemplo, na análise de transportes ou monitorização de estruturas. Os acelerómetros capacitativos permitem obter alta sensibilidade para pequenas variações térmicas e boa linearidade (sensores-de-medida@2016).

2.2.6.2 Extensómetros

Na ponte de Trezói foram usados extensómetros elétricos para o estudo do comportamento dinâmico, mais concretamente para o cálculo de vibrações em pontos específicos. Os extensómetros serviram para validar as simulações da passagem do comboio no modelo numérico e avaliar os índices de fadiga dos principais elementos estruturais. O uso dos extensómetros para estes casos permite a obtenção das tensões nos pontos de medição e

consequentemente a determinação da estimativa das cargas atuantes. Tem particular interesse o uso em locais específicos onde são esperadas tensões maiores, permitindo assim, avaliar estes pontos críticos. Estas medições são bastante importantes para estruturas antigas, uma vez que, permite obter uma estimativa da resistência à fadiga da estrutura mais realista (Marques, 2016).

No quadro abaixo apresenta-se um quadro resumo de toda a instrumentação referida anteriormente.

Quadro 2. 3 - Quadro resumo da instrumentação.

Tipo de medição	Tipo de instrumentos	Vantagens	Desvantagens
Medição da deformação	Extensómetros elétricos	<ul style="list-style-type: none"> - Baixo custo; - Elevada precisão; - Fácil instalação; - Excelente resposta dinâmica. 	<ul style="list-style-type: none"> - Sensibilidade à variação térmica;
	Sensores de fibra ótica	<ul style="list-style-type: none"> - Imunidade à corrosão; - Capacidade de medir a longas distâncias; - Tolerância às altas temperaturas; - Imunidade a interferências eletromagnéticas; - Capacidade de multiplexagem; 	<ul style="list-style-type: none"> - Elevado custo; - Fragilidade das conexões; - Limitada disponibilidade dos equipamentos.
Medição da temperatura	Termopares	<ul style="list-style-type: none"> - Mais económicos; - Mais resistentes para grandes variações térmicas e choques mecânicos; - Dimensões reduzidas, podendo assim ter maior flexibilidade. 	<ul style="list-style-type: none"> - Menos precisos que os RTD's para o mesmo campo de medida.
	RTD's	<ul style="list-style-type: none"> - Maior precisão; - Utilizam fios correntes podendo para sistemas de aquisição de dados universais; - Comportamento estável; - Escala de temperatura mais larga. 	<ul style="list-style-type: none"> - Mais dispendiosos que os termopares; - Menos resistentes e flexíveis que os termopares.
Medição de deslocamentos	Defletómetro	<ul style="list-style-type: none"> - Alta capacidade de resposta dinâmica. 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilidade da existência de erros de leitura como o <i>loading error</i>.
	Transdutores LVDT	<ul style="list-style-type: none"> - Excelente repetibilidade do zero; 	<ul style="list-style-type: none"> - Capacidade de resposta depende da frequência;

		<ul style="list-style-type: none"> - Boa estabilidade a longo prazo; - Longa vida mecânica; - Boa resposta a teses estáticos e dinâmicos. 	
	Sistema de nivelamento hidrostático	<ul style="list-style-type: none"> - Capacidade de medição em zonas onde não existe referência ao solo; - Garante bastante sensibilidade; 	<ul style="list-style-type: none"> - Capacidade de resposta para sistemas de elevado comprimento; - Existência de interferências causadas pelo deficiente enchimento do circuito;
	Fotogrametria	<ul style="list-style-type: none"> - Boa fiabilidade; - Fácil aplicação; - Rápido tratamento de dados; - Baixo custo; - Adequado tanto para nível experimental como para estruturas de grande porte; - Não tem limite de pontos a medir. 	<ul style="list-style-type: none"> - Necessário uma verificação rigorosa dos pontos de controlo.
Medição da vibração	Acelerómetros piezoresistivos	<ul style="list-style-type: none"> - Podem realizar medições a partir de 0 Hz; 	<ul style="list-style-type: none"> - Necessitam de energia elétrica;
	Acelerómetros piezoelétricos	<ul style="list-style-type: none"> - Não necessitam de nenhuma fonte de energia; - Insensibilidade a variações térmicas; - São robustos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Não possuem capacidade de resposta para intervalos de frequência muito baixos;
	Acelerómetros capacitivos	<ul style="list-style-type: none"> - Podem realizar medições a partir de 0 Hz; - Alta sensibilidade para pequenas variações térmicas; -Boa linearidade. 	<ul style="list-style-type: none"> - Necessitam de energia elétrica;
	Extensómetros	<ul style="list-style-type: none"> - Permite uma análise de tensões e conseqüentemente uma estimativa das cargas; - Permite uma melhor análise a locais críticos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Não permite uma análise global da estrutura.

2.3 Monitorização de estruturas

2.3.1 Introdução

Com o aparecimento dos sistemas de monitorização passou a ser possível avaliar o comportamento das estruturas nas diversas fases do ciclo de vida destas, tais como, nas fases de construção, de exploração ou em situações de acidente. Passou a ser possível também uma maior prevenção das estruturas de forma a evitar possíveis colapsos, permitindo a intervenção em qualquer avaria numa fase em que ainda seja possível a reparação, aumentando assim o tempo de vida útil das estruturas. Conclui-se portanto que o desenvolvimento das técnicas de monitorização acompanham uma maior preocupação nas estratégias de segurança e manutenção das estruturas (Pedro, 1997) em (Félix C. , 2010). Apesar de existirem diversos fatores que concorrem para a deterioração das estruturas, tais como, a corrosão dos varões de aço, a corrosão do aço em estruturas metálicas, o incremento das cargas ou apenas o natural envelhecimento da estrutura devido às condições ambientais, um dos principais fatores para o envelhecimento das nossas infraestruturas é a carência de inspeção e monitorização destas, havendo apenas uma maior preocupação quando as estruturas já estão num estado em que o custo de reparação é similar ao custo de substituição (Figueiras, 2008).

Segundo (Branco e De Brito, 1994) nos últimos anos tem-se verificado uma diminuição da construção de novas infraestruturas e também de um acumular no que toca a obras de arte em funcionamento. Verifica-se também um aumento nos gastos em manutenção e reparação das estruturas existentes em detrimento de gastos em novas construções, tal como indica a figura 2.17. Este facto pode ser justificado pela degradação precoce das obras de arte, como também, a saturação das zonas habitadas.

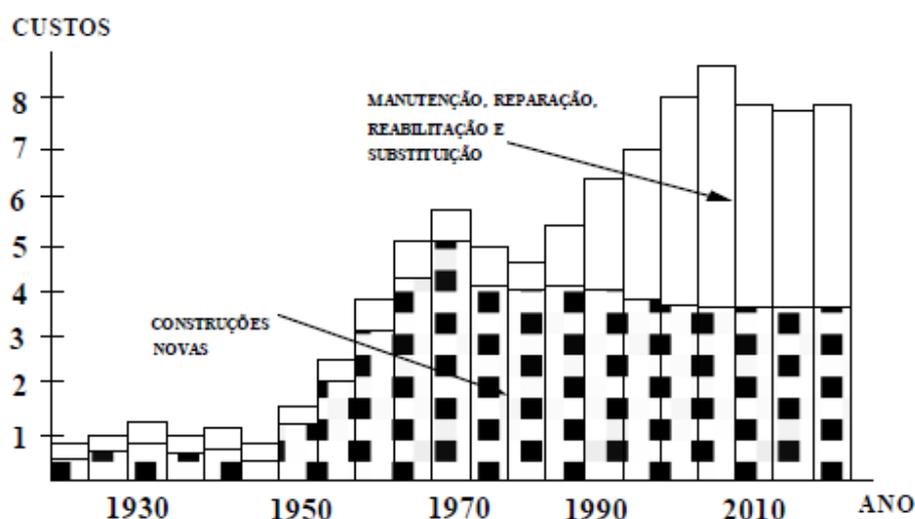


Figura 2. 17 - Evolução qualitativa dos custos globais com obras de arte na Suíça, (Branco e De Brito, 1994).

Tal como se pode observar na seguinte figura, o natural envelhecimento das estruturas tem como consequência uma diminuição do índice de comportamento. Pode-se observar também que as intervenções a realizar podem ter um carácter preventivo quando a estrutura já não apresenta o comportamento ideal mas ainda está longe de atingir o mínimo aceitável ou serem essenciais para garantir que a estrutura tenha os serviços mínimos de utilização (Félix C. M., 2004). Segundo (Caicedo, *et al.*, 2001) em (Dimande, 2010) um sistema de monitorização pode ser bastante útil no modo e no tempo de intervir em determinada estrutura.

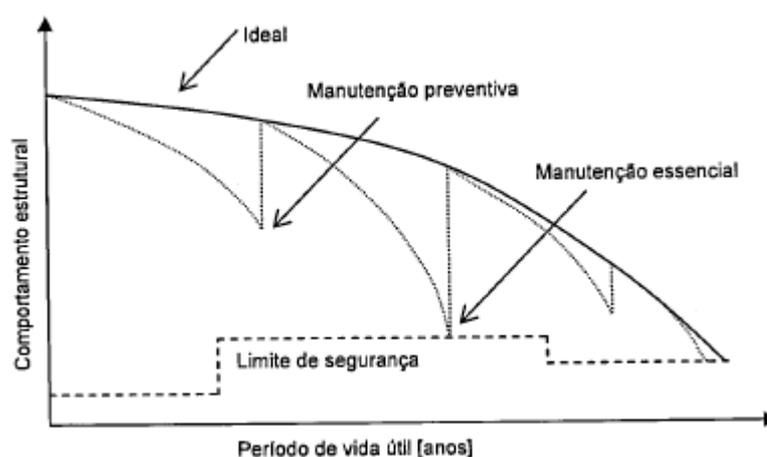


Figura 2. 18 - Reposição dos níveis de segurança estrutural, (Santa e Bergmeister, 2000) em (Félix C. M., 2004).

Segundo (Land *et al.*, 2003) em (Dimande, 2010) cada vez mais são usados sistemas de monitorização como forma de fazer uma avaliação do comportamento ao longo do tempo de vida de estruturas, como por exemplo, em obras de arte resultantes de projetos inovadores, que tenham sido executados de forma diferente do habitual ou em que utilizem materiais inovadores. Desta forma e com a ajuda da análise estrutural através de modelos numéricos mais complexos, é possível aos projetistas continuar a inovar na forma de dimensionar este tipo de estruturas, e optar por soluções mais arrojadas.

2.3.2 Definição e objetivos da monitorização de estruturas

A monitorização de estruturas não é mais que uma avaliação da estrutura de forma contínua com o objetivo de obter informação de forma confiável acerca da sua integridade. Esta deve ser realizada ao longo do tempo, através de medições estáticas e dinâmicas através de um sistema de sensores instalados na estrutura recorrendo a algoritmos de análise com a finalidade de identificar danos estruturais, provenientes do natural envelhecimento da estrutura ou até mesmo de outro tipo de problemas. A monitorização também pode ser usada para testar novos modelos de instrumentação, de forma a verificar a fiabilidade dos mesmos (Ticona Melo, 2011).

A monitorização é o processo de implementação de uma estratégia de identificação de danos de estruturas. Estes danos são definidos através da alteração das propriedades materiais e/ou

geométricas do sistema estrutural a ser analisado, incluindo as condições de fronteira e sistemas de conectividade que afetem negativamente o sistema estrutura (Worden e Farrar, 2007).

Tal como já foi referido anteriormente, a recolha de dados ao longo do tempo de vida de uma estrutura, (abertura de fendas, assentamentos, movimento de juntas, flechas, rotações ou corrosão) torna possível realizar uma análise global da estrutura, permitindo compreender melhor o seu comportamento. Tendo a monitorização como finalidade garantir a segurança ou a durabilidade das estruturas, é de particular interesse a monitorização de fendas ou fissuras, com vista a determinar se estas são/estão ativas, ou seja, se existe um agravamento das mesmas ao longo do tempo e/ou se essas variações são cíclicas existindo somente como consequência das variações termo-higrométricas (Dimande, 2010).

Segundo (Inaudi, 1997) é também de particular interesse monitorizar zonas onde exista atividade sísmica. Nestas zonas, a monitorização estrutural, é ainda mais desafiante a avaliação pós terremotos, mesmo que estes tenham tido uma modesta amplitude.

2.3.3 Principais elementos de um sistema de monitorização

Segundo (Félix, 2010) e (Dimande, 2010) os principais componentes do sistema de monitorização e as funções de cada os seguintes:

Quadro 2. 4 - Principais componentes de um sistema de monitorização e as funções de cada um.

Componentes do Sistema de Monitorização	Funções
<ul style="list-style-type: none"> • Sensores, unidades de aquisição 	Medição das grandezas e a respetiva conversão do sinal gerado em sinal analógico ou digital transmitindo para um computador.
<ul style="list-style-type: none"> • Sistema de comunicação 	Permitir o acesso remoto ao sistema de aquisição, como por exemplo, via <i>modem</i> sem fios.
<ul style="list-style-type: none"> • Software de processamento de dados e armazenamento de dados 	Dar informações relativamente a tensões, extensões, rotações, entre outros. Posteriormente estes dados são armazenados numa base de dados para que possam ser recolhidos quando necessário.
<ul style="list-style-type: none"> • Sistema de gestão de dados e de apoio à decisão 	Modelos que ajudam à análise de dados e às conclusões a retirar destes.

Antes de iniciar qualquer tipo de monitorização de uma estrutura tem que se definir o processo a seguir por esta. Segundo (Glisic e Inaudi, 2003) a ordem das atividades a realizar são:

- Seleção da estratégia de monitorização:

- Identificação dos parâmetros a serem monitorizados;
- Avaliação e programação da monitorização;
- Seleção do sistema ou sistemas de monitorização;
- Seleção dos tipos de sensores e de rede.
- Instalação e manutenção do sistema de monitorização;
- Recolha e armazenamento de dados;
- Pós-processamento de dados (visualização, interpretação e análise).

2.3.4 Fases de intervenção

A instalação de um sistema de monitorização é uma fase delicada. Deve ser planeada detalhadamente, considerando os locais e as condições de colocação da instrumentação, bem como a sua organização, sequência e horários (Glisic e Inaudi, 2003).

Segundo (Dimande, 2010) a monitorização pode ser feita em 4 fases distintas:

- Fase de construção;
- Fase de condução dos ensaios de carga;
- Fase de serviço;
- Fase após reparação ou reforço.

A fase de construção é uma fase delicada do ciclo de vida de uma estrutura onde se pode obter informações importantes através da sua monitorização. A instalação deste tipo de sistemas pode provocar atrasos se não for devidamente estudada, sendo por isso, recomendável um planeamento cuidado. A monitorização nesta fase tem particular interesse em caso de estruturas especialmente complexas ou com diferentes processos construtivos. Pode também ser importante a colocação destes sistemas embebidos no betão, pois permite perceber se, ao longo do tempo, as propriedades do betão vão alterando ou não com o seu envelhecimento. Deve ter-se em atenção, nestes casos, a ordem de trabalhos, para não provocar atrasos, uma vez que os sistemas devem ser colocados antes da betonagem. Outras das vantagens, deste tipo de monitorização, são a determinação do tempo de endurecimento do betão através do momento em que começam a existir tensões de compressão e os danos causados por cargas não comuns, tais como, cargas provocadas por sismos ou tempestades (Glisic e Inaudi, 2003) e (Dimande, 2010).

As pontes antes de começarem a entrar em serviço devem ser testadas por razões de segurança. Nesta fase dos ensaios de carga, as grandezas que por norma são medidas são: a deformação, a extensão, os deslocamentos, a rotação e a abertura de fendas. A estrutura é estudada de forma a ser comparada com os modelos numéricos e calibrá-los percebendo assim melhor o seu comportamento. O sistema de monitorização usado nesta fase é complementado com a aplicação de mais instrumentação além da já existente da fase de construção (Glisic e Inaudi, 2003) e (Félix C. M., 2004).

A fase de serviço é a mais importante parte do ciclo de vida de uma estrutura. Durante esta fase os materiais sofrem diversas alterações e desgaste devido a diversas razões, tais como, a sua degradação devido ao envelhecimento, a abertura de fendas devido à retração do betão e à fadiga e a oxidação do metal. Assim, a monitorização nesta fase permite obter informação relativa ao comportamento estrutural em serviço e os efeitos de sobrecargas não previstas anteriormente. Permite também identificar atempadamente danos na estrutura, sendo particularmente importante uma vez que permite uma intervenção e planeamento adequado da intervenção em caso de necessidade, minimizando assim os custos de uma intervenção tardia. Se o dano não é detetado, este poder-se-á agravar e a estrutura não conseguir garantir mais os níveis de fiabilidade exigidos. Uma deteção tardia do dano pode significar custos avultados ou em alguns casos até mesmo o encerramento do uso desta. É também importante a monitorização de uma estrutura que não tenha sido monitorizada na sua fase de construção como forma de perceber o comportamento futuro desta (Glisic e Inaudi, 2003).

Na fase de reforço, antes de qualquer intervenção, deve-se realizar ensaios de carga, bem definidos, de forma a perceber o atual comportamento da estrutura. Deve-se igualmente, realizar ensaios para caracterizar as propriedades dos materiais, podendo estes ser não destrutivos ou através da extração de amostras para ensaios laboratoriais. Com os resultados destes ensaios juntamente com a inspeção visual poder-se-á decidir qual a intervenção a adotar. A monitorização após o reforço, permite verificar se a estrutura está a responder como esperado às alterações, preenchendo assim, os requisitos de segurança e de durabilidade necessários (Feltrin e Empa, 2007) em (Dimande, 2010).

2.3.5 Ensaios de carga

Os ensaios de carga permitem obter um conhecimento ainda maior do comportamento das estruturas como a verificação dos requisitos de serviço ou da sua capacidade resistente. Os ensaios podem ser estáticos ou dinâmicos (Santos, 2014).

2.3.5.1 Testes estáticos

Existem 3 tipos de ensaios de carga estáticos: ensaios à rotura, provas de carga, ou ensaios de diagnóstico. Por norma usam-se camiões carregados, ou comboios (para pontes ferroviárias) como cargas para este tipo de ensaios (Santos, 2014).

Os ensaios à rotura só são realizados quando se pretende demolir a ponte, fazendo-o através da aplicação de forma incremental de cargas, onde o objetivo é verificar a capacidade resistente, recolhendo assim informação importante em relação ao comportamento desta, como por exemplo, o seu comportamento não linear (Santos, 2014).

As provas de carga são realizadas de forma igual à anterior, através do incremento gradual de carga, no entanto o objetivo para estes casos é determinar a carga máxima até se atingir o limite do comportamento linear da estrutura. Logicamente este tipo de ensaios tem algum risco de causar alguns danos à estrutura, exigindo por isso que a instrumentação utilizada seja bastante

detalhada e que seja necessária uma análise à estrutura após cada incremento de carga. Estes ensaios de carga devem ser aplicados em casos onde não seja possível garantir a segurança por meio de uma análise ao seu comportamento através de modelos numéricos ou outros métodos experimentais (Santos, 2014).

Em relação aos ensaios de diagnóstico, o carregamento a ser aplicado é conhecido e não se pretende danificar a estrutura, mantendo-a em regime elástico. O objetivo, neste caso, é a caracterização do comportamento elástico, fazendo a comparação com modelos numéricos, através a utilização da adequada instrumentação. Estes ensaios de diagnóstico podem ser feitos com a passagem muito lenta de uma linha de veículos com peso conhecido, sendo por isso, chamados os “pseudo-estáticos” e é comum fazerem-se em pontes em fase final de construção. O LNEC já realizou centenas de ensaios de diagnóstico, como por exemplo, na Ponte sobre o rio Sado, Alcácer em 2011 ou Ponte do Curoca, em Namíbia em 2013 (Santos, 2014).

Na Letónia, por exemplo, de acordo com a legislação, ali em vigor, qualquer ponte nova antes de entrar em serviço tem que ser submetida a ensaios de carga. Nesse contexto, (Akimovs e Paeglitis, 2009), estudaram o comportamento da Ponte de Dienvidu em 2008 para comparar com as análises numéricas. Nesse ensaio usaram 8 camiões em linhas de 2, com o objetivo de medir a deformação vertical da ponte a meio vão e outros locais onde é esperada a deformação máxima, os deslocamentos verticais e horizontais do suporte dos cabos e a deformação relativa de peças de construção extremamente carregadas.

2.3.5.2 Testes dinâmicos

Os testes dinâmicos servem de complemento aos testes de carga estática, permitindo-nos ter uma perceção do comportamento real da ponte devida ao tráfico existente. Este tipo de informação é normalmente difícil de obter de forma analítica devido à complexidade deste tipo de estruturas. São uma parte importante do processo de aceitação de novas pontes. Um dos principais objetivos deste tipo de testes é perceber o efeito da deterioração do pavimento da ponte na resposta dinâmica com vista o melhoramento da manutenção desta. Esta informação é obtida com facilidade e de forma realista através deste tipo de ensaios (Akimovs e Paeglitis, 2009).

Com os testes dinâmicos podem-se determinar as principais características dinâmicas de uma ponte, tais como, as frequências de vibração, o fator de amplificação dinâmica e o coeficiente de amortecimento (Santos, 2014). Esta informação pode ser útil para a exploração e a manutenção deste tipo de estruturas. Este tipo de parâmetros, principalmente o coeficiente de amortecimento ou o fator de amplificação dinâmica, em fase de projeto apenas podem ser aproximadamente estimados (Akimovs e Paeglitis, 2009).

Existem 3 tipos de ensaios dinâmicos diferentes: ensaios de vibração forçada, ensaios de vibração em regime livre e ensaios de vibração ambiente (Santos, 2014).

Nos ensaios de vibração forçada recorre-se à vibração da estrutura através de geradores de vibrações servo-hidráulicos ou mecânicos de massa excêntrica, ou à aplicação de impulsos. Estes ensaios requerem por isso uma logística pesada e têm a desvantagem de apresentarem dificuldades ao tentar obter frequências baixas (Santos, 2014).

Os ensaios em regime livre são normalmente adequados para a determinação dos coeficientes de amortecimento. Fazem-se impondo uma deformação inicial, retirando-a e deixando a estrutura vibrar livremente. São exemplos em Portugal deste tipo de ensaios a Ponte do Guadiana em 1991 e a estrutura de ampliação do Aeroporto Internacional da Madeira em 2000 (Cunha *et al*, 1998) em (Santos, 2014).

Nos ensaios de vibração ambiente, a excitação da estrutura é proveniente de ações como o vento ou o tráfego. Uma vez que este tipo de ensaios não requer a mobilização de cargas pesadas nem a paragem de circulação do tráfego e porque permite obter resultados fiáveis, estes são o tipo de ensaios mais comuns atualmente. No entanto, convém que o tipo de instrumentação usada tenha um grau elevado de sensibilidade, uma vez que nestes casos, trabalha-se com amplitudes de resposta muito baixas (Santos, 2014). Estes testes podem ser realizados com a passagem de camiões (normalmente 3 linhas de camiões juntos), provocando uma força total de aproximadamente 250KN, a velocidade média. Como forma de simular o efeito da deterioração do pavimento, introduzem-se os chamados “*plank*” normalizados no caminho dos camiões. Estes provocam um impacto forte com a passagem dos camiões, provocando o efeito de buracos no pavimento ou da irregularidade provocada pela neve compacta (Akimovs e Paeglitis, 2009).

No quadro seguinte estão resumidos estes tipos de testes e o que medem.

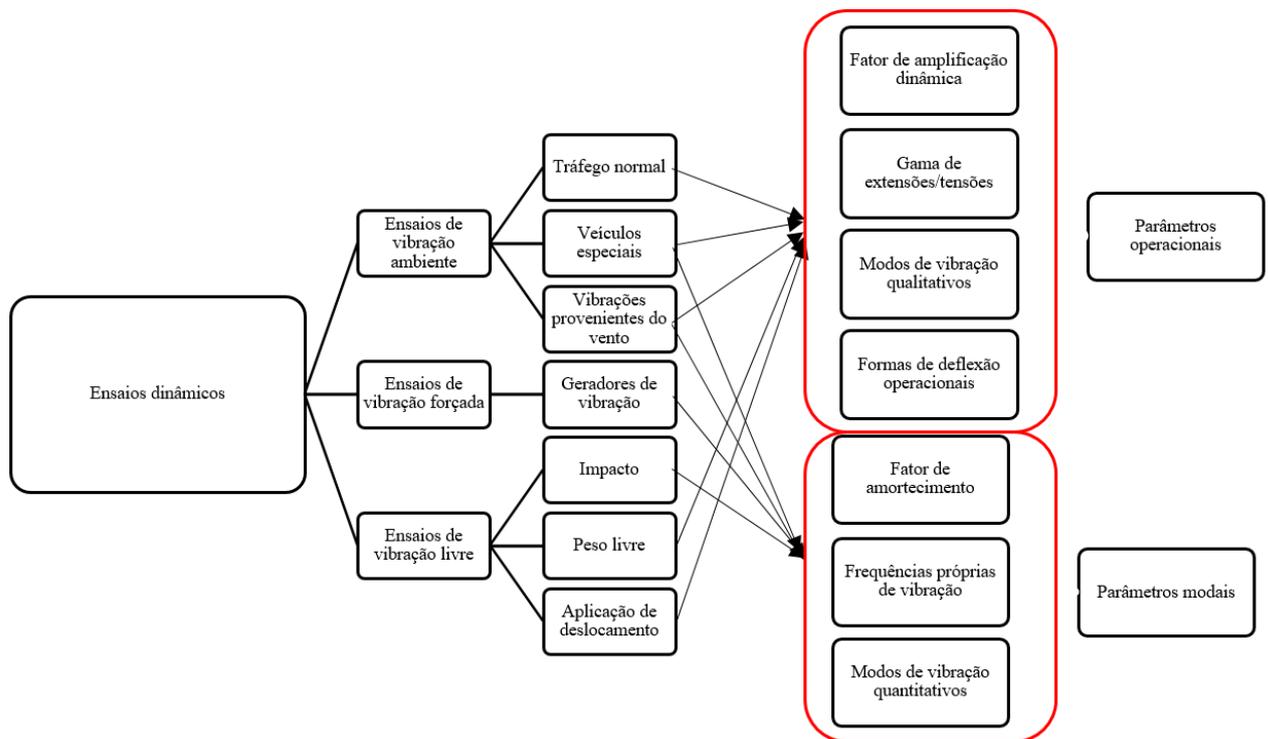


Figura 2. 19 - Testes dinâmicos na monitorização de pontes, (ZWOLSKY *et al*, 2007).

2.3.6 Variação da temperatura

De todas as alterações ambientais que podem ser observadas em períodos curtos e que possam causar efeito nas estruturas, a temperatura é aquela que provocará maiores variações de esforços, deformações e de deslocamentos. Uma vez que a variação de temperatura ambiental é uma variação lenta, os intervalos entre aquisições podem ser elevados, em geral na ordem de alguns minutos. De forma a obter uma correta quantificação da ação, deve-se medir a temperatura ambiente e também a temperatura da estrutura em diversos pontos. Com estes resultados deve ser possível definir uma temperatura uniforme e diferencial a que um tabuleiro esteja sujeito (Félix C. M., 2004).

3 CASO DE ESTUDO – PÓRTICO E VIGA

3.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se dois modelos experimentais (Pórtico e Viga) nos quais é possível realizar experiências pedagógicas. No primeiro é possível realizar experiências estáticas e no segundo experiências dinâmicas.

3.2 Objetivos

Os objetivos destas experiências é proporcionar aos estudantes uma maior compreensão dos esforços, dos conceitos de tensão e extensão e a forma como estes podem variar, e ainda uma melhor compreensão de uma análise dinâmica.

O caso de estudo prático do Pórtico tem como finalidade a sua recuperação e a realização de uma ficha técnica onde futuros estudantes do departamento possam utilizar e assim compreender melhor os fenómenos físicos tais como a tensão ou a extensão através de testes estáticos com a aplicação de cargas. Utilizou-se também um *software* simples “*Ftools*” para validar os resultados e ser possível observar os esforços ao longo da estrutura consoante as cargas aplicadas.

3.3 Modelo físico

Os modelos físicos em estudo são um pórtico com duas consolas (uma em cada extremidade) com um apoio duplo à esquerda e um apoio simples à direita (figura 3.1) e uma viga encastrada num dos lados e um slide na outra extremidade (este slide pode-se retirar ficando em consola podendo assim vibrar livremente), tal como se pode verificar na figura 3.3.

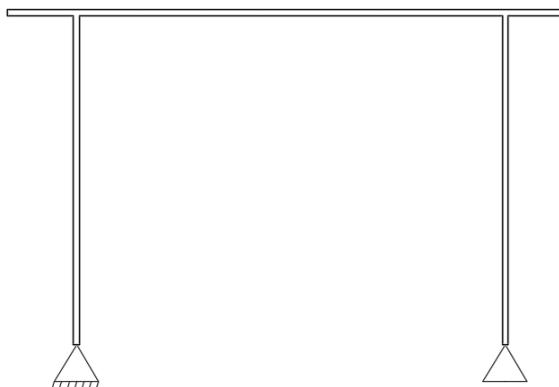


Figura 3. 1 - Pórtico.

Nota: Esta imagem é apenas ilustrativa, as dimensões serão apresentadas em anexo na ficha técnica.

3.4 Instrumentação

Foram usados 3 extensómetros elétricos do tipo FLA-6-11, tendo sido colocados junto aos apoios e outro a meio vão (figura 3.2) uma vez que são as zonas com maior interesse a serem estudadas. No caso da viga, o acelerómetro é do mesmo tipo dos acelerómetros referidos no ponto 4.3.3.

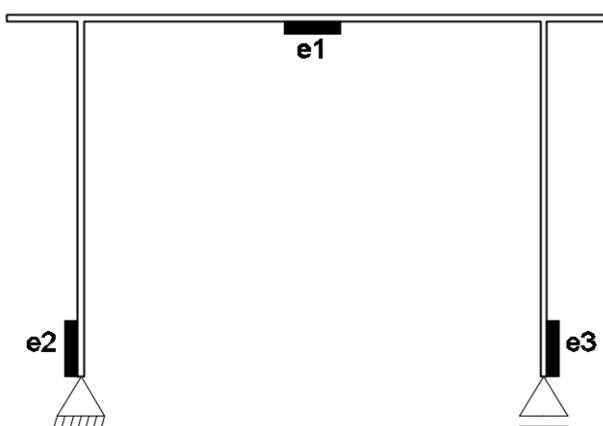


Figura 3. 2 - Localização dos extensómetros.

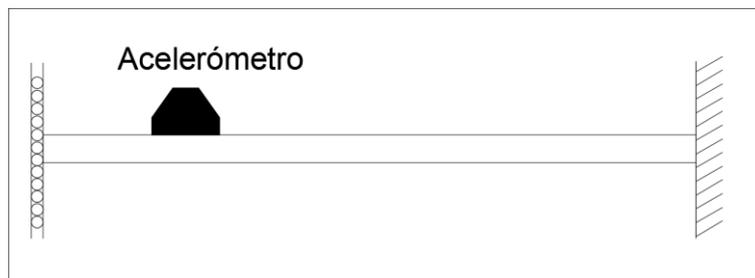


Figura 3. 3 - Localização do acelerómetro.

3.5 Experiências a realizar

As experiências possíveis de se realizar e com interesse académico dividem-se em ensaios estáticos e ensaios dinâmicos. Os primeiros resumem-se na simples aplicação de cargas em diversos pontos da estrutura ou aplicação de deslocamentos normalizados com o objetivo de medir as extensões resultantes dessas cargas/deslocamentos.

Assim teremos:

Ensaio Estático

Cargas concentradas:

- Meio vão;
 - Extremidade da consola esquerda;
 - Extremidade da consola direita.
-

Deslocamentos:

- Aplicar deslocamento normalizado no apoio simples.
-

Ensaio Dinâmico

- Medição da aceleração horizontal da travessa;
 - Estimativa da frequência própria e modo de vibração.
-

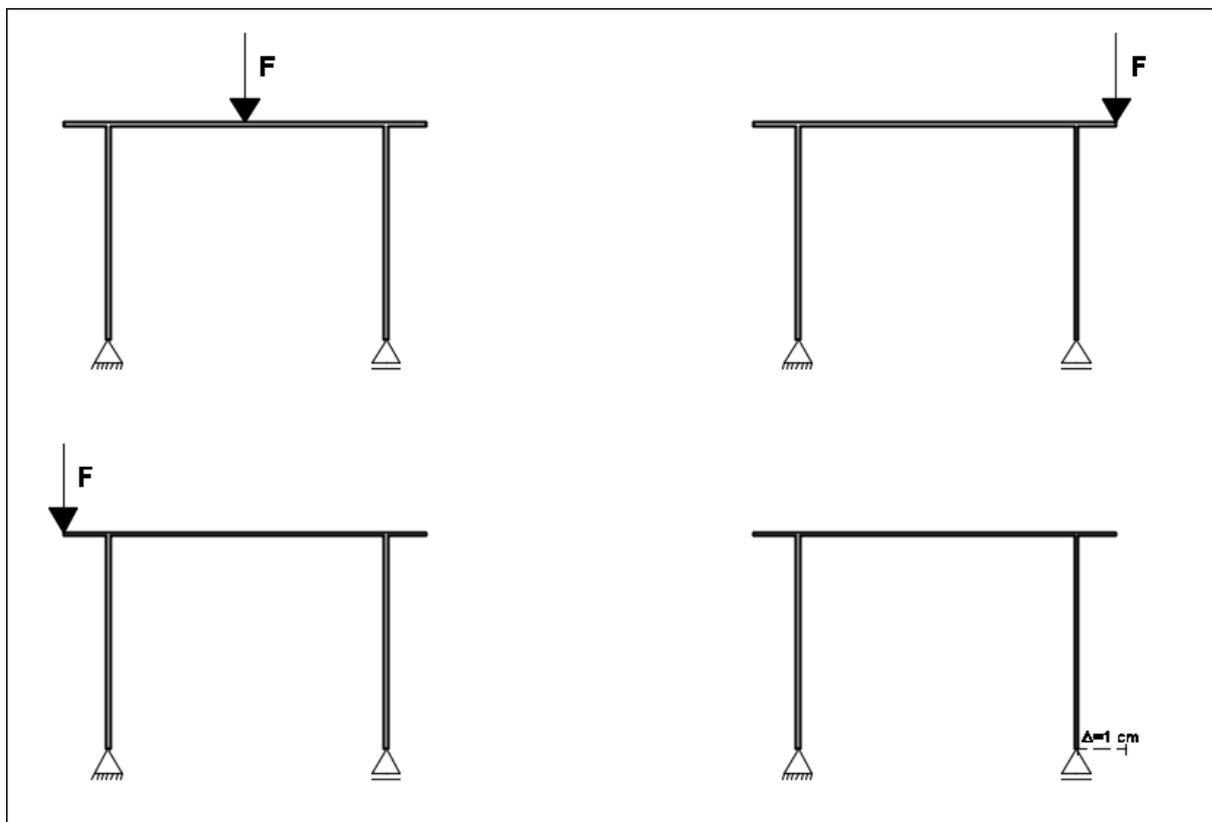
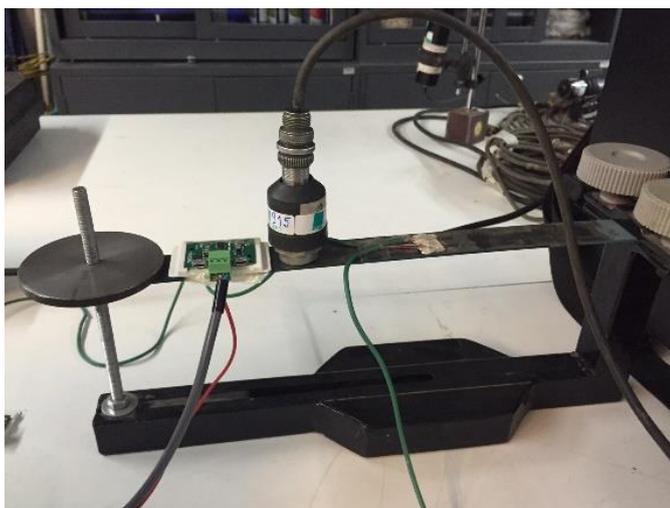


Figura 3. 4 - Tipos de ensaios estáticos.

Tal como já foi referido anteriormente, ensaios dinâmicos não foram realizados no pórtico mas sim num outro modelo experimental que foi usado para a validação do sistema SIGMA. Este modelo consiste numa viga metálica simplesmente apoiada, tal como ilustra a seguinte figura:

Figura 3. 5 - Modelo experimental juntamente com os acelerómetros ISISE-UC e SIGMA, (Rebelo *et al.*, 2016).

3.6 Colocação dos extensómetros

Ao realizar-se os primeiros ensaios como forma de comprovar que os 3 extensómetros estavam operacionais, concluiu-se que o extensómetro 3 não estava a funcionar corretamente. Assim, procedeu-se à substituição do mesmo, tal como abaixo descrito.

De forma a garantir uma correta colocação dos extensómetros e garantir a sua longevidade é preciso ter cuidados especiais. Assim, a colocação dos extensómetros é dividida em várias fases:

- Limpeza da superfície com o auxílio do uso da rebarbadora com discos de lixa abrasiva;
- Limpeza da superfície metálica primeiramente através de uma solução de limpeza ácida e posteriormente uma solução de limpeza alcalina de forma a eliminar quaisquer vestígios de humidade ou gordura com gazes embebidas;
- Colocação de uma camada fina em epóxi na face de contacto para a colagem do sensor alinhando este na direção em que se quer medir a extensão fazendo pressão neste durante alguns minutos.
- Levantamento dos terminais e aplicação da “cola branca” e posterior soldagem entre os terminais do extensómetro e do fio condutor.
- Proteção do sensor através da colocação de fita adesiva poliéster.



Figura 3. 6 - À esquerda uma fase inicial da colocação do extensómetro, e à direita a fase final.

3.7 Resultados experimentais e numéricos

3.7.1 Medição das extensões no pórtico

Devido à elevada sensibilidade dos extensómetros, às diversas irregularidades geométricas do pórtico e da estrutura onde estava colocado e ainda devido à falta de pesos suficientemente pesados para a estrutura em si, foi complicado obter alguns dos resultados uma vez que estes eram demasiado pequenos. No entanto, foi possível validar alguns, onde os valores das extensões eram maiores e assim compará-los com os valores obtidos numericamente.

Para a análise numérica recorreu-se ao auxílio do *software* “*Ftools*” para obter os esforços correspondentes aos pesos aplicados nos diferentes pontos do pórtico. De seguida, com os valores dos esforços calcularam-se as tensões e as respetivas extensões nos pontos onde estavam colocados os extensómetros. As tensões foram calculadas através da fórmula (5) (Dias da Silva, 2004). O módulo de elasticidade do aço admitido foi de 210 GPa.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} * z \quad (5)$$

Onde,

σ é a tensão (MPa);

N o esforço axial (KN);

A a área da secção transversal (m²);

M o momento fletor (KNm);

I a inércia em y da secção (m⁴);

Z a distância às fibras mais distantes (m).

Através da lei de *Hooke* podem-se obter os valores as extensões. Esta diz-nos que uma força aplicada num corpo provoca uma deformação neste. Para determinado tipo de materiais, quando se está em regime elástico, ao descarregar o corpo, este volta à configuração inicial. Nestes casos a deformação é linear, traduzida pela lei de *Hooke* (6) (Dias da Silva, 2004). O módulo de elasticidade do aço admitido foi de 210 GPa.

$$\sigma = E * \varepsilon \quad (6)$$

Em que,

σ é a tensão normal;

E é o módulo de elasticidade do material;

ε é a extensão.

Nos quadros seguintes apresentam-se os resultados medidos experimentalmente e numericamente para os casos em que foram aplicadas cargas estáticas.

Quadro 3. 1 - Resultados do ensaio estático a meio vão.

Local da carga aplicada	Meio vão
Local da medição	Meio vão (e1)
Carga aplicada	F = 34,79N
A (m²)	2,0E-4
M (KNm)	52,5E-4
N (KN)	0
I (m⁴)	1,067E-09
z (m)	4,0E-3
Tensão (KPa)	19687,5
Extensão (με)	93,8
Resultado medido (με)	61,9
Erro (%)	33,9

Quadro 3. 2 - Resultados do ensaio estático na consola direita.

Local da carga aplicada	Consola lado direito
Local da medição	Meio vão (e1)
Carga aplicada	F=44,1N
A (m²)	2,0E-4
M (KNm)	17,6E-4
N (KN)	0
I (m⁴)	1,067E-09
z (m)	4,0E-3
Tensao (Kpa)	6600,0
Extensão (με)	-31,4
Resultado medido (με)	-29,5
Erro (%)	6,5

Quadro 3. 3 - Resultados do ensaio estático na consola esquerda.

Local da carga aplicada	Consola lado esquerdo
Local da medição	Meio vão (e1)
Carga aplicada	F=44,1N
A (m²)	2,0E-4
M (KNm)	14,0E-4
N (KN)	0
I (m⁴)	1,067E-09

z (m)	4,0E-3
Tensão (Kpa)	5250,0
Extensão ($\mu\epsilon$)	25,0
Resultado medido ($\mu\epsilon$)	29,5
Erro (%)	15,3

No quadro seguinte apresentam-se as extensões resultantes da aplicação de um deslocamento unitário no apoio simples e os esforços correspondentes a essa extensão.

Quadro 3. 4 - Resultados do ensaio estático do deslocamento no apoio simples.

Deslocamento (Apoio simples):			$\Delta = 1\text{cm}$	
Extensómetro	Extensão ($\mu\epsilon$)	Tensão (Mpa)	Esforços	
e1	208	43,68	N (KN)	-1,79054
			M (KNm)	0,002399
e2	-19,7	-4,137	N (KN)	0
			M (KNm)	-0,0011
e3	-4,76	-0,9996	N (KN)	0
			M (KNm)	-0,00027

O cálculo do momento na viga foi feito através do cálculo do momento nas secções onde estão colocados os extensómetros 2 e 3, perto do apoio (uma vez que o extensómetro tem uma excentricidade em relação ao apoio, o momento não é nulo), e tendo este uma variação linear ao longo da barra, é possível calcular o momento no topo da barra. Uma vez que o momento é constante ao longo da viga, fica-se a saber o momento na secção onde está colocado o extensómetro 1. Como o esforço axial é nulo nessas barras é possível calcular o momento diretamente através da extensão, pela equação (5). O valor de e2 e e3 deviam ser iguais, mas o e2 devia ser positivo e e3 negativo devido à flexão que cada barra sofre e da face onde estão colocados os extensómetros. O momento na viga foi calculado em função do momento calculado no extensómetro 3. Esta diferença existente pode dever-se aos problemas geométricos do próprio Pórtico, principalmente no apoio simples, onde se verificou dificuldades em provocar o deslocamento unitário.

3.7.2 Medição de vibrações na viga metálica

Tal como já foi referido anteriormente, o ensaio neste modelo experimental serviu para a validação dos acelerómetros do sistema SIGMA. Nos gráficos seguintes apresentam-se os resultados de ambos os acelerómetros ISISE-UC e SIGMA. De referir que existe uma grande diferença na sensibilidade entre estes, tendo os primeiros uma sensibilidade de $1041\text{ mV}/(\text{m}/\text{s}^2)$ e os segundos de $43\text{ mV}/(\text{m}/\text{s}^2)$. Para além disso, outra dificuldade na análise de resultados foram as diferentes frequências entre ambos os acelerómetros, tendo os acelerómetros ISISE-

UC uma frequência de 4096Hz (cada $2,4414 \cdot 10^{-4}$ s) e os do sistema SIGMA de 9.55Hz (cada 0,1047s). Esta diferença de frequências de medição, justifica o maior número de resultados ao longo do tempo. O deslocamento inicial foi provocado pela pressão manual na barra deixando depois vibrar livremente (Rebelo *et al*, 2016).

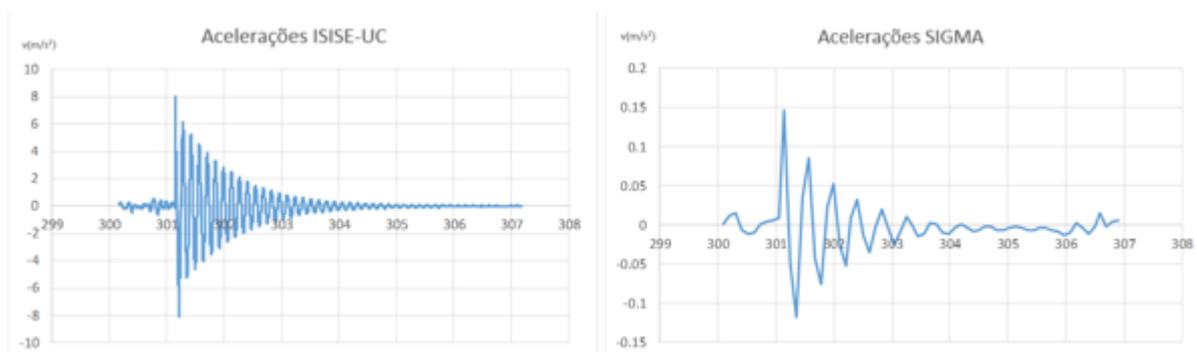


Figura 3. 7 - Resultados das acelerações ISISE-UC e SIGMA, adaptado de (Rebelo *et al*, 2016).

3.8 Comparação de resultados

- **Pórtico (extensões)**

Observando ambos os resultados, o experimental e o numérico, pode-se concluir que em algumas situações estes divergem um pouco, como por exemplo, quando a carga foi aplicada a meio vão, onde teve um erro a rondar os 30%. Tal como já foi referido anteriormente, estas diferenças devem-se essencialmente às imperfeições geométricas do pórtico, à elevada sensibilidade dos extensómetros, à falta de calibração dos pés da estrutura onde está inserido e à falta de pesos mais pesados que pudessem ser usados. No entanto, é de salientar a recuperação do pórtico sendo agora passível de utilização por parte dos alunos do MIEC.

- **Viga (vibração)**

Verifica-se que existem diferenças significativas entre os valores máximos e mínimos, o que é justificado devido à já referida diferença entre a frequência de ambos os equipamentos. Assim, como o sistema ISISE-UC usa uma frequência maior, tem também maiores resultados. No entanto, ambos têm o mesmo tipo de variação ao longo do tempo (Rebelo *et al*, 2016).

4 CASO DE ESTUDO – PONTE DA VÁRZEA

4.1 Introdução

A instrumentação da Ponte da Várzea tem como objetivo a validação do sistema de monitorização SIGMA desenvolvido pela empresa VESAM. Estes recorreram ao Departamento de Engenharia Civil para o efeito e foi nesse âmbito que surgiu este caso de estudo.

O sistema SIGMA é composto por vários extensómetros colocados nos banzos das vigas longarinas e por acelerómetros colocados em diversos pontos da estrutura com o objetivo de medir a aceleração vertical. No entanto, para o caso em estudo, somente interessam dois dos extensómetros SIGMA designados por CH6 e CH8, uma vez que foi junto a estes que foram instalados os extensómetros ISISE-UC, designados por CH0 e CH1.

Foi feito também o modelo numérico da Ponte validando-o através de uma análise dinâmica calculando as frequências próprias e também através das variações das extensões provocadas pela passagem do camião.



Figura 4. 1 - *Data logger* e sistema de aquisição de dados.

4.2 Descrição da ponte

A Ponte da Várzea está situada na Mealhada e foi construída pela VESAM em 2008. É constituída por 4 vigas principais de aço S355 com um vão de 19 metros cada uma. A secção das vigas é constante em todo o seu comprimento e a conexão entre os elementos metálicos é

aparafusada. O tabuleiro da ponte é uma laje mista com chapa colaborante do tipo “Haircol59” e betão C30/37. As vigas longarinas são simplesmente apoiadas e possui dois tipos de carlingas, sendo três IPE 360 e dois IPE 600.



Figura 4. 2 - Foto geral da ponte, retirado de (vesamgroup@2016).

4.3 Instrumentação

4.3.1 Extensómetros

Os extensómetros usados pelo ISISE-UC são do tipo TML FLA-6-11 (figura 4.3) que são os indicados para colocar em superfícies metálicas. A base deste tipo de extensómetros é feita de resina epóxi com uma espessura de 0,003 mm conferindo assim excelente isolamento elétrico e é “*color coded*” para distinguir o material da amostra para a compensação automática da temperatura (TML, 2012).



Figura 4. 3 - Extensómetros do tipo FLA-6-11.

4.3.2 Data Logger

O *data logger* usado para a receção e armazenamento de dados proveniente dos extensómetros é do tipo *Tokyo Sokki Kenkyujo TDS-530* sendo este um *data logger* automático que pode ler informação proveniente de extensómetros elétricos, termopares, sensores de temperatura PtRTD e extensómetros elétricos baseados em transdutores e voltagem DC. Este *data logger* possui um ecrã “*touch*” a cores para o menu de canais e respetivas tarefas e ainda um cartão de memória para o armazenamento de dados (tml@2016).



Figura 4. 4 - *Data logger*.

4.3.3 Acelerómetros

Os acelerómetros usados pelo ISISE-UC são do tipo PCB 393B12 e caracterizam-se por serem robustos e com elevada durabilidade, altamente sensíveis, com muita repetibilidade, com capacidade para uma ampla faixa dinâmica, um tempo de crescimento rápido e ainda uma elevada faixa de frequências admissíveis.

No quadro seguinte apresenta-se as características dos acelerómetros usados nas medições.

Quadro 4. 1 - Características dos acelerómetros usados.

Transdutor	Tipo	N. Série	Sensibilidade	Peso	Frequências
1	PCB 393B12	18914	1.057 V/ms ⁻²	210 g	0.15 – 1000 Hz

2	PCB 393B12	18915	1.041 V/ms^{-2}	210 g	0.15 – 1000 Hz
3	PCB 393B12	18917	1.029 V/ms^{-2}	210 g	0.15 – 1000 Hz
4	PCB 393B12	21555	1.073 V/ms^{-2}	210 g	0.15 – 1000 Hz
5	PCB 393B12	21556	1.015 V/ms^{-2}	210 g	0.15 – 1000 Hz

4.3.4 Analisador de frequências

O sistema de medida utilizado para realizar as medições foi o sistema PULSE – Type 3560/D de 10 canais da empresa BRÜEL & KJÆR® consistindo num PC com interface LAN, *software* PULSE com 8 canais e ainda um condicionador de sinal para aquisição, amplificação, digitalização e gravação do sinal de 10 canais (bksv@2016).



Figura 4. 5 - Sistema de aquisição de dados, retirado de (bksv@2016).

4.4 Conceção

4.4.1 Locais de colocação dos extensómetros

Os locais de colocação dos extensómetros do departamento foram a meio vão e na parte superior dos banzos inferiores das vigas longarinas do meio (VL1 e VL2) perto dos extensómetros já colocados pela empresa VESEAM, de forma a garantir que os resultados sejam os mais aproximados a estes garantindo assim a sua fiabilidade e a correta comparação entre ambos. Na imagem seguinte é possível observar o local de colocação na secção em corte

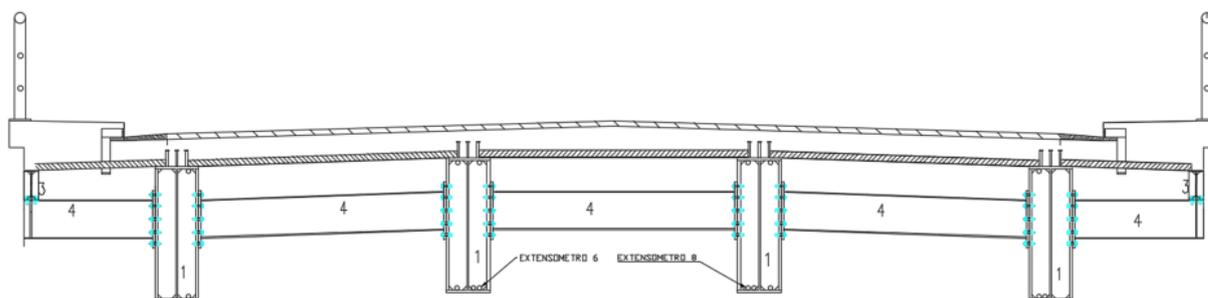


Figura 4. 6 - Vista em corte da ponte e localização dos extensómetros

4.4.2 Colocação dos extensómetros

Os extensómetros foram colocados da mesma forma que os extensómetros da atividade experimental. O procedimento está descrito em 4.5.

4.5 Modelo Numérico

Para a realização do modelo numérico da ponte utilizou-se o *software* “*Robot Structural Analysis*” onde inicialmente se escolheu o tipo de estrutura “*Shell Design*”, uma vez que uma estrutura do tipo casca é aquela que mais se adequa a este caso. De seguida definiu-se a geometria e a caracterização dos materiais a usar que estão apresentados no Anexo A.

As secções a usar para a modelação e as suas características foram as descritas pela “VESAM” na memória descritiva do dimensionamento do tabuleiro da Ponte da Várzea. Assim, existem dois tipos de carlingas, IPE 360 e IPE 600 e as longarinas com as dimensões nos banzos de 400mm x 25mm e na alma de 1200mm x 15mm. A laje é uma laje mista de 200mm de espessura com chapa colaborante do tipo “Haircol 59s” com as características descritas na figura A.3 em anexo. As longarinas são vigas simplesmente apoiadas. A chapa colaborante não foi simulada no programa, o que pode ter influenciado a espessura necessária do painel para simular a rigidez da laje tal como será explicado no ponto 4.6.3.

A análise numérica assentou num modelo tridimensional em que os elementos estruturais foram modelados como elementos barra. Dado que a laje trabalha em conjunto com as vigas longarinas, estas foram simuladas em conjunto com a laje, como se de uma secção mista se tratasse, homogeneizando o betão em aço, simulando assim a rigidez desta. Os valores das características da viga mista usados estão descritos no quadro A.4 em anexo. Apesar destas características estarem descritas no relatório de dimensionamento da VESAM, foram calculadas também algumas características de forma manual, como por exemplo, a inércia da viga, para confirmar os valores, verificando-se que estes eram bastante similares. Adotou-se um peso zero a esta secção uma vez que o objetivo era somente simular a rigidez da viga em conjunto com a laje e usou-se o painel com o tipo de elementos finitos “*Shell*” como forma de aplicar a massa correspondente à laje, às vigas longarinas, aos passeios, às guardas e ao pavimento betuminoso. Esta massa foi estimada em função dos materiais que constituem a

ponte, tais como, passeios, guardas, pavimento betuminoso, betão e perfis metálicos. No quadro A.7 em anexo apresenta-se estes cálculos.

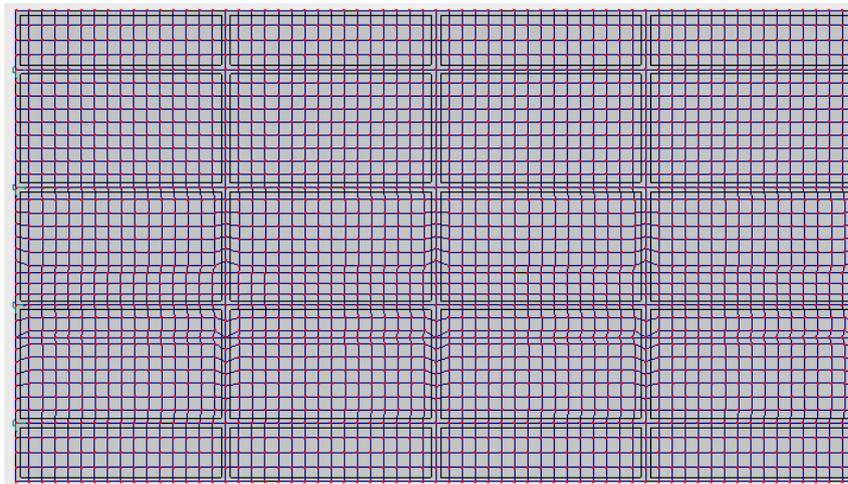


Figura 4.7 - Malha de elementos finitos.

As carlingas são de dois tipos tal como já foi referido, sendo três do tipo IPE 360 e duas do tipo IPE 600. Estas foram modeladas com os IPE já pré-definidos pelo programa. O peso destas já está contemplado no programa não tendo assim ter sido necessário de o colocar no painel.

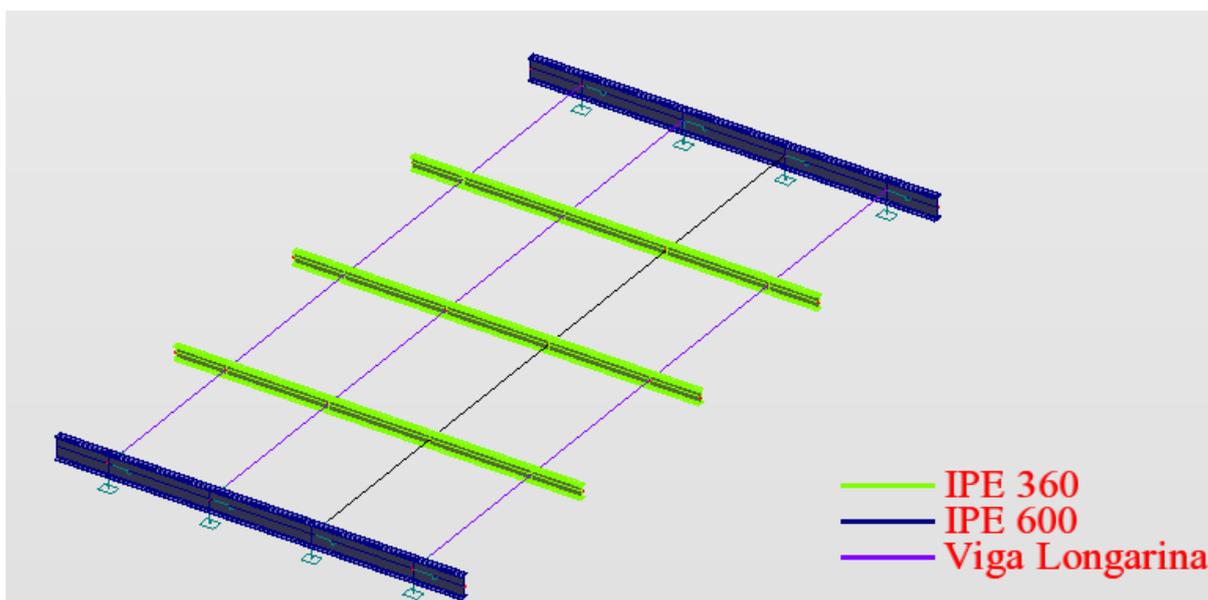


Figura 4.8 - Carlingas e longarinas.

Os apoios de uma extremidade da ponte são apoios simples e da outra são apoios duplos. Assim sendo, a modelação dos primeiros foi com o impedimento dos deslocamentos nos eixos dos “x” e dos “z” e também o impedimento da rotação no eixo dos “z”. Os apoios duplos foram

simulados com o impedimento dos deslocamentos nos eixos “x”, “y” e “z” e com impedimento também da rotação no eixo dos “z”.

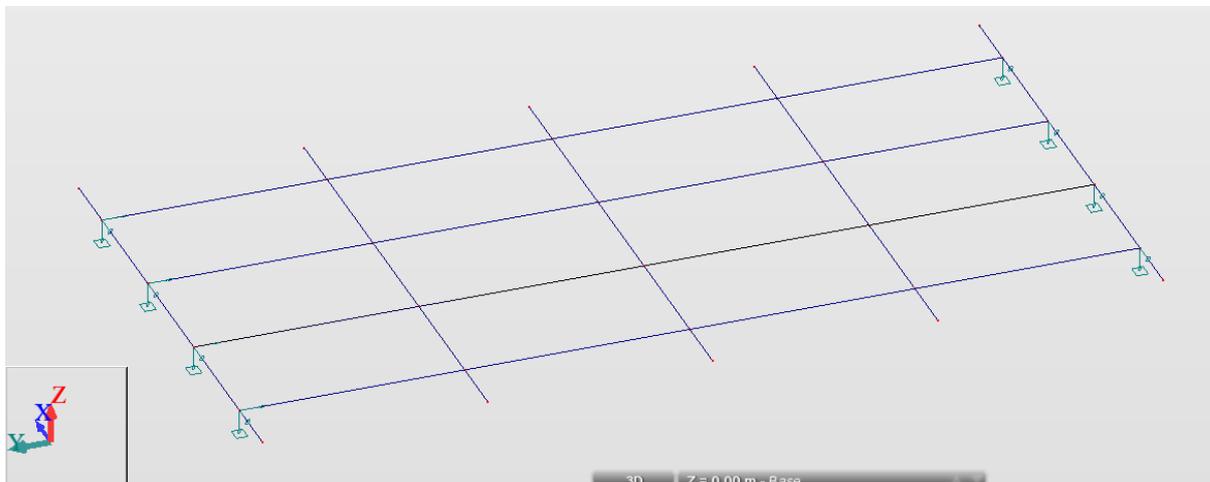


Figura 4. 9 - Localização dos apoios.

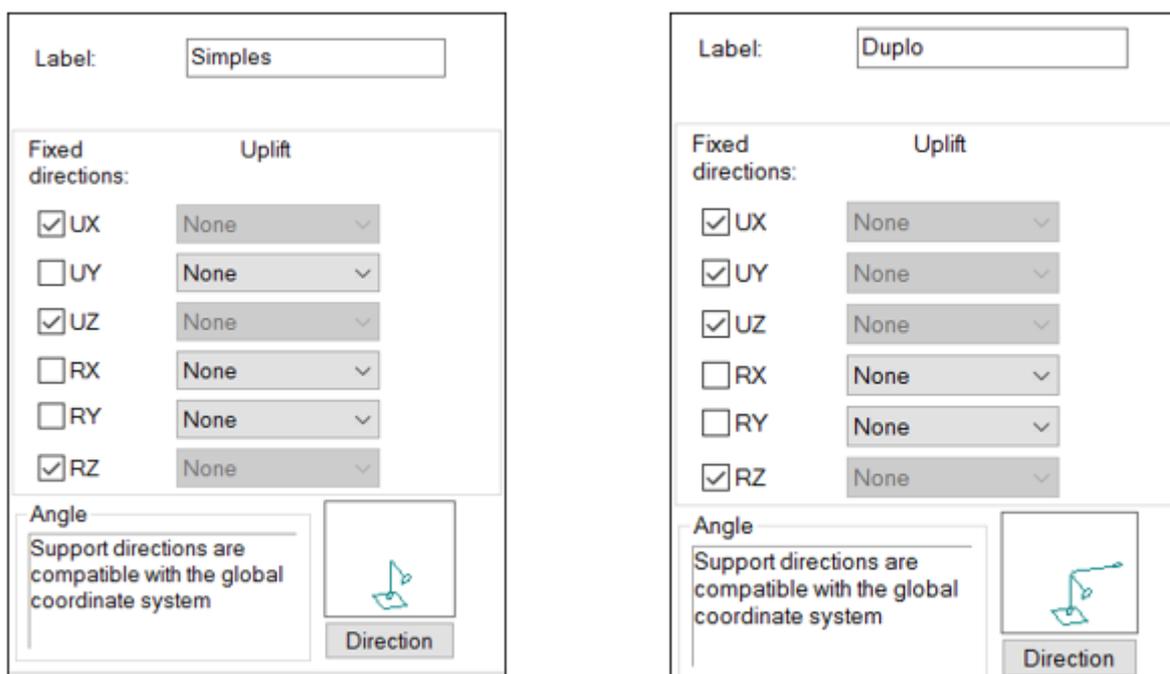


Figura 4. 10 - Características dos apoios simples e duplos.

A carga dinâmica foi simulada com recurso às “cargas especiais” existentes no “*Robot Structural Analysis*” onde se pode aplicar cargas dinâmicas. Esta é simulada através de 4 forças pontuais em que se pode definir as distâncias dos eixos longitudinais e dos eixos transversais. Pode-se definir também a zona de passagem em que se pretende analisar os esforços, que neste caso, é a zona onde estão colocados os extensómetros.

4.6 Resultados

4.6.1 Medição de extensões

A comparação das extensões medidas pelos extensómetros dos *data loggers* SIGMA e ISISE-UC foi feita com base em três eventos, correspondentes à passagem de um automóvel, uma carrinha de pequenas dimensões e de uma carrinha de dimensão considerável, sendo este último o responsável pelo primeiro evento e conseqüentemente aquele onde é possível verificar as maiores variações de extensão em ambos os *data loggers*. De salientar que o *data logger* ISISE-UC estava a fazer medições de segundo a segundo enquanto o sistema de aquisição de dados SIGMA estava a realizar 10 medições por segundo. Assim, para que se possam comparar ambos, apenas foram analisadas uma medição por segundo do sistema SIGMA.

Evento 1 – Passagem da carrinha

Este evento foi o principal evento, uma vez que foi a passagem de um carrinha que devido ao seu peso foi possível observar de forma clara as variações das extensões em ambos os *data loggers* SIGMA e ISISE-UC.

Após a instalação do sistema ISISE-UC verificou-se em comparação com o sistema SIGMA (já previamente instalado) que estes não tinham o mesmo valor absoluto, tal como é possível observar no quadro 4.2. No entanto, este facto é irrelevante uma vez que o parâmetro com interesse a avaliar é a variação da extensão e não o seu valor em absoluto. Assim, esta diferença foi eliminada antes da análise para que seja mais fácil a perceção das variações em ambos os *data logger*, tal como nos mostra a tabela 4.10. Outra observação a ter em conta é o sinal da variação da extensão do sistema SIGMA, uma vez que os extensómetros estão colocados lado a lado a meio vão no banzo inferior das vigas longarinas de perfil I, tratando-se assim de uma extensão de tração, os valores deveriam variar de forma positiva tal como acontece no sistema ISISE-UC. A única justificação para tal é um possível erro de interpretação da variação da resistência no *software* SIGMA.

Importante referir também que a correspondência entre os extensómetros, assim:

- SIGMA (CH6) corresponde ao ISISE-UC (CH1);
- SIGMA (CH8) corresponde ao ISISE-UC (CH0).

Quadro 4. 2 - Extensões medidas durante o Evento 1.

Hora	SIGMA		ISISE-UC	
	CH 6	CH 8	CH 0	CH 1
17:39:37	-20,538	-38,499	-20,95	-29,52
17:39:38	-20,538	-38,408	-20,95	-29,52
17:39:39	-20,584	-38,272	-21,9	-29,52
17:39:40	-20,448	-38,136	-20,95	-29,52

17:39:41	-20,72	-38,317	-20,95	-31,43	Evento 1
17:39:42	-30,607	-46,209	-10,48	-9,52	
17:39:43	-49,565	-56,685	-2,86	-2,86	
17:39:44	-43,17	-52,286	-8,57	-12,38	
17:39:45	-23,169	-41,129	-19,05	-28,57	
17:39:46	-21,083	-38,363	-21,9	-29,52	
17:39:47	-21,037	-37,773	-20,95	-28,57	
17:39:48	-20,947	-37,773	-21,9	-29,52	
17:39:49	-20,765	-37,773	-21,9	-28,57	
17:39:50	-20,811	-37,819	-21,90	-28,57	

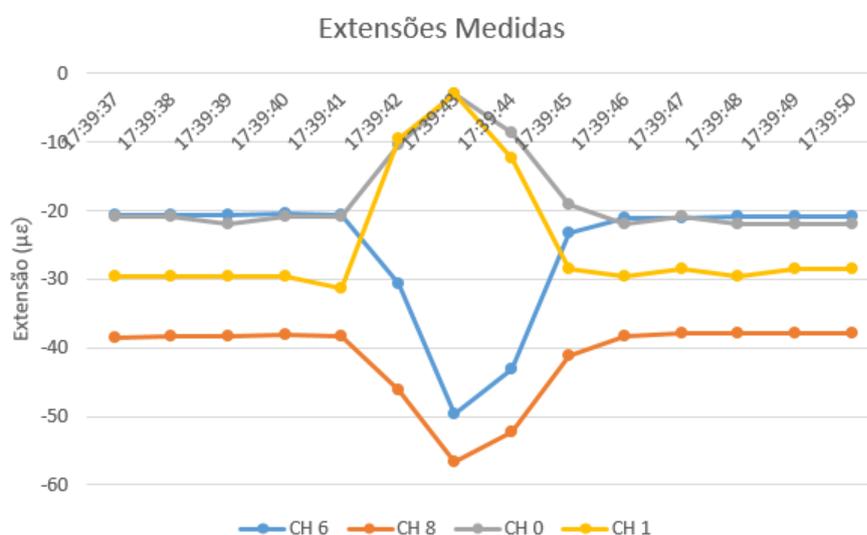


Figura 4. 11 - Representação gráfica da variação da extensão ao longo do evento 1.

Devido à diferença do sinal da variação do sistema SIGMA já referida anteriormente, optou-se por multiplicar por (-1) nas análises seguintes.

Posteriormente comparou-se os valores médios de 5 segundos antes e depois ao evento para fazer uma comparação mais correta entre ambos os sistemas. Assim, é possível observar no quadro 4.3 os valores médios antes e depois do evento, e a média global entre o antes e o depois.

Quadro 4. 3 - Valores médios medidos antes e depois do evento 1 e média global.

	SIGMA		ISISE-UC	
	CH 6	CH 8	CH 0	CH 1
Média antes do evento 1	-20.527	-38.329	-21.188	-29.52

Média depois do evento 1	-20.89	-37.785	-21.663	-28.808
Média global	-20.709	-38.057	-21.425	-29.164

No quadro seguinte é possível observar a variação da extensão em cada extensómetro, estando os valores do SIGMA já com o sinal correto podendo assim efetuar-se a comparação entre ambos os sistemas SIGMA e ISISE-UC de forma clara. Pode-se verificar que o pico máximo de extensão dá-se às 17:39:43 sendo antecedido e precedido por um aumento e diminuição gradual respetivamente. Conclui-se também que as variações da extensão entre ambos os sistemas é bastante próxima, mostrando assim a boa fiabilidade do sistema SIGMA. Na figura 4.11 apresenta-se essa variação de forma gráfica, obtendo-se assim uma melhor perceção da variação da extensão.

Quadro 4. 4 - Variação da extensão em função do instante 17:39:36.

		(-1x) SIGMA		ISISE-UC	
		CH 6	CH 8	CH 0	CH 1
Hora					
Antes	17:39:37	-0.1705	0.44237	0.475	-0.3562
	17:39:38	-0.1705	0.35137	0.475	-0.3562
	17:39:39	-0.1245	0.21537	-0.475	-0.3562
	17:39:40	-0.2605	0.07937	0.475	-0.3562
Evento 1	17:39:41	0.0115	0.26037	0.475	-2.2663
	17:39:42	9.8985	8.15238	10.945	19.6438
	17:39:43	28.8565	18.6284	18.565	26.3038
	17:39:44	22.4615	14.2294	12.855	16.7838
	17:39:45	2.4605	3.07237	2.375	0.59375
	17:39:46	0.3745	0.30637	-0.475	-0.3562
Depois	17:39:47	0.3285	-0.28363	0.475	0.59375
	17:39:48	0.2385	-0.28363	-0.475	-0.3562
	17:39:49	0.0565	-0.28363	-0.475	0.59375
	17:39:50	0.1025	-0.23763	-0.475	0.59375

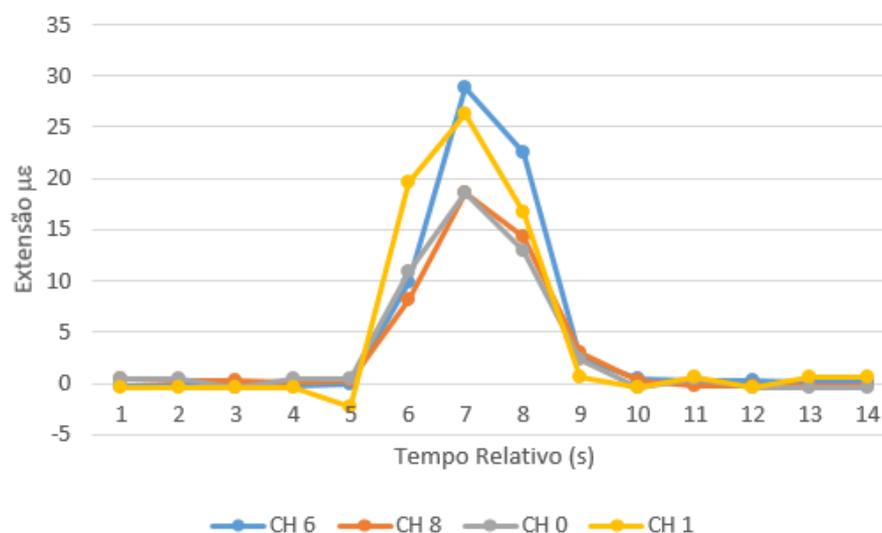


Figura 4. 12 - Variação da extensão em função do instante 17:39:36 e com o sinal corrigido.

Na tabela seguinte mostra-se as diferenças existentes entre o extensómetro CH8 com o CH0 e o CH6 e o CH1, podendo uma vez mais concluir os bons resultados obtidos pelo sistema SIGMA. Outra conclusão que se pode tirar é que tendo o CH1 e CH6 maiores variações da extensão, a carrinha passou mais próxima destes extensómetros do que no CH0 e CH6.

Quadro 4. 5 - Diferenças entre SIGMA e ISISE-UC.

	Δ	
	CH 0	CH 1
ISISE-UC	18,09	26,66
	CH 8	CH 6
SIGMA	18,481	28,8225
Diferenças	0,391	2,1625

Evento 2 – Passagem de um automóvel ligeiro

Neste evento foi possível observar as variações das extensões devido à passagem de um automóvel ligeiro sendo logicamente menores que as variações observadas devido à passagem do camião registadas no evento 1. Nas figuras 4.12 e 4.13 apresentam-se os valores das extensões medidas no sistema SIGMA e ISISE-UC respetivamente.

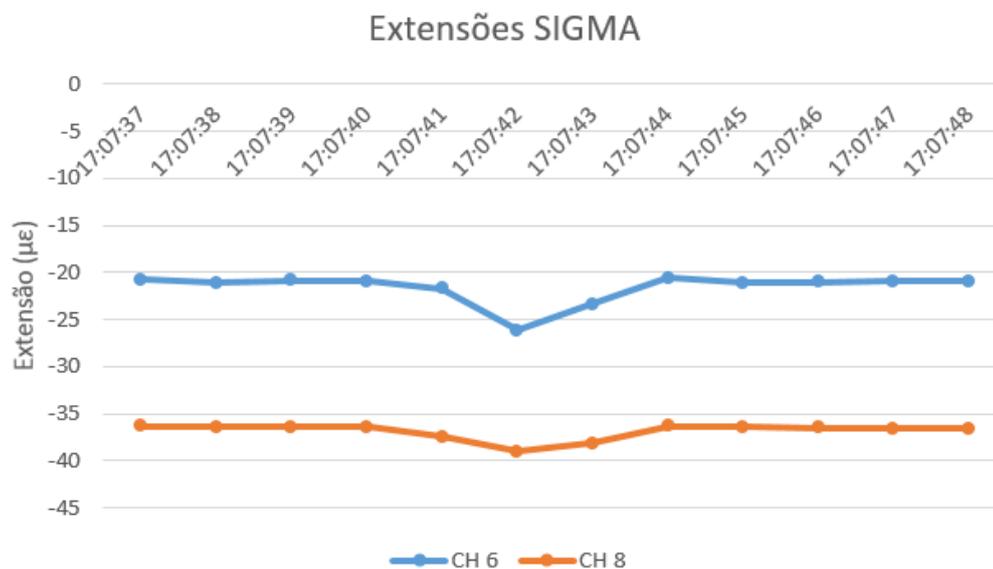


Figura 4. 13 - Medições das extensões SIGMA durante o evento 2.

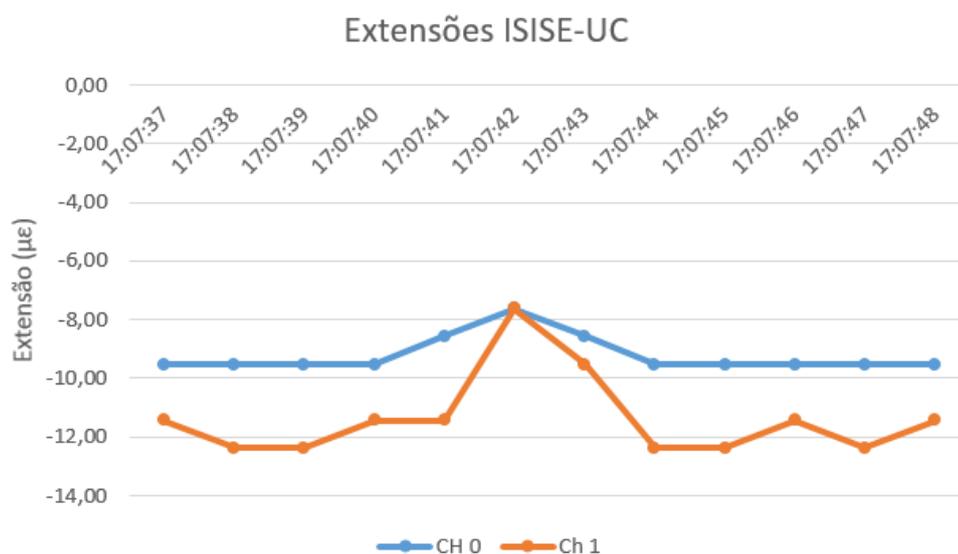


Figura 4. 14 - Medições das extensões ISISE-UC durante o evento 2.

No gráfico 4.14 apresenta-se as variações das extensões de cada extensómetro de ambos os sistemas SIGMA e ISISE-UC, assumindo como zero no instante inicial. De referir que a variação dos extensómetros SIGMA apresenta-se já com o sinal correto.

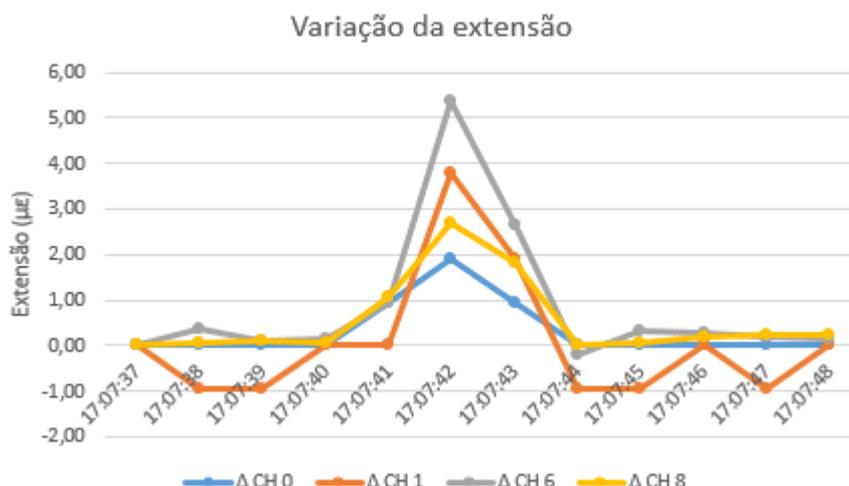


Figura 4. 15 - Variação da extensão a partir do minuto 17:07:37.

No quadro 4.6 pode-se observar os valores médios medidos por SIGMA e ISISE-UC de 5 segundos antes e depois do evento 2. Posteriormente no quadro 4.7 pode-se observar as variações máximas da extensão medida por cada extensómetro e as diferenças entre os extensómetros correspondentes ao sistema SIGMA e ISISE-UC, onde se pode concluir uma vez mais que as medições estão muito próximas tornando os resultados satisfatórios.

Quadro 4. 6 - Média da extensão medida por cada extensómetro sem as medições durante o evento 2.

	SIGMA		ISISE-UC	
	CH 6	CH 8	CH 0	CH 1
Média Global (antes e depois)	-20,924	-36,436	-9,520	-11,910

Quadro 4. 7 - Variação máxima de cada extensómetro e diferenças entre os sistemas SIGMA e ISISE-UC.

	Δ	
	CH 0	CH 1
ISISE-UC	1,90	4,29
	CH 8	CH 6
SIGMA	2,6075	5,193
Diferenças	0,71	0,91

Evento 3 – Passagem de carrinha de pequenas dimensões

Neste evento é possível observar que as variações das extensões são inferiores ao evento 1 mas superiores ao evento 2. Apesar de nos outros eventos ambos apresentarem resultados coerentes, é bom confirmar com mais um evento. Assim, nas figuras 4.15 e 4.16 é possível observar a variação dos extensómetros SIGMA e ISISE-UC, respetivamente.

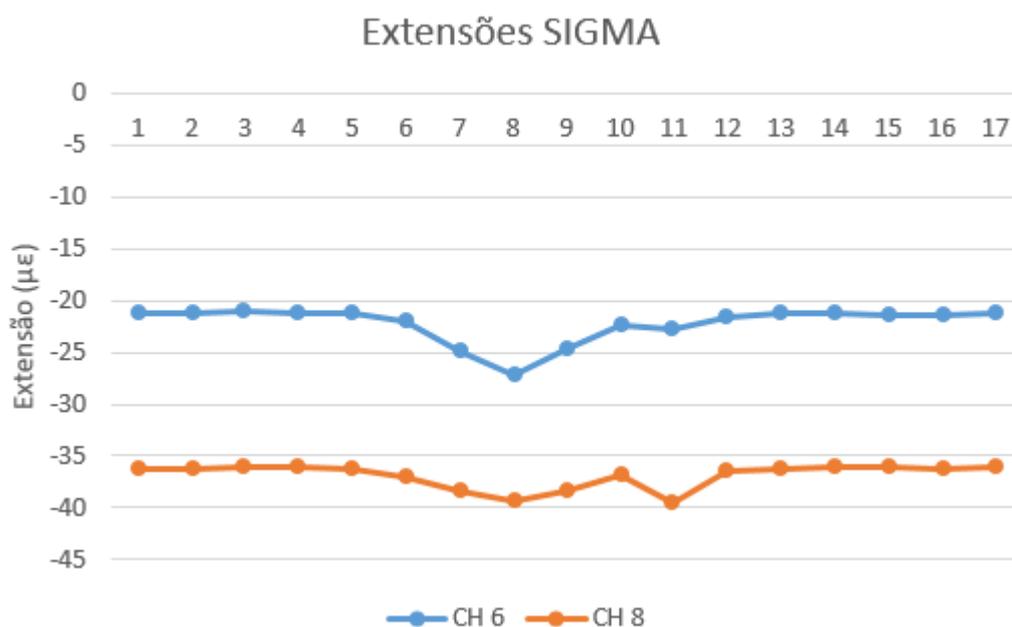


Figura 4. 16 - Extensões medidas por SIGMA durante evento 3.

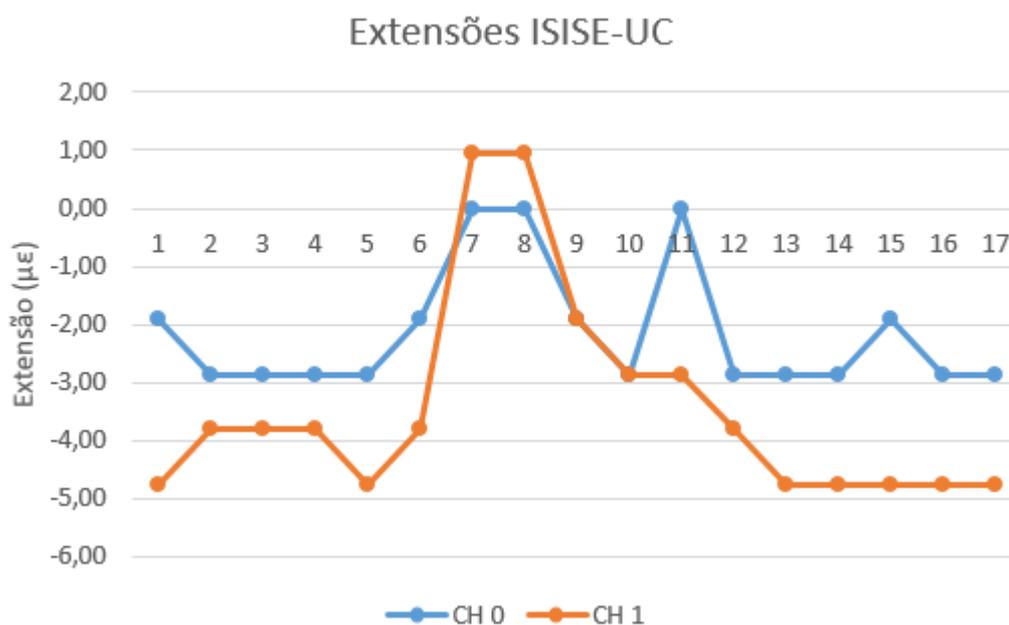


Figura 4. 17 - Extensões medidas por ISISE-UC durante o evento 3.

No gráfico seguinte apresenta-se a variação das extensões relativamente ao instante inicial onde é possível verificar que uma vez mais os extensómetros de ambos os sistemas apresentam variações muito idênticas. No quadro 4.9 apresentam-se essas diferenças onde se pode observar a diferença mínima entre os dois sistemas SIGMA e ISISE-UC.

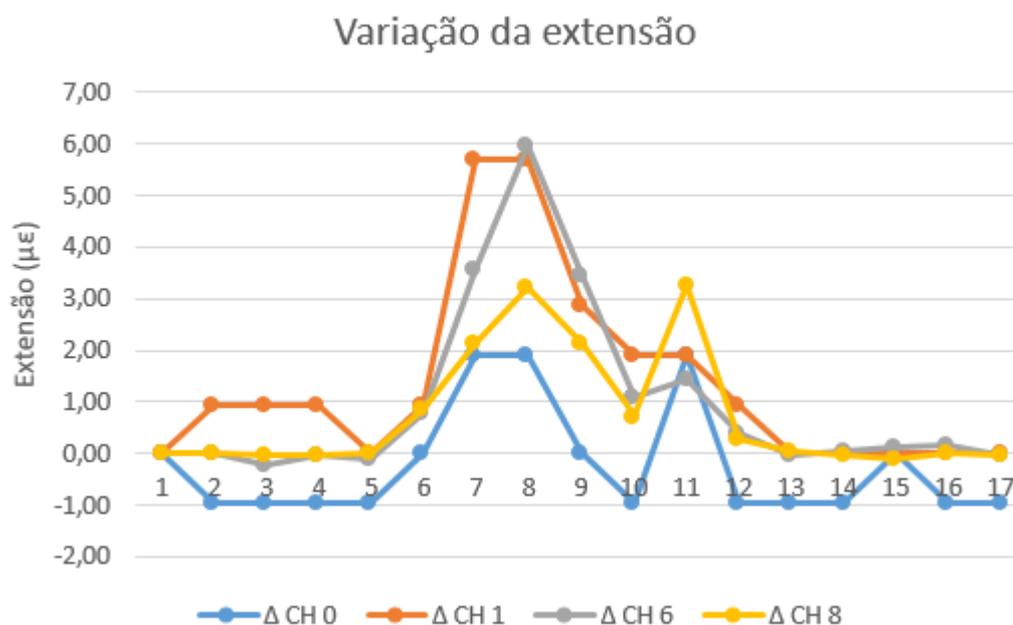


Figura 4. 18 - Variação das extensões relativamente ao instante inicial.

Quadro 4. 8 - Média global da extensão medida sem as medições durante o evento 3.

	SIGMA		ISISE-UC	
	CH 6	CH 8	CH 0	CH 1
Média Global (antes e depois)	-21,2415	-36,163	-2,86	-4,76

Quadro 4. 9 - Variação máxima de cada extensómetro e diferenças entre os sistemas SIGMA e ISISE-UC.

	Δ	
	CH 0	CH 1
ISISE-UC	2,86	5,71
	CH 8	CH 6
SIGMA	-3,24	-6,01
Diferenças	0,38	0,30

Conclui-se assim que nos 3 eventos os resultados em ambos os sistemas são coerentes, havendo apenas diferenças residuais.

Temperatura

Foi possível também observar as variações das extensões em função da temperatura ao longo do tempo, podendo assim determinar a variação térmica entre o início e o fim do período de medição. Este cálculo foi feito com base na média dos primeiros 5 segundos desde que se começou a medir e uma média dos últimos 5 segundos do dia. Para o cálculo da estimativa da variação térmica foi usada a fórmula (7) (Dias da Silva, 2004) que relaciona a extensão com a variação da temperatura e o coeficiente de dilatação térmica. Assim, tal como indica a figura 4.18 é possível observar um decréscimo do valor da extensão ao longo do tempo correspondente com a diminuição da temperatura. Verifica-se que a variação total da extensão foi de $-35,24 \mu\epsilon$, o que corresponde a uma variação térmica de $2,94^\circ\text{C}$. Esta variação faz sentido uma vez que se observou um arrefecimento ao longo da tarde, traduzindo-se numa retração do aço e consequentemente o aparecimento de tensões de compressão provocando assim a diminuição da extensão

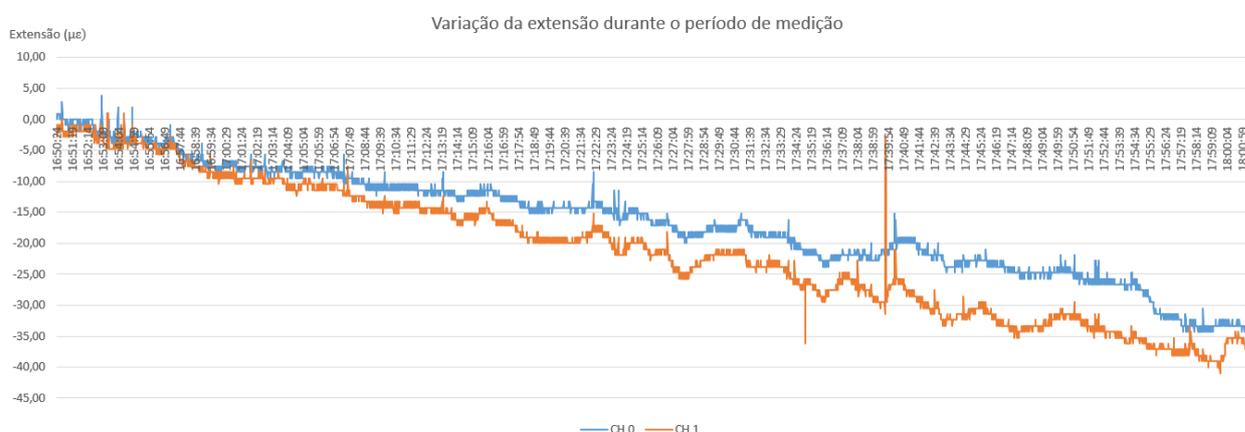


Figura 4. 19 - Variação da extensão ao longo do período de medição.

Quadro 4. 10 - Extensões médias no início e no fim das medições.

Hora	CH 0	CH 1
16:50:24	0,95	-0,95
16:50:25	0,95	-0,95
16:50:26	0,95	-0,95
16:50:27	0,95	-0,95
16:50:28	0,95	-0,95
Média	0,95	-0,95

17:54:08	-26,67	-36,19
17:54:09	-26,67	-36,19
17:54:10	-26,67	-36,19
17:54:11	-26,67	-36,19
17:54:12	-26,67	-36,19
Média	-26,67	-36,19

$$\varepsilon = \Delta T * \alpha \quad (7)$$

Em que,

ε é a extensão;

ΔT é a variação térmica;

α é o coeficiente de dilatação térmica do aço ($1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$).

Quadro 4. 11 - Variação térmica estimada em função da variação da extensão.

$\Delta\varepsilon$ ($\mu\varepsilon$)	
CH 0	CH 1
-27,62	-35,24
ΔT ($^\circ\text{C}$)	
2,30	2,94

Este acontecimento podia ser eliminado através do uso de mais um cabo ligado ao *data logger* servindo para fazer a compensação desta variação, tal como já foi explicado anteriormente (TML, 2012). A instrumentação da “VESAM” provavelmente estava a fazer essa compensação térmica uma vez que não se nota o decréscimo da extensão ao longo do tempo.

4.6.2 Análise experimental - modos de vibração

De forma a calcular os modos de vibração e as frequências próprias da estrutura realizou-se uma análise modal experimental baseada apenas nas medições obtidas através da vibração ambiente da estrutura. Esta vibração pode não ser proveniente apenas de uma fonte mas sim de uma mistura de fontes, tais como o vento, o tráfego, ou outras atividades humanas, como por exemplo, a passagem de um comboio a uma distância considerável, tal como aconteceu durante as medições onde os acelerómetros detetavam vibrações da passagem do mesmo. Os acelerómetros escolhidos para as medições têm que ser sensíveis o suficiente para medir frequências na ordem dos 10^{-6} m/s^2 devido à amplitude das vibrações. Para simplificar o processo de análise e de forma a minimizar a quantidade de dados a analisar devem-se tomar diversas medidas tais como, a redução do intervalo de tempo a analisar, deve-se escolher um leque de frequências de acordo com a análise pretendida, e ainda filtros digitais (Rebelo *et al*,

2016). No caso da Ponte da Várzea foram colocados 5 acelerómetros sendo um deles o acelerómetro de referência e os restantes acelerómetros livres que serviram de medição para 12 pontos distintos originando 3 *setups* diferentes. Para a determinação das frequências próprias não é necessária a medição de muitos pontos, podendo até ser usado só um, tendo este que estar estrategicamente colocado. De uma forma geral é também importante determinar a forma dos modos de modo a ajudar na calibração e validação de modelos numéricos e também, em conjunto com as frequências próprias, para ajudar a perceber se o indicador de espectro das frequências próprias é o real ou se é provocado por algum fator externo estando a alterar a análise dos dados. Nas figuras seguintes é possível observar a localização dos extensómetros nos 3 *setups* diferentes, onde o acelerómetro de referência está representado a vermelho e os livres a azul. De referir que se mediu apenas para metade da ponte uma vez que se assumiu esta como simétrica.

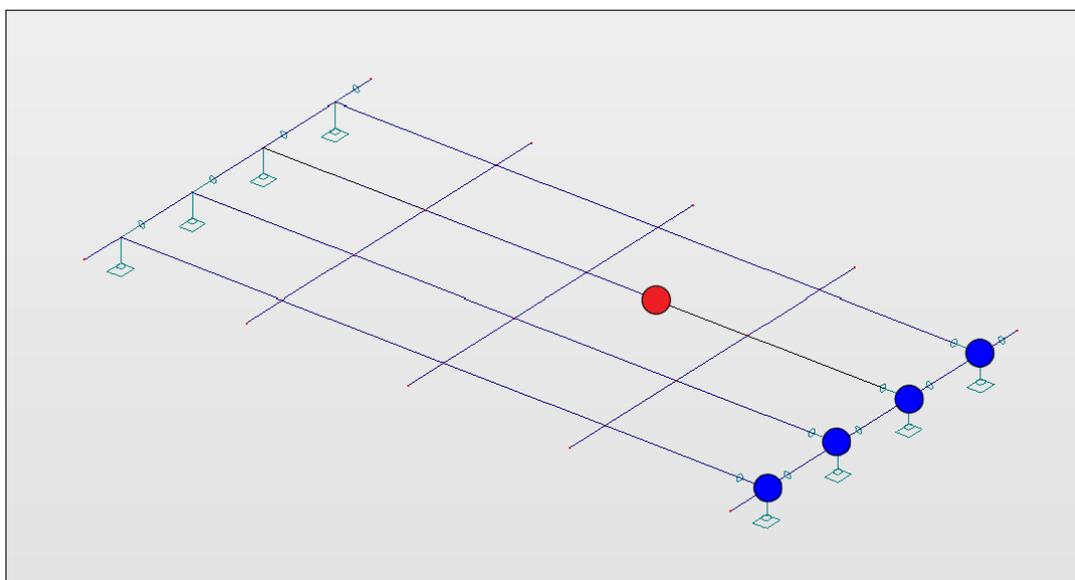


Figura 4. 20 - Setup 1.

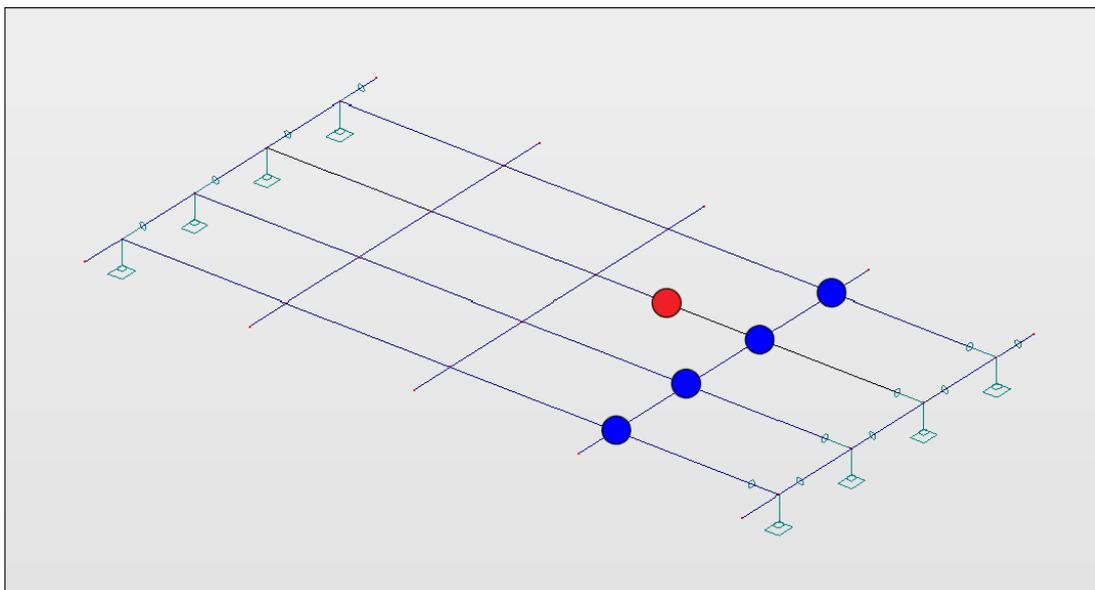


Figura 4. 21 - Setup 2.

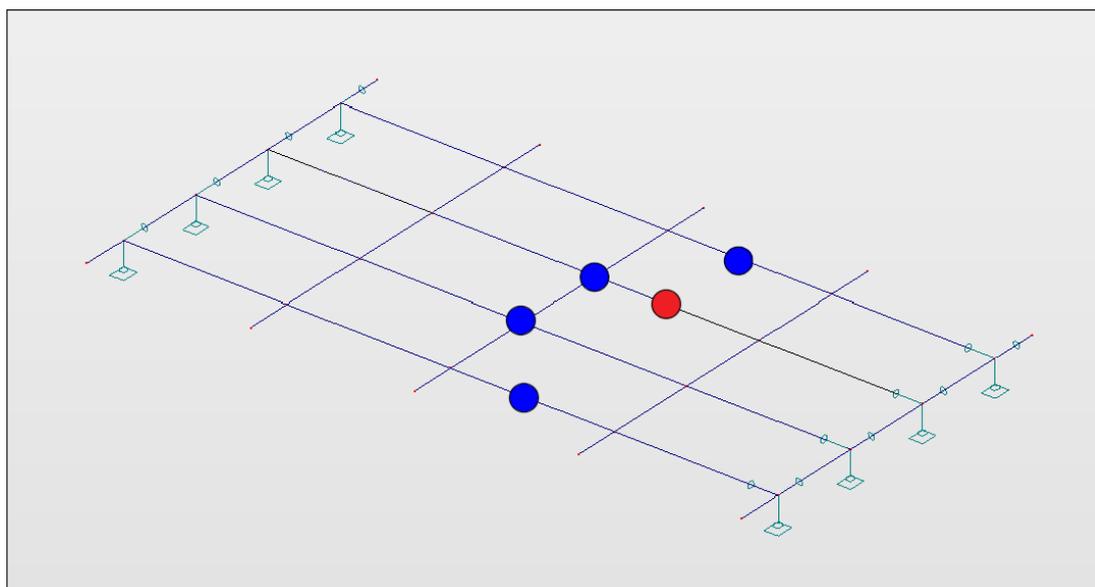


Figura 4. 22 - Setup 3.

Os resultados obtidos experimentalmente após a análise realizada através do *software* “ARTeMIS” foram os indicados no quadro 4.12.

Quadro 4. 12 - Modos de vibração medidos experimentalmente, (Rebelo *et al*, 2016).

Modos de vibração	Frequência (Hz)	Amortecimento (%)
1º Modo	8,246	2,391
2º Modo	9,000	0,579
3º Modo	13,852	0,976

4.6.3 Análise numérica – modos de vibração

Como forma de validar o modelo numérico, determinou-se os modos de vibração da estrutura comparando-os com os valores obtidos experimentalmente. Assim, realizou-se uma análise modal com apenas 10 modos uma vez que apenas os 3 primeiros são relevantes para se poder comparar aos resultados experimentais.

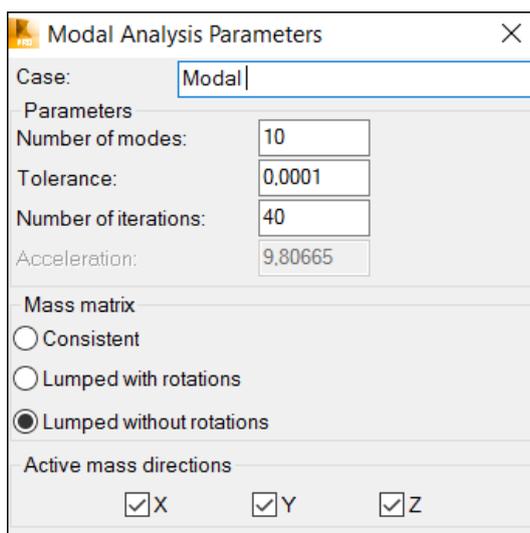


Figura 4. 23 - Análise modal.

Uma vez que as frequências próprias da estrutura estão diretamente relacionadas com a rigidez e a massa associada, determinou-se a massa da ponte através das estimativas da massa volúmica de cada elemento constituinte, como o betão correspondente à laje, os passeios, as guardas, o pavimento betuminoso e as vigas longarinas. Esta massa foi simulada através da densidade do painel e apresenta-se no quadro A.7 em anexo, tal como já foi referido anteriormente.

Admitindo que a massa é constante, a inércia e o módulo de elasticidade igualmente constantes apesar da natural fluência do betão e consequente perda de rigidez, o modo para obter as frequências próprias idênticas às medidas experimentalmente foi através da simulação da rigidez axial da laje variando a espessura do painel, ver fórmula (8) (Simões e Martins, 2015).

$$K = \frac{EA}{L} \quad (8)$$

Em que,

K é a rigidez da laje;

E é o módulo de elasticidade do aço (210 GPa);

A é a área da secção transversal;

L o comprimento da laje.

Alterando a espessura do painel, a área da secção transversal (A) também varia e consequentemente a rigidez e as frequências próprias. Inicialmente optou-se por uma espessura reduzida de 2 cm para o painel, no entanto, os resultados não eram os esperados uma vez que os resultados obtidos eram significativamente baixos. Assim, foi-se aumentando a espessura do painel até obter os resultados pretendidos, chegando a um leque de valores para os quais se poderia fazer a simulação da ponte, tal como indica a figura 4.23. As linhas horizontais correspondem às frequências próprias medidas experimentalmente para que seja mais fácil a perceção das diferenças entre os valores obtidos numericamente e experimentalmente. Isto pode dever-se ao facto de que no cálculo da secção homogeneizada e também no modelo numérico não se ter entrado com a chapa colaborante. Uma vez que o módulo de elasticidade do aço é muito superior ao do betão, conferindo assim uma maior rigidez axial à laje, faz com que seja necessária uma maior área de secção transversal para a simulação desta, sendo esta área controlada com o aumento ou diminuição da espessura do painel. Pode-se concluir que o intervalo de espessuras do painel para o qual se pode fazer a modelação é entre os 20 cm e os 25 cm, sendo 25 cm o mais próximo dos resultados experimentais.

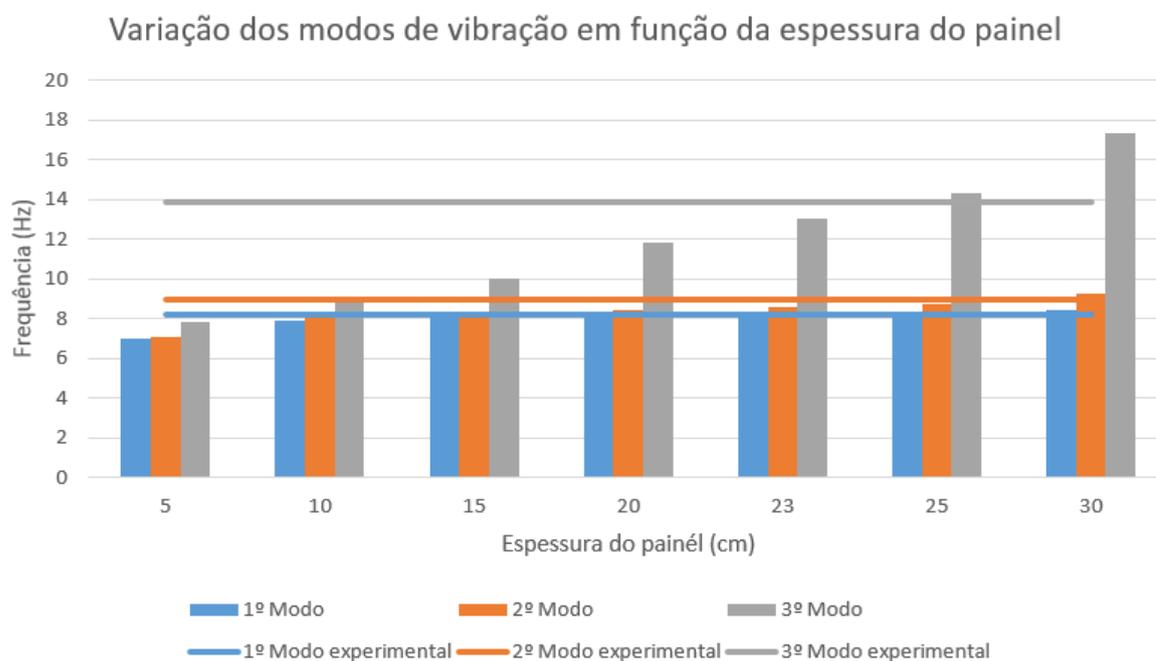


Figura 4. 24 - Variação dos modos de vibração em função da espessura do painel.

Foi também estimada a 1ª frequência própria de forma manual, validando assim também o modelo numérico, através da fórmula para o cálculo da 1ª frequência para uma viga simplesmente apoiada (Rebelo e Simão, 2014):

$$\omega = \frac{\pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (9)$$

Sendo, “L” o comprimento da viga, “EI” a rigidez e “m” a massa (Kg) por metro linear

Quadro 4. 13 - Frequência própria estimada manualmente.

1ª Frequência própria	50,846	rad/s
	8,092	Hz

Para os intervalos de espessura em que os resultados são aceitáveis, os 3 primeiros modos de vibração são do mesmo tipo, tal como indicam as seguintes figuras:

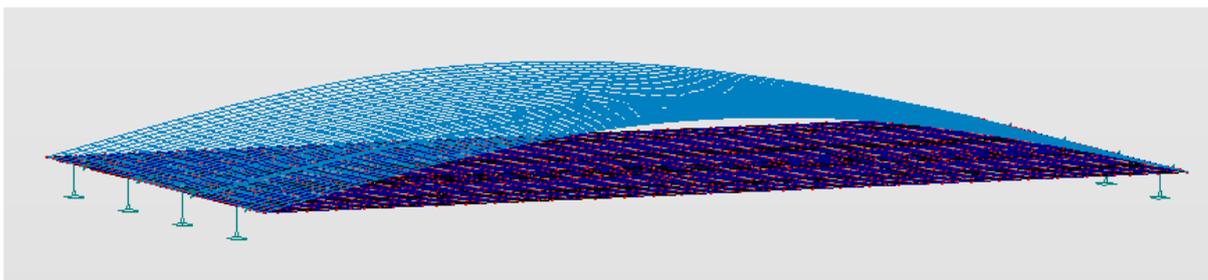


Figura 4. 25 - 1º Modo de vibração - Flexão longitudinal.

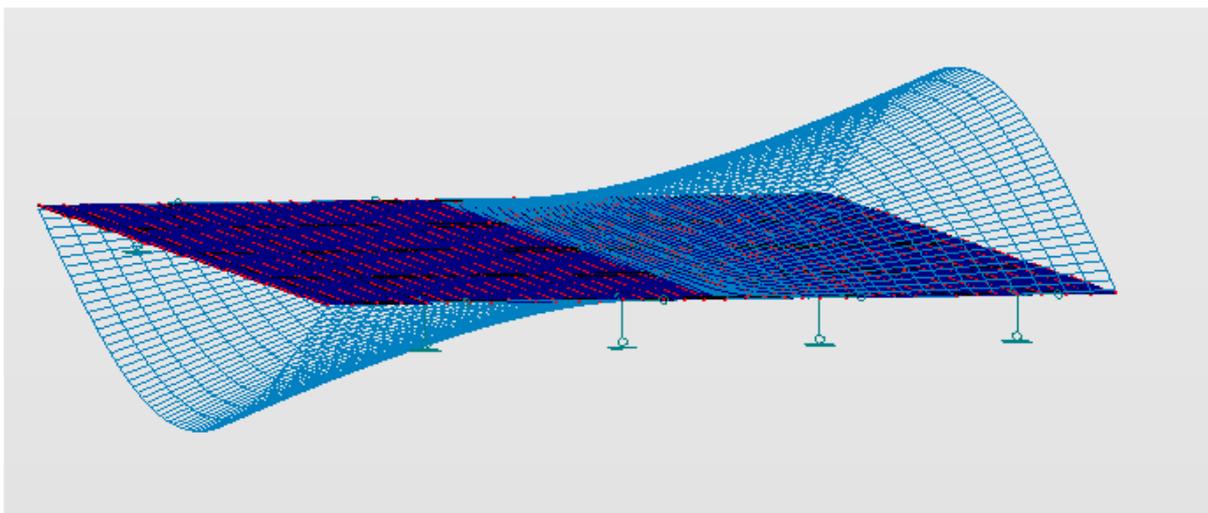


Figura 4. 26 - 2º Modo de vibração - Torção.

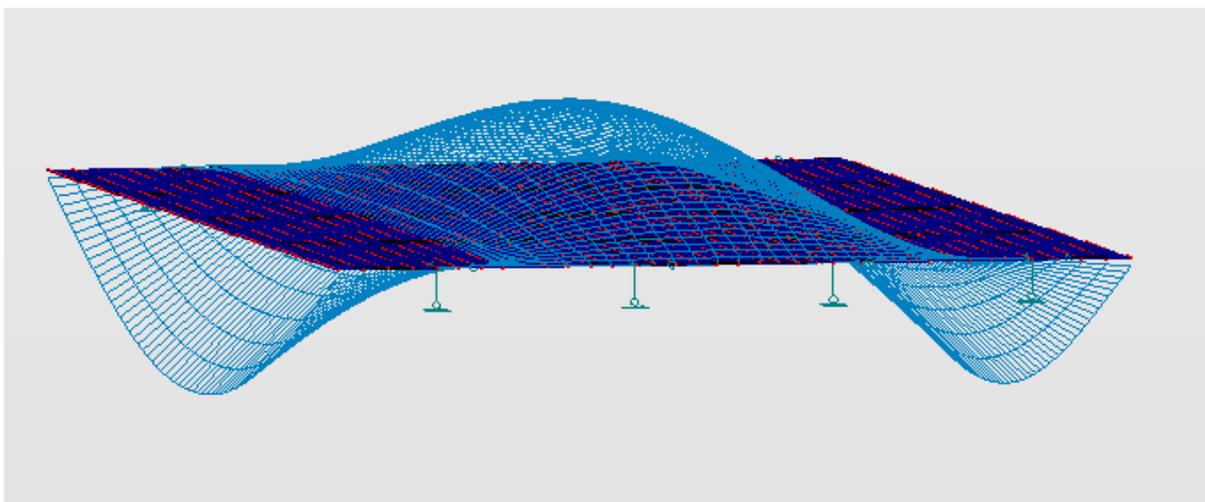


Figura 4. 27 - 3º Modo de vibração – Flexão transversal.

4.6.4 Variação de tensões

Tal como explicado no ponto 3.7.1. à variação da extensão corresponde uma variação da tensão traduzida através da lei de *Hooke*. Assim, é possível calcular a variação de tensão provocada pela passagem do camião no evento 1 (trata-se apenas este evento uma vez que foi aquele em que se verificou maiores variações) e através da modelação numérica, admitindo um peso para o camião e a sua rota, obter as mesmas variações de tensões, validando o modelo também deste modo.

No quadro 4.15 apresentam-se os valores da variação da extensão no evento 1 e as correspondentes variações de tensão.

A forma de determinar as variações das tensões através do modelo numérico é através da variação do momento provocado pela aplicação de uma carga dinâmica. Assim, primeiro calculou-se a variação de momento correspondente às variações das extensões medidas em cada uma das duas vigas longarinas. Sabendo essa variação, foi possível determinar uma relação entre os momentos em ambas as vigas e poder definir a rota de passagem do camião. Por fim, de forma iterativa, foi-se admitindo pesos possíveis do camião até obter um peso que provocasse uma variação dos momentos nas duas vigas que correspondessem à mesma variação de tensão medida experimentalmente. Na figura 4.27 mostra-se a rota que se definiu (a verde e as vigas longarinas a vermelho) e a variação do momento provocada pela carga dinâmica no ponto de passagem onde estão colocados os extensómetros, obtendo assim a variação de momento máximo da passagem do camião (figura 4.28 e quadro 4.16.). No quadro 4.16 apresentam-se as tensões calculadas através dos momentos obtidos, onde se conclui que as diferenças para as tensões obtidas experimentalmente são mínimas. Concluiu-se assim um peso de aproximadamente 22 toneladas para o camião, tal como indica o quadro 4.14.

As características do camião assumidas foram as seguintes:

- Distância entre eixos longitudinal: 3,40 m;
- Distância entre eixos transversal: 1,75 m.

Quadro 4. 14 - Peso admitido da carrinha.

	KN	Kg
Carga por roda da carrinha	55	5612,24
Peso total da carinha	220	22449,98

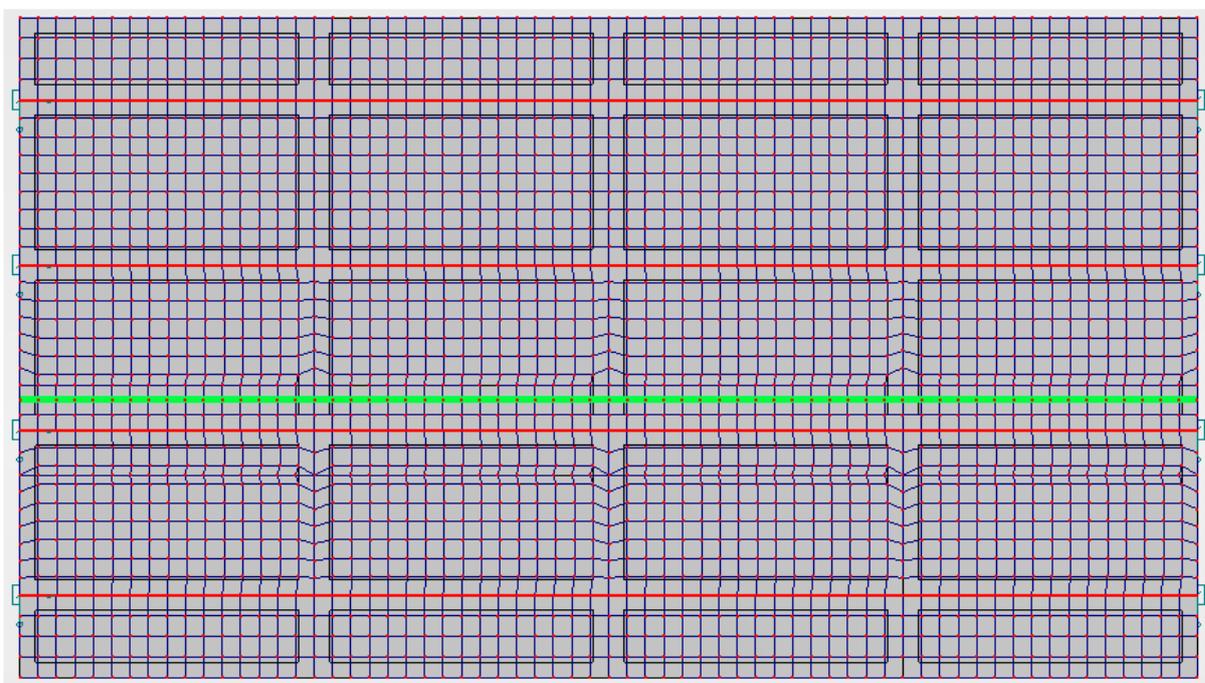


Figura 4. 28 - Rota assumida.

5 CONCLUSÕES

Após a investigação realizada e os ensaios feitos, apresentam-se as conclusões mais importantes.

Hoje em dia, e cada vez mais, a instrumentação e a monitorização das estruturas têm mais importância na manutenção destas, como também no desenvolvimento de novos materiais ou estruturas. Pode-se concluir também, que devido ao excesso de densidade populacional e consequentemente o excesso de construção, existe uma preocupação crescente na manutenção e reabilitação de estruturas já existentes. Esse aumento de preocupação traduz-se também num aumento dos gastos nesse tipo de ações em vez de serem canalizados para novas construções. Estes custos podem ser ainda mais avultados com a inatividade de determinada estrutura, como por exemplo, uma ponte que ao estar interdita pode impossibilitar o normal funcionamento de determinada cidade ou local.

Observando os resultados obtidos numericamente (figura 4.23) verifica-se que foi necessário usar espessuras para o painel mais elevadas que o expectável de forma a simular a rigidez axial da laje. Isto pode dever-se ao facto de que no cálculo da secção homogeneizada e também no modelo numérico não se ter entrado com a chapa colaborante, uma vez que o módulo de elasticidade do aço é muito superior ao do betão conferindo assim uma maior rigidez axial à laje, fazendo com que seja necessária uma maior área de secção transversal para a simulação desta, sendo esta área controlada com o aumento ou diminuição da espessura do painel. Pode-se concluir que o intervalo de espessuras do painel para o qual se pode fazer a modelação é entre os 20 cm e os 25 cm.

Os resultados do ensaio dinâmico são bons, no entanto, a maior frequência com que o acelerómetro ISISE-UC estava a medir em relação ao acelerómetro SIGMA, fez com que existissem diferenças significativas nos valores máximos e mínimos.

Os resultados das extensões medidas na Ponte da Várzea permitiram validar os extensómetros do sistema SIGMA, onde se verificou que as diferenças eram mínimas. No entanto, também se verificou que os extensómetros SIGMA teriam que ser multiplicados por um fator (-1). Foi possível conferir que o peso assumido para a passagem da carrinha no evento 1 está próximo do verdadeiro, uma vez que através da variação dos momentos e consequentemente das tensões provocada pela passagem desta, são muito similares aos resultados obtidos experimentalmente.

6 PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTO FUTUROS

No âmbito das propostas para desenvolvimentos futuros, pode-se realizar os ensaios dinâmicos no pórtico, como também a reabilitação dos restantes modelos físicos existentes no DEC com o objetivo de criar também fichas técnicas para ensaios estáticos e dinâmicos. A criação de novos protótipos pedagógicos pode também ser uma proposta para se realizar futuramente.

Os resultados obtidos no ensaio experimental do Pórtico poderão ser melhorados usando pesos com massa suficiente para que as imperfeições do pórtico e da estrutura em que este está inserido não tenham relevância nos resultados das medições.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society of Photogrammetry (ASP) (2008). "Manual of photogrammetry". 4th Edition, Falls Church VA, Chester C.
- Artundo, I., Tymecci, A., Ortego, E., Ortega, B. (2011). "Cost forecasting of passive components for optical fiber network deployments". *Opt Fiber Technol*: 17(3): 218-26.
- Akimovs, E., Paeglitis, A. (2009). "Load Testing of Some New Bridges in Latvia". Letónia.
- Andolfato, R. P., Camacho, J. S., de Brito, G. A. (2004). "Extensometria Básica". Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Ilha Solteira.
- Branco, F. A., de Brito, J. (1994). "Sistema de Gestão de Obras de Arte de Betão". Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Caicedo, J., Muralanda, J., Thomson, P., Dyke, S. (2001). "Monitoring of bridges to Detect Changes in Structural Health". American Control Conference, Arlington, Virginia, USA.
- Cunha, A., Caetano, E., Calçada, R., Delgado, R. (1998). "Ensaio dinâmicos da ponte Vasco da Gama". *Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, pp. 547-556, Lisboa.
- Dias da Silva, V. (2004). "Mecânica e Resistência dos Materiais". 3^a Edição, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.
- Dimande, A. O. (2010). "Análise Experimental de Pontes durante a Construção e em Serviço". Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharias da Universidade do Porto, Porto.
- Félix, C. M. S. (2010). "A monitorização das Estruturas na Conservação do Património em Betão". 2^o Encontro Internacional, Património Mundial de Origem Portuguesa, WHPO, Porto.
- Félix, C. M. S. (2004). "Monitorização e Análise do Comportamento de Obras de Arte". Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharias da Universidade do Porto, Porto.
- Feltrin, G., Empa. (2007) "Sustainable Bridges". *Monitoring Guidelines for Railway Bridges*, WP5-06-T-061017-D-D5.2, pp. 86.

- Ferreira, B. F. V. (2011). "Aplicações de Conceitos BIM à Instrumentação de Estruturas". Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharias do Porto, Porto.
- Figueiras, J. A. (2008). "Monitorização da integridade estrutural de obras de arte". BE2008 - Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, LABEST, Guimarães.
- Figueiredo, E. J. F. (2006). "Monitorização e Avaliação do Comportamento de Obras de Arte". Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharias da Universidade do Porto, Porto.
- França, F. (2007). "Instrumentação e Medidas: Grandezas Mecânicas". INICAMP, pp. 249.
- Glisic, B., Inaudi, D. (2002). "Structural Monitoring of Concrete Bridges during Whole Lifespan". *82nd Annual Meeting of the Transportation Research Board (TRB)*, (p. 4). Washington DC, USA.
- Glisic, B., Inaudi, D. (2007). "Fibre optic methods for structural health monitoring". John Wiley and Sons, Inc., Chichester.
- Herwaarden, A. W. V., Sarro, P.M. (1986). "Thermal Sensors Based on the Seebeck Effect". *Journal of Sensors and Actuators*, Vol.10, p.321-346, 1986.
- Inaudi, D. (1997). "Fiber Optic Sensor Network for the Monitoring of Civil Engineering Structures". Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Escola Politécnica Federal de Lausanne, Lausanne.
- Kashyap, R. (1999). "Fiber Bragg gratings. Optics and photonics". Academic Press.
- Land, R., Muruges, G., Raghavendrchar, M. (2003). "Assessment Bridge Performance - When, What, How". Technical Memorandum of Public Works Research Institute, Vol 3920, pp. 213-228.
- Lebow, M. J. (1966). "Extensometers". *SESA's Manual on Experimental Stress Analysis*, Chapter III, pp. 21A.
- Majumder, M., Gangopadhyay, T. K., Chakraborty, A. K., Dasgupta, K., Bhattacharya, D. K. (2008). "Fiber Bragg gratings in structural health monitoring - Present status and applications". *ELSEVIER Journal*, pp. 2.
- Marques, F. M. S. (2016). "Fatigue Assessment of Old Riveted Railway Bridges". Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharias da Universidade do Porto, Universidade do Porto.
- Measures, R. M. (2001). "Structural monitoring with fiber optic technology". Academic Press, London.
-

- Melle, S. M., Liu, K. X., Measures, R. M. (1993). "Practical Fiberoptic Bragg Grating Strain-Gauge System". *Applied Optics*. 32(19): p. 3601-3609.
- Melo, L. R. T. (2011). "Monitorização de modelos físicos reduzidos para investigação do comportamento de estruturas em escala real". Tese de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Othonos, A. (1997). "Fiber Bragg gratings. Review of Scientific Instruments". 68(12): p. 4309-4341.
- Pedro, J. O. (1997). "Monitoring in Structural Engineering. New Applications of Computer Technologies". Conference New echnologies in Structural Engineering (CD-ROM), Lisboa.
- Rebello, C., Simão, P. (2014). "Sistemas com massa e elasticidade distribuída - Apontamentos da disciplina de Dinâmica e Dimensionamento Sísmico". Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Rebello, C., Gervásio, H., Simões da Silva, L. (2016). "Steel Structures Total Integration System (SIGMA)". Relatório interno, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Rodrigues, C. F. G. (2011). "Monitorização de Estruturas de Engenharia Civil Apoiada em Soluções de Fibra Óptica". Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Universidade do Porto.
- Rodrigues, C., Cavadas, F., Félix, C., Figueiras, J. (2012). "FBG based strain monitoring in the rehabilitation of a centenary metallic bridge". *ELSEVIER Journal*, pp. 283.
- Rodrigues, C., Félix, C., Lage, A., Figueiras, J. (2011). "Monitorização estrutural com base em fibra óptica: o exemplo da ponte de Lezíria". 6º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, Maputo, pp. 2.
- Rodrigues, C., Félix, C., Figueiras, J. (2013). "Monitorização Estrutural de Pontes com Sistemas em Fibra Ótica - Três Exemplos em Portugal". 3º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes ASCP2013, FEUP, Porto, pp. 2-3.
- Santa, U., Bergmeister, K. (2000). "Techniques for the Acquisition, Modeling and Interpretation of Knowledge in Monitoring Applications". *Proceedings of the 6th International Workshop on Material Properties and Design*, Bauhaus-University, Weimar.
- Santos, L. O. (2014). "Monitoramento e ensaio de pontes". VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, LNEC Rio de Janeiro, pp. 2.

- Simões, R. A. D. (2014). "Dimensionamento de vigas mistas – Apontamentos teóricos da disciplina Estruturas metálicas II". Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Simões, L. M. C., Martins, A. M. B. (2015). "Cap 2 - Método dos elementos finitos - Apontamentos da disciplina de Teoria de Estruturas II". Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Tennyson, R. C. (2001). "Installation, use and repair of fibre optic sensors". Manitoba: ISIS Canada.
- TML (2012). "Strain Gauges". Catálogos TML, Tokyo Sokki Kenkyujo.
- Udd, E. (1995). "An overview of fiber-optic sensors". Review of Scientific Instruments 66(8): 4015- 4030
- Valença, J., Júlio, E., Araújo, H. (2007). "Aplicações de Fotogrametria na Monitorização de Estruturas". Encontro Nacional sobre A Instrumentação Científica e a Metrologia Aplicadas à Engenharia Civil, LNEC, Lisboa (pp. 1,2).
- Webster, J. G., Eren, H. (2014). Measurement Instrumentation, and Sensors Handbook. CRC Press, Florida.
- Worden, K., Farrar, C. (2007). "An introduction to structural health monitoring". Journal of Philosophical Transactions of The Royal Society, pp. 303-304.
- ZWOLSKY, J., BIEN, Jan, P. (2007). "Dynamic Tests in Bridge Monitoring – Systematics and Applications". International Modal Analysis Conference, Orlando, Florida, Wroclaw University of Technology.

Sites Consultados

bksv@2016 - <http://www.bksv.jp/doc/bu0228.pdf>. Acedido em Julho de 2016.

bksv@2016b - <http://www.bksv.com/doc/br0094.pdf>. Acedido em Julho de 2016.

eecis@2016 - <https://www.eecis.udel.edu/~portnoi/academic/academic-files/extensometria>
Acedido em Maio de 2016.

Projecte-hermes@2016 - http://projecte-hermes.upc.edu/Enginyeria_Aeroespacial/3A/Mec%C3%A0nica%20II/Laboratori/Acelerometros%20y%20sensores%20de%20vibracion.pdf. Acedido em Junho de 2016.

hbm@2016 - <https://www.hbm.com/index.php?id=4679&L=0>. Acedido em Março de 2016.

sensores-de-medida@2016 - http://www.sensores-de-medida.es/sensing_sl/SENSORES-Y-TRANSDUCTORES_35/Aceler%C3%B3metros---Sensores-de-aceleraci%C3%B3n_49/Aceler%C3%B3metros-piezoresistivos_59/. Acedido em Junho de 2016

sensorsmag@2016 - <http://archives.sensorsmag.com/articles/0299/prac0299/>. Acedido em Junho de 2016.

tml@2016 - http://tml.jp/e/product/instrument/instrument_sub/tds530.html. Visitado em Junho de 2016.

tecnilab@2016 - http://sm.vectweb.pt/media/33/File/Downloads/Brochuras/Symest%20Versao%202_0%20-%20Catalogo.pdf. Acedido em Julho de 2016.

vesamgroup@2016 - http://vesamgroup.com/sigma/casestudies/SIGMA_CaseStudy05.pdf. Acedido em Junho de 2016,

ANEXOS

Anexo A – Cálculo da secção mista

Foi realizada uma análise elástica de tensões. De forma a determinar o eixo neutro assumiu-se este na alma do perfil metálica e calculou-se através da igualdade dos momentos estáticos (equação 10) (Simões, 2014). Assumiu-se que não existe fissuração no betão.

Características do Perfil metálico:

Quadro A. 1 - Características geométricas do perfil metálico.

Perfil metálico		
h (alma)	1200	mm
h (banzos)	25	mm
h (secção)	1250	mm
b (banzos)	400	mm
t (alma)	15	mm
A	38000	mm ²

Quadro A. 2 - Valores usados no cálculo do eixo neutro do perfil metálico.

	A (mm ²)	d (mm)
1	71263,67	z
2	10000	z-43,25
3	15*(z-139,75)	(z-139,75)*0,5
4	15*(1339,75-z)	(1339,75-z)*0,5
5	10000	1352,25-z

$$A1 * d1 + A2 * d2 + A3 * d3 = A4 * d4 + A5 * d5 \quad (10)$$

Após o cálculo, verificou-se que efetivamente o eixo neutro está na alma do perfil metálico.

Quadro A. 3 - Resultados do cálculo do eixo neutro.

z (mm)	249,58
z _{el} (mm)	334,83

Após o cálculo do eixo neutro é possível calcular a inércia da viga.

Quadro A. 4 - Características geométricas da secção mista.

Análise Elástica	
Dimensões	mm
B,eff	2675,00
n = E_a/E_c	6,36
bi	400,00

hc	170,50
hw	1200,00
hb	1250,00
ht	1450,00
Z,el	1108,43
B,eff/n	420,36

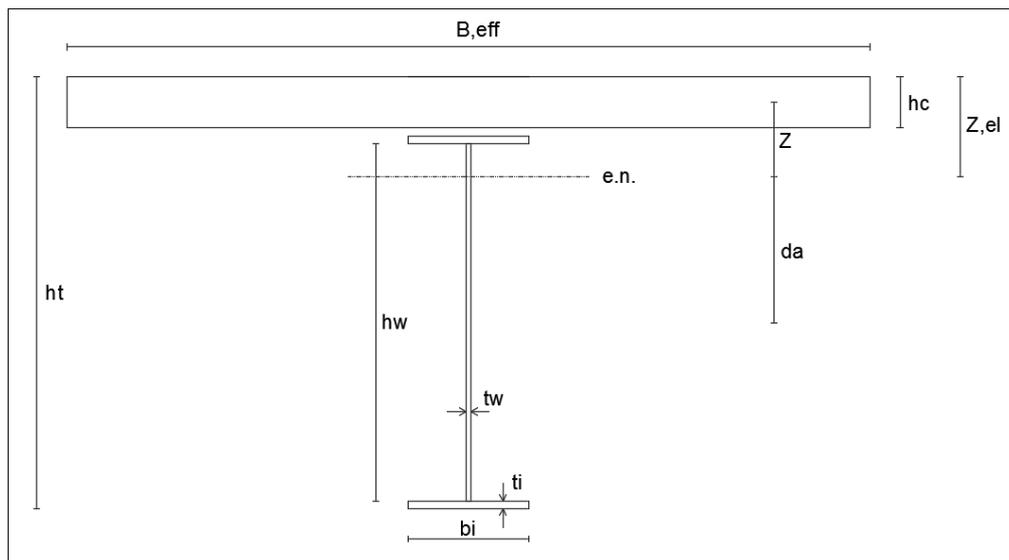


Figura A. 1 - Geometria da secção mista.

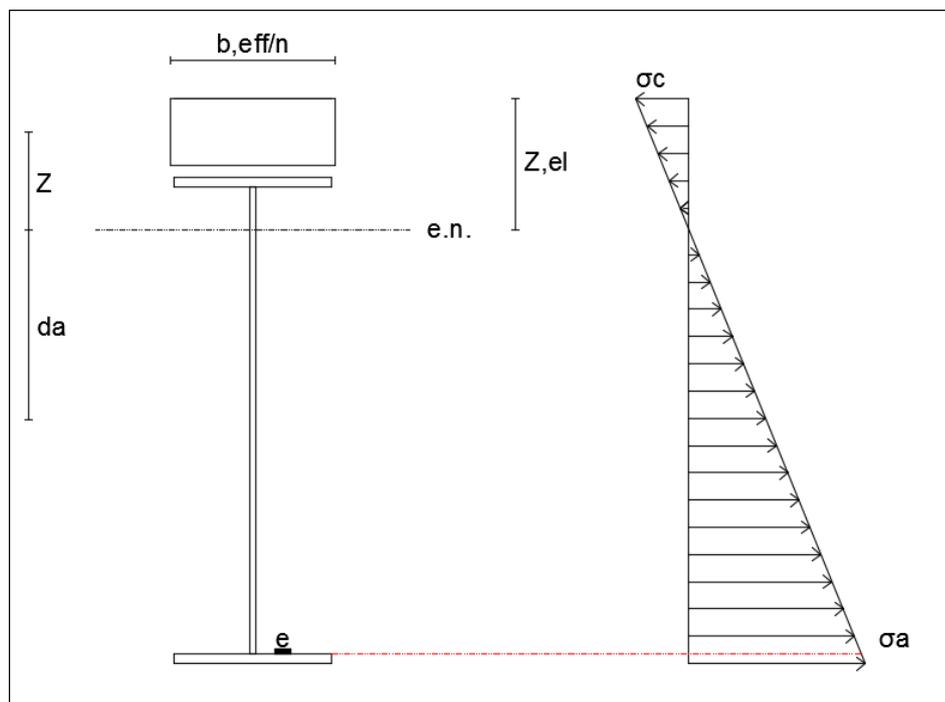


Figura A. 2 - Análise elástica de tensões.

O cálculo do momento de inércia homogeneizado é calculado através da seguinte expressão (Simões, 2014):

$$I_m = I_a + A_a d_a^2 + I_c + A_c d_c^2 \quad (11)$$

Quadro A. 5 - Valores usados para o cálculo da inércia homogeneizada.

z	249,58	mm
d_a	460,67	mm
I_a	966,4E7	mm ⁴
I_c	17,36E7	mm ⁴
I_m	2236,64E7	mm ⁴
	2236,64E3	cm ⁴

Quadro A. 6 - Valores usados para a modelação da viga mista.

A (cm²)	I_m (cm⁴)	I_z (cm⁴)	I_x (cm⁴)
1097	2236643	95971	16744

Quadro A. 7 - Elementos para o cálculo da massa da ponte.

	Quantidade	Cálculo da Massa		Unidades
Vigas	3	IPE 360	76,1	Kg/m
	2	IPE 600	199	Kg/m
	4	IPE 1200	296,4	Kg/m
Elementos da laje		Betão	2500	Kg/m ³
		Pavimento betuminoso	240	Kg/m ³
		Passeios	105	Kg/m
		Guardas	15	Kg/m
Características geométricas da laje		Espessura média da laje	0,1705	m
		Largura de influência	2,68	m
		Vão	19	m
		Massa total	103204,30	Kg
		Densidade (e=23)	23,21	KN/m³

Designation	Haircol 59s
Material	S320GD
f_{yb} (Mpa)	320
t (mm)	1.2
I (cm⁴/ml)	93.98
h_s (mm)	59
h_{total} (mm)	200

Figura A. 3 - Características da chapa colaborante Haircol 59s.

Anexo B – Ficha técnica: Pórtico

Modelo Físico: Pórtico



Objetivos:

- Medição de deslocamentos;
- Medição de extensões.
-

Ensaios de carga estáticos:

Cargas concentradas:

- Meio vão;
- Extremidade da consola do lado esquerdo;
- Extremidade da consola do lado direito;

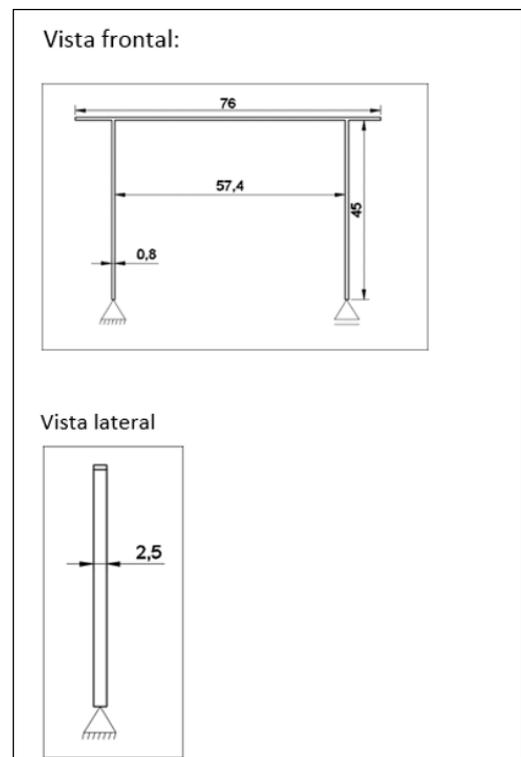
Deslocamentos:

- Aplicar deslocamento no apoio simples.

Ensaio dinâmico:

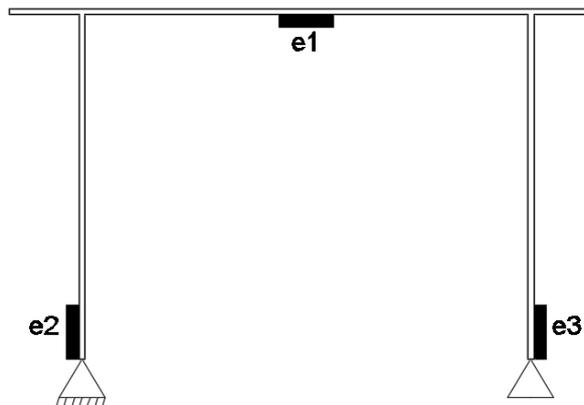
- Medição de acelerações horizontais na travessa;
- Estimativa da frequência própria e modo de vibração.

Dimensões (cm)



Instrumentação

- Extensómetros;



Experiência 1

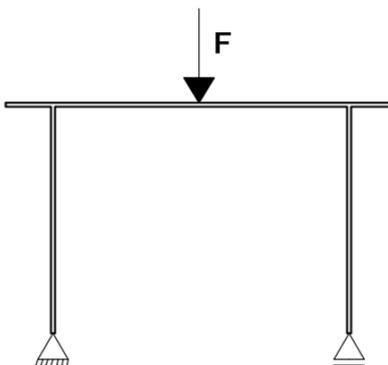


Figura B. 1 - Experiência 1.

Quadro B. 1 - Resultados experiência 1.

Força Aplicada [N]:	
Extensómetro 1 [$\mu\epsilon$]	
Extensómetro 2 [$\mu\epsilon$]	
Extensómetro 3 [$\mu\epsilon$]	

Secções	1	2	3
Esforços [KN]			
Deslocamentos [mm]			
Tensões [KPa]			
Extensões [%]			

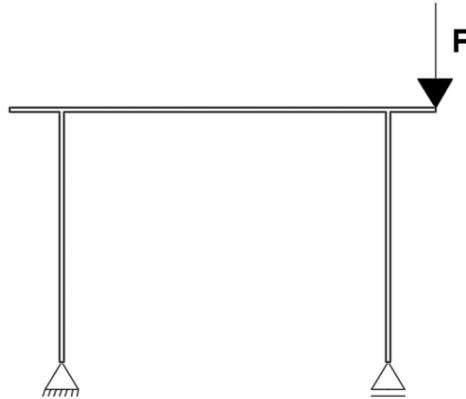
Experiência 2

Figura B. 2 - Experiência 2.

Quadro B. 2 - Resultados experiência 2.

Força Aplicada [N]	
Extensómetro 1 [$\mu\epsilon$]	
Extensómetro 2 [$\mu\epsilon$]	
Extensómetro 3 [$\mu\epsilon$]	

Secções	1	2	3
Esforços [KN]			
Deslocamentos [mm]			
Tensões [KPa]			
Extensões [%]			

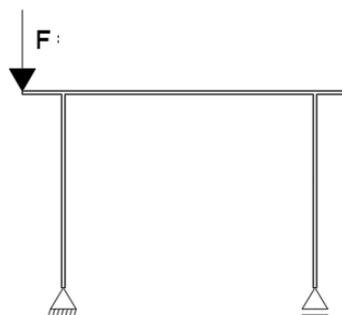
Experiência 3

Figura B. 3 - Experiência 3.

Quadro B. 3 - Resultados experiência 3.

Força Aplicada [N]:	
Extensómetro 1 [$\mu\epsilon$]	
Extensómetro 2 [$\mu\epsilon$]	
Extensómetro 3 [$\mu\epsilon$]	

Secções	1	2	3
Esforços [KN]			
Deslocamentos [mm]			
Tensões [KPa]			
Extensões [%]			

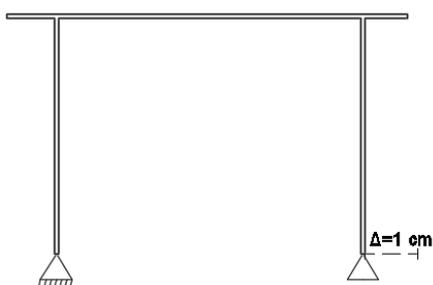
Experiência 4

Figura B. 4 - Experiência 4.

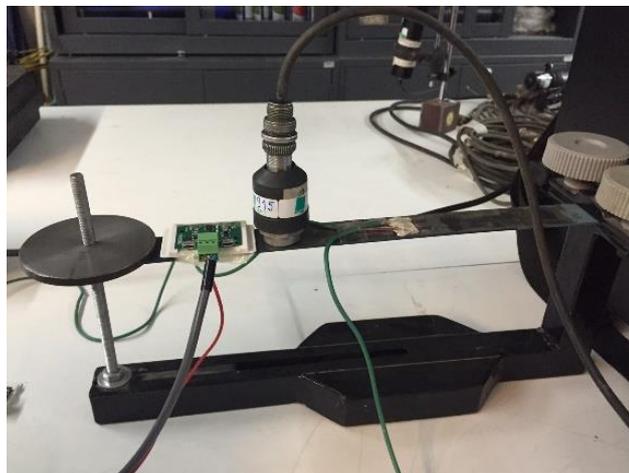
Quadro B. 4 - Resultados experiência 5.

Deslocamento aplicado [cm]:	
Extensómetro 1 [$\mu\epsilon$]	
Extensómetro 2 [$\mu\epsilon$]	
Extensómetro 3 [$\mu\epsilon$]	

Secções		1	2	3
Deslocamentos [mm]				
Extensões [%]				
Tensões [KPa]				
Esforços	Momento [KNm]			
	Esforço Axial [KN]			

Anexo C – Ficha técnica: Viga

Modelo Físico: Viga



Objetivos:

- Medição das frequências próprias.

Ensaio dinâmico:

- Carregar a viga e deixá-la em vibração livre.

Instrumentação:

- 1 Acelerómetro.

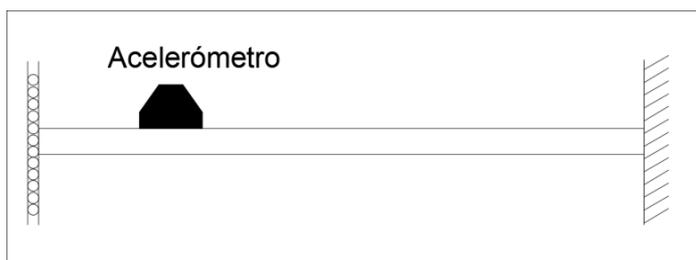


Figura C. 1 - Esquema da viga e acelerómetro.

Nota: a viga é encastrada numa das extremidades e na outra tem uma anilha que funciona como slide que ao ser retirada deixa a viga em consola.

Quadro C. 1 - Resultados experiência dinâmica.

Força aplicada [N]	
Período [s]	
Frequência própria [Hz]	

