



# TEST&E 2019

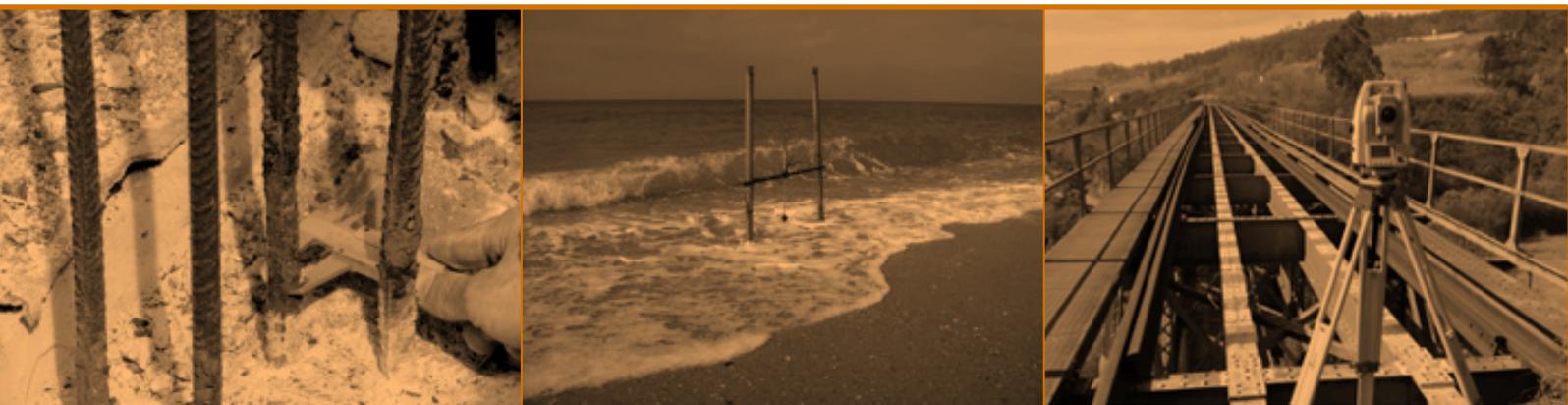
Monitorizar e Preservar

2º Congresso de Ensaios e Experimentação  
em Engenharia Civil

19-21 FEVEREIRO 2019  
PORTO · PORTUGAL

isep Instituto Superior de  
Engenharia do Porto

P.PORTO



# ATAS DO 2º CONGRESSO

DE ENSAIOS E EXPERIMENTAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL





# TEST&E 2019

Monitorizar e Preservar

2º Congresso de Ensaios e Experimentação  
em Engenharia Civil

## ATAS DO 2º CONGRESSO

de

Ensaios e Experimentação em Engenharia Civil

## Monitorizar e Preservar

Instituto Superior de Engenharia do Porto  
19-21 fevereiro 2019 | Porto | Portugal

### Editores

José Neves  
Diogo Ribeiro  
Álvaro Ribeiro

### Organização





## **Aviso Legal**

A qualidade científica e os conteúdos das comunicações são da inteira responsabilidade dos respetivos autores. O editor não aceita qualquer responsabilidade pela informação contida nas comunicações inseridas na presente publicação. Nos termos legais em vigor, é expressamente proibida a reprodução total ou parcial desta publicação no seu todo ou em parte, não podendo ser reproduzida ou transmitida por qualquer outra forma ou processo eletrónico, mecânico ou outros, incluindo cópia, sem autorização expressa do editor. A escrita segundo o novo acordo ortográfico foi opção livre dos autores.

## **Ficha Técnica**

Título: Atas do 2.º Congresso de Ensaios e Experimentação em Engenharia Civil

Editores: José Neves, Diogo Ribeiro, Álvaro Ribeiro

Conceção editorial e gráfica: José Neves

Autores: vários

Copyright © RELACRE - Associação de Laboratórios Acreditados em Portugal

Estrada do Paço do Lumiar

Campus do Lumiar – Edifício D, 1º Andar

1649-038 Lisboa, Portugal

Telefone: +351 213 139 840

E-mail: geral@relacre.pt

Website: <http://www.relacre.pt>

Suporte: eletrónico

Formato: PDF

Data de publicação: Julho de 2019

ISBN: 978-972-8574-49-9

DOI: 10.5281/zenodo.3355354

<https://doi.org/10.5281/zenodo.3355354>

Website do congresso: <https://www2.isep.ipp.pt/teste2019/>



## ÍNDICE

PREFÁCIO <i>José Neves, Digo Ribeiro, Álvaro Ribeiro</i>	XI
ORGANIZAÇÃO	XIII
APOIOS E EXPOSITORES	XV
Tema 1	
<b>REABILITAÇÃO DO PATRIMÓNIO</b>	
METODOLOGIA PARA A CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS DE PEDRA UTILIZANDO ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS <i>Carlos Chastre, Marco Ludovico Marques</i>	3
ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE PAREDES DE ALVENARIA E PAVIMENTOS DE MADEIRA DO CENTRO HISTÓRICO DE VISEU <i>João Negrão, Romeu Vicente, Tiago Ferreira, Ricardo Almeida, José Mendes da Silva</i>	15
ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS PARA A INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS DE ALVENARIA DE PEDRA <i>Carlos Chastre, Marco Ludovico Marques, Hugo Biscaia</i>	25
AVALIAÇÃO ESTRUTURAL PELO MÉTODO NÃO-DESTRUTIVO EM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO DO PATRIMÓNIO HISTÓRICO NA REGIÃO LITORÂNEA NO CEARÁ/BRASIL AVALIAÇÃO <i>Lia Cavalcante, Moacir Rodrigues, Larissa Mota, David Gomes, João Medeiros, Maria Silva, João Fernandes, Esequiel Mesquita</i>	37
AVALIAÇÃO DO TEOR DE ÁGUA NA EXTREMIDADE DE UMA VIGA DE MADEIRA EM CONTACTO COM ALVENARIA HÚMIDA <i>Maxime Verbist, Jorge Branco, João Parracha, Lina Nunes</i>	49
ENSAIOS DE TRAÇÃO EM OBRA PARA SISTEMAS DE ANCORAGEM EM BETÃO E ALVENARIA <i>Bárbara Campelo, Gonçalo Carvalho</i>	61
COMPORTAMENTO A CARGAS VERTICAIS DE ASNAS EXISTENTES DE MADEIRA EM TESOURA <i>Alexandre Costa, Carlos Rodrigues, Jorge Fonseca, Aníbal Costa</i>	69
Tema 2	
<b>NOVOS MATERIAIS</b>	
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS <i>Inês Moreira, Ana Gomes, Maria da Luz Garcia, Diogo Araújo</i>	83
COMPORTAMENTO DO BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS - CAPACIDADE DE ABSORÇÃO DE ENERGIA COM FIBRAS DE AÇO E POLIMÉRICAS <i>Ana Gomes, Inês Moreira, Maria da Luz Garcia, Diogo Araújo</i>	95
MEDIÇÃO DO COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA DO BETÃO NAS PRIMEIRAS IDADES: UM NOVO MÉTODO EXPERIMENTAL BASEADO NO AQUECIMENTO/ARREFECIMENTO INTERNO <i>Behzad Zahabizadeh, Ali Edalat-Behbahani, José Gomes, José Granja, Rui Faria, Miguel Azenha</i>	107
DESENVOLVIMENTO DE APARATO PARA MEDIÇÃO DE RESISTIVIDADE ELÉTRICA EM PASTAS DE CONCRETO <i>Carlos Calado, Aires Camões, Fabrizio Elias, Tâmara Dalpane</i>	119

CARACTERIZAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO ÁGUA / CIMENTO NAS PROPRIEDADES DO CONCRETO PERMEAVÉL <i>George Gomes, João Medeiros, Matheus Souza, Felipe Cavalcante, Lia Cavalcante, Francisco Rodrigues, Emanuel Araújo, Loyane Xavier, Esequiel Mesquita</i>	131
AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA DE ARGAMASSAS COM CINZAS DE CASCA DE AMÊNDOA <i>Maria da Luz Garcia</i>	141
SUBSTITUIÇÃO PARCIAL DE AREIA POR PET EM ARGAMASSAS <i>Maria da Luz Garcia, Vanessa Dias, Vítor Silva</i>	149
CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DA SUPERFÍCIE DE ETICS À ÁGUA, GRAFFITI E BIOCOLONIZAÇÃO <i>Inês Flores-Colen, Rosário Veiga, Sofia Malanho</i>	161
ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE OS EFEITOS DA MODIFICAÇÃO COM NANOARGILA NAS PROPRIEDADES DE UMA MISTURA SMA <i>João Crucho, José Neves, Silvino Capitão, Luís Picado-Santos</i>	171
 Tema 3 <b>HIDRÁULICA, AMBIENTE E RECURSOS NATURAIS</b>	
MODELOS TRIDIMENSIONAIS DE SUPERFÍCIE DE QUEBRA-MARES OBTIDOS ATRAVÉS DE VANT. DO PROTÓTIPO PARA O LABORATÓRIO <i>Rute Lemos, Maria Henriques, Rui Capitão, Conceição Fortes</i>	183
ESTUDOS RECENTES ENVOLVENDO MODELAÇÃO FÍSICA E NUMÉRICA APLICADA À ENGENHARIA COSTEIRA. MARÍTIMA E OFFSHORE <i>Francisco Taveira-Pinto, Paulo Rosa-Santos, Tiago Fazeres-Ferradosa</i>	195
AVANÇOS RECENTES NA MONITORIZAÇÃO DE OBRAS MARÍTIMAS EM PORTUGAL <i>Rui Capitão, Rute Lemos, Conceição Fortes, Maria Henriques</i>	207
ENSAIOS DE AGITAÇÃO NO PORTO DE LEIXÕES EM CENÁRIO DE ALTERAÇÃO CLIMÁTICA <i>Miguel Silva, Conceição Fortes, Rute Lemos, Graça Neves, Carlos Caeiro</i>	221
EXTENSÃO DO MOLHE NORTE DO PORTO DE LEIXÕES: MODELAÇÃO FÍSICA DE UM NAVIO AMARRADO NO POSTO A <i>Liliana Pinheiro, Francisco Pedro, Hossam Abdelwahab, Conceição Fortes, João Santos, Rui Capitão</i>	233
ESTUDO EM MODELO REDUZIDO DO ESPRAIAMENTO, GALGAMENTO E DANO EM QUEBRA-MARES DE TALUDE <i>João Santos, Francisco Pedro, Mário Coimbra, Andrés Figuero, Conceição Fortes, José Sande, Moritz Körner, Rute Lemos, Antje Bornschein, Julius Weimper, Jeroen van den Bos, Bastian Dost, Rita Carvalho, Alberto Alvarelllos, Enrique Peña, Reinhard Pohl, Teresa Reis</i>	245
TÉCNICAS DE ANÁLISE E PÓS-PROCESSAMENTO DE IMAGEM APLICADA À EXTRAÇÃO DE DADOS LOCAIS DE ENSAIOS DE ROTURA DE BARRAGENS <i>Sílvia Amaral, Teresa Alvarez, Maria Teresa Viseu, Rui Ferreira</i>	257
ANÁLISE DE SENSIBILIDADE À GEOMETRIA DO CANAL PILOTO NA ROTURA DE BARRAGENS POR GALGAMENTO <i>Teresa Alvarez, Solange Mendes, Sílvia Amaral, Maria Teresa Viseu, Rui Ferreira</i>	269
DETERMINAÇÃO DOS CAMPOS DE VELOCIDADES DE ESCOAMENTOS BIFÁSICOS USANDO PIV-PTV <i>Rui Aleixo, Elsa Carvalho, Maria Manuela Lima, Rui Ferreira</i>	279

Tema 4

**GEOTECNIA E TRANSPORTES**

COMPARAÇÃO DA NORMALIZAÇÃO PORTUGUESA EM VIGOR COM A NOVA NORMALIZAÇÃO EUROPEIA PARA CARATERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS - ESTUDO LABORATORIAL <i>Carla Martins, Eduardo Neves, Adriano Teixeira, Manuela Carvalho</i>	291
TRATAMENTO DE SOLOS COM CAL <i>João Afonso, Sara Cardoso, Nuno Pinto</i>	301
ANÁLISE COMPARATIVA DE METODOLOGIAS DE COMPACTAÇÃO DE SOLO-CIMENTO PELO MÉTODO SUL-AFRICANO <i>Joana Machado, Ana Cristina Freire, Simona Fontul, Vitor Antunes</i>	313
AValiação EXPERIMENTAL DAS PROPRIEDADES TÉRMICAS DE MISTURAS BETUMINOSAS <i>Rui, Micaelo, José Neves, Mauro Antunes, Daniel Aelenei</i>	325
MONITORIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE ZONAS DE TRANSIÇÃO DA VIA FÉRREA <i>Cristina Alves Ribeiro, Rui Calçada</i>	335
SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO DA VIA PARA PESAGEM DE MATERIAL CIRCULANTE EM MOVIMENTO <i>Araliya Mosleh, Andreia Meixedo, Pedro Alves Costa, Rui Calçada</i>	347
CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM MODELO DINÂMICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA <i>Daniel Vaz, Gonçalo Ferreira, Diogo Ribeiro, Rui Calçada</i>	357
AValiação DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O SADO <i>Andreia Meixedo, Diogo Ribeiro, João Santos, Rui Calçada</i>	369
ANÁLISE EXPERIMENTAL DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS COMPONENTES E MATERIAIS DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA <i>Rúben Silva, Cristina Costa, António Arêde, António Topa Gomes, José Menezes</i>	379
ENSAIOS EXPERIMENTAIS EM PONTES FERROVIÁRIAS COM VIÉS DA REDE ESPANHOLA DE ALTA VELOCIDADE <i>Carlos Velarde, Diogo Ribeiro, Khanh Nguyen, Jaime García-Palacios, Ván Díaz, José Goicolea</i>	389
VALIDAÇÃO DE UM MODELO NUMÉRICO DA PONTE DAS VÁRZEAS COM BASE NUM ENSAIO DINÂMICO <i>Cláudio Horas, Diogo Ribeiro, Abílio de Jesus, Rui Calçada</i>	401
VALIDAÇÃO DE UM MODELO NUMÉRICO DA PONTE DA ARRÁBIDA COM BASE EM ENSAIO DINÂMICO <i>Jorge Leite, Ricardo Santos, Diogo Ribeiro, Rui Calçada</i>	409
APLICAÇÃO DA MODELAÇÃO 3D À REABILITAÇÃO E INSPEÇÃO DE VIA FÉRREA COM VISTA À IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA BIM <i>Manuel Vilela, José Neves, Zita Sampaio</i>	417

Tema 5

**INOVAÇÃO E TENDÊNCIAS FUTURAS**

ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO DE PAREDES NÃO PORTANTES <i>Paulo Piloto, Mohamed Khetata, Ana Gavilán</i>	429
MODELO DE CÁLCULO AVANÇADO CALIBRADO COM ENSAIO EXPERIMENTAL DE LAJES EM MADEIRA EXPOSTAS AO FOGO <i>Elza Fonseca, Paulo Piloto</i>	441

EFEITO DA TEMPERATURA EM LIGAÇÕES COLADAS ENTRE LAMINADOS DE CFRP E CHAPAS METÁLICAS <i>Hugo Biscaia, Manuel Silva, Pedro Ribeiro</i>	449
MONITORIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS OCUPANTES EM EDIFÍCIOS RESIDENCIAIS – UM CASO DE ESTUDO <i>Pedro Pereira, Nuno Ramos</i>	461
PRINCIPAIS DESAFIOS E DESENVOLVIMENTOS EM ENSAIOS PARA FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ENCHIMENTO À ESCALA REAL <i>António Arêde, André Furtado, José Melo, Nuno Pinto, Hugo Rodrigues, Humberto Varum</i>	473
LIGAÇÕES COLADAS ENTRE BARRAS DE AÇO INOX EXTERIORMENTE COLADAS A ELEMENTOS DE BETÃO: ANÁLISE TEÓRICA VS. EXPERIMENTAL <i>Hugo Biscaia, Noel Franco, Carlos Chastre</i>	485
MONITORAMENTO NÃO-DESTRUTIVO DA EVOLUÇÃO DO POTENCIAL DE CORROSÃO EM ESTRUTURA STEEL FRAME <i>Lia Cavalcante, Matheus Silva, Moacir Rodrigues, Vinicius Sales, João Medeiros, Emanuel Araújo, Ana Barroso, Tallis Rubens, Esequiel Mesquita</i>	499
ANÁLISE DA DELAMINAÇÃO E SEUS EFEITOS EM COMPÓSITOS DE MATRIZ POLIMÉRICA <i>Pedro Emanuel Silva, João Emílio Matos, Luís Miguel Durão</i>	505
AValiação IN-SITU DO DESEMPENHO DE REVESTIMENTOS COM INCLUSÃO DE PIGMENTOS REFLETANTES <i>Nuno Ramos, Joana Maia, Ricardo Almeida, Bruno Carneiro</i>	517
PROJETO ELEVAR – ESTUDO LOCALIZADO DE ESTRUTURAS VERTICAIS COM AERONAVES ROBOTIZADAS. UMA CONTRIBUIÇÃO PARA AS INSPEÇÕES VISUAIS ASSISTIDAS DE OBRAS DE ENGENHARIA <i>Maria João Henriques, Tiago Pinto, João Andrade, Duarte Dornellas, Jorge Gonçalves, Ricardo Ribeiro, Alexandre Bernardino, José Santos-Victor, António Lopes Batista</i>	525
MONITORAMENTO DE OBRAS CIVIS UTILIZANDO A PLATAFORMA ARDUINO E SENSORES DE BAIXO CUSTO <i>Fabio Ioveni Lavandoscki, Douglas Cavalcante, Henrique Puhlmann, Icaro Gonçalves, Diego Lapolli Bressan, Lucas Fernandes</i>	535
MONITORAMENTO REMOTO DE FISSURAS EM SALA COM PAREDES CONSTITUÍDAS DE ALVENARIA <i>Fabio Ioveni Lavandoscki, Diego Lapolli Bressan</i>	547
MONITORAMENTO DAS CARGAS EM ESCORAS TELESCÓPICAS UTILIZADAS NA INSTALAÇÃO DE VIGA-GUIA CURVA PRÉ-MOLDADA <i>Ciro José Ribeiro Villela Araujo, Diego Lapolli Bressan</i>	553
<b>Tema 6</b>	
<b>ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS</b>	
DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DE ARGAMASSAS ATRAVÉS DE MÉTODOS DINÂMICOS <i>Ana Isabel Marques, João Morais, Carlos Santos, Paulo Morais, Dora Santos, Maria do Rosário Veiga</i>	565
VARIAÇÕES NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO DE ARGAMASSAS OCASIONADOS PELO EFEITO DA UMIDADE <i>João Medeiros, Felipe Cavalcante, Francisco Rodrigues, George Gomes, Matheus Silva, André Alves, Esequiel Mesquita</i>	577
UTILIZAÇÃO DE ULTRASONOGRAFIA PARA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE MADEIRA SUBMETIDA A AUMENTOS DE TEMPERATURA <i>Luiz António Branco, Eduardo Chahud, António Carlos Viana Silva, Romeu Rodrigues Pereira</i>	587

RASTREABILIDADE METROLÓGICA DE EXTENSÓMETROS DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA UTILIZADOS NA MONITORIZAÇÃO DE BARRAGENS DE BETÃO <i>Luís Lages Martins, Juan Mata, Carlos Serra, António Tavares de Castro</i>	585
CALIBRAÇÃO DE SONDAS DE TEMPERATURA USADAS NA MEDIÇÃO DA CONDUTIVIDADE TÉRMICA DE SOLOS <i>Rafaela Cardoso, Mariana Sousa, Ana Vieira</i>	605
AVALIAÇÃO NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DA CARGA ADMISSÍVEL EM VIGAS COMPOSTAS PARA MONOCARRIS DE SISTEMAS DE ELEVAÇÃO <i>Hugo Gouveia, Fernando Ferreira, Jorge Justo</i>	615
PROPOSTA DE ENSAIO ACELERADO DE EXPOSIÇÃO A CHUVAS DIRIGIDAS <i>Maria Luiza Souza Rezende, Aires Camões, Rute Eires, Carlos Jesus, Edgar Soares</i>	625
UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS TENDENCIALMENTE NÃO-DESTRUTIVOS PARA CARACTERIZAÇÃO DE UMA LAJE TÉRREA INDUSTRIAL <i>João Guedes, Alexandre Costa, Bruno Quelhas, Tiago Ilharco, Valter Lopes, Joana Oliveira</i>	635
Tema 7	
<b>VIBRAÇÕES E HIGROTÉRMICA</b>	
VIBRAÇÕES DO SISTEMA VIA-MACIÇO NUM TROÇO DA LINHA DO NORTE <i>Nuno Correia dos Santos, Aires Colaço, Pedro Alves Costa, Rui Calçada</i>	647
VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM MODELO NUMÉRICO PARA PREVISÃO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS EM EDIFÍCIOS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO EM TÚNEIS <i>Patrícia Lopes, Pedro Alves Costa, Jesus Fernández, António Silva Cardoso, Rui Calçada</i>	659
ENSAIOS DINÂMICOS DE VEÍCULOS FERROVIÁRIOS DE MERCADORIAS <i>Rúben Silva, Diogo Ribeiro, Cristina Costa, António Arêde, Rui Calçada</i>	671
MONITORAÇÃO EXPERIMENTAL E MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PASSARELAS DE PEDESTRES <i>Gilvan Lunz Debona, José Guilherme Silva</i>	681
CARACTERIZAÇÃO TÉRMICA DE SOLUÇÕES TRADICIONAIS DE PAREDES DO CENTRO HISTÓRICO DE VISEU <i>Ricardo Almeida, Romeu Vicente, Eduardo Roque, Tiago Ferreira, João Negrão, José Mendes da Silva</i>	693
AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DOS EFEITOS DINÂMICOS INDUZIDOS PELO VENTO NA TORRE DE TELECOMUNICAÇÕES DO MONTE DA VIRGEM <i>Diogo Ribeiro, Jorge Leite, Nuno Pinto, Rui Calçada</i>	703
AVALIAÇÃO DA PERMEABILIDADE AO AR DE VÃOS ENVIDRAÇADOS ATRAVÉS DE ENSAIOS COM PORTA VENTILADORA <i>Nuno Ramos, Ricardo Almeida, Pedro Pereira</i>	713
ANÁLISES TEÓRICO E EXPERIMENTAL DE FREQUÊNCIAS NATURAIS DE VIGA ENGASTADA-LIVRE CONSIDERANDO OS MÉTODOS DE RESOLUÇÃO EXATA/ANALÍTICA E MATRICIAL <i>Diego Lapolli Bressan</i>	725
ÍNDICE DE AUTORES	737
APÊNDICE DE FOTOGRAFIAS	739



## **PREFÁCIO**

O 2º Congresso de Ensaios e Experimentação em Engenharia Civil – TEST&E 2019 – foi realizado de 19 a 21 de fevereiro de 2019 no Instituto Superior de Engenharia do Porto, numa organização conjunta da RELACRE (Associação de Laboratórios Acreditados de Portugal), do ISEP (Instituto Superior de Engenharia do Porto) e do IST (Instituto Superior Técnico).

Este congresso pretendeu proporcionar um amplo fórum de divulgação e partilha de conhecimentos e experiências entre os seus participantes das áreas da investigação e ensino, indústria e serviços, sob o tema principal: Monitorizar e Preservar.

No atual ciclo de atividade com enfoque na preservação e valorização do património construído, este congresso pretendeu dar a devida importância à monitorização como ferramenta de apoio imprescindível à gestão desses mesmos ativos, com a finalidade última da sua melhor preservação no ciclo de vida. A monitorização assume ainda maior relevância no âmbito da utilização de novos materiais ou processos construtivos, sobretudo na reabilitação ou reconstrução, onde interessa aprofundar conhecimentos relativos ao seu comportamento em serviço. A implementação das mais variadas técnicas de monitorização, usufruindo com vantagem das tecnologias de informação e comunicação da atualidade, baseia-se em grande medida em ensaios e experimentação que estão em permanente evolução.

Neste livro são apresentados os 68 artigos de 204 autores, de acordo com os seguintes temas:

1. Reabilitação do património
2. Novos materiais
3. Hidráulica, ambiente e recursos naturais
4. Geotecnia e transportes
5. Inovação e tendências futuras
6. Ensaios não destrutivos
7. Vibrações e higrotérmica

Os editores expressam os seus maiores agradecimentos: aos autores, pela confiança na divulgação dos seus trabalhos neste congresso; à Comissão Científica, pela contribuição dada à qualidade técnica e científica dos artigos; à Comissão Organizadora Local e à Comissão Executiva, pela garantia de concretização do congresso com todo o sucesso. Um agradecimento geral é dirigido a todos os que direta ou indiretamente contribuíram para a excelência da qualidade deste congresso.

Lisboa, julho de 2019.

Os editores

*José Neves (CERIS, IST, ULIsboa)*

*Diogo Ribeiro (ISEP, CONSTRUCT)*

*Álvaro Ribeiro (LNEC, RELACRE)*



## ORGANIZAÇÃO

### Comissão Organizadora

Álvaro Ribeiro (LNEC, RELACRE)  
Diogo Ribeiro (ISEP, CONSTRUCT)  
José Neves (IST, ULisboa)

### Comissão Organizadora Local

Alexandre Costa (ISEP, CONSTRUCT)  
Eduardo Vivas (H2OPT)  
Patrícia Lopes (ISEP, CONSTRUCT)  
Ricardo Santos (ISEP, CONSTRUCT)  
Rui Camposinhos (ISEP, CONSTRUCT)  
Tiago Abreu (ISEP, CONSTRUCT)

### Comissão Executiva

Ana Duarte (RELACRE)  
Cláudia Silva (RELACRE)  
Horácio Macedo (ISEP)  
Joel Vilas Boas (ISEP)  
Jorge Moutinho (ISEP)  
Maria João Conceição (RELACRE)

### Comissão Científica

Aires Camões (UMinho)  
Aldina Santiago (FCTUC)  
Alexandre Cury (UFJF, Brasil)  
Ana Cristina Freire (LNEC)  
Ana Velosa (UAveiro)  
António Arêde (FEUP)  
António Vilhena (LNEC)  
António Tadeu (FCTUC, ITECONS)  
Armando Camelo (EDP, ISEP)  
Baldomiro Xavier (Teixeira Duarte)  
Carla Sousa (Mota-Engil)  
Carlos Chastre (FCT/UNL)  
Cristina Alves Ribeiro (Senqual)  
Cristina Costa (IPTomar)  
Cristina Silva (IPT, Brasil)  
Diogo Ribeiro (ISEP)  
Eduardo Neves (CICCOPN)  
Elsa Caetano (FEUP)  
Francisco Araújo (Euromodal)  
Francisco Taveira Pinto (FEUP)  
Hugo Biscaia (FCT, UNova)  
Hugo Costa (ISEC)  
Hugo Patrício (IP)  
Hugo Rodrigues (IPLeiria)  
Inês Flores Colen (IST)  
Isabel Torres (FCTUC)

João Alfredo Santos (ISEL)  
João André (APEB)  
Jorge Branco (UMinho)  
José Neves (IST, ULisboa)  
José Santos (UMadeira)  
José Varandas (FCT, UNova)  
Leandro Trautwein (UNICAMP, Brasil)  
Luís Evangelista (ISEL)  
Luís Martins (LNEC)  
Luís Oliveira Santos (LNEC)  
Luis Picado Santos (IST)  
Luiz António Branco (UFMG, Brasil)  
Miguel Azenha (UMinho)  
Nuno Cristelo (UTAD)  
Nuno Ramos (FEUP)  
Paulina Faria (FCT, UNova)  
Paulo Amaral (LREC, Açores)  
Rafaela Cardoso (IST)  
Romeu Vicente (UAveiro)  
Rui Calçada (FEUP)  
Rui Camposinhos (ISEP)  
Rui Ferreira (IST)  
Rui Micaelo (FCT, UNova)  
Silvino Capitão (ISEC)  
Victor Cavaleiro (UBI)



## APOIOS E EXPOSITORES

### Patrocínio GOLD



### Patrocínios SILVER



### Expositores



### Apoios institucionais



### Apoios à divulgação





Tema 1

**REABILITAÇÃO DO PATRIMÓNIO**



## **METODOLOGIA PARA A CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS DE PEDRA UTILIZANDO ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS**

### **METHODOLOGY FOR THE PHYSICAL AND MECHANICAL CHARACTERIZATION OF STONE HISTORICAL BUILDINGS USING NON-DESTRUCTIVE TESTS**

Chastre, Carlos; *CERIS e FCT, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal*, chastre@fct.unl.pt  
Ludovico-Marques, Marco; *INCITE, ESTB, I. P. de Setúbal, Lavradio, Portugal*, ludovicomarques@gmail.com

#### **RESUMO**

Os edifícios históricos como os palácios, castelos, igrejas e templos, são exemplos do património construído e constituem uma parte importante do nosso património cultural. Estas construções históricas incluem normalmente paredes de alvenaria maciça e pedra natural. A salvaguarda do património construído em pedra é de importância inquestionável, pelo que devem ser desenvolvidas e estudadas técnicas de intervenção adequadas em materiais e estruturas. Neste artigo, é apresentada uma metodologia de ensaios não destrutivos para avaliar a conservação de edifícios históricos de pedra e, com base nesta metodologia, é mostrado um caso de estudo na Igreja de São Leonardo, monumento português construído na Atouguia da Baleia no século XIII.

#### **ABSTRACT**

The historic buildings, such as palaces, castles, churches and temples, are examples of built heritage and constitute an important part of our cultural heritage. These historic constructions normally include massive masonry walls and natural stone. Safeguarding the stone built heritage is of unquestionable importance, so adequate intervention techniques on materials and structures must be developed and studied. In this article, a non-destructive testing methodology to assess the conservation of historic stone buildings is presented and based on this methodology, a case study is shown in St. Leonard's Church, a Portuguese monument built in Atouguia da Baleia village in the 13th century AD.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

A conservação ou a reabilitação adequada dos edifícios históricos de pedra deve começar com uma observação, diagnóstico e compreensão adequada das causas de deterioração dos materiais existentes (ICOMOS 2003), as quais, em alguns casos, podem originar falhas estruturais. Os ensaios a efetuar tendo em vista a avaliação do estado de conservação dos materiais e/ou a avaliação estrutural do edifício histórico, devem ser realizados com o menor grau de intrusão e o pleno respeito pela integridade física dos materiais e da estrutura, seguindo os princípios da salvaguarda do património arquitetónico (Faria and Chastre 2015), que foram definidos nas cartas internacionais de Atenas e Veneza (ICOMOS 2004). Um dos principais dilemas com que os técnicos têm de lidar para efetuar um diagnóstico correto, está relacionado com a necessidade de recolha de amostras para a caracterização física e mecânica dos materiais e, ao mesmo tempo, conseguir respeitar o património histórico. Tendo essa dificuldade em mente, a comunidade científica vem defendendo o princípio da intrusão mínima e propondo técnicas alternativas não destrutivas para avaliar o comportamento do edifício histórico e as propriedades físicas e mecânicas dos seus materiais de construção (Popovics 2003). Neste artigo, é apresentada uma metodologia de ensaios não destrutivos para avaliar a conservação de edifícios históricos em alvenaria de pedra proposta pelos autores em (Ludovico-Marques 2008, Chastre and Ludovico-Marques 2018) e, complementarmente, é apresentado o caso de estudo da Igreja de São Leonardo, na Atouguia da Baleia, onde se aplicou esta metodologia.

#### **2 - METODOLOGIA GERAL PARA A CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DA PEDRA DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS UTILIZANDO ENSAIOS NDT**

Como referido anteriormente, não é aconselhável a realização de ensaios destrutivos na alvenaria do edifício histórico. Assim, dependendo do conhecimento existente acerca da pedra do monumento, existem três alternativas válidas:

- 1) a pedra de construção do edifício histórico é bem conhecida e os ensaios não destrutivos são suficientes para a sua caracterização física e mecânica e para avaliar o seu estado de conservação;
- 2) as pedreiras que forneceram a pedra de construção do edifício histórico são conhecidas, sendo fácil encontrar uma pedra similar que será validada através da análise petrográfica comparativa com a pedra do edifício histórico, tendo por base a assinatura intrínseca existente na pedra do edifício histórico. Sendo em seguida efetuada na pedra similar a caracterização física e mecânica pretendida;
- 3) a localização das pedreiras históricas é desconhecida, bem como as características da pedra de construção. Assim sendo, como alternativa, é necessário encontrar uma pedra similar nas proximidades do edifício histórico e validá-la através da sua assinatura intrínseca. Para isso, é necessário inspecionar os edifícios e muros nas proximidades do edifício histórico, uma vez que pedras similares foram, certamente, utilizadas na sua construção.

Neste ponto, mostrar-se-á como encontrar uma pedra similar à pedra do edifício histórico, que será validada através de uma análise petrográfica comparativa com a pedra do edifício histórico, tendo por base a assinatura intrínseca existente na mesma. Seguindo-se a caracterização física e mecânica pretendida na pedra similar, a qual deverá ser efetuada em ambas as alternativas 2 e 3. Os ensaios realizados devem ter em consideração as condições específicas do edifício histórico em estudo, o tipo de análise que é permitido realizar, os equipamentos disponíveis para este fim e a experiência dos técnicos envolvidos.

## **2.1 - Metodologia para obter uma pedra similar validada pela assinatura intrínseca da pedra do edifício histórico**

A metodologia proposta para encontrar uma pedra similar validada pela assinatura intrínseca da pedra de construção do edifício histórico é desenvolvida nos seguintes pontos:

- i) ***Inspeção de algumas pedreiras históricas, muros de alvenaria ou afloramentos próximos ao património edificado e recolha de algumas amostras***, tendo em conta a sua similaridade em termos de aparência, composição mineralógica, textura e estrutura através da observação visual em comparação com as pedras do edifício histórico. Sempre que permitido pela comissão técnico-científica de salvaguarda do património, algumas pequenas amostras de pedras do edifício histórico também podem ser recolhidas;
- ii) ***Desenvolvimento de um estudo petrográfico***: Em primeiro lugar, deve ser realizada uma observação visual das amostras de mão para identificar as cores da superfície, usando o sistema de cores Munsell (Munsell 1915) ou os parâmetros CiELAB (Fairchild 2013), devendo ser caracterizada a composição mineralógica da pedra; em seguida, para se obter a definição detalhada da composição mineralógica e o seu arranjo geométrico de textura e estrutura, devem ser analisadas lâminas delgadas da pedra por microscopia petrográfica (EN12407 2006), e pequenas amostras (até 1 cm<sup>3</sup>) por microscópio eletrónico (SEM-EDS) (Ion, Teodorescu et al. 2016, Morillas, Maguregui et al. 2016) e Difração de raios X (XRD) (Bitossi, Giorgi et al. 2005, Ion, Teodorescu et al. 2016). Complementarmente, para a identificação dos minerais ou dos seus principais grupos químicos ou iões (e.g. sulfatos) e sua extensão, pode utilizar-se para a análise química diversos equipamentos de espectroscopia, como o AAS (Janssens and Van Grieken 2004), ED XRF (Bitossi, Giorgi et al. 2005, Ion, Teodorescu et al. 2016), LRS (Bitossi, Giorgi et al. 2005, Ion, Teodorescu et al. 2016), FTIR (Bitossi, Giorgi et al. 2005, Ion, Teodorescu et al. 2016) ou o LIBS (Zorov, Popov et al. 2015, Senesi, Carrara et al. 2016). Como referido em (Ludovico-Marques 2008, Heidari, Torabi-Kaveh et al. 2017, Chastre and Ludovico-Marques 2018), a alteração química das pedras de construção ocorre dentro de uma escala de tempo geológico, muito além do tempo histórico das construções antigas. A alteração provoca mudanças graduais essencialmente nas propriedades físicas e mecânicas das pedras dos monumentos.
- iii) ***Caraterização do comportamento físico da pedra, no edifício histórico e em pedras similares***: Os ensaios devem ser realizados nas pedras da fachada ou em pequenas amostras daí extraídas e os resultados comparados com os dos ensaios realizados em amostras encontradas nas proximidades do edifício histórico ou em pedreiras históricas. Para o efeito, devem ser efetuados, sempre que possível, os seguintes ensaios: porosidade e densidade aparente; porosidade e distribuição do tamanho dos poros através de porosimetria por intrusão de mercúrio; absorção de água a

baixa pressão (tubo de Karsten), bem como a determinação do índice de secagem e do coeficiente de absorção de água por capilaridade (somente em laboratório e em pedras similares).

- iv) **Validação de uma pedra similar, baseada no estudo petrográfico e na caracterização física.** A pedra similar será escolhida através da comparação do número máximo de propriedades que coincidam, numa faixa estreita de valores, entre a pedra do edifício histórico e as diferentes pedras em análise. Esta escolha terá de ser validada, pelo menos, nas propriedades mais importantes: composição mineral e o seu arranjo geométrico de textura e estrutura, porosidade e distribuição do tamanho dos poros, e densidades. A faixa dos valores de porosidade encontrados na pedra do edifício histórico deve ter amostras representativas nas pedras similares selecionadas.

## **2.2 - Metodologia para caracterizar física e mecanicamente a pedra de construção do edifício histórico e avaliar o seu estado de conservação**

A metodologia aqui apresentada para caracterizar física e mecanicamente a pedra do edifício histórico pode ser aplicada desde que a pedra similar tenha sido validada pela assinatura intrínseca existente na pedra original do edifício histórico. A ideia principal é trabalhar com a pedra similar, realizando todos os ensaios físicos e mecânicos possíveis na mesma, e em seguida obter a melhor correlação com os resultados dos ensaios físicos e mecânicos realizados no edifício histórico. Assim, os ensaios a serem realizados no edifício histórico são NDT e pontualmente quase NDT, de modo a confirmar o estudo anterior realizado na pedra similar.

A metodologia proposta para caracterizar física e mecanicamente a pedra do edifício histórico e avaliar o seu estado de conservação é desenvolvida nos seguintes pontos:

- i) **Caracterização do comportamento mecânico da pedra similar**, através dos seguintes ensaios para determinação da: resistência à compressão e deformação na rotura; resistência à tração ou à flexão; módulo de elasticidade estático; módulo de elasticidade dinâmico; velocidade de ultra-sons (UPV); resistência à perfuração em profundidade (DRTMS); Caso seja possível, devem ser obtidos os dados das curvas tensão-deformação em compressão e tração;
- ii) **Caracterização do comportamento físico da pedra similar**, através dos seguintes ensaios para determinação da: porosidade e densidade aparente; porosidade e distribuição do tamanho dos poros através de porosimetria por intrusão de mercúrio; absorção de água a baixa pressão (tubo de Karsten); assim como, a determinação do índice de secagem e do coeficiente de absorção de água por capilaridade;
- iii) **Correlação dos dados físicos e mecânicos** obtidos a partir da caracterização prévia da pedra similar e desenvolvimento de expressões empíricas. Estas são algumas das correlações possíveis de obter:
- a. Parâmetros físicos, e.g. entre a absorção de água a baixa pressão e a porosidade;
  - b. Parâmetros mecânicos, e.g. entre a resistência à perfuração em profundidade (DRTMS) e a resistência à compressão, entre UPV e a resistência à compressão, entre a resistência à perfuração em profundidade e UPV;
  - c. Parâmetros mecânicos e físicos, e.g. entre a resistência à compressão ou UPV e a porosidade ou a absorção de água, entre a resistência à perfuração em profundidade e a porosidade ou a absorção de água;
- iv) **Avaliação do comportamento físico e mecânico das pedras de construção do edifício histórico utilizando ensaios NDT e quase NDT**, e a correlação do seu comportamento com as expressões empíricas previamente obtidas a partir da pedra similar. Os principais ensaios a serem utilizados são a absorção de água, com base no tubo de Karsten, a velocidade de ultra-sons (UPV) e a resistência à perfuração em profundidade (DRTMS);
- v) **Identificação e mapeamento das zonas de alteração** com base na avaliação apresentada no ponto anterior.

Aplica-se em seguida a metodologia geral apresentada ao caso de estudo da igreja de São Leonardo na Atouguia da Baleia.

### 3 - O CASO DE ESTUDO DA IGREJA DE SÃO LEONARDO NA ATOUGUIA DA BALEIA

#### 3.1 - Caracterização Geral

A igreja de São Leonardo (Figura 1) é um monumento nacional localizado na Atouguia da Baleia, em Peniche. Este monumento revela uma arquitetura religiosa na transição do românico para o gótico, manuelina e maneirista. É uma igreja paroquial de planta do tipo mendicante (Figura 2, com três naves de altura diferente com cobertura de madeira e uma cabeceira com capela-mor abobadada (Chastre and Ludovico-Marques 2017) e testemunha claramente a influência dos Cavaleiros Templários, exibindo a Cruz do templo no lado superior esquerdo da porta da sacristia e no lado sul dos capitéis do portal oeste (Chastre and Ludovico-Marques 2018). A sua construção remonta, presumivelmente, ao século XIII, sendo a única data confirmada 1371, inscrita na lápide de Domingos Bartolomeu, na nave central (Barroca 2000). No início do Século XVI foi construída a porta da sacristia e em 1658, a capela do Santíssimo Sacramento. A partir do Século XVII, a pedra arenítica terá sido consecutivamente substituída por pedra calcarenítica nos panos de alvenaria. A maior parte dos paramentos exteriores encontram-se revestidos a argamassa de cal. Atualmente os arenitos são visíveis predominantemente nas fachadas Norte, Poente e Sul, nomeadamente em portais, contrafortes, cunhais e vãos de janela. Na Igreja, existem calcários e calcarenitos bem visíveis na ábside e junto desta, do lado Nascente. No interior, os panos de alvenaria são essencialmente constituídos por um aparelho de blocos de calcário e calcarenito, com juntas de argamassa de cal (Ludovico-Marques 2008).



Figura 1. Igreja de São Leonardo, vistas da fachada principal, aérea e do interior, em particular das naves e da capela-mor [Créditos: 1) Jacinto Oliveira; 2) Museu, C. M. Peniche; 3) Paula Freire; 4) e 5) Manuel V. Botelho].

Na idade média, a Atouguia da Baleia foi um dos portos mais importantes da Lusitânia, com a sua impressionante baía. No entanto, nos últimos séculos tem havido uma evolução geomorfológica do litoral da zona de Peniche, com o assoreamento do porto da Atouguia da Baleia e a transformação da ilha de Peniche numa península (Figura 3).

Hoje em dia a aldeia de Atouguia da Baleia está localizada a cerca de 3 km de distância da costa. Contudo, a alveolização generalizada nas fachadas da igreja de São Leonardo (Chastre, Ludovico-Marques et al. 2014), causada principalmente por cristalização de cloreto de sódio nos poros do arenito (Ludovico-Marques and Chastre 2012), mostra o efeito da proximidade do mar ao longo de

vários séculos, uma vez que a principal fonte destes sais é a água do mar sendo estes absorvidos por capilaridade. Por contraste, pode observar-se que no interior da igreja parece não existir alveolização visível nos motivos zoomórficos e fitomórficos dos capitéis existentes nas colunas entre naves.

O arquivo histórico da Direcção-Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN) contém um acervo fotográfico da Igreja de S. Leonardo referente às décadas de 40 e 70 do Século XX. Neste, é possível de constatar que na década de 40 a superfície exterior revestida de argamassa era bastante superior à atual. Nesta altura, praticamente todos os elementos nos paramentos encontravam-se integralmente revestidos de argamassa e cal, com exceção de alguns: cunhais, contrafortes e arcosólios na fachada Norte (Ludovico-Marques 2008, Chastre and Ludovico-Marques 2017). No início da década de 70 do Século XX, a DGEMN efetuou intervenções de conservação amplas, no exterior e no interior da igreja, das quais se salientam, em termos de conservação de pedra arenítica, a picagem do reboco sobre os paramentos de cantaria, tomada de juntas com argamassa hidráulica, picagem do reboco até à alvenaria e aplicação de novo reboco (Mendonça, Avelar et al. 1992). Nesta época foi removida em definitivo a argamassa de reboco no pano central da fachada principal e nos portais nas fachadas. Assim, permitiu-se a exposição permanente dos elementos artísticos, nomeadamente os motivos zoomórficos e fitomórficos dos capitéis (Figura 4).

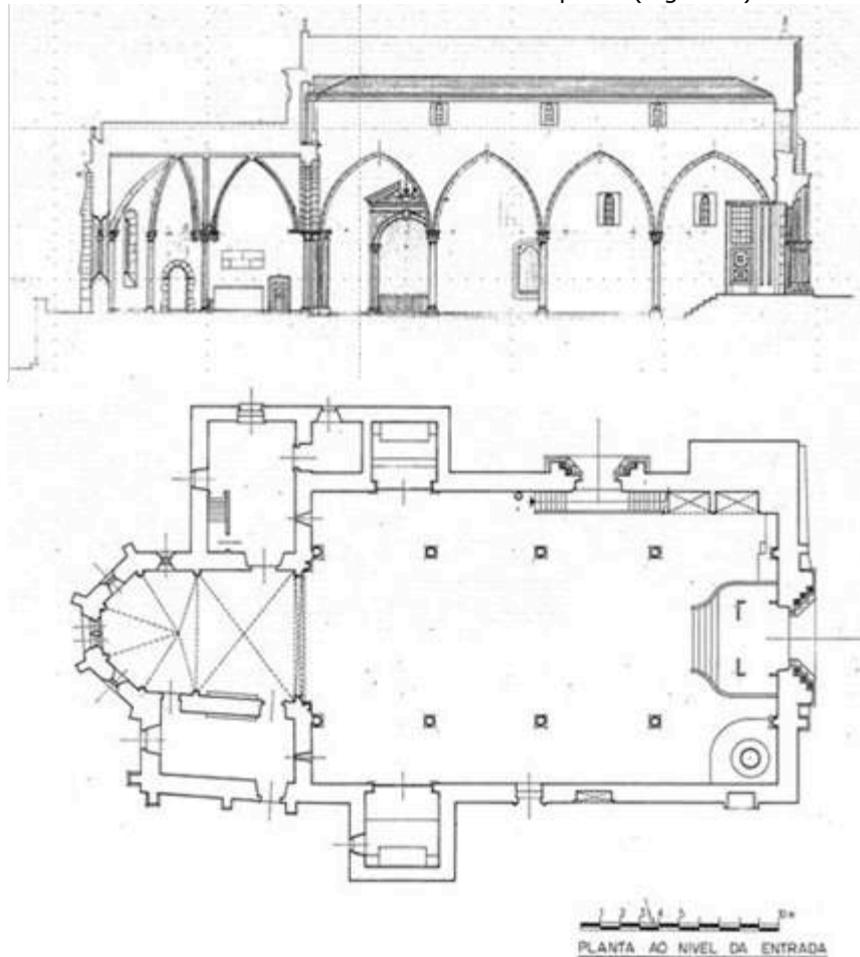


Figura 2. Planta e corte longitudinal da Igreja de S. Lourenço (Fonte: DGEMN – DRL)



Figura 3. Evolução geomorfológica do litoral da zona de Peniche, com o assoreamento do porto da Atougua da Baleia e a transformação da ilha de Peniche numa península (baseado em (Blot 2003, Dias 2009, Paixão 2011)).



Figura 4. Formas de alveolização observadas nos blocos de arenito e nos motivos zoomórficos e fitomórficos existentes nos portais da Igreja [Créditos: 1) Paula Freire; 2) e 3) Marco Marques; 4) Rosa Pomar].



Figura 5. Pormenor do capitel existente na base de uma das arcadas e em especial dos respetivos motivos zoomórficos e fitomórficos (à esquerda foto de 1954 de Mário Novais e à direita foto atual de um outro ângulo, de Manuel V. Botelho).

### 3.2 - Validação do arenito semelhante ao arenito da Igreja de São Leonardo através de sua assinatura intrínseca

Os edifícios e paredes nas imediações da Igreja de São Leonardo foram inspecionados, tendo como objetivo a validação de uma pedra similar à existente nas alvenarias da igreja. Após uma observação visual de amostras de mão, a fim de identificar as cores da superfície utilizando o sistema de cores Munsell (Munsell 1915) e caracterizar a sua composição mineralógica, foram selecionadas várias pedras possíveis, tendo em consideração a sua similaridade em termos de aparência, composição mineralógica, textura e estrutura. Em seguida, foi desenvolvido um estudo petrográfico (Ludovico-Marques 2008), utilizando lâminas delgadas da pedra retiradas de pequenas amostras (até 1 cm<sup>3</sup>) recolhidas das paredes da Igreja de São Leonardo e das pedras selecionadas com base na inspeção realizada na sua vizinhança. O objetivo deste estudo foi definir a composição e o arranjo geométrico de textura e estrutura com base em lâminas delgadas analisadas por microscopia petrográfica, e pequenas amostras por microscópio eletrónico (SEM) e por difração de raios X (XRD).

No estudo (Ludovico-Marques 2008), identificaram-se quatro variedades (A, B, C e M) representativas dos dois litótipos disponíveis na Igreja de São Leonardo. As quatro variedades exibem valores de porosidade semelhantes à pedra encontrada nas paredes da Igreja de São Leonardo. O litótipo designado A + B, inclui as variedades A e B, e tem cerca de 34 a 40% de carbonatos e 30 a 32% de quartzo. A litótipo C + M inclui a tipologia M, que tem cerca de 20 a 21% de carbonatos e 45 a 51% de quartzo. Ambos os litótipos são classificadas como arcose lítica. O tamanho médio dos grãos de quartzo e feldspato nas variedades A e B varia de 0,1 a 0,13 mm, enquanto na variedade M o tamanho médio é de cerca de 0,24 mm. As variedades A e B têm geralmente grão fino, enquanto a variedade M apresenta grãos finos a médios. A Figura 6 mostra alguns exemplos do estudo petrográfico realizado em lâminas delgadas através de microscopia petrográfica, e em pequenas amostras de pedra (da igreja de São Leonardo e da pedra similar (variedade M) obtida na sua vizinhança) através de SEM e XRD.

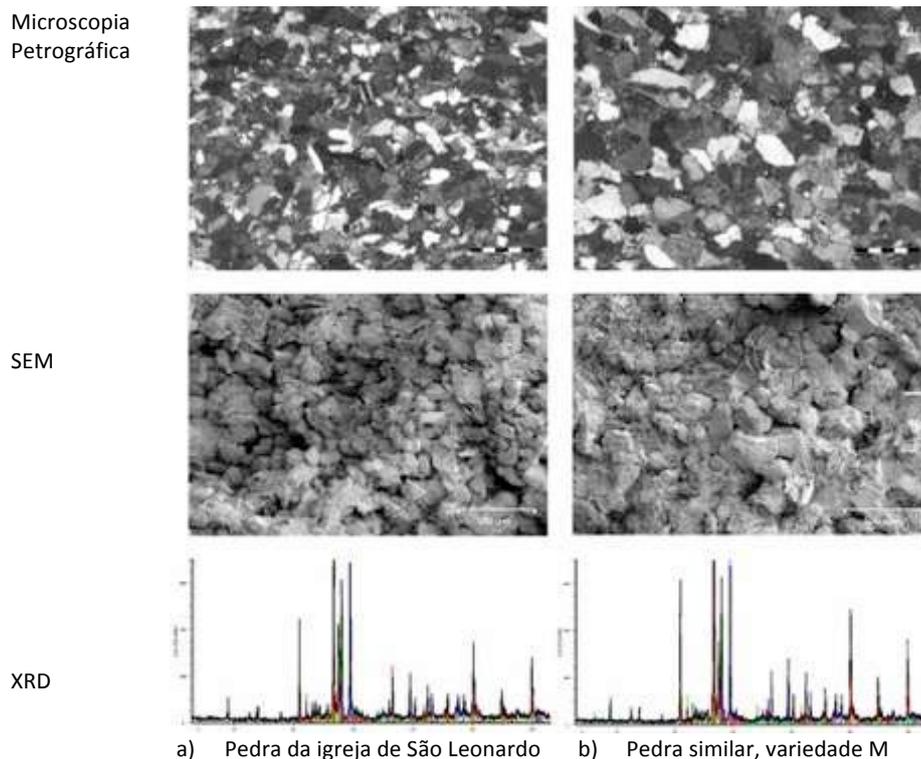


Figura 6. Aspectos do estudo petrográfico (Ludovico-Marques 2008), análise de lâminas delgadas através de microscopia petrográfica, e de pequenas amostras por SEM e XRD: a) pedra da igreja de São Leonardo; b) pedra similar, variedade M.

Em seguida, foi realizada uma caracterização física nas pedras da Igreja de São Leonardo, em pequenas amostras daí extraídas, e em amostras recolhidas de pedras similares localizadas na vizinhança da igreja. Foram realizados os seguintes ensaios: porosidade e densidade aparente; porosidade e distribuição do tamanho dos poros através de porosimetria por intrusão de mercúrio; absorção de água a baixa pressão utilizando tubos de Karsten (Figura 7); bem como a determinação do índice de secagem e do coeficiente de absorção de água por capilaridade (somente em laboratório).

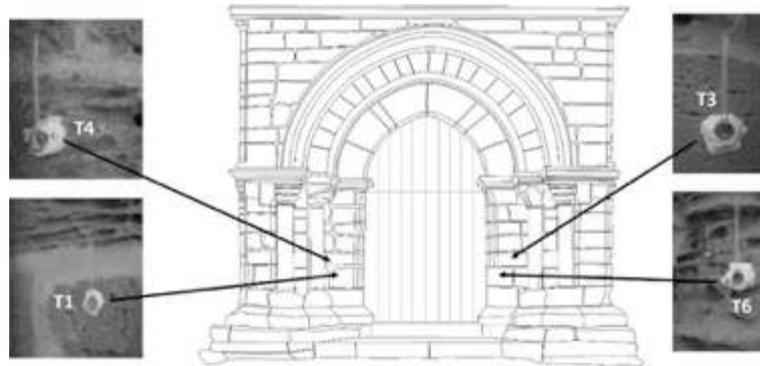


Figura 7. Localização dos tubos Karsten durante os ensaios de absorção de água no portal sul da Igreja de São Leonardo. A direção do fluxo de água é paralela à estratificação.

A fim de correlacionar nas pedras similares a porosidade aberta ( $n$ ) e o coeficiente de absorção de água ( $k$ ) a baixa pressão, foram testadas um total de 25 amostras, nas 4 variedades de arenito (A, B, C e M) selecionadas de pedras similares. Os resultados desses ensaios estão representados com pontos pretos na Figura 8. Com base nesses resultados, foi possível, por meio de uma regressão não-linear, obter a expressão (1) que se encontra representada através da curva a ponteados na Figura 8 e que correlaciona a porosidade aberta ( $n$ ) e o coeficiente de absorção de água ( $k$ ) em baixa pressão nas pedras similares:

$$n = 4.3 \ln(2.5k) \quad (1)$$

Na Figura 8 encontram-se igualmente indicados, a vermelho, os resultados dos ensaios realizados no portal Sul da Igreja de São Leonardo. Os pontos representados têm em abcissa o coeficiente de absorção de água, obtido utilizando o tubo de Karsten (T1, T3, T4 e T6) e em ordenada a porosidade correspondente, obtida de amostra de reduzida dimensão, extraída das mesmas pedras.

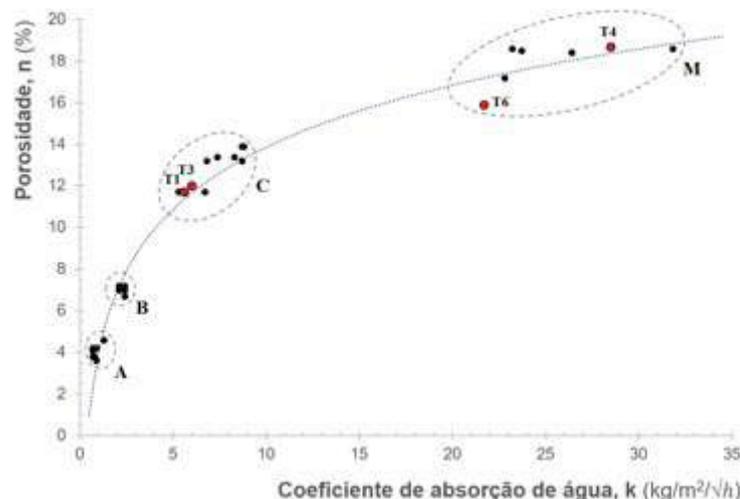


Figura 8. Correlação entre a porosidade ( $n$ ) da pedra e o coeficiente de absorção de água ( $k$ ) a baixa pressão.

A análise dos resultados da caracterização física mostra uma excelente aproximação entre as variedades selecionadas de arenito e as pedras existentes no portal da Igreja de São Leonardo, permitindo a identificação da zona do portal Sul onde foram realizados os ensaios T1 e T3 como pertencendo à variedade C, e a zona onde foram realizados os ensaios T4 e T6, como pertencendo à variedade M.

A metodologia descrita previamente para obter uma pedra similar, validada pela assinatura intrínseca da pedra da Igreja de São Leonardo foi executada. Podendo-se considerar que a pedra similar está validada tendo por base o estudo petrográfico e a caracterização física realizada, uma vez que as propriedades analisadas coincidem, numa faixa estreita de valores, entre a pedra da Igreja de São Leonardo e as amostras selecionadas das pedras encontradas nas suas proximidades.

### 3.3 - Caracterização física e mecânica da pedra dos portais da Igreja de São Leonardo utilizando ensaios NDT com base na metodologia geral

A caracterização mecânica dos arenitos foi realizada nas pedras similares, após a validação da assinatura intrínseca da pedra da Igreja de São Leonardo, utilizando-se para o efeito o estudo petrográfico e a caracterização física. Assim, nas pedras similares recolhidas nas proximidades da igreja e validadas foram realizados os seguintes ensaios para determinação da: resistência à perfuração em profundidade (DRMS); velocidade de ultra-sons (UPV), resistência à compressão e deformação na rotura; resistência à flexão; e determinação do módulo de elasticidade estático com base nas curvas de tensão-deformação em compressão.

No final, os dados obtidos a partir da caracterização mecânica e física das pedras similares foram correlacionados (Figura 9) e, com base nesses resultados, foi possível através de uma regressão não-linear obter a eq. (2) que correlaciona a resistência à compressão ( $\sigma_c$ ) e a porosidade aberta ( $n$ ):

$$\sigma_c = 206.7e^{-0.129 n} \quad (2)$$

ou a eq. (3) que correlaciona a extensão na rotura ( $\varepsilon_R$ ) e a porosidade aberta ( $n$ ):

$$\varepsilon_R = 0.0042 n^{0.222} \quad (3)$$

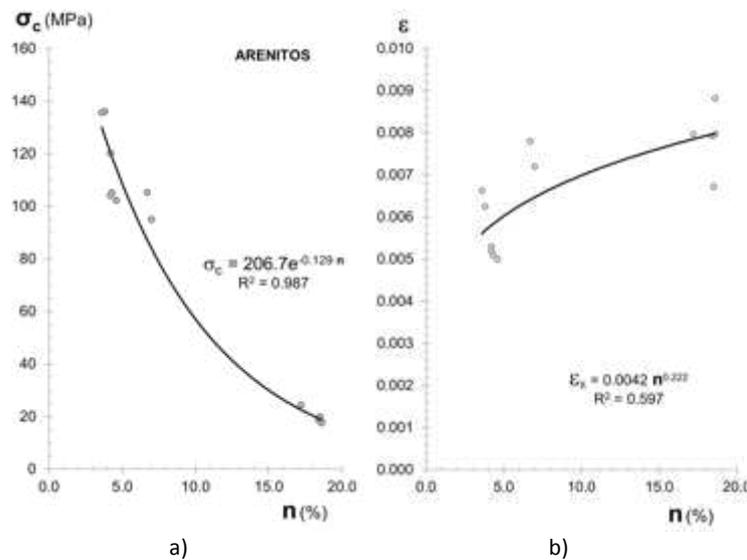


Figura 9. Correlação entre os parâmetros mecânicos e físicos: a) resistência à compressão ( $\sigma_c$ ) versus porosidade aberta ( $n$ ); b) deformação na rotura ( $\varepsilon_R$ ) versus porosidade aberta ( $n$ ).

Em seguida, utilizando a metodologia e a expressão proposta pelos autores (Ludovico-Marques, Chastre et al. 2011, Ludovico-Marques, Chastre et al. 2012), a curva tensão- deformação em compressão pode ser dada pela eq. (4):

$$\sigma = \left[ -\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right)^3 + 1.47\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right)^2 + 0.5\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}\right) \right] \times \sigma_c \quad (4)$$

Substituindo a tensão de compressão ( $\sigma_c$ ) dada pela eq. (2) na eq. (4), e a extensão na rotura ( $\varepsilon_R$ ) dada pela eq. (3), obtém-se a curva tensão-deformação (5) da pedra de arenito (similar à existente na igreja), dependente da porosidade aberta ( $n$ ):

$$\sigma = \left[ - \left( \frac{\varepsilon}{0.0042 n^{0.222}} \right)^3 + 1.47 \left( \frac{\varepsilon}{0.0042 n^{0.222}} \right)^2 + 0.5 \left( \frac{\varepsilon}{0.0042 n^{0.222}} \right) \right] \times 206.7 e^{-0.129 n} \quad (5)$$

Na Figura 10a) mostram-se os diagramas tensão-deformação dos ensaios experimentais de algumas amostras de arenito das variedades A, B e M e a correspondente modelação do seu comportamento experimental com base na expressão analítica (5). Comparando os diagramas tensão-deformação experimentais com os obtidos pela eq. (5), observa-se, de um modo geral, uma boa concordância entre os resultados experimentais e os analíticos. Na Figura 10b) apresenta-se a simulação analítica do comportamento mecânico das pedras localizada no portal Sul da Igreja de São Leonardo, onde foram realizados os ensaios de absorção de água (T1, T3, T4 e T6). Para esta simulação introduziu-se na eq. (5) os valores experimentais da porosidade aberta (n) referente a cada amostra (T1, T3, T4 e T6), obtendo-se os diagramas tensão-deformação mostrados na Figura 10b).

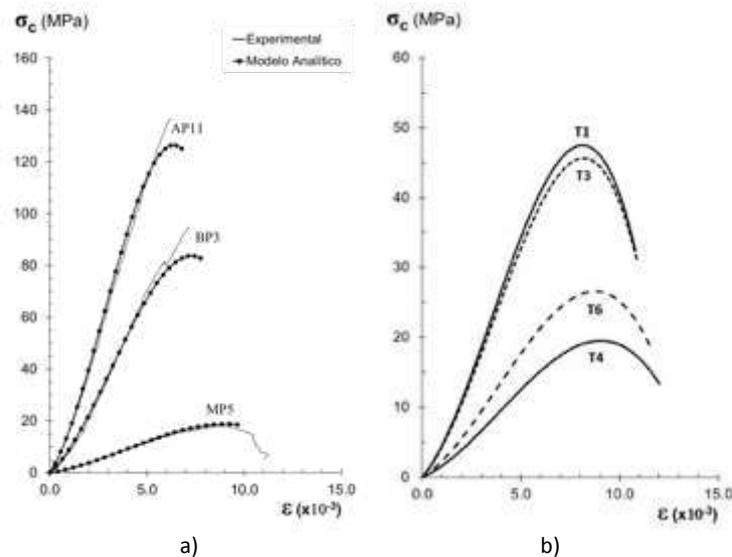


Figura 10. Curvas tensão-deformação dos arenitos: a) Ensaio experimental e modelação analítica das amostras das variedades A, B e M; b) Simulação analítica de algumas pedras (T1, T3, T4 e T6) do portal sul da Igreja de São Leonardo.

De forma idêntica, pode obter-se a curva tensão-deformação em função do coeficiente de absorção de água (k) em baixa pressão. Para o efeito, substitui-se a porosidade (n), dada pela eq. (1), na eq. (5), obtendo-se a curva tensão-deformação (6) da pedra de arenito (similar à existente na igreja), dependente do coeficiente de absorção de água (k) em baixa pressão:

$$\sigma = \left[ - \left( 238.1 \frac{\varepsilon}{(4.3 \ln(2.5k))^{0.222}} \right)^3 + 1.47 \left( 238.1 \frac{\varepsilon}{(4.3 \ln(2.5k))^{0.222}} \right)^2 + 0.5 \left( 238.1 \frac{\varepsilon}{(4.3 \ln(2.5k))^{0.222}} \right) \right] \times 206.7 (2.5k)^{-0.5547} \quad (6)$$

Assim, nas pedras da fachada onde a porosidade não é conhecida, podem realizar-se ensaios não-destrutivos para a obtenção do coeficiente de absorção de água (utilizando o tubo de Karsten). Em seguida, introduz-se na eq. (6) o valor do coeficiente de absorção de água obtido para cada zona pretendida, obtendo-se a curva tensão-deformação da pedra correspondente com base no coeficiente de absorção de água em baixa pressão, de uma forma completamente não-destrutiva.

#### 4 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste artigo apresentou-se uma metodologia geral para caracterizar física e mecanicamente a pedra de edifícios históricos utilizando ensaios não-destrutivos, a fim de avaliar seu estado de conservação. Esta metodologia começa com a validação de uma pedra similar utilizando a assinatura intrínseca da pedra do edifício histórico e finaliza com a caracterização física e mecânica da pedra do edifício do edifício histórico utilizando ensaios não-destrutivos. O artigo termina com um caso de estudo

realizado na Igreja de São Leonardo, localizada na Atouguia da Baleia e cuja construção remonta ao século XIII.

A metodologia geral apresentada para caracterizar física e mecanicamente a alvenaria de pedra foi implementada na Igreja de São Leonardo, tendo-se validado a pedra similar com base no estudo petrográfico e na caracterização física realizada. A pedra similar foi escolhida através da comparação do número máximo de propriedades que coincidiam, numa faixa estreita de valores, entre as pedras das paredes da Igreja de São Leonardo e as diferentes pedras selecionadas na sua vizinhança.

A caracterização física e mecânica da pedra dos portais da Igreja de São Leonardo utilizando ensaios não-destrutivos com base na metodologia geral foi igualmente apresentada. Os dados obtidos a partir da caracterização física e mecânica das pedras similares foram correlacionados e, com base nesses resultados, foi possível modelar o comportamento experimental de algumas amostras de arenito das variedades A, B e M com base na curva tensão-deformação analítica desenvolvida. Da comparação entre as curvas tensão-deformação analíticas e experimentais, constatou-se que existe uma boa concordância nos resultados. Tendo sido proposta uma expressão analítica que permite simular o comportamento mecânico das pedras apenas em função do coeficiente de absorção de água em baixa pressão (utilizando o tubo de Karsten). Saliencia-se assim, que a metodologia geral proposta permite a obtenção de curvas tensão-deformação de forma completamente não destrutiva.

## REFERÊNCIAS

- Barroca, M. J. (2000). Epigrafia medieval portuguesa: 862-1422. Lisbon, Fundação Calouste Gulbenkian : Fundação para a Ciência e Tecnologia.
- Bitossi, G., R. Giorgi, M. Mauro, B. Salvadori and L. Dei (2005). "Spectroscopic Techniques in Cultural Heritage Conservation: A Survey." Applied Spectroscopy Reviews **40**(3): 187-228.
- Blot, M. L. P. (2003). Os portos na origem dos centros urbanos. Contributo para a arqueologia das cidades marítimas e fluvio-marítimas em Portugal. Lisboa.
- Chastre, C. and M. Ludovico-Marques (2017). "Avaliação dos Portais de Pedra Arenítica da Igreja de São Leonardo Utilizando Testes Não Destrutivos." Mecânica Experimental **28**: 47-54.
- Chastre, C. and M. Ludovico-Marques (2018). Nondestructive testing methodology to assess the conservation of historic stone buildings and monuments. Handbook of Materials Failure Analysis. A. S. H. Makhlof and M. Aliofkhaezrai, Butterworth-Heinemann: 255-294.
- Chastre, C., M. Ludovico-Marques, J. Saumell, M. Guerrero and M. Delgado (2014). Surveying of Sandstone Monuments: New and Traditional Methodologies to Assess Viability of Conservation Actions. 40th IAHS Word Congress of Housing. Sustainable Housing Construction. Funchal, Portugal: ID 307 (310p).
- Dias, J. A. (2009). Alguns Exemplos da Rápida Evolução Costeira em Portugal. VII Reunião do Quaternário Ibérico. Faro: 17-21.
- EN12407 (2006). Natural stone test methods - Petrographic examination. Brussels, CEN. **EN 12407**.
- Fairchild, M. D. (2013). Color Appearance Models, John Wiley & Sons, Ltd.
- Faria, P. and C. Chastre (2015). Visão Integrada da Reabilitação. Paredes 2015. Reabilitação e Inovação. P. B. Lourenço, F. Pinho, G. Vasconcelos and V. Lúcio. Lisboa: 1-20.
- Heidari, M., M. Torabi-Kaveh, C. Chastre, M. Ludovico-Marques, H. Mohseni and H. Akefi (2017). "Determination of weathering degree of the Persepolis stone under laboratory and natural conditions using fuzzy inference system." Construction and Building Materials **145**: 28-41.
- ICOMOS (2003). Charter - Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage. Ratified by the ICOMOS 14th General Assembly, Victoria Falls, available at: [www.icomos.org/charters/structures\\_e.pdf](http://www.icomos.org/charters/structures_e.pdf).
- ICOMOS (2004). International Charters for Conservation and Restoration = Chartes Internationales sur la Conservation et la Restauration = Cartas Internacionales sobre la Conservación y la Restauración. München.
- Ion, R. M., S. Teodorescu, R. M. Ştirbescu, I. D. Dulamă, I. R. Şucă-Bunghez, I. A. Bucurică, R. C. Fierăscu, I. Fierescu and M. L. Ion (2016). "Effects of the restoration mortar on chalk stone buildings." IOP Conference Series: Materials Science and Engineering **133**(1): 012038.
- Janssens, K. and R. Van Grieken (2004). Non-destructive Micro Analysis of Cultural Heritage Materials, Elsevier Science.
- Ludovico-Marques, M. (2008). Contribuição para o conhecimento do efeito de cristalização de sais na alterabilidade de arenitos. Aplicação ao património edificado de Atouguia da Baleia. Ph.D. Thesis, Universidade NOVA de Lisboa.

- Ludovico-Marques, M. and C. Chastre (2012). "Effect of salt crystallization ageing on the compressive behavior of sandstone blocks in historical buildings." Engineering Failure Analysis **26**: 247-257.
- Ludovico-Marques, M., C. Chastre and G. Vasconcelos (2011). "Modelação do comportamento mecânico em compressão de rochas granulares baseada em ensaios não destrutivos e quasi não destrutivos." Mecânica Experimental **19**: 101-110.
- Ludovico-Marques, M., C. Chastre and G. Vasconcelos (2012). "Modelling the compressive mechanical behaviour of granite and sandstone historical building stones." Construction and Building Materials **28**(1): 372-381.
- Mendonça, I., F. Avelar and L. Marques. (1992). "Igreja Paroquial de Atougua da Baleia / Igreja de São Leonardo." Retrieved 2 de Novembro, 2018, from [http://www.monumentos.gov.pt/Site/APP\\_PagesUser/SIPA.aspx?id=1761](http://www.monumentos.gov.pt/Site/APP_PagesUser/SIPA.aspx?id=1761).
- Morillas, H., M. Maguregui, C. Garcia-Florentino, J. A. Carrero, I. Salcedo and J. M. Madariaga (2016). "The cauliflower-like black crusts on sandstones: A natural passive sampler to evaluate the surrounding environmental pollution." Environ Res **147**: 218-232.
- Munsell, A. H. (1915). Atlas of the Munsell Color System. Boston, Malden, Mass., Wadsworth, Howland & Co., inc., Printers.
- Paixão, R. (2011). Avaliação da vulnerabilidade biofísica do sistema dunar de Peniche-Baleal. Dissertação de Mestrado em Geografia Física e Ordenamento do Território, Universidade de Lisboa.
- Popovics, J. S. (2003). "NDE techniques for concrete and masonry structures." Progress in Structural Engineering and Materials **5**(2): 49-59.
- Senesi, G. S., I. Carrara, G. Nicolodelli, D. M. B. P. Milori and O. De Pascale (2016). "Laser cleaning and laser-induced breakdown spectroscopy applied in removing and characterizing black crusts from limestones of Castello Svevo, Bari, Italy: A case study." Microchemical Journal **124**: 296-305.
- Zorov, N. B., A. M. Popov, S. M. Zaytsev and T. A. Labutin (2015). "Qualitative and quantitative analysis of environmental samples by laser-induced breakdown spectrometry." Russian Chemical Reviews **84**(10): 1021.

## **ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE PAREDES DE ALVENARIA E PAVIMENTOS DE MADEIRA DO CENTRO HISTÓRICO DE VISEU**

### **MECHANICAL CHARACTERIZATION OF MASONRY WALLS AND TIMBER FLOORS OF THE HISTORICAL CITY CENTER OF VISEU**

Negrão, João; *Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Portugal, jhnegrão@dec.uc.pt*

Vicente, Romeu; *RISCO, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, Portugal, romvic@ua.pt*

Ferreira, Tiago; *ISISE, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Portugal, tmferreira@civil.uminho.pt*

Almeida, Ricardo; *Instituto Politécnico de Viseu / CONSTRUCT-LFC, Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, ralmeida@estv.ipv.pt*

Mendes da Silva, José; *LAETA-ADAI, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Portugal, raimundo@dec.uc.pt*

#### **RESUMO**

A adequada caracterização construtiva e mecânica das soluções portantes do edificado antigo, nomeadamente das paredes de alvenaria de pedra e das estruturas dos pavimentos de madeira, constitui um passo essencial na definição de estratégias de intervenção conducentes à salvaguarda do património dos núcleos urbanos antigos. A realização de ensaios destrutivos, neste contexto, é normalmente desaconselhável, impondo-se a realização de procedimentos semi- ou não-destrutivos que permitam obter, com o mínimo de dano possível, os dados a utilizar nos modelos de análise estrutural para aferição da segurança e definição de eventuais ações de reforço. Neste artigo apresentam-se os resultados de uma campanha de caracterização experimental *in situ* de paredes de alvenaria de granito recorrendo ao protocolo de ensaios de macacos planos e ainda de um ensaio de carga de um pavimento em madeira de tipologia e vão representativo dos pavimentos presentes no núcleo urbano antigo de Viseu. Com os ensaios sobre as paredes pretende-se contribuir para a identificação das tipologias de alvenaria e estimativa das propriedades mecânicas de paredes de alvenaria de pedra presentes no núcleo antigo de Viseu, com vista a suportar a intervenção estrutural neste edificado tradicional. Em relação ao ensaio de carga, aplicou-se um carregamento vertical e pontual nas vigas do pavimento, por se considerar esta modalidade mais adequada a estes pavimentos do que o carregamento uniformemente distribuído, geralmente utilizado na avaliação da capacidade de carga. Foi medida a deformação da viga diretamente carregada e a das vigas a ela adjacentes.

#### **ABSTRACT**

The adequate constructive and mechanical characterization of the constructive solutions of load-bearing elements of old buildings, namely stone masonry walls and timber floor structures, is an essential step in the definition of intervention strategies conducive to the safeguarding of the building stock present in old urban centres. Carrying out destructive testing in this context is normally not suitable, therefore semi-destructive or non-destructive procedures are preferable and required to obtain the data to be used with as slight or no damage to feed into structural analysis models for structural safety assessment and definition of strengthening actions. This paper presents the results of a campaign of *in situ* experimental testing of granite masonry walls using the flat-jack test protocol, as well as load testing of a timber floor representative the flooring systems present in the old urban centre of the city of Viseu. With the flat-jack tests carried out on the walls it is intended to contribute to the identification of the wall fabric typologies and estimation of the mechanical properties of granite stone masonry walls present in the old city centre of Viseu, in order to support the structural intervention in these traditional buildings. In relation to the load test, a vertical and punctual loading was applied to the floor beams, considering this manner more adequate to these floor systems than the uniformly distributed loading, generally used to assess loading capacity. The deformation of the directly loaded beam and the adjacent beams was monitored.

## 1 - INTRODUÇÃO

Em intervenções sobre edifícios existentes, é da maior importância dispor de informação que represente, de forma fiável, tanto o sistema estrutural como as propriedades dos materiais (ICOMOS, 2003). Como princípio geral, as hipóteses assumidas nos modelos de cálculo, em termos de propriedades resistentes e leis constitutivas, deverão replicar o mais fidedignamente possível as características dos materiais, sob pena de se assumirem pressupostos irrealistas que resultem quer em falta de segurança (se a capacidade resistente for sobrestimada), quer em intervenções desnecessárias, antieconómicas ou excessivamente intrusivas (se a capacidade resistente for subestimada) (Augenti et al., 2012).

Isto é ainda mais relevante no caso dos edifícios tradicionais de alvenaria de pedra e pavimentos de madeira, tipologia predominante nos núcleos urbanos antigos portugueses, devido, quer à variabilidade das propriedades mecânicas destas tecnologias construtivas, quer à degradação que porventura tenham sofrido ao longo do tempo. No entanto, a escassez de dados acerca do seu comportamento mecânico é uma realidade com a qual os projetistas geralmente se deparam quando lidam com intervenções em construções antigas. Por outro lado, e no caso de edifícios inseridos em conjuntos urbanos de valor patrimonial, a realização de ensaios destrutivos é normalmente desaconselhável, impondo-se a realização de procedimentos semi- ou não-destrutivos que permitam obter, com o mínimo de dano possível, os dados a utilizar nos modelos de análise estrutural para aferição da segurança.

Neste artigo apresentam-se os resultados de uma campanha de caracterização mecânica *in situ* de paredes de alvenaria de granito e ainda de um ensaio de carga de um pavimento de madeira, ambos no núcleo urbano antigo de Viseu. Com os ensaios sobre as paredes pretende-se contribuir para a estimativa das propriedades mecânicas de paredes de alvenaria de pedra presentes neste núcleo antigo. Quanto ao ensaio de carga, o objetivo passou por desenvolver e implementar *in situ* um protocolo de ensaio que permitisse aplicar um carregamento vertical e pontual nas vigas do pavimento com vista à caracterização do comportamento estrutural do pavimento, nomeadamente em relação à distribuição de carga entre os seus elementos constituintes (vigas, tarugos e soalho).

## 2 - CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS PAREDES DE ALVENARIA

### 2.1 - Descrição dos Edifícios casos de estudo

Os edifícios estudados são propriedade da Câmara Municipal de Viseu, e foram selecionados para incorporar a primeira fase do projeto Viseu Património (Câmara Municipal de Viseu, 2017), com o propósito de acolherem intervenções que se assumam como exemplares do ponto de vista da reabilitação do edificado e ilustrativas de boas práticas de preservação do património. Importa referir que a seleção das paredes a caracterizar foi grandemente condicionada por limitações em termos de acesso.

#### 2.2.1 Edifício do Orfeão de Viseu

Localizado no número 149 da Rua Direita, este edifício acolheu a sede do Orfeão de Viseu entre 9 de dezembro de 1955 e 7 de março de 2006. Trata-se de um edifício de dois pisos, com entrada principal pela Rua Direita, para o piso térreo, e pela Rua Senhora da Boa Morte, para o piso superior, onde se encontra o salão principal. Estruturalmente, segue a tecnologia habitual à data da sua construção, com paredes resistentes de alvenaria de pedra e pavimento e cobertura em madeira, Figura 1 (a).

#### 2.2.2 Edifício das Águas de Viseu

O edifício data dos anos 20 do século passado e ocupa três frentes, confrontando com a rua Dr. Luís Ferreira, a Rua D. Duarte e a Travessa de São Domingos (Figura 1 (b) e (c)). É composto por rés-do-chão (em tempos, com função comercial), três andares e uma cave. A designação “Águas de Viseu” deve-se a estar prevista a instalação dos Serviços Municipalizados de Águas e Saneamento neste

edifício. A Sociedade de Reabilitação Urbana Viseu Novo classificou este edifício como imóvel de “relevante valor arquitetónico e patrimonial”.



Figura 1 - Fachadas dos edifícios estudados: (a) edifício do Orfeão de Viseu; e (b) edifício das Águas de Viseu, visto da Rua do Comércio, e (c) visto da Rua D. Duarte.

### 2.3 Protocolo do ensaio de macacos planos

O ensaio de macacos planos encontra-se descrito nas normas americanas ASTM C1196-91 (1991a) e ASTM C1197-91 (1991b), bem como nas recomendações europeias RILEM MDT. D. 4 (2004a) e RILEM MDT. D. 5 (2004b). Nesta campanha foram utilizados macacos planos semicirculares, da marca BOVIAR, modelo MPA-A, com dimensões 350x260x4 mm e pressão máxima de utilização de 60 bar. Para todos os macacos planos utilizados nesta campanha (provenientes do mesmo lote) foi assumido um valor de  $k_m$  igual a 0.902, de acordo com o indicado no respetivo certificado de calibração. O sistema hidráulico transmissor de pressões utilizado consiste numa bomba ENERPAC, com capacidade para 500 bar e depósito de capacidade de 3 litros, e manómetros para controlo da pressão. A ligação entre o sistema transmissor hidráulico e os macacos planos é efetuada por meio de tubagem de altas pressões. Para medição da deformação da alvenaria foram utilizados potenciómetros da marca GEFTRAN, com fixação por rótulas auto-alinhantes, precisão de 10-3 mm e curso de 50 mm. Para a fixação dos potenciómetros na parede, foram empregues varões roscados, com 5 mm de diâmetro, aplicados com bucha química corrente, numa profundidade de 50 mm.

De modo a estimar a área de contacto entre o macaco plano e a alvenaria, adoptou-se o procedimento sugerido em (Lourenço e Gregorczyk, 2000): interpôs-se, entre cada uma das faces do macaco e a alvenaria circundante, uma folha de papel químico envolta em duas folhas de papel. As zonas em que há contacto entre o macaco plano e a alvenaria ficam assim indicadas no papel, sendo possível medir a respetiva área por tratamento informático da imagem, Figura 2 (a). Devido ao mau estado em que se encontravam alguns registos químicos após a retirada, e tendo em conta a deformação observável nos macacos planos, optou-se nesta ocasião por estimar o coeficiente  $k_a$  por observação visual dos macacos.

### 2.4 Resultados experimentais

Foram realizados dois ensaios simples e um ensaio duplo no edifício do Orfeão de Viseu, e um ensaio simples e dois ensaios duplos no edifício das Águas de Viseu, ver Figura 2 (a) e (b). Importa referir que, apesar de as mesmas poderem afetar os resultados obtidos (Vicente, 2008), não foi possível controlar as condições de humidade e temperatura das paredes ensaiadas. Como a distância inicial entre pontos de referência não é atingida simultaneamente nos vários alinhamentos (devido, entre outros fatores, a diferentes distribuições de pedra e argamassa ao longo destes), considerou-se como valor de reposição da configuração inicial a média dos valores que restauram a deformação de cada alinhamento.

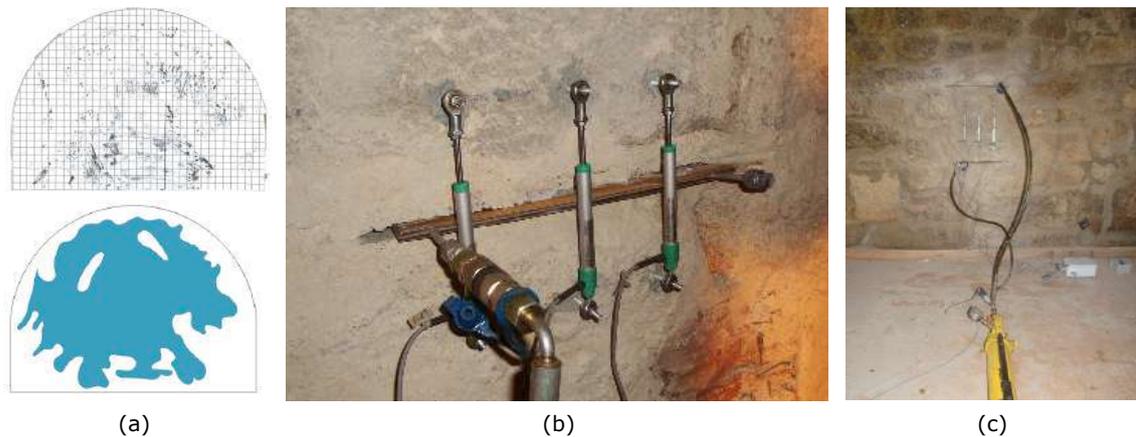


Figura 2 - Ensaio de macacos planos: (a) medição da área de contacto entre o macaco plano e a alvenaria; (b) ensaio de macacos planos simples no edifício do Orfeão de Viseu; e (c) duplo, no edifício das Águas de Viseu.

No Quadro 1 indicam-se os resultados mais importantes da campanha experimental, nomeadamente a tensão instalada *in situ* ( $\sigma_i$ ), a tensão máxima atingida ( $\sigma_{max}$ ) durante o ensaio de macacos planos duplo, que constitui um limite inferior da capacidade resistente da parede, e o módulo de elasticidade inicial,  $E_0$ , afetado de um fator de redução de 15% (ASTM, 1991).

Quadro 1 – Resultados dos ensaios com macacos planos.

	Orfeão de Viseu			Águas de Viseu		
	Simples 1	Simples 2	Duplo 1	Simples 1	Duplo 1	Duplo 2
$\sigma_i$ (kPa)	68	70	-	99	-	-
$\sigma_{max}$ (kPa)	-	-	915	-	1098	1119
$E_0$ (MPa)	-	-	1994	-	833	1716

No Quadro 2 indicam-se os valores da tensão máxima atingida e de módulo de elasticidade obtidos em outras campanhas experimentais realizadas em paredes de alvenaria de granito, em Portugal, *in situ* (Miranda, 2012) e em laboratório, sobre painéis de paredes recolhidos de edifícios existentes (Almeida, 2013).

Quadro 2 – Valores da tensão máxima atingida e de módulo de elasticidade obtidos em outras campanhas experimentais realizadas em alvenarias de granito, em Portugal.

Autor	$\sigma_i$ (kPa)	$E_0$ (MPa)
Miranda (2011)	49 – 840	800 – 3300
Almeida (2013)	2500 – 3940	220 – 320

Conclui-se que os valores obtidos nesta campanha experimental se enquadram no intervalo de valores obtidos em outras campanhas de caracterização mecânica, de paredes de alvenaria de granito, no território português. Importa referir, no entanto, as diferenças entre as paredes ensaiadas nesta campanha e as paredes analisadas nas restantes campanhas, nomeadamente ao nível de tipologia (sobretudo número de folhas e ligação entre si), um fator que deverá ser tido em conta na comparação de valores das propriedades mecânicas de paredes de alvenaria de pedra.

### 3 CARACTERIZAÇÃO DOS PAVIMENTOS DE MADEIRA

#### 3.2 Descrição do edifício caso de estudo

O edifício utilizado como caso de estudo para a caracterização do pavimento de madeira situa-se na Rua Dr. Luíz Ferreira (antiga Rua do Comércio), nº 92 a 106. Com data de construção estimada entre o final do século XIX e início do século XX, este edifício é composto por cinco pisos acima da cota de soleira, sendo os dois pisos inferiores destinados a comércio e os restantes a habitação. A nível construtivo, este possui paredes resistentes em alvenaria de pedra granítica, cobertura em madeira, paredes interiores divisórias em tabique (estrutura de madeira fasquiada, preenchida com argamassa de cal/gesso) e revestimento de pavimento em soalho. Como habitual na época de construção, os pavimentos são constituídos por vigamento de madeira maciça. Existe incerteza relativamente ao tipo de madeira utilizada, processos construtivos e possíveis alterações.

O pavimento de madeira ensaiado situa-se no Piso 2. O acesso às vigas de madeira efetuou-se pelo teto do piso inferior, tendo sido necessária a remoção do forro em madeira. As tábuas do forro encontravam-se pregadas a vigas secundárias, as vigas do forro, colocadas inferiormente às principais e irrelevantes para a caracterização em vista. O pavimento é constituído por nove vigas, com o soalho aplicado diretamente, sem sarrafos. Com base na coloração e textura e na utilização de espécies predominantes no local, a madeira das vigas aparenta ser Castanho (*Castanea sativa* Mill.), embora não se tenha procedido a nenhum exame taxonómico. As vigas são retilíneas e retangulares, com vão médio de 4.27m e dimensões de secção médias de 9.4x20,2cm<sup>2</sup>. Os tarugos são do tipo simples, com comprimento igual ao espaço livre entre vigas, ou seja, de 32.4cm em média. A sua fixação é efetuada através de pregagem. Como se apresentam em linha contínua, por exequibilidade de construção, a sua pregagem efetuou-se obliquamente. Encontram-se situados a terços do vão, ou seja, com espaçamento aproximado de 1.33m. São retangulares com altura média de 15cm, exceto os tarugos situados entre as vigas V6-V7 e V7-V8, que apresentam dimensões superiores. As tábuas de soalho encontram-se aplicadas perpendicularmente às vigas. A justaposição das tábuas é do tipo soalho macho-fêmea ou à inglesa. As tábuas possuem, em valores médios, 2.2cm de espessura e 16.3cm de largura, verificando-se pregagem pontual. Por método construtivo característico deste tipo de soalho, a pregagem deveria ser escondida no macho e a largura média de 11cm. A entrega das vigas é realizada através de frechal corrido e aparente. As vigas são entalhadas no apoio sobre o frechal do lado da parede meeira e não contactam a parede. A observação do frechal e apoio das vigas foi dificultada pela existência de caixa de escadas, do lado da parede interior divisória.

Detetaram-se vestígios de serrim e orifícios de saída de caruncho apenas na viga V4. Observou-se que a viga V9 apresenta coloração diferente e dimensões superiores às restantes. Apresenta também entalhes sem função atual no pavimento, indicando que foi possivelmente reaproveitada de outra utilização anterior. Não se verificaram ações de substituição de seção nem de aplicação de produtos preservadores. A inspeção visual foi contemplada com percussão, tendo as vigas devolvido um som seco e compacto, indicador de inexistência de enfraquecimento expressivo de origem biológica. O teor de água das vigas foi medido com humidímetro, tendo sido registados valores médios de 12.5% que, salvo situações pontuais não detetadas, tornam remota a possibilidade de apodrecimento nas vigas.

#### 3.3 Preparação e execução do ensaio de carga

Antecedendo a realização do ensaio de carga, foi definida a carga máxima a aplicar no ensaio de carga, calcular a plataforma de suporte da carga em conformidade e preparar a forma de carga incremental, além de se proceder à remoção do forro do teto para acesso à estrutura do pavimento. Para a carga de ensaio, foi seguida uma abordagem conservadora, dadas as incertezas relativas à espécie de madeira utilizada e respetivo estado de conservação, entre outras. Assumida uma secção transversal de 75x150mm<sup>2</sup> e um vão de 4.0m, determinou-se a carga de ensaio como a que, num carregamento pontual a meio vão da viga, resultaria numa tensão atuante de flexão de 10N/mm<sup>2</sup>, tendo-se obtido um valor de 2.4kN. Estimando o valor médio do módulo de elasticidade da madeira em 10GPa, corresponderá a esta carga uma flecha elástica de cerca de 15.0mm.

Tendo em conta os limitados recursos *in situ* e a dificuldade de elevar cargas significativas até ao piso a ensaiar, a carga a utilizar foi materializada com sacos de areia, cada um de 10kgf, totalizando 300kgf (3.058kN). Este baixo peso unitário permitiu ainda aplicar a carga de forma muito gradual. A autarquia assegurou a entrega de 0.5m<sup>3</sup> de areia no local, e a pesagem foi feita com uma balança eletrónica, com um erro máximo de leitura de 50g. Para reduzir o erro acumulado, foi feita a pesagem incremental dos sacos de areia, até um total de cinco. Os sacos utilizados foram vulgares sacos para lixo, fechados após a pesagem, para evitar variação de peso por evaporação da humidade

da areia. A carga é aplicada sobre uma plataforma suspensa, que teve igualmente de ser dimensionada. A plataforma (ver Figura 3) é constituída por dois painéis sobrepostos de madeira de 18mm de espessura, com furos nos cantos por onde passam cabos que abraçam varões colocados inferiormente, que constituem os apoios da plataforma. Os cabos são suspensos superiormente de um esticador de gancho, que cerra o cabo que contorna a viga superior, a ensaiar.

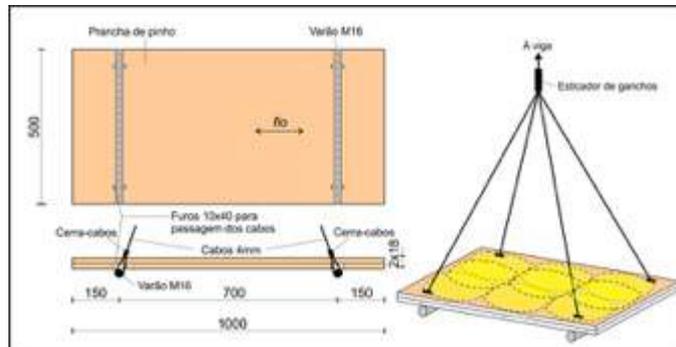


Figura 3 – Plataforma de carga (dimensões em mm)

O ensaio consistiu na aplicação de carga estática com incrementos de 20kgf, até ao total de 300kgf, seguida de descarga com decrementos iguais. A carga máxima foi um pouco superior ao valor inicialmente previsto, dado a resposta da estrutura sugerir que as suas propriedades foram subestimadas. Para além da sobrecarga, houve ainda a considerar o peso da plataforma e demais equipamento, que é de cerca de 13kgf. A carga e descarga executaram-se lentamente, quando estabilizada a resposta após cada incremento/decremento. A carga foi aplicada aproximadamente a meio vão da viga e de modo pontual, com o cabo a cercar apenas a viga a ensaiar, Figura 4(a).

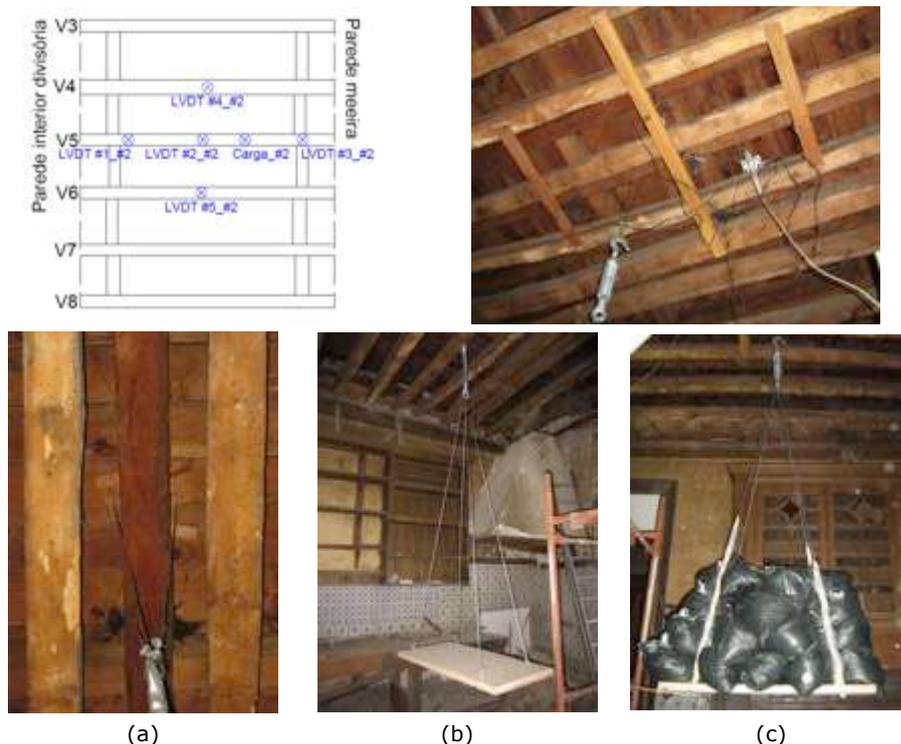


Figura 4 – Protocolo de ensaio: (a) cabo a abraçar a viga a ensaiar; (b) plataforma sem carga; (c) plataforma em carga máxima

Totalizaram-se cinco medições de deformações verticais, nomeadamente três na viga ensaiada e uma em cada viga imediatamente adjacente. Para tal, colocaram-se defletómetros (LVDTs - *Linear Variable Differential Transformer*) a meio vão (LVDT#1) e aos terços (LVDT#2 e LVDT#3) da viga ensaiada e a meio vão das vigas imediatamente adjacentes (LVDT#4 e LVDT#5). Realizaram-se três ensaios, em separado, nomeadamente na viga V4 (ensaio #1), na viga V5 (ensaio #2) e na viga V7 (ensaio #3). Na Figura 4 apresentam-se o esquema e o registo fotográfico para a viga V5, a título exemplificativo. Chama-se a atenção de que as vigas que aparecem em primeiro plano, na imagem,

são as de forro, de qualidade inferior e que não foram objeto de ensaio. As vigas de pavimento estão a uma cota superior e parcialmente ocultas pelas de forro, sendo identificável a viga em ensaio por estar rodeada pelo cabo.

### 3.4 Resultados experimentais

Para cada ensaio registou-se o gráfico força/deslocamento, observando-se o esperado comportamento linear elástico. Embora a rotura em flexão seja de tipo frágil, sem desvio significativo da linearidade, não se registaram sinais precursores da aproximação da zona de rotura, nomeadamente estalidos da madeira. De facto, tratando-se de um ensaio *in situ*, a preocupação com a segurança é fundamental e a carga máxima aplicada pressupõe um coeficiente de segurança elevado. A recuperação das deformações foi quase total, existindo pequeno deslocamento residual em todos os LVDTs, variando entre 0,46% e 7,87% dos valores máximos. Estes valores, inferiores a 10%, são admissíveis para estruturas de madeira e de reduzido grau de monolitismo (Ramos e Lourenço, 2004), podendo ainda ter sido causados por alguma indentação ou ajustamento nos apoios da viga, constituídos por frechais contínuos. Nos três ensaios verificou-se que, para a carga máxima, os deslocamentos máximos ocorreram no LVDT#2 (meio vão da viga ensaiada), como previsível (próximo da carga aplicada a aproximadamente meio vão). Destes, valor máximo ocorreu na viga V4 (-5,54mm), o que também se deve a ter carregado esta viga com uma carga maior (380kgf) do que as restantes, ver Figura 5.

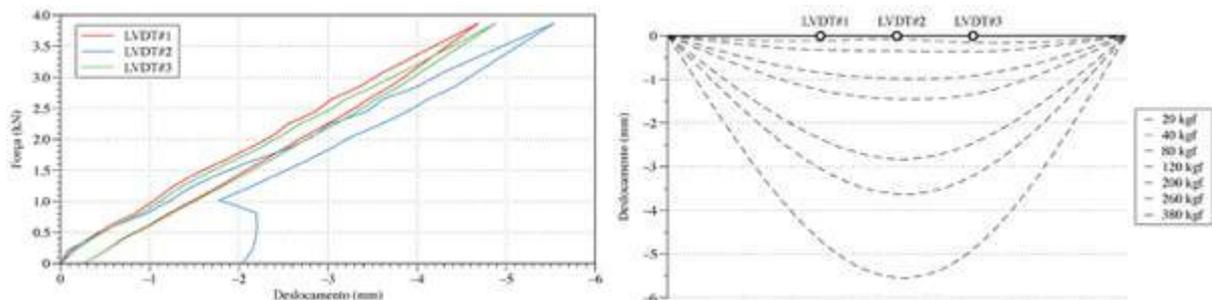


Figura 5 - Gráfico de carga-deslocamento para o ensaio da viga V4 (ensaio #1).

Ainda assim, este valor é muito inferior à deformação prevista (15mm), o que pode ser justificado por várias razões, por ordem decrescente de probabilidade: i) repartição de carga para as vigas adjacentes não contabilizada no cálculo preliminar; ii) madeira de qualidade superior ao preliminarmente admitido; iii) dimensões médias da secção transversal superiores ao admitido no cálculo; iv) encastramento parcial das vigas nas secções de apoio.

Os menores deslocamentos foram observados nos LVDT#4 e 5, em todos os ensaios, e devem-se exclusivamente à transferência de carga da viga carregada para as adjacentes, sendo os valores qualitativamente coerentes com essa causa, uma vez que a maior parte da carga é suportada pela viga diretamente carregada. Por fixação insuficiente dos defletómetros (LVDT#4 e 5) no primeiro ensaio, ou causa similar, o registo de deformação das vigas laterais foi errático, não oferecendo condições para uma interpretação fiável. Também na própria viga carregada, houve uma perturbação com causa não identificada, na fase final da descarga, visível na descontinuidade da curva de descarga (Figura 5).

No caso do segundo e terceiro ensaios (respetivamente nas Figuras 6 e 7), no entanto, é visível o comportamento globalmente linear (embora pontualmente perturbado) e a recuperação na descarga. No caso do segundo ensaio, a menor deformação de uma viga adjacente (LVDT#4) em relação à outra (LVDT#5) tanto pode traduzir uma menor transferência de carga, associada a elementos de distribuição menos eficazes (tarugos menores, por exemplo), como uma superior rigidez do material, ou uma combinação de ambos. O ensaio de vigas consecutivas teria permitido melhorar a compreensão deste aspeto mas, como já referido, não foi possível concluir a totalidade dos ensaios programados e nas vigas V4 e V5, embora adjacentes, essa interpretação é comprometida pelos resultados anómalos atrás mencionados.

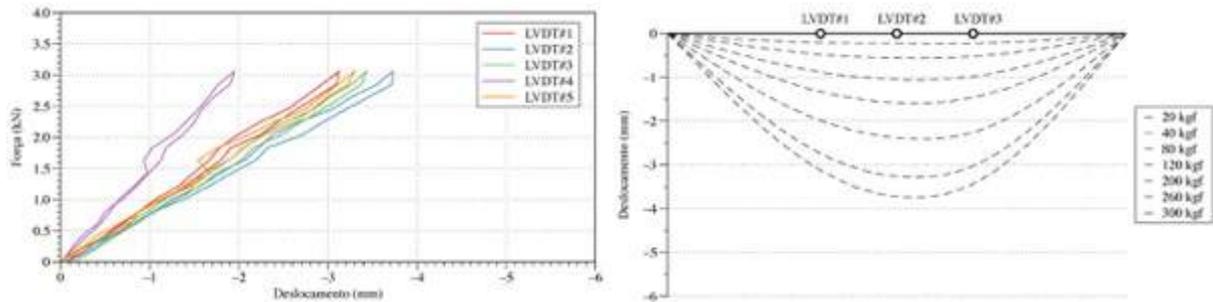


Figura 6 - Gráfico de carga-deslocamento para o ensaio da viga V5 (ensaio #2).

Os resultados obtidos no ensaio da viga V7 (ensaio #3), são aqueles em que o registo global de carga-deformação mais se aproxima do que seria de esperar, em condições de homogeneidade de material e de secções, o que é difícil de assegurar em estruturas antigas, como é o caso presente.

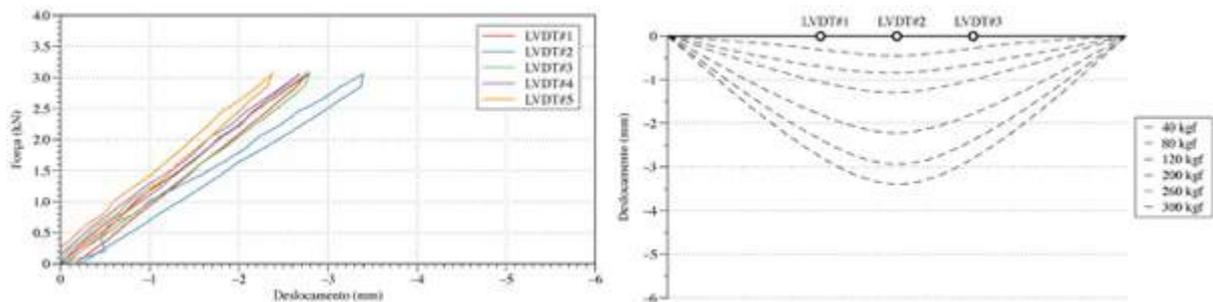


Figura 7 - Gráfico de carga-deslocamento para o ensaio da viga V7 (ensaio #3).

#### 4 CONCLUSÕES

Este trabalho constituiu um primeiro contributo com vista à caracterização mecânica das paredes de alvenaria de pedra de granito e dos pavimentos de madeira existentes no núcleo antigo da cidade de Viseu. Em relação à caracterização das propriedades mecânicas das paredes através de ensaios de macacos planos, os valores das propriedades mecânicas obtidos enquadram-se no intervalo de valores registados em outras campanhas de caracterização mecânica de paredes de alvenaria de granito no território português. Importa referir que, sendo este um primeiro estudo de caracterização das paredes de alvenaria de pedra de granito do núcleo antigo de Viseu, e tendo a escolha das paredes estudadas neste trabalho sido condicionada em termos de acesso, se impõe a realização de campanhas mais alargadas para caracterização do parque edificado da zona antiga viseense.

Com respeito ao ensaio de carga, importa salientar que o método utilizado se justifica fundamentalmente pela natureza particular deste tipo de pavimento nos quais, mais do que o desempenho de conjunto, é importante avaliar a condição das vigas individuais e o maior ou menor efeito do tarugamento. Foi feita uma interpretação preliminar dos resultados, que deverá ser complementada pelo desenvolvimento de um modelo numérico, que incorpore as principais complexidades com interferência no comportamento do pavimento, nomeadamente os sistemas de distribuição de carga (tarugos e soalho). Com recurso posterior a uma ferramenta standard de Otimização Estrutural, deverão obter-se estimativas dos módulos de elasticidade das vigas individuais os quais, dada a sua correlação com as propriedades mecânicas relevantes, permitirão aferir da capacidade resistente do pavimento e dos seus elementos individuais.

#### AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao projeto "VISEU PATRIMÓNIO", lançado pela Câmara Municipal de Viseu, e à VISEU NOVO - SRU - Sociedade de Reabilitação Urbana de Viseu SA.

#### REFERÊNCIAS

Almeida, C. (2013) Paredes de alvenaria do Porto: Tipificação e caracterização experimental. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.

- ASTM (1991a) In-situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flat-jack measurements. C 1196-91, American Society for Testing and Materials, USA, 1991.
- ASTM (1991b) In-situ measurement of masonry deformability properties using the flat-jack method. C 1197-91, American Society for Testing and Materials, USA, 1991.
- Augenti, N., Parisi, F., Acconcia, E. (2012) MADA: Online experimental database for mechanical modelling of existing masonry assemblages. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.
- Câmara Municipal de Viseu (2017) Plano de Ação VISEU PATRIMÓNIO 2016-2024. <https://www.cm-viseu.pt/index.php/diretorio/viseu-patrimonio> (13/10/2017).
- ICOMOS (2003) Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico. Conselho Internacional de Monumentos e Sítios, Paris.
- Lourenço, P. and Gregorczyk, P. (2000) A review on flat-jack testing. Revista do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Vol. 9.
- Miranda, L. (2011) Ensaios acústicos e de macacos planos em alvenarias resistentes. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto.
- Ramos, L. F., Lourenço P. B. (2004) Avaliação da segurança de dois pavimentos em madeira. CIMAD'04 - A madeira na Construção - 1ª Congresso Ibérico, Guimarães 2004.
- RILEM (2004a) RILEM Recommendation MDT.D.4: In-situ stress tests based on the flat jack. International union of laboratories and experts in construction materials, systems and structures. Materials and Structures, Vol. 37 (2004).
- RILEM (2004b) RILEM Recommendation MDT.D.5: In-situ stress-strain behaviour tests based on the flat jack. International union of laboratories and experts in construction materials, systems and structures. Materials and Structures, Vol. 37 (2004).
- Vicente, R. (2008) Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana: Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.



## **ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS PARA A INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS DE ALVENARIA DE PEDRA**

### **NON-DESTRUCTIVE TESTS FOR THE INSPECTION AND EVALUATION OF STONE MASONRY HISTORICAL BUILDINGS**

Chastre, Carlos; *CERIS e FCT, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal*, chastre@fct.unl.pt  
Ludovico-Marques, Marco; *INCITE, ESTB, I. P. de Setúbal, Lavradio, Portugal*, ludovicomarques@gmail.com  
Biscaia, Hugo; *UNIDEMI, FCT, Universidade NOVA de Lisboa, Caparica, Portugal*, hb@fct.unl.pt

#### **RESUMO**

Ao longo da sua vida útil os edifícios históricos estão sujeitos a alterações de uso, a agentes ambientais e a diferentes ações como assentamentos do solo, incêndios, inundações ou sismos, para os quais podem não estar preparados. Além disso, a falta de manutenção contínua ajuda a colocar grande parte desse património em risco devido a problemas estruturais que reduzem sua própria segurança e a dos seus utilizadores. A preservação e mitigação de riscos do património cultural construído requer o uso de ferramentas confiáveis, a fim de avaliar o seu estado de conservação e identificar e prevenir potenciais vulnerabilidades. Os testes destrutivos tradicionais não são possíveis de realizar na maioria dos edifícios históricos, por isso é necessário selecionar testes não destrutivos (NDT) que permitam a caracterização física e mecânica dos materiais e do comportamento da estrutura. Neste artigo apresenta-se uma visão geral de diferentes equipamentos e testes NDT que permitem o levantamento geométrico e o mapeamento dos danos do edifício, a análise petrográfica da pedra de alvenaria, a caracterização das propriedades físicas e mecânicas dos materiais e o comportamento estrutural do edifício.

#### **ABSTRACT**

The historic buildings may be subjected to changes in their use, environmental actions, soil settlements and natural hazards in their lifetime, such as fires, floods, or earthquakes, for which they may not be prepared. In addition, the lack of continuous maintenance helps to put much of this heritage at risk because of structural problems that reduce its own safety and that of its users. The preservation and mitigation of risks of built cultural heritage requires the use of reliable tools in order to assess their conservation status and identify and prevent potential vulnerabilities. Traditional destructive tests are not possible in most historical buildings, so it is necessary to select non-destructive tests (NDT) that allow the physical and mechanical characterization of the materials and the behaviour of the structure. This article presents an overview of different equipment and NDT tests that allow the geometric survey and mapping of building damages, the petrographic analysis of masonry stones, the characterization of physical and mechanical properties of materials and the structural behaviour of the building.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Existe atualmente uma ampla gama de testes que podem ser utilizados no apoio à inspeção e avaliação de edifícios. Contudo, se quisermos ter total respeito pela integridade física dos edifícios históricos e limitar ao máximo o grau de intrusão no património, seguindo os princípios da salvaguarda do património arquitetónico [1], que foram definidos nas cartas internacionais de Atenas e Veneza [2], não é possível colher amostras com dimensões semelhantes às obtidas em edifícios correntes para a caracterização de materiais. Por esta razão, um conjunto variado de métodos e testes não destrutivos (NDT) são utilizados isolados ou em combinação com outros métodos, a fim de caracterizar os materiais e a estrutura do edifício em estudo.

#### **2 - MÉTODOS E TESTES NÃO DESTRUTIVOS (NDT) EM EDIFÍCIOS HISTÓRICOS**

Neste capítulo apresentam-se os principais métodos e testes NDT baseados na experiência dos autores e no levantamento da literatura aplicáveis à caracterização de materiais e das estruturas de edifícios históricos. Na secção 2.1, são indicados os métodos utilizados para a obtenção da geometria e do mapeamento de danos nos edifícios históricos em análise. Na secção 2.2 apresentam-se os métodos e ensaios utilizados para caracterizar as propriedades mecânicas dos materiais e outros

aspectos estruturais, enquanto na secção 2.3 mostram-se os testes utilizados para avaliar as propriedades físicas dos materiais. Finalmente, na secção 2.4 descrevem-se os principais métodos e testes utilizados na análise petrográfica.

### 2.1 - Métodos NDT para obtenção da geometria e do mapeamento de danos

A inspeção do edifício histórico começa com uma inspeção visual [3-5] do mesmo, seguido de um levantamento exaustivo das anomalias e da sua identificação (e quantificação, se possível), bem como da respetiva localização em planta e alçados. Todos esses passos são acompanhados por um registo fotográfico [4-6]. Para fazer o levantamento tridimensional do edifício em estudo, é possível utilizar a fotogrametria [7, 8] ou o varrimento laser 3D (Figura 1) [9].



Figura 1 - Vista da fachada principal da Igreja de S. Leonardo na Atouguia da Baleia, Portugal, com base num levantamento utilizando o equipamento de varrimento laser 3D [9].

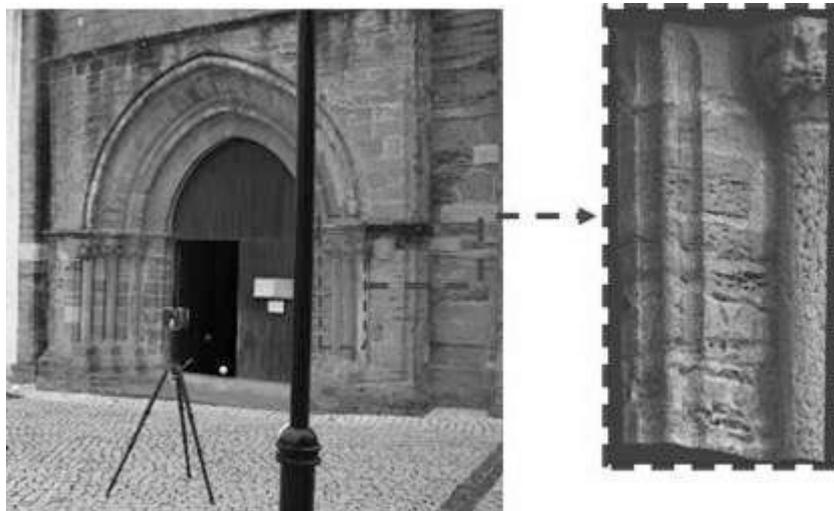


Figura 2 - Detalhes de um levantamento utilizando o varrimento laser 3D [9].

O levantamento geométrico do edifício histórico é um dado importante para a avaliação do comportamento estrutural do mesmo e o mapeamento dos danos existentes e é um complemento valioso na avaliação do estado de degradação da construção. Além da observação visual e do relatório fotográfico, uma variedade de outros métodos e equipamentos podem ser utilizados na observação e mapeamento do edifício em estudo. Esses métodos podem incluir o uso de equipamento de varrimento laser 3D [9-12] para examinar as fachadas do edifício e detetar padrões de degradação, vazios (Figura 2) e fendas após a análise das imagens digitais; o uso de uma Estação Total ou Taqueómetro [13, 14] para monitorizar as fachadas do edifício e fornecer informação acerca da deformação tridimensional da estrutura, permitindo quantificar o nível de deslocamentos numa análise pós-levantamento. A fim de detetar diferentes materiais, destacamentos, vazios, fendas e outros tipos de danos em diferentes profundidades nas paredes de alvenaria dos edifícios históricos, é possível usar uma câmara termográfica de infravermelhos (IRT) [15, 16], um equipamento de ultra-sons [17, 18] ou os dispositivos de emissão acústica (AE) [19, 20]. Além disso, o Georadar

(GPR) [13, 21] é um outro equipamento adequado para detetar diferentes materiais e obter a sua forma, bem como, vazios, fendas, presença de água e a definição da estrutura interna da parede de alvenaria (Figura 3). Em estruturas de alvenaria, é possível observar o interior de cavidades e fendas através de um boroscópio [22]. Este equipamento também é utilizado para recolher informação sobre a profundidade da camada externa de pedra natural ou sobre o material de preenchimento entre as camadas. Para adquirir imagens ampliadas "in situ" das superfícies, pode ser usado um microscópio de fibra ótica (FOM) [23, 24]. A inspeção e o levantamento aéreo de edifícios utilizando fotografia e vídeo podem também ser realizados através de sistemas de aeronaves pilotadas remotamente (RPAS) com uma câmara integrada [25, 26], popularmente conhecidos como "drones". O Quadro 1 apresenta um resumo dos métodos NDT utilizados para obter a informação geométrica e o mapeamento dos danos em edifícios históricos.

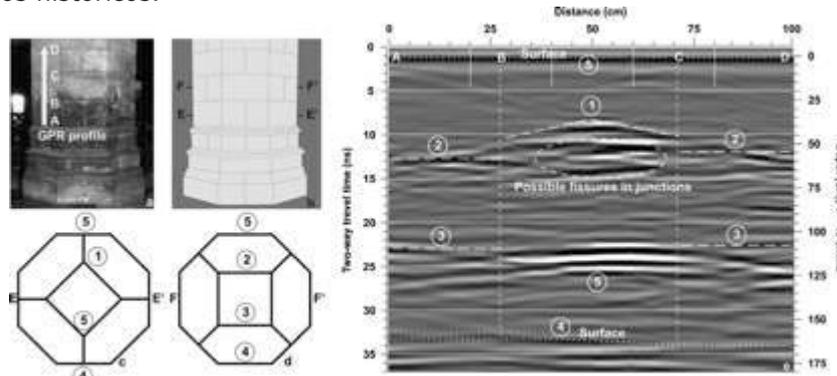


Figura 3 - Detalhes de um levantamento utilizando o Georadar (GPR) [21]

Quadro 1 – Resumo dos métodos NDT para o levantamento geométrico e o mapeamento de danos (adaptado [27])

Tipo	Método/ Equipamento	Referências
Observação e mapeamento	Observação Visual	[3-5]
	Fotografia	[4, 6]
	Varrimento Laser 3D	[9-12]
	Estação Total ou Taqueómetro	[13, 14]
	Câmara termográfica de infravermelhos (IRT))	[15, 16]
	Velocidade de Ultra-Sons (UPV)	[17, 18]
	Emissão Acústica (AE)	[19, 20]
	Georadar (GPR)	[13, 21]
	Microscópio de fibra ótica (FOM)	[23, 24]
	Boroscópio	[22]
	Aeronaves Pilotadas Remotamente (RPAS)	[25, 26]
Modelos 3D	Fotogrametria	[7, 8]
	Varrimento Laser Terrestre/ Varrimento Laser 3D	[10, 28]

## 2.2 - Métodos utilizados na análise petrográfica

O desgaste químico das pedras de construção ocorre dentro de uma escala de tempo geológico muito além do tempo histórico das construções antigas, ressaltando a dissolução ácida dos materiais carbonatados e a sulfatação das superfícies de pedra devido à poluição industrial. Minerais secundários (por exemplo, argilas, óxidos e hidróxidos de ferro) só podem ocorrer como alteração herdada em rochas ornamentais recolhidas de pedreiras e usadas como materiais de construção de baixa qualidade. À medida que a alteração das pedras de construção continua, mudanças graduais ocorrem essencialmente nas propriedades físicas e mecânicas das rochas, de modo que a alteração se pode considerar resultante essencialmente da atuação de processos físicos e mecânicos.

A análise petrográfica é uma ferramenta importante para estudar a composição mineralógica e química de pedras em edifícios históricos e para monitorizar a evolução da alteração química, que é hoje resultado da dissolução ácida de materiais carbonatados e da sulfatação de superfícies de pedra devido à poluição industrial. A análise petrográfica permite também a identificação e quantificação de minerais de alteração hereditária existentes na construção de blocos de pedra de baixa qualidade. A

análise petrográfica também desempenha um papel importante, monitorizando a alteração física e permitindo a determinação do tamanho dos poros e da distribuição espacial da forma, sendo muito útil para a identificação de sais cristalizados nas eflorescências. A análise petrográfica é um procedimento essencial para obter a assinatura intrínseca da pedra utilizada na construção de edifícios e monumentos históricos, permitindo ensaios destrutivos em afloramentos semelhantes localizados nas suas proximidades, contribuindo para a manutenção da integridade física dos monumentos, de acordo com as cartas de Atenas e Veneza [2]. No Quadro 2 é apresentado um resumo dos métodos utilizados na análise petrográfica.

A análise petrográfica pode ser realizada a um nível macroscópico ou microscópico. Ao nível macroscópico, uma observação visual da amostra de mão é usual para uma classificação preliminar, com a utilização da lupa de bolso para ampliar a pedra e permitir a observação da textura e estrutura da pedra e dos seus minerais. A observação visual das amostras de mão permite a identificação das cores da superfície usando o sistema de cores Munsell ou os parâmetros CIELAB e a caracterização da composição mineralógica da pedra. Num nível microscópico é possível ter a definição da composição mineral e o seu arranjo geométrico de textura e estrutura através de lâminas delgadas de pedra observadas por microscopia petrográfica [29], em amostras pequenas (até 1 cm<sup>3</sup>) através do SEM-EDS [30, 31] ou do XRD [30, 32].

A identificação dos minerais ou dos grupos químicos ou iões (por exemplo, sulfatos) e a sua extensão em amostras por análise química pode também ser obtida usando AAS, ED XRF, LRS, FTIR, LIBS. Segundo Bitossi et al. [259] o XRF (espectroscopia de fluorescência de raios X) e EDXRF (espectroscopia de fluorescência de raios X por dispersão de energia) estão entre as técnicas mais importantes para análise qualitativa e semi-quantitativa de elementos numa amostra. Com este propósito, têm sido amplamente utilizados os sistemas portáteis de XRF para análises in-situ não destrutivas.

Quadro 2 – Resumo dos métodos utilizados na análise petrográfica (adaptado de [27])

<b>Tipo de Características</b>	<b>Método/ Equipamento</b>	<b>Referências</b>
Macroscópicas	Observação visual de amostras de mão Lupa de bolso	
Microscópicas	Microscópio Petrográfico	[29]
	Microscópio eletrónico de varrimento com espectómetro de dispersão de energia (SEM-EDS)	[30, 31]
	Difração de raios X (XRD)	[30, 32]
	Espectroscopia de absorção atómica (AAS)	[33]
	Espectrómetro de fluorescência de Raio X com dispersão de energia (ED XRF)	[30, 32]
	Espectroscopia Laser Raman (LRS)	[30, 32]
	Espectroscopia de infravermelhos por transformada de Fourier (FTIR e $\mu$ FTIR)	[30, 32]
	Espectroscopia de emissão atómica com raio laser de energia elevada (LIBS)	[34, 35]

### 2.3 - Métodos NDT para caracterização das propriedades físicas dos materiais

Na avaliação da conservação dos edifícios históricos é fundamental caracterizar as propriedades físicas de seus materiais, sendo os métodos NDT bem conhecidos como alternativas para essa caracterização. Os métodos NDT permitem a determinação de propriedades físicas "in situ" ou por correlação, tais como a absorção de água [6, 27, 36-38], a humidade [7, 38-41], a permeabilidade [6, 42-46], a temperatura [41, 47-49], o teor em sal [31, 38, 50-52], a densidade aparente [7, 53-55], a porosidade [17, 50, 53-59], a compactidade [60], a coesão de superficial [39], a rugosidade da superfície [61-63], a dureza superficial [55, 64-67], refletância [7], bem como a cor [68-70].

No Quadro 2 apresenta-se um resumo dos métodos NDT utilizados para medir as propriedades físicas dos materiais de construção dos edifícios históricos. A Figura 4 mostra um termograma de um levantamento de um edifício histórico [40] onde a humidade capilar vinda do solo é mostrada como a área mais fria (A) na base da parede à direita. O laboratório de testes portátil utilizado no método de Ludovico-Marques [53] é mostrado na Figura 5, enquanto na Figura 6 é apresentada uma campânula de vácuo para a determinação da porosidade pelo princípio de Arquimedes, e a imagem de um Porosímetro de Mercúrio por Intrusão (MIP) também utilizado para a determinação da porosidade de amostras de materiais.

Quadro 3 – Resumo dos métodos NDT para caracterização das propriedades físicas dos materiais de construção históricos (adaptado de [27])

<b>Propriedades Físicas</b>	<b>Método/ Equipamento</b>	<b>Referências</b>
Absorção de água	Tubo de Karsten	[27]
	Tubo de Mirowski	[36]
	Pipeta Italiana	[6]
	Teste de Esponja de Contato	[36]
	Sistema de micro-tubo digital	[37]
	Método de determinação da permeabilidade em câmara sobre parede	[38]
Humidade	Medidor de Humidade	[39]
	Condutímetro	[7]
	Ressonância Magnética Nuclear Portátil (NMR)	[55]
	Medidor portátil de humidade por radar e microndas	[38]
	Medidor portátil de humidade por emissão de neutrões	[36]
	Métodos Gravimétricos	[38]
	Métodos Químicos	[38]
Câmara Termografia de Infravermelhos (IR)	[40]	
Temperatura	Sensores de Temperatura	[41]
Permeabilidade	Método do fluxo transiente	[42]
	Método de Katz e Thompson	[46]
Teor de sal	Fluorescência de Raio X em dispersão de energia (EDXRF)	[31]
	Método de Bläuer Böhm	[51]
	Método de Borrelli	[38, 50]
	Método de Ludovico-Marques	[52]
Densidade aparente	Sonda de emissão de ultrassons em superfícies planares	[7]
	Velocidade de Ultra-Sons (UPV)	[54, 55]
	Princípio de Arquimedes	[53, 54]
Porosidade	Velocidade de Ultra-Sons (UPV)	[17, 55]
	Porosímetro de Mercúrio (MIP)	[53, 55]
	Princípio de Arquimedes	[53, 54]
	Microscópio Petrográfico	[59]
	Método de Adsorção de Nitrogénio (BET)	[50]
Compacidade	Velocidade de propagação das ondas elásticas	[60]
Coessão da superfície	Fitas adesivas para remoção de películas superficiais	[39]
Rugosidade da superfície	Rugosímetro ótico portátil	[61]
	Profilómetro portátil	[63]
	Varrimento Laser 3D	[62]
Dureza da superfície	Martelo de Schmidt ou Esclerómetro	[64]
	Teste de dureza (Duroscope)	[55]
	Teste de dureza dinâmica (Equotip)	[65, 66]
	Teste de dureza de indentação	[71]
	Esclerómetro de Martens	[67]
Refletância da superfície	Refletómetro	[7]
Cor	Sistema de Cor Munsell	[72]
	CIELAB	[69]
	Colorímetros e espectrocolorímetros	[70]



Figura 4 - Termograma de um levantamento efetuado num edifício histórico [40].

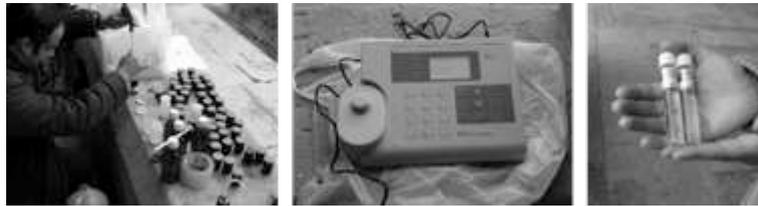


Figura 5 - Laboratório de testes portátil usado no método Ludovico-Marques [53].



Figura 6 - Campânula de vácuo utilizada na determinação da porosidade pelo princípio de Arquimedes e porosímetro de mercúrio por intrusão (MIP) (fonte FCT NOVA).

#### 2.4 - Métodos NDT para caracterização das propriedades mecânicas das paredes de alvenaria e do comportamento estrutural do edifício

Tradicionalmente, quando se pretende conhecer as propriedades de um determinado material da estrutura, são recolhidas amostras para realizar ensaios mecânicos no laboratório e obter a resistência à compressão, à tração ou o módulo de elasticidade desse material. No entanto, em edifícios históricos pretende-se o menor grau de intrusão possível, pelo que a alternativa nestas situações é utilizar os métodos NDT. Os testes destrutivos permitem avaliar diretamente as propriedades estudadas, diferentemente dos testes não destrutivos, para os quais é necessário o uso de correlações empíricas. Na análise dos edifícios históricos, deve-se salientar que os resultados obtidos para um elemento não podem ser extrapolados para os demais, devido à variabilidade entre os elementos. A fim de ter resultados confiáveis da caracterização mecânica, é necessária uma quantidade significativa de testes NDT em diferentes elementos e é necessário ter correlações empíricas calibradas com testes destrutivos realizadas com materiais e condições semelhantes. E sempre que possível, os resultados devem ser verificados usando diferentes testes NDT.

A partir dos métodos NDT é possível caracterizar as propriedades mecânicas das paredes de alvenaria e o comportamento da estrutura, podendo-se estimar a resistência à compressão [7, 11, 17, 38, 53,

55, 58, 64-66, 73-75], a resistência à tração [17, 76-78], a aderência [78, 79], o módulo de elasticidade [60, 80, 81], o módulo de elasticidade dinâmico [82, 83], o nível de tensão instalado "in situ" e o comportamento tensão-deformação [60, 80, 81], o nível de deslocamentos [13, 14, 84-89] e a frequência natural e os modos de vibração da estrutura [3, 22, 90, 91]. A Figura 7 mostra à esquerda um teste utilizando um sistema de medição da resistência à perfuração em profundidade (DRTMS) numa parede de pedra de pedra [53] e à direita um teste de velocidade de ultra-sons (UPV) realizado numa parede de alvenaria [83]. Por sua vez, a Figura 8 mostra a configuração de um teste de vibração ambiental realizado no arco da Rua Augusta em Lisboa [91]. Um resumo dos métodos NDT para avaliar as propriedades mecânicas dos materiais e outros aspetos estruturais dos edifícios históricos é apresentado no Quadro 4.

Quadro 4 – Resumo dos métodos NDT para caracterização das propriedades mecânicas dos materiais e do comportamento estrutural do edifício (adaptado de [27])

Parâmetros	Método/ Equipamento	Referências
Resistência à compressão / Dureza da superfície	Martelo de Schmidt ou Esclerómetro	[64, 73]
	Teste de dureza (Duroscope)	[7, 55]
	Teste de dureza dinâmica (Equotip)	[65, 66]
	Velocidade de Ultra-Sons (UPV)	[17, 55]
	Resistência à perfuração em profundidade (DRMS) *	[38, 53]
	Porosidade acessível	[11, 53, 58, 74, 75]
Resistência à tração	Teste Pull-off *	[77, 78]
	Velocidade de ultra-sons (UPV)	[17, 76]
Aderência	Teste Pull-off *	[78, 79]
Módulo de Elasticidade (Estático)	Ensaio de macacos planos *	[60, 80, 81]
Módulo de Elasticidade (Dinâmico)	Velocidade de Ultra-Sons (UPV)	[82, 83]
	Frequência de ressonância fundamental	[82, 92]
Capacidade de carga	Ensaio de carga	[3, 93]
Nível de tensão instalado "in situ" e comportamento tensão-deformação	Ensaio de macacos planos *	[60, 80, 81]
Deslocamentos e deformações	Régua de fendas	
	Extensómetros, Inclínómetros e Transdutores de deslocamentos (LVDT)	[84-86]
	Estação Total	[13, 14]
	Correlação Digital de Imagem (DIC)	[87-89]
Frequências naturais e modos de vibração	Testes de Vibração Ambiental	[22, 91]
	Testes de Impacto	[3, 90]
	IDS Georadar	[94, 95]

\* Ensaio semi-destrutivo



Figura 7 - Testes utilizando o equipamento DRTMS (à esquerda) [53] e o de ultra-sons (à direita) [83].



Figura 8 - Teste de vibração ambiental realizado no arco da Rua Augusta em Lisboa. Visão geral do arco e configuração do teste (adaptado de [91]).

### 3 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

O ambiente agressivo a que os edifícios históricos estão sujeitos e a falta da manutenção contínua em muitos deles, põe uma grande parte esta herança cultural em risco devido a problemas estruturais que afetam a sua própria segurança e dos seus utilizadores [96]. Por vezes, encontrar novos usos para edifícios antigos é uma forma sustentável de preservá-los, mesmo que a reabilitação da estrutura seja necessária [97]. No entanto, a preservação e mitigação de risco do património cultural construído requer o uso de ferramentas confiáveis, a fim de avaliar o seu estado de conservação, identificando e prevenindo potenciais vulnerabilidades [22]. Em muitas situações, entre as quais se encontram os edifícios históricos, não é possível realizar testes destrutivos. Portanto, é preferível executar testes não-destrutivos [98] ou metodologias alternativas que permitam a caracterização física e mecânica dos materiais e estruturas em estudo. Neste sentido, sintetizou-se neste artigo um conjunto de métodos e testes não destrutivos para o levantamento geométrico, o mapeamento de danos, a análise petrográfica e a caracterizar das propriedades físicas e mecânicas dos materiais de edifícios históricos de alvenaria de pedra.

### REFERÊNCIAS

1. Faria, P. and C. Chastre, Visão Integrada da Reabilitação, in Paredes 2015. Reabilitação e Inovação., P.B. Lourenço, et al., Editors. 2015: Lisboa. p. 1-20.
2. ICOMOS, International Charters for Conservation and Restoration = Chartes Internationales sur la Conservation et la Restauration = Cartas Internacionales sobre la Conservación y la Restauración. 2 ed. Monuments & Sites, ed. M. Petzet and J. Ziesemer. Vol. I. 2004, München. 180.
3. McCann, D.M. and M.C. Forde, Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures. NDT & E International, 2001. 34(2): p. 71-84.
4. Heidari, M., et al., Determination of weathering degree of the Persepolis stone under laboratory and natural conditions using fuzzy inference system. Construction and Building Materials, 2017. 145: p. 28-41.
5. Heidari, M., et al., Application of fuzzy inference system for determining weathering degree of some monument stones in Iran. Journal of Cultural Heritage, 2017. 25: p. 41-55.
6. Menéndez, B., Non-Destructive Techniques Applied to monumental Stone Conservation, in Non-Destructive Testing, F. Márquez, M. Papaelias, and N. Zaman, Editors. 2016, InTech. p. 173-213.

7. Török, Á., In Situ Methods of Testing Stone Monuments and the Application of Nondestructive Physical Properties Testing in Masonry Diagnosis, in *Materials, Technologies and Practice in Historic Heritage Structures*, M.B. Dan, R. Pířkryl, and Á. Török, Editors. 2010, Springer Netherlands: Dordrecht. p. 177-193.
8. Yastikli, N., Documentation of cultural heritage using digital photogrammetry and laser scanning. *Journal of Cultural Heritage*, 2007. 8(4): p. 423-427.
9. Chastre, C., et al., Surveying of Sandstone Monuments: New and Traditional Methodologies to Assess Viability of Conservation Actions, in *40th IAHS World Congress of Housing. Sustainable Housing Construction*. 2014: Funchal, Portugal. p. ID 307 (10p).
10. Jones, D.M., *3D Laser Scanning for Heritage*. 2011: English Heritage. 18.
11. Chastre, C. and M. Ludovico-Marques, Avaliação dos Portais de Pedra Arenítica da Igreja de São Leonardo Utilizando Testes Não Destrutivos. *Mecânica Experimental*, 2017. 28(47-54).
12. Hinzen, K.-G., S. Schreiber, and S. Rosellen, A high resolution laser scanning model of the Roman theater in Pinara, Turkey – comparison to previous measurements and search for the causes of damage. *Journal of Cultural Heritage*, 2013. 14(5): p. 424-430.
13. Lignola, G.P. and G. Manfredi, A combination of NDT methods for the restoration of monumental façades: The case study of Monte di Pietà (Naples, Italy). *Journal of Cultural Heritage*, 2010. 11(3): p. 360-364.
14. Husnul, H. and A.B. Cahyono, Combined aerial and terrestrial images for complete 3D documentation of Singosari Temple based on Structure from Motion algorithm. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2016. 47(1): p. 012004.
15. Avdelidis, N.P. and A. Moropoulou, Applications of infrared thermography for the investigation of historic structures. *Journal of Cultural Heritage*, 2004. 5(1): p. 119-127.
16. Faella, G., et al., The Church of the Nativity in Bethlehem: Non-destructive tests for the structural knowledge. *Journal of Cultural Heritage*, 2012. 13(4): p. e27-e41.
17. Vasconcelos, G., et al., Ultrasonic evaluation of the physical and mechanical properties of granites. *Ultrasonics*, 2008. 48(5): p. 453-466.
18. Riveiro, B. and M. Solla, *Non-Destructive Techniques for the Evaluation of Structures and Infrastructure*. Structures and Infrastructures Series, ed. D.M. Frangopol. Vol. 11. 2016: CRC Press/Balkema. 388.
19. Wevers, M., Listening to the sound of materials: Acoustic emission for the analysis of material behaviour. *NDT & E International*, 1997. 30(2): p. 99-106.
20. Pérez-Gracia, V., et al., Geophysics: Fundamentals and Applications in Structures and Infrastructure, in *Non-Destructive Techniques for the Evaluation of Structures and Infrastructure*. 2016, CRC Press. p. 59-88.
21. Pérez-Gracia, V., et al., Non-destructive analysis in cultural heritage buildings: Evaluating the Mallorca cathedral supporting structures. *NDT & E International*, 2013. 59: p. 40-47.
22. Masciotta, M.-G., et al., A multidisciplinary approach to assess the health state of heritage structures: The case study of the Church of Monastery of Jerónimos in Lisbon. *Construction and Building Materials*, 2016. 116: p. 169-187.
23. Moropoulou, A., et al., Diagnostics and protection of Hagia Sophia mosaics. *Journal of Cultural Heritage*, 2013. 14(3, Supplement): p. e133-e139.
24. Cheilakou, E., N. Liarakapi, and M. Kouli, NDT characterization of ancient glass objects from the Aegean with an approach of the manufacturing technique, in *Emerging Technologies in Non-Destructive Testing V*. 2012. p. 63.
25. Campana, S., *Drones in Archaeology. State-of-the-art and Future Perspectives*. Archaeological Prospection, 2017.
26. Aguilar, R., et al. Geomatics' procedures and dynamic identification for the structural survey of the church of 'San Juan Bautista de Huaro' in Perú. in *Brick and Block Masonry: Trends, Innovations and Challenges - Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, IBMAC 2016*. 2016.
27. Chastre, C. and M. Ludovico-Marques, Nondestructive testing methodology to assess the conservation of historic stone buildings and monuments, in *Handbook of Materials Failure Analysis*, A.S.H. Makhoulouf and M. Aliofkhaezraei, Editors. 2018, Butterworth-Heinemann. p. 255-294.
28. Yubin, L., et al., Semiautomatic generation of three-view drawing of building using terrestrial laser scanning. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2014. 17(1): p. 012230.
29. EN12407, *Natural stone test methods - Petrographic examination*. 2006, CEN: Brussels.

30. Ion, R.M., et al., Effects of the restoration mortar on chalk stone buildings. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2016. 133(1): p. 012038.
31. Morillas, H., et al., The cauliflower-like black crusts on sandstones: A natural passive sampler to evaluate the surrounding environmental pollution. Environ Res, 2016. 147: p. 218-32.
32. Bitossi, G., et al., Spectroscopic Techniques in Cultural Heritage Conservation: A Survey. Applied Spectroscopy Reviews, 2005. 40(3): p. 187-228.
33. Janssens, K. and R. Van Grieken, Non-destructive Micro Analysis of Cultural Heritage Materials. Comprehensive Analytical Chemistry. Vol. XLII. 2004: Elsevier Science. 800.
34. Senesi, G.S., et al., Laser cleaning and laser-induced breakdown spectroscopy applied in removing and characterizing black crusts from limestones of Castello Svevo, Bari, Italy: A case study. Microchemical Journal, 2016. 124: p. 296-305.
35. Zorov, N.B., et al., Qualitative and quantitative analysis of environmental samples by laser-induced breakdown spectrometry. Russian Chemical Reviews, 2015. 84(10): p. 1021.
36. Vandevorode, D., et al., Validation of in situ Applicable Measuring Techniques for Analysis of the Water Adsorption by Stone. Procedia Chemistry, 2013. 8: p. 317-327.
37. Miloš, D. and S. Zuzana, Enhanced affordable methods for assessing material characteristics and consolidation effects on stone and mortar. Journal of Geophysics and Engineering, 2013. 10(6): p. 064005.
38. Svahn, H., Non-Destructive Field Tests in Stone Conservation: Final Report for the Research and Development Project: Literature Study. 2006: Riksantikvarieämbetet.
39. Menezes, A., M. Glória Gomes, and I. Flores-Colen, In-situ assessment of physical performance and degradation analysis of rendering walls. Construction and Building Materials, 2015. 75: p. 283-292.
40. Paoletti, D., et al., Preventive thermographic diagnosis of historical buildings for consolidation. Journal of Cultural Heritage, 2013. 14(2): p. 116-121.
41. Paipetis, A.S., et al., Emerging Technologies in Non-Destructive Testing V. 2012: CRC Press, Taylor & Francis Group. 507.
42. Brown, S. and M. Smith, A transient-flow syringe air permeameter. Geophysics, 2013. 78(5): p. D307-D313.
43. Iversen, B.V., et al., Field Application of a Portable Air Permeameter to Characterize Spatial Variability in Air and Water Permeability. Vadose Zone Journal, 2003. 2(4): p. 618-626.
44. Jensen, J.L., C.A. Glasbey, and P.W.M. Corbett, On the interaction of geology, measurement, and statistical analysis of small-scale permeability measurements. Terra Nova, 1994. 6(4): p. 397-403.
45. Filomena, C.M., J. Hornung, and H. Stollhofen, Assessing accuracy of gas-driven permeability measurements: a comparative study of diverse Hassler-cell and probe permeameter devices. Solid Earth, 2014. 5(1): p. 1-11.
46. Katz, A.J. and A.H. Thompson, Quantitative prediction of permeability in porous rock. Physical Review B, 1986. 34(11): p. 8179-8181.
47. Rossi, P.P. and C. Rossi, Surveillance and monitoring of ancient structures: recent developments, in Structural Analysis of Historical Constructions II, P. Roca, et al., Editors. 1998: Barcelona, Spain. p. 163-178.
48. Enckell, M., et al., New and Emerging Technologies in Structural Health Monitoring, in Handbook of Measurement in Science and Engineering. 2012, John Wiley & Sons, Inc.
49. Glisic, B. and D. Inaudi, Fibre optic methods for structural health monitoring. 2008, John Wiley & Sons.
50. Borrelli, E. and A. Urland, ARC Laboratory handbook: porosity, salts, binders, colour. Conservation of architectural heritage, historic structures and materials. 1999, Rome: ICCROM, International Centre for the Study of the Preservation and Restoration of Cultural Property.
51. Bläuer Böhm, C., Quantitative Salt Analysis in Conservation of Buildings / Quantitative Salzanalyse bei der Konservierung von Bauwerken. Restoration of Buildings and Monuments, 2005. 11(6): p. 409.
52. Ludovico-Marques, M., et al., Methodology used to carry out a fast identification of soluble salts in efflorescences of old mortars (in Portuguese), in Seminary of soluble salts in old mortars. 2005: LNEC, Lisbon. p. 21.1-21.9.
53. Ludovico-Marques, M., Contribuição para o conhecimento do efeito de cristalização de sais na alterabilidade de arenitos. Aplicação ao património edificado de Atouguia da Baleia, in

- Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia. 2008, Universidade NOVA de Lisboa: Caparica.
54. EN1936, Natural stone test methods - Determination of real density and apparent density, and of total and open porosity. 2006, CEN: Brussels.
  55. Siegesmund, S. and R. Snethlage, *Stone in architecture: properties, durability*. 2011: Springer.
  56. Ludovico-Marques, M. and C. Chastre, Effect of consolidation treatments on mechanical behaviour of sandstone. *Construction and Building Materials*, 2014. 70(15 November 2014): p. 473-482.
  57. Ludovico-Marques, M. and C. Chastre, Effect of salt crystallization ageing on the compressive behavior of sandstone blocks in historical buildings. *Engineering Failure Analysis*, 2012. 26: p. 247-257.
  58. Ludovico-Marques, M., C. Chastre, and G. Vasconcelos, Modelling the compressive mechanical behaviour of granite and sandstone historical building stones. *Construction and Building Materials*, 2012. 28(1): p. 372-381.
  59. Anselmetti, F.S., S. Luthi, and G.P. Eberli, Quantitative characterization of carbonate pore systems by digital image analysis. *AAPG bulletin*, 1998. 82(10): p. 1815-1836.
  60. da Porto, F., et al., Analysis and repair of clustered buildings: Case study of a block in the historic city centre of L'Aquila (Central Italy). *Construction and Building Materials*, 2013. 38: p. 1221-1237.
  61. Snethlage, R. and K. Sterflinger, *Stone Conservation*, in *Stone in Architecture: Properties, Durability*, S. Siegesmund and R. Snethlage, Editors. 2011, Springer Berlin Heidelberg: Berlin, Heidelberg. p. 411-544.
  62. Birginie, J.M. and T. Rivas, Use of a laser camera scanner to highlight the surface degradation of stone samples subjected to artificial weathering. *Building and Environment*, 2005. 40(6): p. 755-764.
  63. Carmen, V.-C., et al., The measurement of surface roughness to determine the suitability of different methods for stone cleaning. *Journal of Geophysics and Engineering*, 2012. 9(4): p. S108.
  64. Vasanelli, E., et al., Combining non-invasive techniques for reliable prediction of soft stone strength in historic masonries. *Construction and Building Materials*, 2017. 146: p. 744-754.
  65. Viles, H., et al., The use of the Schmidt Hammer and Equotip for rock hardness assessment in geomorphology and heritage science: a comparative analysis. *Earth Surface Processes and Landforms*, 2011. 36(3): p. 320-333.
  66. Coombes, M.A., et al., A non-destructive tool for detecting changes in the hardness of engineering materials: Application of the Equotip durometer in the coastal zone. *Engineering Geology*, 2013. 167: p. 14-19.
  67. Ferreira Pinto, A.P. and J. Delgado Rodrigues, Consolidation of carbonate stones: Influence of treatment procedures on the strengthening action of consolidants. *Journal of Cultural Heritage*, 2012. 13(2): p. 154-166.
  68. Green, P., *Color Management. Understanding and Using ICC Profiles*. The Wiley-IS&T Series in Imaging Science and Technology, ed. M. Kriss. 2010: John Wiley & Sons, Ltd.
  69. Fairchild, M.D., *Color Appearance Models*. 3 ed. The Wiley-IS&T Series in Imaging Science and Technology. 2013: John Wiley & Sons, Ltd.
  70. Shevell, S.K., *The Science of Color*. 2 ed. 2003: Elsevier.
  71. Siegesmund, S. and H. Dürrast, *Physical and Mechanical Properties of Rocks*, in *Stone in Architecture: Properties, Durability*, S. Siegesmund and R. Snethlage, Editors. 2011, Springer Berlin Heidelberg: Berlin, Heidelberg. p. 97-225.
  72. Munsell, A.H., *Atlas of the Munsell Color System*. 1915, Boston: Malden, Mass., Wadsworth, Howland & Co., inc., Printers.
  73. Shalabi, F.I., E.J. Cording, and O.H. Al-Hattamleh, Estimation of rock engineering properties using hardness tests. *Engineering Geology*, 2007. 90(3): p. 138-147.
  74. Ludovico-Marques, M. and C. Chastre, Conservation of sandstone monuments: a new approach in consolidation treatments, in 40th IAHS World Congress of Housing. *Sustainable Housing Construction*. 2014: Funchal, Portugal. p. ID 211 (10p).
  75. Ludovico-Marques, M. and C. Chastre, Durability Assessment of Consolidation Effect on Sandstone Monuments, in 41th IAHS World Congress of Housing. *Sustainability and Innovation for the Future*. 2016: Albufeira, Portugal. p. 10p.

76. Martínez-Molina, W., et al., Predicting concrete compressive strength and modulus of rupture using different NDT techniques. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2014. 2014.
77. Martínez, I., et al., Physico-chemical material characterization of historic unreinforced masonry buildings: The first step for a suitable intervention. *Construction and Building Materials*, 2013. 40: p. 352-360.
78. Botas, S., R. Veiga, and A. Velosa, Air lime mortars for conservation of historic tiles: Bond strength of new mortars to old tiles. *Construction and Building Materials*, 2017. 145: p. 426-434.
79. Miccoli, L., U. Müller, and P. Fontana, Mechanical behaviour of earthen materials: A comparison between earth block masonry, rammed earth and cob. *Construction and Building Materials*, 2014. 61: p. 327-339.
80. RILEM, Test method recommendations of RILEM TC 177-MDT 'Masonry durability and on-site testing' - D.5: In-situ stress - strain behaviour tests based on the flat jack. *Materials and Structures*, 2004. 37(271): p. 497 - 501.
81. RILEM, Test method recommendations of RILEM TC 177-MDT 'Masonry durability and on-site testing' - D.4: In-situ stress tests based on the flat jack. *Materials and Structures*, 2004. 37(271): p. 491 - 496.
82. EN14146, Natural stone test methods - Determination of the dynamic modulus of elasticity (by measuring the fundamental resonance frequency). 2006, CEN: Brussels.
83. Pinho, F.F.S., Paredes de alvenaria ordinária: estudo experimental com modelos simples e reforçados, in Ph.D thesis. 2007, Universidade NOVA de Lisboa. p. 699. (in Portuguese).
84. Binda, L., A. Saisi, and C. Tiraboschi, Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries. *Construction and Building Materials*, 2000. 14(4): p. 199-233.
85. Glisic, B., et al. Monitoring of heritage structures and historical monuments using long-gage fiber optic interferometric sensors—an overview. in *Proceedings of the 3rd International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure-SHMII-3*, Vancouver, BC, Canada. 2007.
86. Ohtsu, M., Innovative AE and NDT Techniques for On-Site Measurement of Concrete and Masonry Structures. *RILEM State-of-the-Art Reports*. Vol. 20. 2016: Springer.
87. Almeida, G., et al., In-Plane Displacement and Strain Image Analysis. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 2016. 31(4): p. 292-304.
88. Busse, G., et al., *Emerging Technologies in Non-Destructive Testing*. 2008: Taylor & Francis/Balkema. 366.
89. Colla, C. and E. Gabrielli, Photoelasticity and DIC as optical techniques for monitoring masonry specimens under mechanical loads. *Journal of Physics: Conference Series*, 2017. 778(1): p. 012003.
90. Miranda, L.F., et al., Sonic Impact Method – A new technique for characterization of stone masonry walls. *Construction and Building Materials*, 2012. 36: p. 27-35.
91. Carvalho, C.R., Seismic vulnerability analysis of the Rua Augusta Arch in MSc. Thesis. 2015, Universidade NOVA de Lisboa. p. 128. (in Portuguese).
92. RILEM-TC25-PEM, Essais recommandés pour mesurer l'altération des pierres et évaluer l'efficacité des méthodes de traitement / Recommended tests to measure the deterioration of stone and to assess the effectiveness of treatment methods. *Materials and Structures*, 1980. 13(75): p. 175 - 253.
93. Kashif Ur Rehman, S., et al., Nondestructive test methods for concrete bridges: A review. *Construction and Building Materials*, 2016. 107: p. 58-86.
94. Mario, M., et al., Comparison of natural and artificial forcing to study the dynamic behaviour of bell towers in low wind context by means of ground-based radar interferometry: the case of the Leaning Tower in Pisa. *Journal of Geophysics and Engineering*, 2014. 11(5): p. 055004.
95. Stabile, T.A., et al., A new joint application of non-invasive remote sensing techniques for structural health monitoring. *Journal of Geophysics and Engineering*, 2012. 9(4): p. S53.
96. Lourenço, P., et al., Reducing the seismic vulnerability of cultural heritage buildings. 2006: Universidade do Minho.
97. Biscaia, H., et al., Flexural Strengthening of Old Timber Floors with Laminated Carbon Fiber Reinforced Polymers. *Journal of Composites for Construction*, 2017. 21(1): p. 04016073.
98. Moropoulou, A., et al., Non-destructive techniques as a tool for the protection of built cultural heritage. *Construction and Building Materials*, 2013. 48: p. 1222-1239.

## **AVALIAÇÃO ESTRUTURAL PELO MÉTODO NÃO-DESTRUTIVO EM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO DO PATRIMÔNIO HISTÓRICO NA REGIÃO LITORÂNEA NO CEARÁ/BRASIL**

### **STRUCTURAL EVALUATION BY THE NON-DESTRUCTIVE METHOD IN REINFORCED CONCRETE BUILDING OF THE HISTORICAL PATRIMONY IN THE LITORAN REGION OF CEARÁ/BRAZIL**

Cavalcante, Lia; LAREB, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Ari de Sá, Fortaleza, 60140-060, Brazil, liafontenelec@hotmail.com

Rodrigues, Moacir; LAREB, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 4200-465 Porto, Portugal, fmoacirpr@gmail.com

Mota, Larissa; LAREB, Curso de Engenharia Civil, Universidade Vale do Acaraú, 62042-280, Sobral, Ceará, Brasil, larissagmota@gmail.com

Gomes, Davi; LAREB / UFC – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza-CE, 60140-060, Brazil, davialand96@gmail.com

Medeiros, João; LAREB, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Estácio, Fortaleza, 60035-111, Brazil, joamedeiros702@gmail.com.

Silva, Maria; 5 LAREB – Departamento de Engenharia Civil, Laboratório de Reabilitação e Durabilidade das Construções, Fortaleza, 60140-060, Brazil, mary.jheys@gmail.com

Fernandes, João; LAREB, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Ari de Sá, Fortaleza, 60140-060, Brazil, fpffaculdade@gmail.com

Mesquita, Esequiel; LAREB, Orientador, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Campus Russas, Russas, 62900-000, Brazil, emesquita@ufc.br

#### **RESUMO**

Atualmente, a área que engloba a preservação de edificações tem ganhado cada vez mais destaque visto a crescente conscientização na importância de manter e conservar o Patrimônio Histórico Edificado. Diante disso, o emprego de diversas técnicas que visam analisar a integridade estrutural desses imóveis tornou-se alvo para inúmeras pesquisas acadêmicas, o que tem proporcionado novos conhecimentos e avanços contínuos nos âmbitos de segurança, estabilidade e determinação de estado de Vida Útil dessas estruturas. O presente trabalho apresenta o estudo de caso de um imóvel pertinente ao Patrimônio Histórico, o qual foi realizado procedimentos de inspeção predial *in-loco*, avaliações e coleta de dados por meio de ensaios não-destrutivos (END), com objetivo de investigar a origem das manifestações patológicas aparentes, dentre elas o surgimento de fissuras e deslocamentos ao longo da edificação. O trabalho ainda enfatiza as manifestações patológicas que atuam conforme ao tipo de desgaste comentado anteriormente, que são carbonatação e as atividades corrosivas oriundas da ação de cloretos e sulfatos. Salienta-se, ainda, o fato do imóvel está em uma região litorânea cearense com alto nível de agressividade ambiental. A investigação teve como ponto fundamental caracterizar os danos originados pelas manifestações patológicas, assim como estimar o risco de colapso da estrutura, dada a relevância deste local como parte do roteiro turístico na região, já que o mesmo, denominado Mirante Sesc Iparana, é frequentado por cerca de 4.000 pessoas/dia e possui contínuas atividades no lugar. Todas as informações coletadas ocorreram em um curto espaço de tempo e foi imprescindível para análise do quadro atual da edificação. Para o desenvolvimento desse estudo, foram executados os seguintes ensaios: método ultrassônico, método do pacômetro, método do paquímetro, ensaio de carbonatação e método de verificação do potencial de corrosão. As análises levantadas indicam que, para o atual estado da edificação, é imprescindível submetê-la a reformas estruturais a fim de garantir, a segurança, durabilidade, mínimo desempenho e, conseqüentemente, estender sua Vida Útil.

#### **ABSTRACT**

The preservation of buildings has been growing since the awareness of maintaining and preserving the Historic Heritage. Therefore, the study of the various techniques of analyzing the structural integrity of real estate is gaining more and more space, and being the scope of technical and academic studies, due to the relevance of research in the field of engineering to assess the security and stability in real estate in the answer to the determination of the stay of the useful life of the structures, clearly and objectively presenting the current state of the building and, depending on the case, indicate that the property needs to be submitted to intervention processes (punctual or generalized reforms, reinforcements structural, corrective maintenance, preventive maintenance, among other technical interventions), thus avoiding the end of the useful life of a particular property. The work presents a case study of a property pertinent to Historic Heritage, which was performed on-site land inspection and

evaluations with non-destructive tests, in order to investigate the origin of several pathological manifestations among them the appearance of cracks and displacement, during the construction, being it in concrete (concrete) armed apparent; the work emphasizes two types of pathological manifestations in structures that act according to the type of wear previously mentioned, which are carbonation and corrosive activities originating from the action of chlorides and sulphates. It is also added the fact that the property is in a coastal region with high level of environmental aggressiveness, due to fog if you get out. The investigation had as fundamental rule to determine the damages identified from the pathological manifestations, if these showed a risk of collapse of the structure, which is home to a tourist point and observatory in the region Sesc Iparana Viewpoint, being frequented by about 4,000 people / day and the imperatively indispensable continuity of the activities in the building, because the place is part of the touristic route of the region. In addition it was essential to obtain results of the analyzes in a short time. For this study, the following tests were performed: ultrasonic method, pacometer method, pachymeter method, carbonation test, corrosion potential verification method. The analyzes carried out indicated that the building needs to be submitted to a structural reform, in order to guarantee the expansion of the end of its useful life.

## **1. INTRODUÇÃO**

A exigência por durabilidade em estruturas existentes em betão (concreto) armado tem alcançado, gradativamente, mais força diante do cenário atual. Por vezes, têm-se recorrido às manutenções periódicas nessas edificações e, em casos mais acentuados, intervenções mais profundas, a exemplo de restaurações, reforços estruturais, dentre outras técnicas, mas todas relacionadas ao prolongamento da vida útil desses imóveis.

Em situações onde os imóveis já se tornaram patrimônio histórico edificado, o cenário de intervenções que objetivam estender sua vida útil, torna-se caso de interesse comum e, por isso, devem ser estudadas todas as possibilidades que conservem as características originais e a integridade dessas edificações.

Naturalmente, as edificações estão passivas aos desgastes diretos, e contínuos, promovidos por ações ambientes o qual estão inseridos. Esses desgastes podem ser originados de forma natural ou estarem atrelados ao uso irregular da edificação e, em alguns casos, tais características advêm da idealização do projeto passado na fase de construção.

Mesmo diante do exposto, podemos assegurar que, independente da origem dos desgastes submetidos a edificação, esse processo pode ser mitigado com intervenções que prolongem a vida útil do edificado.

A averiguação do desempenho estrutural em uma edificação, assim como a necessidade de intervenções no local, demanda, na maioria dos casos, inspeções e ensaios complementares in loco e em um segundo momento ensaios em laboratório, ambos destinados a garantir um diagnóstico confiável e tangível à cerca do estado geral e atual da estrutura como um todo.

Nesse estudo de caso, destacamos dois principais fenômenos relacionados as manifestações patológicas encontradas em estruturas de Betão (concreto) armado, o avanço da frente de carbonatação e as atividades corrosivas advindas da ação de cloretos e sulfatos, sendo a ação dos cloretos potencializada em consequência à localização da região litorânea apresentar maior nível de agressividade ambiental.

A literatura cita que o processo de carbonatação altera a microestrutura e, conseqüentemente, o pH do betão (concreto). Esse processo pode induzir, de modo direto, a propagação de cloretos no betão, seja pela modificação microestrutural, que ocasiona uma redução da quantidade de cloretos penetrados, ou, pelo inverso, mediante redução do pH que pode atuar despreendendo cloretos quimicamente fixados e, analogamente, elevando a quantidade de cloretos livres que adentram para o interior do betão (MALHEIRO et AL, 2016). Assim sendo, ressaltamos que o extenso estudo sobre o ambiente altamente agressivo cuja região litorânea do Ceará está encravada, especificamente a zona metropolitana de Fortaleza/CE, e que recentemente foi elemento de pesquisa científica pela Universidade Federal do Ceará (UFC, 2016) inventariando a catalogação de micro regiões aos vários níveis de agressividade ambiental por contaminação de cloretos denotada na Norma Brasileira (NBR) 14643 (ABNT, 2014) e associando ao fenômeno de corrosividade de atmosferas/ambientes com as classes de agressividade apresentadas na NBR 6118 (ABNT,2014), possibilitaram estabelecer parâmetros que influenciam à vida útil das estruturas de betão ao ambiente que foram construídos.

O Serviço Social do Comercio (SESC) solicitou ao Laboratório de Reabilitação e Durabilidade das Construções (LAREB), referência no Brasil em pesquisas e inspeções prediais de imóveis concernentes

ao patrimônio histórico edificado, realizar inspeção e avaliação da integridade estrutural do Mirante Sesc Iparana, localizado à Praia de Iparana, Caucaia, Ceará.

A ação da instituição foi motivada ao fato do imóvel ser considerado ponto turismo regional, porém apresentar manifestações patológicas aparentes e, por isso, desconhecer o estado de integridade e grau de risco atual.

Considerando o valor histórico e funcional do imóvel, foi iniciado a caracterização do estado atual de danos e averiguado a possibilidade de risco de colapso da estrutura em relação a sua Vida Útil. Diante do desafio de inspecionar o imóvel, sem gerar alarde aos milhares de visitantes e funcionários que estavam presentes no local, a equipe técnica optou por realizar a inspeção em pequenos grupos e por meio de ensaios com métodos não-destrutivos. A estratégia foi bem-sucedida e resultou na coleta dos dados necessários às análises sem promover impressões negativas dos usuários que estavam por perto.

## **2. ANÁLISE ESTRUTURAL DO IMÓVEL**

O imóvel analisado refere-se a uma edificação dedicada ao uso turístico e abastecimento hídrico de um complexo hoteleiro, com área de preservação ambiental permanente, e cravada no litoral do município de Caucaia no Ceará. Este imóvel consiste em um mirante que serve de observatório no Sesc Iparana. É uma construção esbelta, imponente em concreto armado aparente, provavelmente edificado entre as décadas de 80 e 90. Situa-se em uma área privilegiada com frente à praia de Iparana, uma das principais praias do Ceará, contudo tal região encontra-se submetida a uma zona de alto nível de agressividade ambiental, sujeita à permanência ativa de névoa salina.

A Figura 1 indica a circunscrição e ilustra a geometria do objeto analisado, composto por 4 pilares periféricos e aparentes nas 4 diagonais que se erguem até o reservatório de água, destinado ao abastecimento do complexo. O soalho do mirante fica abaixo do reservatório, com 16,00 metros de altura, enquanto o patamar do mirante possui pé direito de 2,55 metros adicionado 2,65 metros do reservatório. Calcula-se, dessa maneira, uma altura total de 21,20 metros.



Figura 1 – Localização do Mirante Sesc Iparana

Na Figura 2, é possível constatar as particularidades construtivas na base da estrutura em concreto aparente, além dos detalhes de aberturas longitudinais de 0,20 centímetros de largura que se estende da base até o início do patamar do mirante. Essas aberturas possibilitam a entrada e permanência de uma contínua coluna de ar. Na imagem ainda é possível perceber os detalhes dos lances de escadas.



Figura 2 – Aspecto geral do mirante

Na Figura 3, podemos observar na seção a) o corte longitudinal da edificação; e na seção b) podemos observar o corte horizontal do observatório, local dedicado a visitação do mirante.

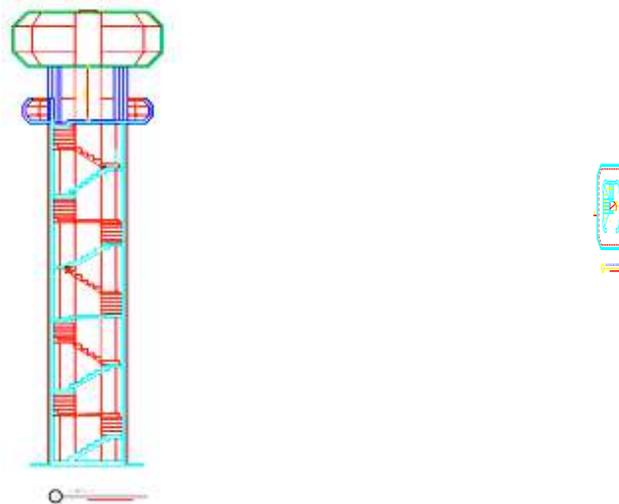


Figura 3 – a) corte longitudinal vertical

b) corte horizontal – seção patamar mirante

### 3. CARACTERIZAÇÃO DOS DANOS

Usualmente, o processo habitual de degradação das estruturas é atrelado ao desgaste natural dos materiais dos elementos que compõem a estrutura ou pela ação ativa promovida por condições de atuação física, química, biológica e humana. Nesse cenário, a inspeção torna-se indispensável como o primeiro passo na avaliação do estado de uma edificação, na identificação de danos e caracterização das deficiências que determinam a sua estabilidade estrutural e habitabilidade (Ferreira et al., 2012).

Para esse trabalho, foi vital uma inspeção investigativa minuciosa e detalhada do edificado como um todo, perpassando por uma avaliação da estrutura em betão (concreto) armado aparente. Recorreu-se aos registros realizados durante inspeção in situ, já que os processos de registro se comportam como um prontuário para a inspeção, e a partir desse apanhado de material montou-se um banco de dados exclusivo e particular para um diagnóstico claro e preciso. Desse modo, durante a inspeção in situ executou-se as seguintes incumbências: (i) registro fotográfico (interior e exterior do imóvel), (ii) preenchimento de fichas de inspeção, (iii) levantamento ambiental, geométrico e estrutural e (iv) aplicação de ensaios não-destrutivos como: método ultrassônico, método do pacômetro, método do paquímetro, ensaio de carbonatação e método de verificação do potencial de corrosão.

A Figura 4 apresenta aspectos externos da fachada do mirante. Pode-se observar a existência de danos, em sua maior parte fissuras, provocados por processos ativos de corrosão e que se estendem da base da estrutura até o topo, com maior frequência de incidência na base do pavimento do mirante e no entorno do peitoril.



Figura 4 – Vista externa do Mirante: a) vista da fachada leste e  
b) detalhe das lajes em processo de corrosão do mirante

A análise integral dos resultados obtidos com a identificação dos danos permite inferir que, em maior frequência, as fissuras e destacamentos decorrentes da corrosão encontram-se principalmente localizadas nas regiões próximas as aberturas e que possuem relação direta com a deficiência da camada de recobrimento das armaduras do Mirante Sesc Iparana. Considera-se ainda como fator agravante a inexistência, desde sua construção, de qualquer medida visando a manutenção da vida útil da estrutura. Entretanto, um cálculo expedito descartou a hipótese de ineficiência do sistema estrutural estando, portanto, dentro dos parâmetros mínimos de resistência. Assim, é fundamental a adoção de medidas de reparos e manutenção visando reverter o estado de degradação visível da estrutura.

#### 4. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

##### 4.1 - Determinação do módulo de elasticidade do concreto

A fim de tornar os projetos estruturais mais completos e confiáveis, fez-se necessário examinar de forma mais profunda os materiais componentes das estruturas. Assim, o módulo de elasticidade do concreto tornou-se um dos parâmetros utilizados nos cálculos estruturais, já que correlaciona a tensão aplicada à deformação instantânea obtida, seguindo as diretrizes estabelecidas na NBR 8522. Esse parâmetro permite o melhor entendimento acerca do comportamento da estrutura com relação à desfôrma.

No presente trabalho, foi realizada a determinação do Módulo de Elasticidade Dinâmico do concreto ( $E_d$ ), calculando-se a equação (1), onde  $V$  é a velocidade do pulso ultrassônico, em metros por segundo,  $E_d$  é o módulo de elasticidade dinâmico, em GPa,  $\nu$  é o coeficiente de Poisson (adotado 0,30), e  $\rho$  é a massa específica do concreto (adotada 2400 Kg/m<sup>3</sup>). Os valores individuais são apresentados no Quadro 1.

$$V^2 = \frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (1)$$

Quadro 1 - Valores individuais do Módulo de elasticidade dinâmico da viga.

<b>Amostra</b>	<b>Ed (GPa)</b>
P1	10,04
P2	9,41
P3	12,02
P4	9,55
P5	11,83
P6	9,50
P7	12,30
P8	12,10
P9	12,43
Media	11,02
Sd	1,24

A análise dos valores do módulo de elasticidade demonstra que o valor médio de Ed ao longo da estrutura é de 11,02 GPa, para um desvio padrão de 1,24 GPa. Nota-se que os valores mais baixos do módulo de elasticidade foram encontrados exatamente na região da viga onde foram identificadas fissuras com propagação no sentido interior da mesma. A análise geral dos resultados a partir da caracterização da velocidade ultrassônica da viga, mostraram que o concreto apresenta, atualmente, valores de resistência à compressão inferiores ao mínimo recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), que é de 25,00 MPa.

#### 4.2 Determinação do diâmetro das armaduras

Neste trabalho foram incluídas duas metodologias distintas para determinação do diâmetro das armaduras: pelo método do pacômetro e pelo método do paquímetro (medição direta). As medições ocorreram nos mesmos pontos onde foram verificadas as profundidades médias de carbonatação, de modo a otimizar a análise e ocasionar menores danos possíveis à estrutura do Mirante. Os resultados encontrados estão descritos no Quadro 2, e variam de 8,00 mm (diâmetros mínimos) a 10,00 mm (diâmetros máximos).

Quadro 2 - Valores individuais dos diâmetros das armaduras medidos ao longo do Mirante.

<b>Diâmetro médio das armaduras longitudinais por pavimento</b>			
<b>Amostra</b>	<b>Local</b>	<b>Diâmetro da armadura pelo pacômetro (mm)</b>	<b>Diâmetro da armadura por paquímetro (mm)</b>
A1	1º Lance escada	8,00	8,00
A2	1º Lance escada	8,00	8,00
A3	2º Lance escada		8,00
A4	2º Lance escada		8,00
A5	3º Lance escada		10,00
A6	4º Lance escada		10,00
A7	4º Lance escada		10,00
A9	Mirante	8,00	8,00

#### 4.3 Determinação da resistência à compressão axial

Notoriamente, o concreto é um dos materiais mais utilizados mundialmente devido suas propriedades de trabalhabilidade, baixo custo e alta resistência à compressão (fck), sendo este último um dos parâmetros mais utilizados, ainda, no cálculo estrutural, uma vez que é possível reduzir dimensões dos elementos estruturais (tamanho e peso da estrutura) e aumenta a velocidade das obras.

Neste trabalho, esse parâmetro foi considerado a partir das medições da velocidade de propagação longitudinal de onda ultrassônica em 3 pilares do mirante considerando as recomendações da NBR 8802.

A avaliação da homogeneidade de elementos de concreto se baseiam na análise das velocidades de propagação de pulso ultrassônico medido, conforme valores mostrados no Quadro 3. No caso em específico, considerando todos os dados coletados, evidenciou-se que as velocidades de onda ultrassônica variaram entre os valores de 2298 m/s e 2640 m/s, apresentando uma média de 2482.11 m/s e um desvio padrão de 305.94 m/s. Os pontos P1, P2 e P3, localizados no pilar 1 (fachada leste), apresentam valores mais baixos que os valores coletados nos pontos medidos nas outras seções.

Quadro 3 - Valores individuais da velocidade de onda ultrassônica da viga.

<b>Amostra</b>	<b>Velocidade ultrassônica (m/s)</b>
P1	2373
P2	2298
P3	2597
P4	2315
P5	2576
P6	2308
P7	2627
P8	2605
P9	2640
Media	2482,11
Sd	140,99

Em termos práticos, os valores demonstram homogeneidade nos elementos analisados e, considerando a classificação da qualidade do concreto de acordo com os critérios apresentados no trabalho de Isaia et. Al ( 2005), é possível classificar a qualidade do concreto dos elementos em questão como REGULAR.

A partir dos valores obtidos de velocidade de pulso ultrassônico, foram estimados os valores de resistência à compressão da viga, através da Equação (2), onde  $F_c$  é a resistência à compressão estimada (MPa), e  $V$  é a velocidade de propagação da onda ultrassônica, em metros por segundo. Os valores individuais desta estimativa são mostrados no Quadro 4.

$$F_c = 0,0009V - 0,8357 \quad (2)$$

Quadro 4 - Valores estimados da resistência à compressão axial da viga através do método ultrassônico.

<b>Amostra</b>	<b>Fc (MPa)</b>
P1	20,5213
P2	19,8463
P3	22,5373
P4	19,9993
P5	22,3483
P6	19,9363
P7	22,8073
P8	22,6093
P9	22,9243
Media	21,50
Sd	1,27

A partir da análise dos valores encontrados de resistência à compressão, é possível verificar que os pilares apresentam uma resistência média à compressão de 21.50 MPa e um desvio padrão de 1,27 MPa. Considerando a distribuição dos valores individuais, é possível afirmar que o concreto da viga em questão trata-se de um concreto da classe C20.

## 5. PROFUNDIDADE MÉDIA DE CARBONATAÇÃO

A profundidade média de carbonatação mede, em tese, o pH da camada de revestimento da armadura. Considerando que a fenolftaleína tem um pH de viragem entre 8 e 10, e que a coloração violeta indica a região com um pH > 10, este método pode ser utilizado como indicador da eficiência da camada de revestimento à inibição da corrosão. Portanto, dos valores obtidos e apresentados na Figura 5, verifica-se que a profundidade média de carbonatação está em estado crítico no 2º pavimento, com profundidade média de carbonatação de 70,00 mm no ponto A3, e 65,00 mm no ponto A4, respectivamente, e também no 4º pavimento, com profundidade média de carbonatação de 28,00 mm no ponto A6, e 38,00 mm no ponto A7.

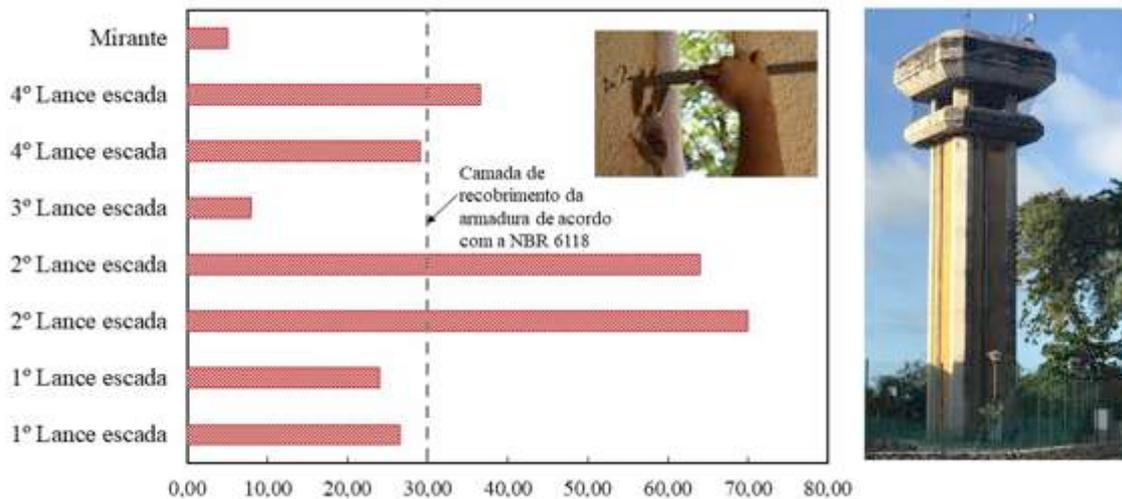


Figura 5 - Valores da profundidade média de carbonatação do mirante por pavimento, em mm.

Considerando ainda que a camada média de revestimento entre os pontos analisados foi de 15 mm, com valores mínimos de 1 mm (mirante e 2º pavimento), verifica-se o comprometimento da eficiência da argamassa em alguns pavimentos quanto à proteção das armaduras.

## 6. POTENCIAL DE CORROSÃO DAS ARMADURAS DA BASE DO MIRANTE

Uma vez verificada a existência de pontos de corrosão, fissuras e ainda carbonatação generalizada da argamassa de revestimento ao longo da estrutura, foi realizada a avaliação do potencial de corrosão, pelo método ASTM C 876 15. Os resultados desta análise são mostrados nas Figuras de 6 - 10. Para melhor entendimento da área analisada, cada figura mostra a planta baixa com as indicações das fachadas do Mirante Sesc Iparana.

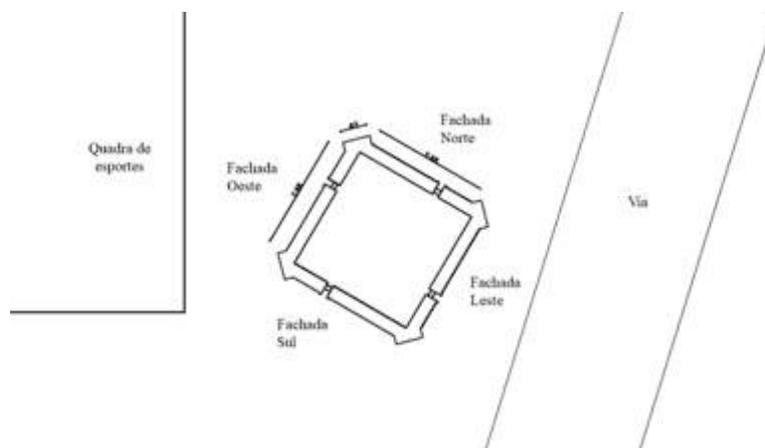


Figura 6. Planta baixa do Mirante Sesc Iparana.

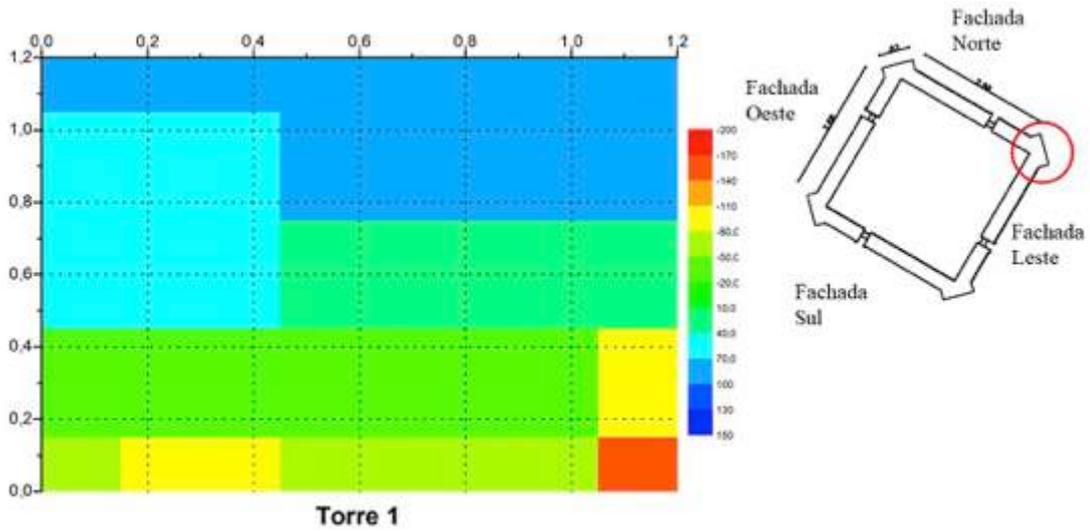


Figura 7. Mapeamento do potencial de corrosão da base do pilar 1.

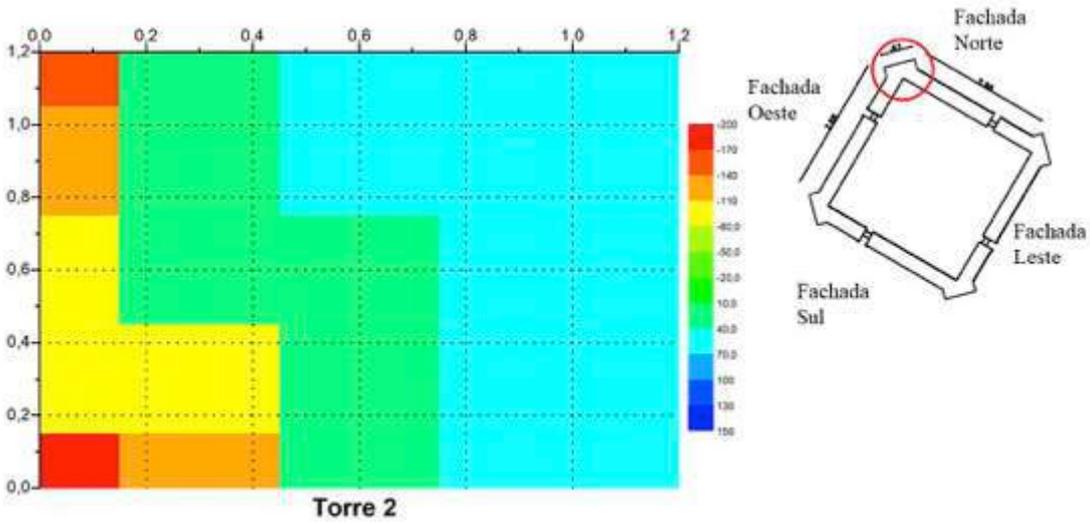


Figura 8. Mapeamento do potencial de corrosão da base do pilar 2.

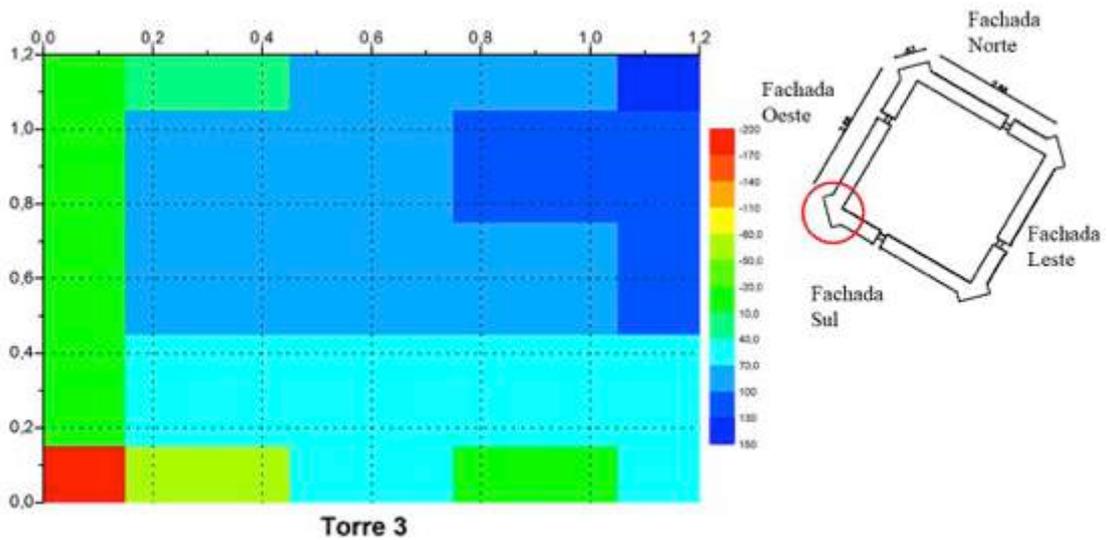


Figura 9. Mapeamento do potencial de corrosão da base do pilar 3.

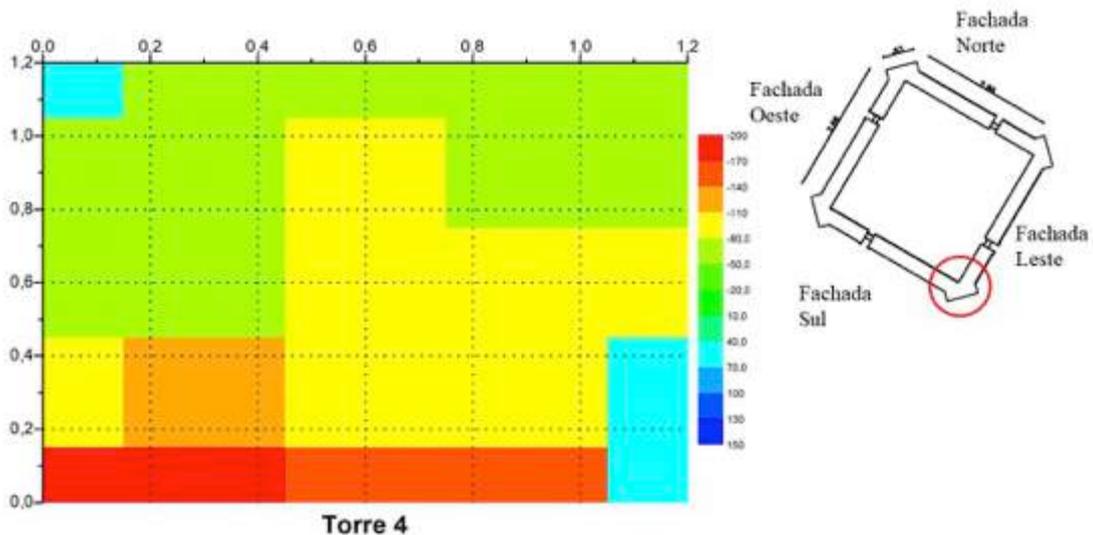


Figura 10. Mapeamento do potencial de corrosão da base do pilar 4.

As análises de potencial de corrosão foram realizadas em cada um dos quatro pilares do mirante em uma área de 1,20 m x 1,20 m. A partir dos valores de potenciais obtidos, foram elaborados os gráficos de potenciais de corrosão apresentados acima. Valores mais negativos (cor vermelha) são um indicativo de que há uma maior tendência a ocorrência de corrosão nestas regiões. Estes pontos, de maior efeito corrosivo, se encontram mais próximos ao solo, em torno de 40 a 60 centímetros e nas extremidades dos pilares. Regiões mais positivas (cor azul) indicam uma área mais protegida dos efeitos do ambiente e, portanto, mais resistente à corrosão. A partir dos resultados coletados, os pilares 1, 2 e 3 apresentaram baixa probabilidade de desencadear um processo de corrosão, ao passo que no pilar 4, foi evidenciada uma maior probabilidade de corrosão na base do pilar, numa altura de cerca de 17 cm.

## 7. CONCLUSÕES

Diante da análise dos dados coletados e expostos nesse trabalho, foi possível estabelecer alguns posicionamentos, dentre os quais destacam-se os seguintes:

- i. O Mirante, apesar de encontrar-se atualmente com elevado nível de degradação por conta da corrosão das armaduras, não foram encontrados argumentos que incitem no risco de colapso estrutural;
- ii. As fissuras encontradas ao longo do Mirante possuem relação direta com o fenômeno da corrosão;
- iii. As fissuras encontradas, em sua maioria, localizam-se nas proximidades das aberturas entre os pilares e possuem relação direta com a existência de corrosão e de uma camada de recobrimento mínima inferior a 30 mm;
- iv. A camada de recobrimento das armaduras encontra-se totalmente comprometida dado o avanço da carbonatação;
- v. Não foram evidenciados deslocamentos estruturais que comprometam a estabilidade da estrutura;
- vi. O concreto utilizado no mirante apresenta modesta qualidade quando comparado aos concretos atuais, apresentando resistência à compressão axial (estimada pelo método ultrassônico) dentro da classe C20, que corresponde a 20 MPa;
- vii. Faz-se necessário a imediata intervenção (reforma) com recuperação estrutural seguida pela elaboração de um plano de manutenção preventiva para o imóvel. É aconselhável a manutenção contínua para mitigar os efeitos do desgaste na edificação;
- viii. Pelo quadro estabelecido, aponta-se para a necessidade de elaboração e execução de um plano de recuperação para o Mirante, bem como uma reforma com recuperação estrutural. Todavia, mesmo considerando o estado generalizado de degradação do mirante, o qual funciona como observatório e reservatório de água, não foram evidenciados problemas ou condições dramáticas que apontem para o risco de colapso da estrutura.

## **REFERÊNCIAS**

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C876 15 - Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. Pennsylvania, 2015.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: 2014 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6120: 1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8802: 1994 – Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica.
- CSNFARNELL. Ultrasonic pulse velocity testing – Technical reference manual. Elstree Business Centre. Borehamwood, 2004.
- Ferreira, T. M., Vicente, R., Mendes da Silva, J. A. R., Varum, H. (2012). Fichas de inspeção e registo: Gestão integrada de informação sobre o edificado antigo do Seixal. 4º Encontro sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios - PATORREB 2012, p. 102.
- Isaia, G. C. Concreto: Ensaio, Pesquisas e Realizações. São Paulo: Ibracon, 2005.
- Thomaz, E. Trincas em edifícios – causas, prevenção e recuperação. Ed. PINI. São Paulo: 2002.



## **AVALIAÇÃO DO TEOR DE ÁGUA NA EXTREMIDADE DE UMA VIGA DE MADEIRA EM CONTACTO COM ALVENARIA HÚMIDA**

### **MOISTURE ASSESSMENT AT A TIMBER BEAM-END IN CONTACT WITH WET MASONRY**

Verbist, Maxime; *ISISE, University of Minho, DECivil, Campus de Azurém, 4800-058, Guimarães, Portugal, verbist.maxime@hotmail.com*

Branco, Jorge M.; *ISISE, University of Minho, DECivil, Campus de Azurém, 4800-058, Guimarães, Portugal, jbranco@civil.uminho.pt*

Parracha, João; *LNEC, Departamento de Estruturas, Av. Do Brasil, 101, 1700-066, Lisboa, Portugal and NOVA University of Lisbon, Faculty of Science and Technology, 2829-516, Caparica, Portugal, j.parracha@campus.fct.unl.pt*

Nunes, Lina; *LNEC, Departamento de Estruturas, Av. Do Brasil, 101, 1700-066, Lisboa, Portugal and cE3c, Centre for Ecology, Evolution and Environmental Changes / Azorean Biodiversity Group and University of the Azores, 9700-042 Angra do Heroísmo, Portugal, linanunes@lnec.pt*

#### **ABSTRACT**

In buildings with roof and floor timber structures, timber beams are traditionally in contact with masonry walls (Use Class 2). Due to lack of air ventilation, waterproofing defects or leaking water, walls can frequently be wet, which contributes to moisture diffusion by capillarity and/or convection from masonry to initially dry timber. Thereby, moisture variations are mostly concentrated at the timber beam-ends, which are therefore exposed to a higher risk of fungal rot leading to severe reduction of wood mechanical performances over time. Although temperature and exposure time play an important role, the onset and development of rot inside timber can be strongly related to moisture contents (MC) above 20%. Therefore, moisture monitoring can give an idea of decay risk and should be focused on timber beam-ends in these particular indoors environmental conditions. The present research aims at performing experimental simulations on the moisture diffusion inside timber by capillarity from wet masonry walls subject to leaking water. In order to predict the area exposed to higher risk of fungal decay, the pattern of the MC distribution at a Scots pine beam-end should be assessed for instance through an electrical resistive method to measure four parameters over time: Equilibrium MC, MC amplitude, MC length and MC gradient. A moisture meter has been used to plot over time the superficial MC distribution on each face of the timber beam and to detect any inner MC variation at 3cm depth for some measurement points. Preliminary results checked the pattern of the MC distribution expected at the timber beam-end in contact with wet masonry. Further experimentations on the four described MC parameters are ongoing.

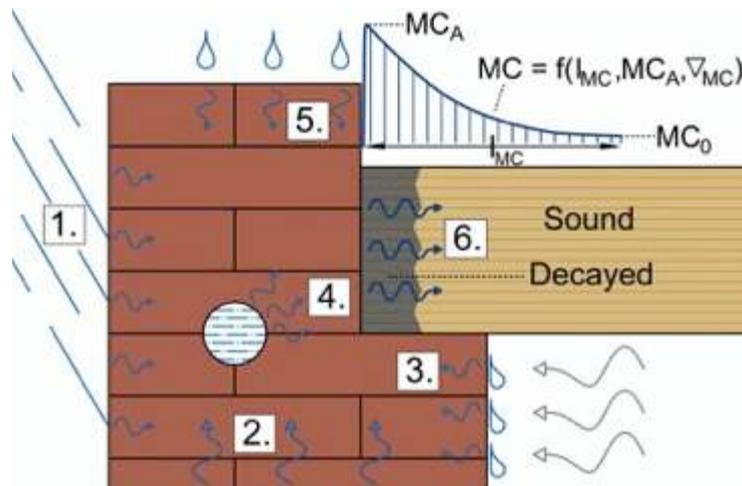
#### **RESUMO**

Em edifícios com estruturas de pavimentos ou coberturas em madeira, é normal encontrar vigas de madeira em contacto com paredes de alvenaria (Classe de Risco 2). Como consequência da falta de ventilação, de isolamento ou devido a infiltrações existentes, estas paredes podem encontrar-se frequentemente húmidas e permitir a difusão da humidade, por capilaridade, da alvenaria para a madeira, inicialmente seca. Desta forma, variações do teor de água (TA) da madeira acontecem, frequentemente, nas extremidades das vigas, o que conduz a um aumento do risco de degradação biológica, nomeadamente de podridão, com redução significativa nas propriedades mecânicas das vigas ao longo da vida útil na construção. Apesar da temperatura e tempo de exposição desempenharem um papel importante neste processo, o aparecimento e desenvolvimento de podridão está fortemente relacionado com a existência de valores de TA superiores a 20% na madeira. Por isso, afigura-se de extrema importância uma monitorização *in situ* dos valores de TA nas vigas, dando especial atenção às suas extremidades. Para que se defina a área com maior risco de apodrecimento, a distribuição de TA deverá ter em conta quatro parâmetros específicos: TA de equilíbrio, amplitude, extensão e gradiente de TA. Utilizando o método resistivo, o valor superficial de TA foi registado para cada uma das faces da viga e, de modo a aferir eventuais variações dentro da viga, foram ainda efetuadas medições a 3cm de profundidade. Os resultados preliminares mostram uma distribuição de TA semelhante ao expectável teoricamente para uma situação de elementos de madeira em contacto com alvenaria húmida. Os passos seguintes do trabalho contemplam a medição dos quatro parâmetros referidos utilizando diferentes metodologias não destrutivas.

## 1 - INTRODUCTION

When assessing the health of buildings, timber structures belonging to Use Class 2 (UC2) according to EN 335 (2013) can be found with badly preserved elements in their service life, for which natural damage such as fungal decay (i.e. wet rot), insect attacks (i.e. beetles, termites) or shrinkage splitting are commonly spotted. Among indoors environmental conditions (i.e. air relative humidity, ambient temperature, oxygen supply, etc...), the moisture content (MC) on the external surfaces and inside timber may highly condition the onset and development of wet rot over time. From Viitanen et al. (2011) and Cruz et al. (2015), fungal activities often take place in timber elements when the wood MC is higher than the range of 20-30% over prolonged periods of time, for a ambient temperature between 10 and 30°C, and for a air relative humidity above 80-95%. Furthermore, the Standard EN 335 (2013) states that timber structures belonging to UC2 can be wet occasionally, leading to wood MC higher than 20%. Persistent high MC of wood and high humidity exposure is a high risk for bio deterioration of unprotected timber elements, first for mould and then for decay fungi. Decay reduces the wood mechanical performances over time and is one of the main factors to be considered in the assessment of timber structures (Foliente et al., 2002). When these environmental conditions are met, the onset and the development of fungal rot should be predicted and controlled through durability models, based on the moisture monitoring of timber structures impacted in their service life. Furthermore, several moisture problems (Fig. 1) may occur at the masonry support of timber structures, which results in speeding up the decay over time according to Teles et al. (2001). In order to take into account these accidental moisture conditions for the later determination of durability models, the MC distribution at the timber beam-end from UC2 roof or floor structures in contact with wet masonry needsto be assessed firstly.

From Svensson et al. (2011), indoors temperature and air relative humidity (RH) can be approximated as harmonic cycles with different periods, which results in several possible MC states spreading from the external wood surface to the core. Furthermore, the MC response to the same sinusoid cycle of air RH can be characterized by four parameters (Fig. 1): (i) Equilibrium Moisture Content of wood (EMC), noted  $MC_0$ ; (ii) MC amplitude A, noted  $MC_A$ , at the external wood surface subject to RH changes; (iii) MC penetration, noted  $l_{MC}$ , along which the wood MC values differ from the EMC; (iv) MC gradient, noted  $\nabla_{MC}$ , near the external wood surface subject to RH changes.



Legend:

- 1 – Rainwater absorption in the masonry wall; 2 – Water capillarity rise (external sources such as damp soil); 3 – Water condensation on the wall surfaces (internal sources); 4 – Water leak in the pipes within the wall; 5 – Water leak from the roof covering; 6 – Moisture spreading at the timber beam-end.

Figure 1 – Moisture problems and threat for timber beams (UC2) in contact with masonry occasionally wet.

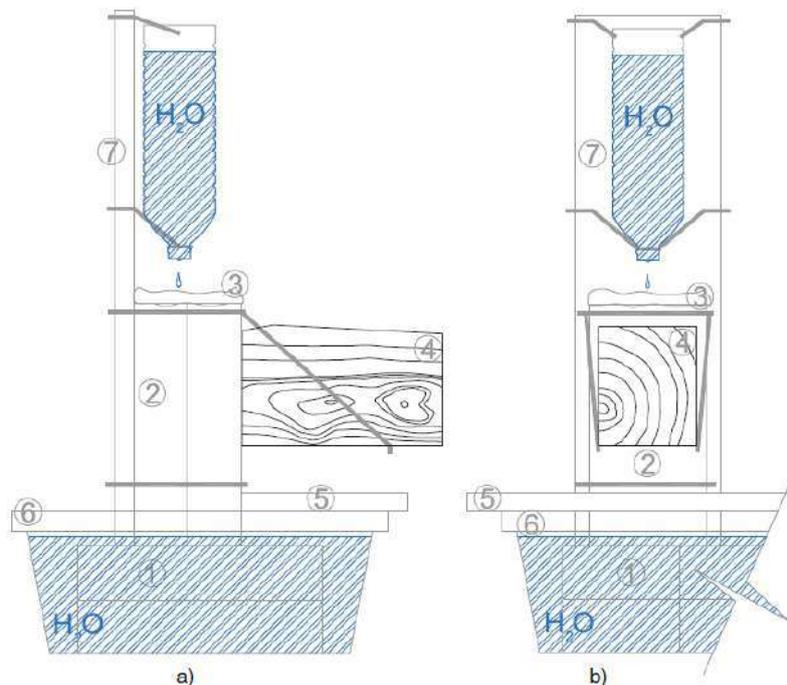
By comparing experimental and numerical results, Franke et al. (2016) defined two areas along the MC distribution in the timber sample cross-section subject to air RH variations: (i) active zone in the vicinity of external surfaces featuring wood MC higher than 20% and high risk of rot emergence; (ii) passive zone in the core of the timber cross-section for which wood MC remains below the theoretical minimum threshold of decay. On the other hand, shrinkage splitting and fungal activities can cause local changes in the moisture behaviour of timber structures. From Niklewski et al. (2018), deep cracks (i.e. 3-10 mm depth) can significantly influence the MC distribution on the external surfaces of timber elements, by adding extra local moisture conditions that makes highly favourable the growth of fungal decay over time.

The present paper aims at introducing the methodology and main results obtained through the preliminary experimental work performed in collaboration with Tola (2017), on the MC distribution at the timber beam-end in contact with wet masonry due to leaking water. In addition of a specific experimental setup, two monitoring tools featuring non- and semi-destructive natures, namely the IR-thermographic camera and the electrical resistance moisture meter, have been proposed in order to assess, over a short period of time in indoors environmental conditions, the MC response through analysing four parameters previously stated. Based on these experimental results, the risk of decay at the timber beam-end has been discussed for the external moist areas with wood MC higher than 20%. The preliminary research from Tola (2017) provides foundations required to perform further experimental modelling tests on the same topic. As outcome from future works, durability models including accidental moisture conditions should be established for UC2 timber structures to estimate the emergence risk of fungal rot.

## 2 - METHODOLOGY

### 2.1 - Setup and specimen

The experimental setup (Fig. 2) firstly consists of wetting the masonry bricks lying down at the bottom of the container filled with stagnant water so that constant humidity can be introduced inside the masonry set by rising capillarity. While bricks standing up were fixed to the vertical wooden plank, the timber sample was held steady by using metallic wires which reinforced direct contact between the beam-end and the masonry. When simulating leaking water at the top of the bricks standing up, water filled bottle was set up at the top of the vertical wooden plank. Through a water drip system established at the bottle cap, the top of masonry bricks was subject to slow and progressive wetting. On the other hand, the horizontal wooden plank was settled to prevent any moistening of the timber sample due to rising vapour from the stagnant water container.



Legend:

- 1 - Masonry bricks laying down; 2 - Masonry bricks standing up; 3 - Cotton tissue; 4 - Timber sample;
- 5 - Horizontal wooden plank; 6 - Stagnant water container; 7 - Vertical wooden plank.

Figure 2 - Schema of the experimental setup. Lateral view (a) and frontal view (b), from Tola (2017).

In order to obtain the highest MC state at the timber beam-end, the top of bricks standing up has to be keeping wet continuously, through water-filling the bottle on a regular basis. Some cotton tissue was settled at the top of the masonry set in order to homogenize the distribution of leaking water on the external surfaces. Since moisture has to be transferred from wet masonry to dry timber (Fig. 1), the beam-end cannot be in direct contact with the leaking water. Scots pine (*Pinus sylvestris*) with an average density of 569kg/m<sup>3</sup> was chosen for the timber sample tested over a 23-days period.

Before testing, the timber samples were oven-dried till reaching a moisture content value of 8%, in order to observe how fast the dry beam-end could soak up the water from the wet masonry. The set up was kept at room temperature ( $25\pm 3^{\circ}\text{C}$  and  $60\pm 5\%$ ) without any special protection from sunlight during day time or ventilation which might have also influenced the MC distribution measured on the external faces of the timber sample.

## 2.2 - Monitoring tools

### 2.2.1 - Generalities

When monitoring the wood moisture content (MC), two methodologies can be encountered (Dietsch et al., 2015): (i) direct methodology, which gives direct MC values conforming to Standards, NP EN 13183-1 (2013) and NP EN 13183-2 (2012) for instance, through gravimetric (also called oven-drying or kiln-dry), distillation, and extraction methods; (ii) indirect methodology, which infers MC values based on the assessment of different wood physical properties, through the capacitive, electrical resistance, microwave, radiometric, spectrometric, and colour reaction methods. Although the direct methodology often opted in laboratories provides accurate MC values, it also implies destructive actions (e.g. extraction, segmentation, etc..) required to prepare small timber specimens to test.

Due to its destructive nature, the direct methodology cannot be applied for the MC monitoring when assessing the health of existing timber structures. The indirect methodology standing for non- or semi-destructive tests is then more suitable in that use. Among low destructive tests featured by their easy-friendly use, the capacitive and electrical resistance methods have stood out from the indirect methodology, since they are the object of extensive research in these last two decades (Dietsch et al., 2015). It should also be stated that the indirect methodology can be applied to monitor the fungal growth in moist regions from existing timber structural elements.

On the other hand, the visual assessment may aid the MC monitoring through completing the data obtained from direct and/or indirect methodologies previously described. The visual assessment stands for a quick identification of different pathogens encountered on-site (e.g. biotic factors, moisture problems, etc...), their growth and extent in the timber structures investigated, in respect with environmental conditions. From Riggio et al. (2015), several non-destructive techniques can be stated: photogrammetry, IR-thermography, radiography, stress wave measurement, microwave scanning, and penetrating radar. Each one is characterized by its accuracy degree of data measurement, types and treatment of data recorded, investigation field scale, execution time and feasibility. For a good interpretation of visual parameters, the choice of multivariate and complementary analyses is always advisable.

Regarding the preliminary experimental tests (Tola, 2017), two monitoring tools were chosen: (i) electrical resistance moisture meter, for the indirect methodology; (ii) IR-thermographic camera, for the visual assessment.

### 2.2.2 - Electrical resistance moisture meter

The electrical resistance moisture meter (Fig. 3) enables to measure the electrical resistance of wood either on the external surfaces of timber elements between two pins, or inside timber by using two electrodes featuring partly or fully-insulated lengths. It enables a non-destructive assessment and can be used *in situ* without causing any significant damage to timber structural elements.

The interest of insulated electrodes is to provide the local MC value at the desired depth inside timber, while non-insulated electrodes measure the average of MC values over their whole length. However, it should be noted that pre-holes inside timber have to be drilled beforehand, which makes semi-destructive the MC assessment when using insulated electrodes. Afterwards, the wood MC values are estimated from the measured electrical resistance, which depends on the ambient temperature, air relative humidity, and wood species. In order to take into account the impact of those factors on the MC measurement, calibrations have to be done for the moisture meter.

As per Dietsch et al. (2015) and Niklewski et al. (2018), the estimation of MC values is accurate (i.e.  $\pm 1.0\%$  error) between 7% and the fibre-saturation point of wood (FSP) around 28-30%. Since water is featured by a higher conductivity, the electrical resistance of wood decreases with increasing the moisture. For MC values inferior to 7%, the measurement with the moisture meter is unfeasible because dry wood makes harder the electrical current transfer between the pins or electrodes (Dietsch et al., 2015). For high MC range above the FSP, the moisture dependency on

the wood electrical resistance is far less pronounced, resulting in the accuracy drop of the moisture meter (Niklewski et al., 2018). In that case, calibrations for the recorded MC values should be necessary to prevent this inconvenient trend.

### 2.2.3 - IR-thermographic camera

IR-thermography is a non-destructive imaging technique used to establish the temperature distribution on the surface of any object, which provides information about thermal conductivity of the sample (Riggio et al., 2015). When dealing with wood material, this thermal property can be affected by different parameters: density, tree trunk components (i.e. sapwood and heartwood), grain direction, natural defects (e.g. knots, drying cracks, etc...), MC, and ambient temperature. The thermal conductivity of wood rises with the density, moisture or ambient temperature. Moreover, the thermal conductivity of wood is equivalent in the radial and tangential directions, while it is significantly higher along the grain with an average factor of 1.8 (Riggio et al., 2015).

IR-thermography can be used as fast inspection on-site, even in case of limited access or proximity (Riggio et al., 2015). Since thermal properties of wood natural defects are slightly different from those of sound wood, IR-thermography can be employed for their detection. Furthermore, fungal decay featuring high wood moisture can also be spotted through this non-destructive imaging technique. However, some limitations can be encountered with IR-thermography. Although it can detect any superficial or sub-superficial abnormalities, the thermal image does not provide any information on what is happening at a greater depth inside wood. Whereas quantitative MC values are obtained with the moisture meter, spotting superficial moist areas is qualitative when using IR-thermography. So far, the quantitative MC estimation based on temperature gradients is still under development. Finally, thermographic measurements can be affected by surface roughness/porosity, and air environmental conditions (e.g. dust, temperature, relative humidity, air convection, etc...).

The IR thermographic camera (Fig. 4) was used to assess humidity on the external surfaces at the timber beam-end in contact with wet masonry. This camera equipped with Infra-Red thermovision enables to detect any area with high MC or stress concentration along timber elements reflecting lower temperatures. Regarding other thermal studies, the IR-thermographic camera can map areas with heat leaks within the building envelope.

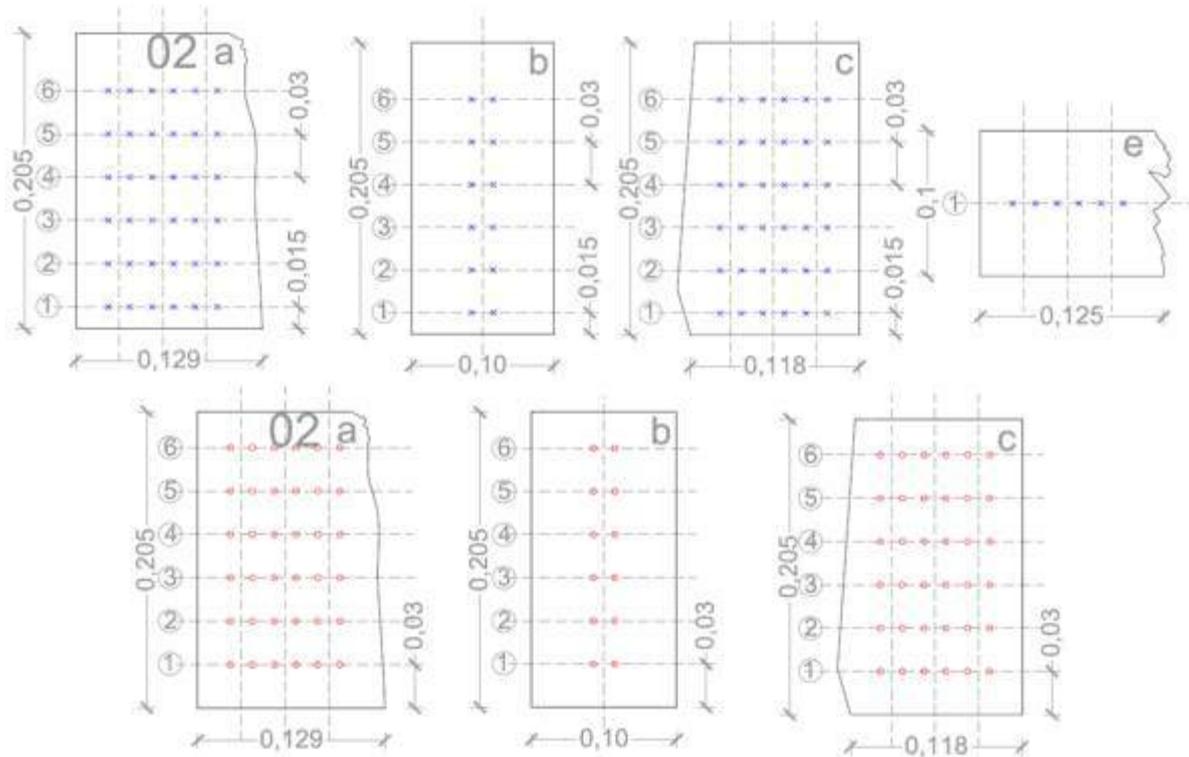


Figures 3 and 4 – Moisture meter (left) and IR-thermographic camera (right), from Tola (2017).

## 2.3 - Moisture measurement process

The moisture measurement process can be detailed from Tola (2017), over a 23-days testing period. At the beginning of the test, leaking water was simulated through wetting the top of masonry bricks while avoiding any direct contact between the water dropping from the bottle and the timber sample (Fig. 2). During the first three testing days, the measurement was performed with the moisture meter once every two hours, thus at the rate of six times per day, in order to catch on the timeline the onset of significant moisture spreading along the grain at the timber beam-end. After reaching this point, the measurement was carried out till the end of the experimentation once every three hours, meaning on average three times per day, because the MC distribution grew along the grain at a low speed. As of the 14<sup>th</sup> testing day, the wetting at the top of masonry bricks was suspended in order to introduce the natural drying process of the setup for the last nine days. While the moisture meter was continuously used over the whole experimentation, the IR-thermographic camera was employed on the very last days to detect any superficial change of the MC distribution during the drying process of the timber beam-end.

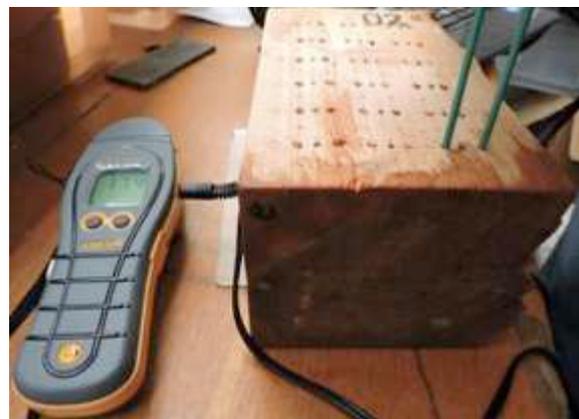
Before starting the test, each face of the timber sample had been labelled and meshed beforehand (Fig. 5) in order to locate the measurement points with the moisture meter. Thereby, the points related to the MC measurement on the external surfaces are plotted by blue crosses, 3 and 1.5cm apart from each other in respect with the rows (circled number) and columns (vertical dashed line) respectively. On the other hand, the measurement points at 3cm depth inside timber are represented by red circles distributed as per the same meshing. Regarding the faces (a)-(b)-(c)-(d) in Fig. 5, the first row related to the superficial measurement is located at 1.5cm from the timber beam-end in contact with wet masonry, namely from the face (e), whereas the first row related to the inner measurement is at 3cm. It should be noted that inner measurement was not performed on the frontal face (e) of the timber beam since drilling pre-holes along the grain are challenging. The superficial and inner measurement (Fig. 6 and 7) were performed for each row along the same column to draw the pattern of MC distribution along the grain for each face of the timber sample.



Legend:

(a)-(c) – Lateral faces; (b)-(d) – Top and bottom faces; (e) – Frontal face in contact with wet masonry.

Figure 5 – Positions of moisture meter pins (blue cross) and electrodes (red circles) for the same row (circled number) on each face of the timber sample, from Tola (2017). Assessment of the MC distribution along the columns (vertical dashed lines). Length, width, height and spacing dimensions in meter.



Figures 6 and 7 – MC measurement with the electrical resistance moisture meter on the external surfaces of the timber sample (left) and at 3 cm depth inside (right), from Tola (2017).

### 3 - RESULTS AND DISCUSSION

#### 3.1 - Visual moisture

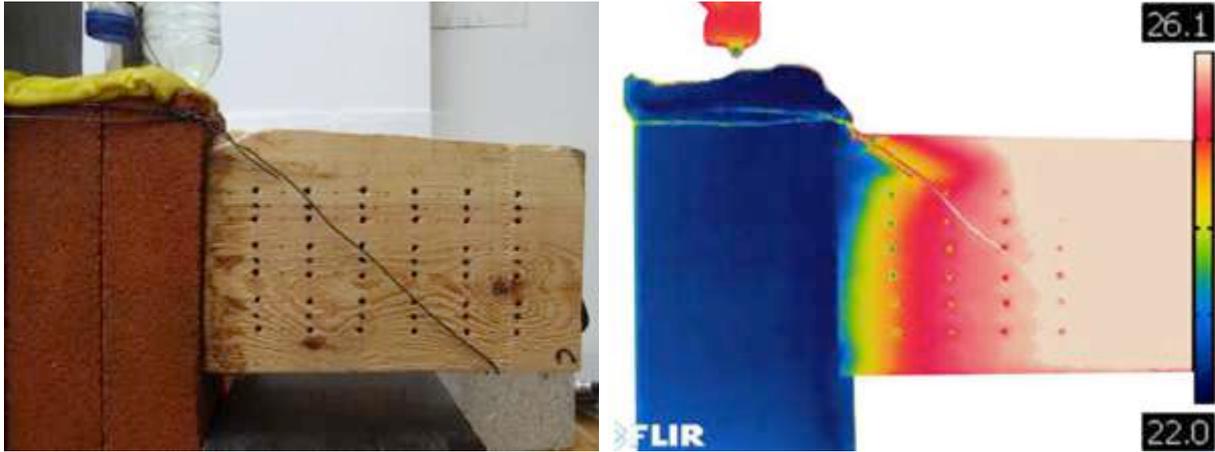
Over the whole testing period, visual moisture was continuously assessed on each face of the timber sample. During the first three days, small dark brown stains slowly appeared in the corners of both lateral faces (a)-(c), meaning that the moisture started being absorbed at the timber beam-end in the four edge corners of the frontal face (e) shown in Fig. 8. This non-uniform trend might have its origin in the irregularities of the contact surface in-between the frontal face and the wet masonry wall, such as flatness imperfections due to the roughness and porosity for instance. Nonetheless, the presence of such local moist areas on the frontal face (e) significantly influenced the moisture spreading along the grain at the timber beam-end in respect with each measurement column for both lateral faces (a)-(c). Although the whole cross-section progressively got wet over the testing period, the uniform moisture spreading could have been ensured from the outset by adding a slender cotton tissue in-between the frontal face (e) and the wet masonry.

As of the 8<sup>th</sup> testing day, dark brown stains (Fig. 9 and 10) significantly spread along the grain from the tie beam-end, over 1.5-3cm distance on average for both lateral faces (a)-(c). Besides, the presence of initial drying cracks on the face (a) illustrated in Fig. 9 enabled a more extensive moisture distribution, being about 9cm long. This observation is in accordance with the remarks from Niklewski et al. (2018). As the dark brown stains were moist to the touch, those areas were probably featured by moisture content (MC) values of 20% at least, which was confirmed with the electrical resistance moisture meter afterwards.

On the last testing days, thermal image (Fig.10 and 11)) was performed, by using the IR-thermographic camera, in order to compare the visual moisture spreading with the external temperature distribution on the face (c) of the timber sample and on the masonry set. Since the average values of ambient and water temperatures were recorded as 25°C ( $\pm 3^\circ\text{C}$ ) and 22.5°C ( $\pm 1.5^\circ\text{C}$ ) respectively, moist areas (Fig. 11) were then detected over 1.5-3cm distance along the grain from the timber beam-end, which validated similar observations previously made from the visual assessment. Moreover, the timber sample was weighted over the whole testing period, in order to calculate the weight ratio of absorbed water noted  $\eta$ , through the following equation:  $\eta = 100 \cdot (W_{\text{wet}} - W_0) / W_0$  [%]. The parameters  $W_{\text{wet}}$  and  $W_0$  stand for the wet weight and the oven dry weight of the timber sample (MC=8%) respectively. On the 14<sup>th</sup> testing day, the weight ratio of absorbed water was recorded as  $\eta = 6.7\%$ , while it decreased by 1.1% during the drying period till the end of the experimentation.



Figures 8 and 9 – Four edge corners of the face (e) getting wet (left), and superficial moisture spreading along the grain on the face (a) at the timber beam-end in contact with wet masonry (right), from Tola (2017).

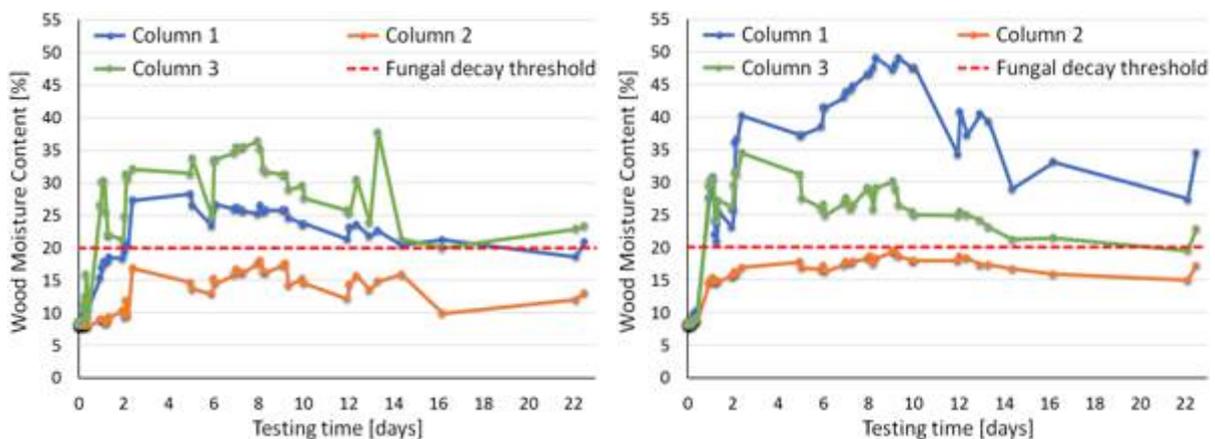


Figures 10 and 11 – Superficial moisture on the face (c) at the timber beam-end (left) compared to the external temperature variation measured with the IR-thermographic camera (right), from Tola (2017).

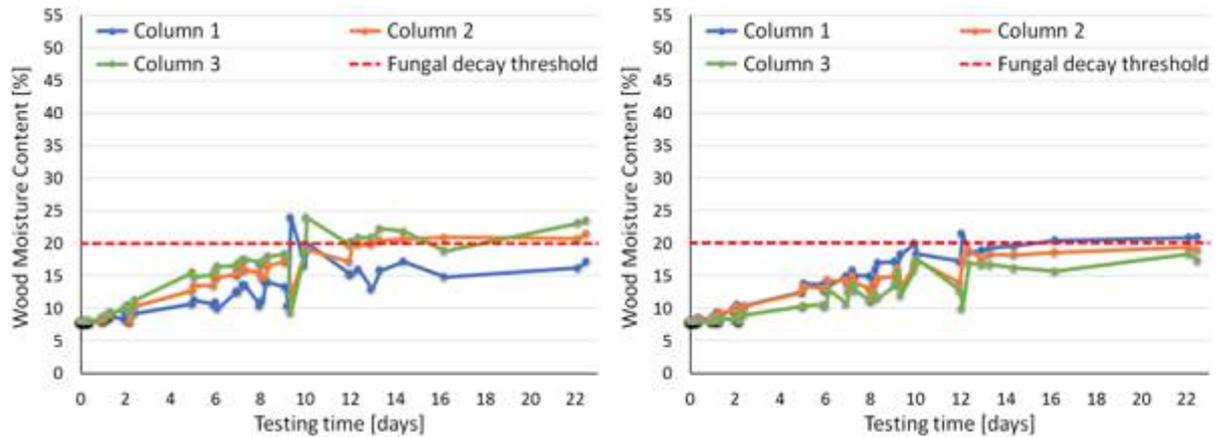
### 3.2 - Moisture content distribution

In addition to the visual assessment, superficial and inner MC measurements (Fig. 12 to 15) on both lateral faces (a)-(c) were performed over 1.5 and 3cm distances respectively from the timber beam-end in contact with wet masonry bricks. Regarding the superficial measurements (Fig. 12 and 13), the pattern of moisture progressions over time as per the three different columns seemed being similar between both lateral faces, even if higher MC values were recorded on the face (c). Nevertheless, only the second column located in the middle of both lateral faces presented lower MC values, since the moisture firstly developed in the four edge corners of the timber beam-end. As of the second testing day, MC values from the first and third columns on both lateral faces already were higher than the minimal MC threshold (i.e. MC=20%). From the 14<sup>th</sup> to the ending day of tests standing for the drying period, the recorded MC values quickly decreased due to the temporary exposure of the timber sample to sunlight in the lab room, although they still remained higher than 20%.

Concerning both lateral faces (a)-(c), the MC values obtained from the inner measurement (Fig. 14 and 15) at 3cm from the timber beam-end increased very slowly over time. Furthermore, the minimal MC threshold was exceeded only as of the 10<sup>th</sup> testing day, thus 8 days later than it had been for the superficial moisture. However, the inner MC values kept increasing but more slowly during the drying period, till reaching a plateau equivalent to the superficial MC values before ending the experimentation. Each inner measurement column featured the same pattern of moisture progression over the whole testing period. Thereby, the inner part of the timber sample seems featuring a small lag of water absorption and thus a greater resilience to drying and wetting cycles over time, in opposition to the external surfaces which are subject to high MC variations in a short period of time.



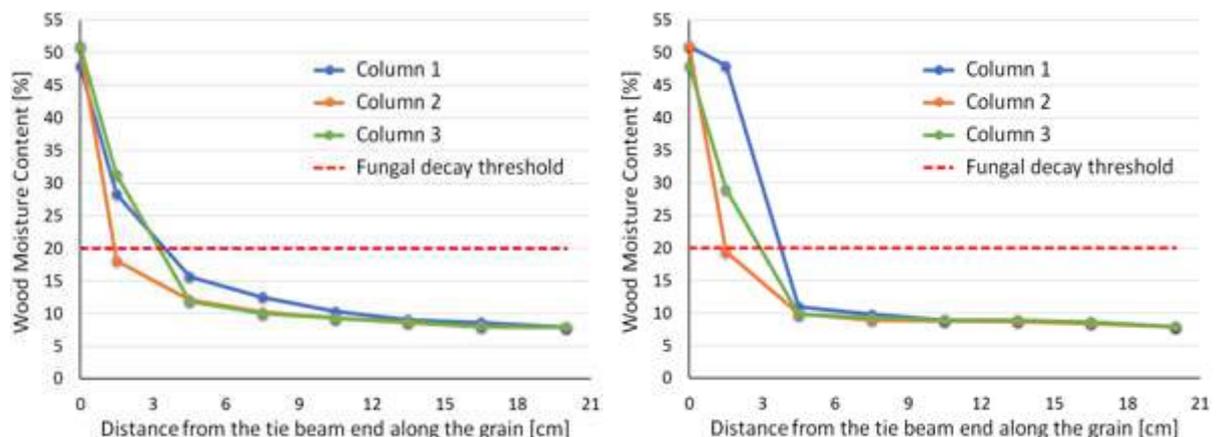
Figures 12 and 13 – Wood MC over 23-days testing in the first row from the timber beam-end, on the external surfaces in respect with the faces (a) (left) and (c) (right), modified from Tola (2017).



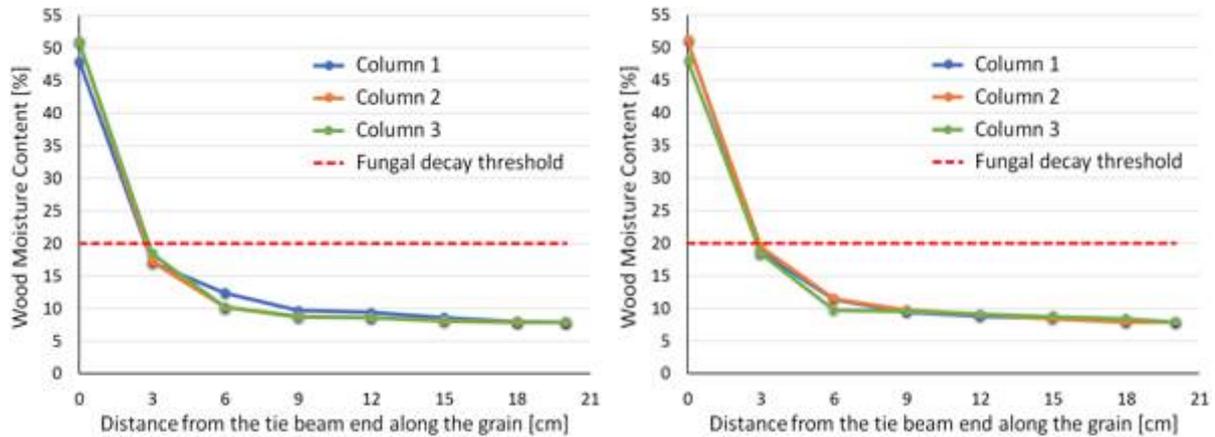
Figures 14 and 15 – Wood MC over 23-days testing in the first row from the timber beam-end, at 3 cm depth inside in respect with the faces (a) (left) and (c) (right), modified from Tola (2017).

In order to determine the pattern of the MC distribution, maximal MC states were plotted along the grain at the timber beam-end in contact with wet masonry (Fig. 16 to 19), on the external surfaces and at 3cm depth inside, for both lateral faces (a)-(c). To this end, four parameters (Fig. 1) related to the MC distribution were assessed and given in Table 1: (i) Equilibrium Moisture Content of wood (EMC); (ii)  $MC_A$ , at the timber beam-end; (iii)  $l_{MC}$ , along which the MC variation along the grain is still appreciable; (iv)  $\nabla_{MC}$ , calculated up to 1.5-3cm length from the timber beam-end. It should be noted that the value of EMC was equal to 8% since the timber sample had been oven-dried before starting the test. Besides, another parameter, noted  $l_{MC,20}$ , stands for the MC penetration along which the minimal MC threshold (MC=20%) is still exceeded.

As regards the superficial measurement on both lateral faces (Fig. 16 and 17), the MC distributions shared a similar pattern. Once more, the second column, being located at the middle of both lateral faces (a)-(c), showed a lower MC distribution than those from the other two columns, conform with the recorded values of parameters  $l_{MC}$ ,  $l_{MC,20}$  and  $\nabla_{MC}$  (Table 1). Again, this observation confirmed that the moisture mainly developed in the four edge corners of the timber beam-end. On the other hand, the first columns from both lateral faces should raise awareness on the emergence risk of rot at the timber beam-end. Indeed, the first column from the face (a) was characterized by the most extensive moisture distribution along the grain, with MC penetrations  $l_{MC}=12\text{cm}$  and  $l_{MC,20}=3.5\text{cm}$ , due to the initial presence of drying crack (Fig. 9). Regarding the first column from the face (c), very high MC values ( $MC \geq 48\%$ ) remained over 1.5cm length from the timber beam-end. This outcome was a direct consequence of the moisture spreading preferred in the upper edge corner at the timber beam-end, which had previously been detected with the thermal image (Fig.11). This area could thus be the weak spot of the timber beam, as it reflected high risk of fungal decay. Concerning the inner measurement (Fig. 18 and 19), the MC distributions and the related parameters given in Table 1 were very similar, for all columns in respect with both lateral faces (a)-(c), featuring lower MC penetrations  $l_{MC}$  and  $l_{MC,20}$ .



Figures 16 and 17 – Maximal MC states along the grain from the timber beam-end, on the external surfaces in respect with the faces (a) (left) and (c) (right), modified from Tola (2017).



Figures 18 and 19 – Maximal MC states along the grain from the timber beam-end, at 3 cm depth inside in respect with the faces (a) (left) and (c) (right), modified from Tola (2017).

Table 1 – Parameters of the MC distribution related to the superficial and inner measurement for both lateral faces (a) and (c), modified from Tola (2017).

		Superficial MC measurement					Inner MC measurement			
		EMC [%]	MC <sub>A</sub> [%]	l <sub>MC</sub> [cm]	l <sub>MC,20</sub> [cm]	∇ <sub>MC</sub> [%/cm]	MC <sub>A</sub> [%]	l <sub>MC</sub> [cm]	l <sub>MC,20</sub> [cm]	∇ <sub>MC</sub> [%/cm]
Face (a)	Column 1	8	48	12	3.5	-13.1	48	9	3	-10.3
	Column 2		51	7.5	1.5	-21.9	51	6	3	-11.2
	Column 3		51	7.5	3.5	-13.1	51	6	3	-10.8
Face (c)	Column 1	8	51	7.5	4	-12.5	51	9	3	-10.8
	Column 2		51	4.5	1.5	-21.1	51	9	3	-10.5
	Column 3		48	4.5	3	-12.5	48	6	3	-9.8

#### 4 - CONCLUSIONS

In the present paper, preliminary experimental simulations have been performed, in collaboration with Tola (2017), on the moisture diffusion by capillarity at the timber beam-end in contact with wet masonry walls subject to leaking water. To this end, a methodology has been proposed into two steps: (i) Simulating the moisture diffusion at the timber beam-end made of Scots pine (*Pinus sylvestris*) over a 23-days testing period in indoors environmental conditions, with a specific experimental setup; (ii) Monitoring the moisture response on the external faces of the timber beam, with the electrical resistance moisture meter and IR-thermographic camera.

Based on the wood moisture content (MC) values measured with the electrical resistance moisture meter, the pattern of the moisture diffusion at the timber beam-end along the grain has been established, on the external surfaces and at 3cm depth inside. Furthermore, four parameters related to the MC distribution at the timber beam-end along the grain have been analysed: (i) Equilibrium Moisture Content (EMC); (ii) MC amplitude; (iii) MC penetration; (iv) MC gradient. As complementary data to the moisture assessment, thermal images obtained with the IR-thermographic camera enable a qualitative, but sometimes debatable, comparison between the temperature and moisture distributions on the external surfaces of the timber beam.

When simulating the moisture diffusion at the timber beam-end over a short period of time, it has been shown that MC values rise faster on the external surfaces being subject to indoors environmental changes than inside timber. During the drying period after the wood moistening, MC values significantly drop on the external surfaces till reaching a new EMC whose the value mainly varies according to the air relative humidity and ambient temperature. On the other hand, MC values at 3 cm depth inside keep going up until a plateau that stands for the balance between the remaining quantity of absorbed water from the timber beam and the quantity of evaporated water due to the natural drying process.

Featuring a weak spot in term of long-term durability, moist areas with  $MC \geq 20\%$  have been detected over the whole testing period in order to estimate the risk of fungal decay at the timber beam-end in contact with wet masonry. Thereby, it has been observed that those moist areas spread on average over a 3cm distance along the grain from the timber beam-end while one of them is characterized by a maximal extent of 9cm due to the initial presence of drying cracks on the external surfaces.

Although the pattern of MC distributions obtained over a short testing period is promising, modifications stated below should be considered in order to enhance the measurement process and the experimental simulation of the moisture diffusion along the grain at the timber beam-end:

- Updating the experimental setup to a near-real configuration of the masonry bricks set bearing the timber beam-end;
- Varying the location of accidental moist areas due to leaking water within the masonry set;
- Recording and controlling over time the quantity of water absorbed by the masonry set;
- Recording and controlling better the ambient temperature and air relative humidity over the whole testing period;
- Preventing every detrimental effect from any external source (e.g. direct sunlight) when assessing the MC distribution;
- Preferring another moisture monitoring technique (e.g. microwave technology as per the dielectric method) for the inner measurement to avoid drilling pre-holes inside timber;
- Refining the mesh for the points of superficial MC measurement to enhance the pattern of the MC distribution at the timber beam-end along the grain;
- Extending the testing period over several months at least to investigate the long-term moisture behaviour at the timber beam-end;
- Investigating the dynamic moisture behaviour at the timber beam-end through introducing several wetting/drying cycles over the testing period.

After taking into account those modifications, ongoing experimentations in the laboratory are focusing on the development of the MC distribution along the grain at the timber beam-end in contact with wet masonry, including leaking water as accidental moisture conditions. Future outcomes should deal with the accurate determination and evolution over time of four parameters that are related to the pattern of MC distributions. By setting the theoretical minimum threshold of decay to MC=20% and considering other parameters of paramount importance to increase the risk of fungal rot, such as persistent high MC, high humidity exposure and adequate levels of ambient temperature, the active zone (i.e. area likely to decay) at the timber beam-end could be detected and then predicted in the future through updated durability models.

## ACKNOWLEDGEMENTS

This work was partly financed by FEDER funds through the Competitiveness and Internationalization Operational Programme - COMPETE and by national funds through FCT – Foundation for Science and Technology within the scope of the within the scope of the research projects INVISIBLE WOODS PTDC/EPH-PAT/2401/2014, PROTIMBER PTDC/ECM-EST/1072/2014, and the PhD Scholarships SFRH/BD/128580/2017. Within this present research, we would like to acknowledge E. Tola Paño for his collaboration and work related to his Master's Thesis "Assessment on the moisture content inside timber samples supported by wet masonry" (2017).

## REFERENCES

- Cruz, H., Jones, D., Nunes, L. (2015). *Wood. Materials for Construction and Civil Engineering*, pp 557-583. December, 2015. DOI 10.1007/978-3-319-08236-3\_12
- Dietsch, P., Franke, S., Franke, B., Gamper, A., Winter, S. (2015). Methods to determine wood moisture content and their applicability in monitoring concepts. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*: Volume 5, Issue 2, April 2015, Pages 115–127.
- EN 335 (2013). *Durability of wood and wood-based products. Use Classes: definitions, application to solid wood and wood-based products*. CEN - European Standardisation Institute. Brussels, Belgium.
- Foliente, G. C., Leicester, R. H., Wang, C., Mackenzie, C., Cole, I. (2012) Durability design for wood construction. *Forest Products Journal*: Volume 52, Issue 1, Pages 10-19.

- Franke, B., Franke, S., Schiere, M., Müller, A. (2016). Moisture diffusion in wood – Experimental and numerical investigations. *WCTE 2016 – World Conference on Timber Engineering*. Vienna, Austria, August 22-25, 2016.
- Niklewski, J., Brischke, C., Frühwald Hansson, E., Meyer-Veltrup, L. (2018). Moisture behaviour of weathered wood surfaces during cyclic wetting: measurements and modelling. *Wood Science and Technology*. <https://doi.org/10.1007/s00226-018-1044-8>
- NP EN 13183-1 (2013). *Teor de água de um provete de madeira serrada – Parte 1: Determinação pelo método da secagem*. Instituto Português da Qualidade, Almada, Portugal.
- NP EN 13183-2 (2012). *Teor de água de um provete de madeira serrada – Parte 2: Estimativa pelo método da resistência elétrica*. Instituto Português da Qualidade, Almada, Portugal.
- Riggio, M., Sandak, J., Franke, S. (2015). Application of imaging techniques for detection of defects, damage and decay in timber structures on-site. *Construction and Building Materials: Volume 101, Part 2, 30 December 2015, Pages 1241-1252*.
- Svensson, S., Turk, G., Hozjan, T. (2011). Predicting moisture state of timber members in a continuously varying climate. *Engineering Structures: Volume 33, Issue 11, November 2011, Pages 3064-3070*.
- Teles, C.D.M., Do Valle, A. (2001). Wood structures: Acting before deterioration. *Historical Constructions*. Lourenço, P.B., Roca, P. (Eds.) – Guimarães, Portugal, 2001. Pages 857-866.
- Tola Paño, E. (2017). *Assessment on the moisture content inside timber samples supported by wet masonry*. Master's Thesis, University of Minho. October 9, 2017, Guimarães, Portugal.
- Vereecken, E., Roels, S. (2017). Wooden beam ends in combination with interior insulation: the importance of an airtight sealing. *11<sup>th</sup> Nordic Symposium on Building Physics, NSB 2017, Trondheim, Norway. 11-14 June 2017*.
- Viitanen, H., Toratti, T., Makkonen, L., Thelandersson, S., Isaksson, T., Frühwald, E., Jermer, J., Englund, F., Suttie, E. (2011). Modelling of service life and durability of wooden structures. *9<sup>th</sup> Nordic Symposium on Building Physics, NSB 2011 – Volume 2, May 29 to June 2, 2011, Pages 925-932*.

## **ENSAIOS DE TRAÇÃO EM OBRA PARA SISTEMAS DE ANCORAGEM EM BETÃO E ALVENARIA**

### **ON-SITE TESTING FOR CONCRETE AND MASONRY BASE MATERIAL**

Campelo, Bárbara; *Hilti Portugal, Leça do Balio, Portugal, barbara.campelo@hilti.com*  
Carvalho, Gonçalo; *Hilti Portugal, Leça do Balio, Portugal, goncalo.carvalho@hilti.com*

#### **RESUMO**

Nas últimas décadas, os ensaios de tração em obra nos sistemas de ancoragem, tornaram-se cada vez mais uma importante verificação na construção civil, sendo esta uma atividade realizada pela Hilti.

Cada vez mais, são requisitados testes nestes sistemas, não só por causa da regulamentação na União Europeia para este tipo de produtos, mas também por causa da existência de materiais de base diferentes e em mau estado de conservação. Para além disso, há cada vez mais aprovações para os produtos de construção.

Há muitos exemplos de instalações que muitas vezes precisam de testes, tais como instalações de extinção de incêndios, sistemas de ventilação em túneis, elevadores, linhas férreas e a maioria construções em áreas sísmicas. Para trabalhos verticais, também são necessários testes em olhais para cintos de segurança, fixações de andaimes e em escadas temporárias. Especialmente agora com a reabilitação de estruturas antigas, as características dos materiais base não são consideradas padrão, então os projetistas, empreiteiros e fiscais de obra exigem frequentemente testes de ancoragem sempre que não houver dados publicados disponíveis para certas fixações.

O objetivo deste documento é explicar o procedimento dos testes nos sistemas ancoragem realizados em obra pelas equipas técnicas da Hilti, que resulta na emissão de um relatório detalhado e devidamente fundamentado.

#### **ABSTRACT**

In the last decades, on-site tension tests on anchorage systems have become increasingly important in civil construction, being this an activity performed by Hilti.

Increasingly, testing is required in these systems, not only because of regulations in the European Union for these types of products, but also because of different and poorly maintained base materials. In addition, there are more and more approvals for construction products.

There are many examples of installations that often need testing such as fire extinguishing installation, ventilation systems in tunnels, elevators, railways and most of constructions in seismic areas. For vertical work, eyebolts are also required for safety belts, scaffold attachments and temporary ladders. Especially now with the rehabilitation of old structures, the characteristics of base materials are not considered standard, so designers, contractors and building inspectors often require anchoring tests whenever no published data is available for certain anchorages.

The purpose of this document is to explain the testing procedure on anchor systems carried out on site by Hilti technical teams, which results in the issuance of a detailed and reasoned report.

#### **1 - ENQUADRAMENTO GERAL**

O ensaio de arranque é um elemento importante nas inspeções de ancoragens e varões pós-instalados, onde uma garantia adicional da qualidade da instalação é considerada necessária (ensaio não destrutivos) ou onde os valores de resistência para o dimensionamento estão em falta, em que o material base é similar, mas não idêntico ao indicado no documento de aprovação de um tipo específico de ancoragem (ensaio destrutivo pull-out ou não destrutivo).



Figura 1 – Ensaio de tração em alvenaria de pedra com recurso ao equipamento HAT30

No entanto, se a interpretação dos resultados dos ensaios não for feita corretamente, essa avaliação poderá comprometer a estabilidade da estrutura, causando riscos para a vida humana e/ou levar a consequências económicas consideráveis.

Os sistemas de ancoragem (ancoragem química, mecânica, varões nervurados pós-instalados, etc) que estão cobertos por uma aprovação (ETA), instalados de acordo com as instruções de instalação do fabricante e em materiais base dentro do âmbito da certificação, não requerem ensaios de arranque para verificação de desempenho.

Existem, em geral, apenas 3 razões pelas quais devem ser realizados ensaios de arranque:

- Para determinar a resistência para dimensionamento em material similar, mas não idêntico ao existente na aprovação (não-destrutivo/destrutivo);
- Para validar a qualidade de instalação de ancoragens usadas em obra (ensaios não destrutivos);
- Combinação de requisitos geométricos adicionais, tais como distância ao bordo, diâmetro de varões, diferentes daqueles valores que estão reportados na aprovação.

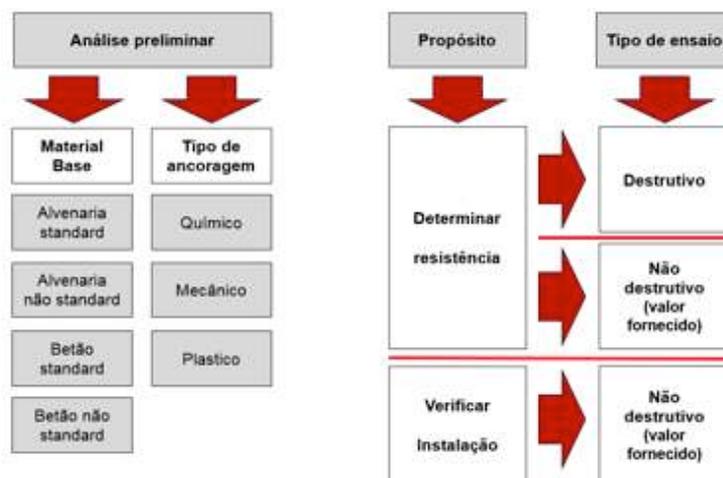


Figura 2 – Diferentes tipos de ensaios para vários sistemas de ancoragem em material base diverso

No mercado da reabilitação, a questão dos materiais base e não standard (ver figura 2) é cada vez mais relevante, uma vez que o nível de informação nos 2 cenários é completamente, sendo este um paradigma atual desde a fase de projeto até à fase de inspeção e manutenção. Num cenário atual, em que a ancoragem à posteriori ganha cada vez mais peso na construção, a necessidade de informação sobre valores de carga obtidos em obra são cada vez mais importantes.

## 2 - METODOLOGIAS DE ENSAIO

Em relação aos tipos de ensaios, carregamento não-destrutivo é feito através da aplicação de cargas de tração que podem atingir valores de cerca de 400kN. O valor de carga selecionado deve ser suficientemente alto, para proporcionar a garantia de uma instalação correta ou para determinar um intervalo de valores de resistência de dimensionamento, mas não tão alto que provoque danos (por exemplo, cedência ou deslizamento) a uma ancoragem corretamente instalada. As cargas aplicadas devem ser mantidas o tempo suficiente sem que ocorra deslocamento das ancoragens/varões pós-instalados. De acordo com este objetivo, deve ficar claro que as cargas são definidas como uma percentagem da capacidade de tensão testada da ancoragem/varões pós-instalados, não a carga de tensão de dimensionamento.

Note-se que, dependendo do embebimento em relação ao diâmetro e do tipo de aço, esta carga pode ou não sujeitar a ancoragem a tensões de cedência. Quando são utilizados aços de baixa cedência, devem verificar-se que as cargas não excedem 80% da tensão de cedência nominal das componentes da ancoragem de aço.

Se a carga é usada para verificar a correta instalação da fixação, o equipamento de carga pode ter reações de carga próximas da ancoragem, mas com folga suficiente para que qualquer deslocamento seja visível (atualmente existem equipamentos que medem também a deslocação das ancoragem aquando da realização dos ensaios). Se a carga é usada para determinar os valores de resistência para dimensionamento, o equipamento de carga pode ter reações de carga afastadas da ancoragem, de modo a determinar a resistência do material de base. Empresas como a Hilti, fornecem um serviço completo de ensaios de arranque, utilizando o mais recente equipamento, fazendo uma avaliação no local com respetiva elaboração de um relatório detalhado.

Carregamento destrutivo também é realizado através da aplicação de cargas de tensão. A carga é selecionada de modo a ser suficientemente alta para provocar danos (por exemplo, sob a forma de cedência ou por rotura do material base). No entanto, ensaios de arranque nunca devem servir como uma substituição aos ensaios de aprovação que avaliam a adequabilidade de uma ancoragem.

Base material	Purpose	Typology	Chemical anchor	Mech. anchor	Plastic	ETICS
Masonry known	Resistance determination	Destructive [Pull-out]	ETAG 029 An. B.3.2	ETAG 029 An. B.3.2 based judgement	ETAG 020	
		Non-destructive [Proof-load]	ETAG 029 An. B.3.3			
	Quality verification	Non-destructive [Test-load]	Back-up: BS 8539 9.3 and Annex B.3		According local guidelines (defined by specifiers)	
Masonry unknown & Concrete unknown	Resistance determination	Destructive [Pull-out]	ETAG 029 Annex B.3.2	ETAG 029 An. B.3.2 based judgement	ETAG 020	
		Non-destructive [Proof-load]	ETAG 029 An. B.3.3			
	Quality verification	Non-destructive [Test-load]	Back-up: BS 8539 9.3 and Annex B.3		According local guidelines (defined by specifiers)	
Concrete known	Resistance determination	On-site tests to determine resistance in standard concrete not needed and not recommended to be carried out (data available in ETA / FTM)				
	Quality verification	Non-destructive [Test-load]	Back-up: BS 8539 9.3 and Annex B.3		According local guidelines (defined by specifiers)	

ETAG: official guideline
ETAG: adapted / unofficial  $n_{\text{test}} \geq 15$  (simplified evaluation)
Not Applicable

Figura 3 – Metodologia de ensaio adotada pela Hilti Portugal

Apesar de não existir norma universal na Europa para a realização de ensaios de arranque, este tipo de avaliação tem sido usada como um complemento para controlar a qualidade de instalação de ancoragens e para determinar a resistência para dimensionamento. A Hilti investigou as normas nacionais e europeias existentes mais adequadas, para fornecer um serviço consistente e global no que toca aos ensaios de arranque.

Como apresentado na Figura 3, os ensaios e os métodos de avaliação relevantes são:

- ETAG 029 Anexo B.3.2 e B.3.3, ancoragens químicas para uso em alvenaria, recomendações para ensaios a serem realizados em trabalhos de construção
- ETAG 020 Anexo B, ancoragens plásticas para uso múltiplo em betão e alvenaria, para aplicações não-estruturais, recomendações para ensaios a serem realizados em obras de construção
- British standard 8539, código de boas práticas para a seleção e instalação de varões pós-instalados em betão e alvenaria

De uma forma geral, a ETAG029, proporciona uma avaliação simplificada que requer um aumento do número de amostras de ensaio e uma avaliação estatística permitindo menos ensaios. A ETAG020 fornece apenas uma avaliação simplificada enquanto que a BS8539 fornece apenas uma avaliação estatística.

Referir que apenas produtos que remetam para esta aprovação, podem ter uma solução aprovada de acordo com este procedimento.

## **2.1 - ETAG 029 Anexo B.3.2 e B.3.3**

### 2.1.1 - Ensaio destrutivo (pull-out)

#### 2.1.1.1 - Procedimento do ensaio destrutivo (pull-out)

A carga deve ser incrementada progressivamente até se atingir o valor da carga de cedência, nunca menos de 1 minuto. A carga deve ser registada quando se atinge a carga de cedência.

#### 2.1.1.2 - Análise de resultados dos ensaios destrutivos

Se o número de ensaios for maior ou igual a 15, a resistência característica  $N_{Rk1}$  obtém-se a partir dos valores medidos  $N_1$ , tal como indica a expressão:

$$N_{Rk1} = 0,5 \cdot N_1 \leq N_{Rk,ETA}$$

Com

$N_1$  = média dos 5 menores valores de rutura

$N_{Rk,ETA}$  = resistência característica  $N_{Rk}$  fornecida na ETA de acordo com o tipo de alvenaria

Se o número de ensaios for inferior a 15, o valor de resistência característica devem ter em conta um fator  $\beta$  que é fornecido na ETA de acordo com o material base considerado. A expressão para 10 ensaios é:

$$N_{Rk1} = N_{Rm} \cdot (1 - 2,57 \cdot v) \cdot \beta \leq N_{Rk,ETA}$$

Com,

$N_{Rm}$  = media dos valores de rutura dos 10 ensaios

$v$  = coeficiente de variação da carga de cedência

$\beta$  = fator fornecido na ETA

O número mínimo de ensaios são 5, e desta forma deve-se utilizar a seguinte expressão:

$$N_{Rk1} = N_{Rm} \cdot (1 - 3,4 \cdot v) \cdot \beta \leq N_{Rk,ETA} \text{ (B.3.1.c)}$$

Para cargas de corte pode-se assumir:

Se  $V_{Rk,ETA} \geq N_{Rk,ETA}$ :

$$V_{Rk1} = N_{Rk1} \leq V_{Rk,c} \text{ de acordo com C.5.2.2.5 (ETAG029 - Anexo C)}$$

Se  $V_{Rk,ETA} < N_{Rk,ETA}$ :

$$V_{Rk1} = N_{Rk1} \cdot (V_{Rk,ETA} / N_{Rk,ETA}) \leq V_{Rk,c} \text{ de acordo com C.5.2.2.5 (ETAG029 - Anexo C)}$$

## 2.1.2 - Ensaio não destrutivo (proof-load)

### 2.1.2.1 - Procedimento do ensaio não destrutivo (proof-load)

A carga deve ser incrementada progressivamente até se atingir o valor a testar  $N_p$ .

$$N_p \geq 0,8 \cdot N_{Sd} \cdot \gamma_M \cdot 1/\beta \text{ (B.3.2)}$$

Com,

$N_p$  = carga a testar  $N_p$

$N_{Sd}$  = carga indicada com majoração ( $N_{Sk} \cdot \gamma_F$ )

$\gamma_M$  = coeficiente parcial de segurança ( $\gamma_M = 2,5$ )

$\beta$  = fator fornecido na ETA

### 2.1.2.2 - Análise de resultados dos ensaios não destrutivos

Caso não surja movimento da ancoragem aquando da realização de todos os ensaios para a carga considerada, então a estimativa para o valor de resistência característica  $N_{Rk2}$  é dado por:

$$N_{Rk2} = 1/0,8 \cdot N_p \cdot \beta \leq N_{Rk,ETA}$$

Com,

$N_{Rk,ETA}$  = resistência característica fornecida na ETA de acordo com o tipo de alvenaria

$N_p$  = carga a testar  $N_p$

$\beta$  = fator fornecido na ETA

Para cargas de corte pode-se assumir:

Se  $V_{Rk,ETA} \geq N_{Rk,ETA}$ :

$$V_{Rk2} = N_{Rk2} \leq V_{Rk,c} \text{ de acordo com C.5.2.2.5 (ETAG029 - Anexo C)}$$

Se  $V_{Rk,ETA} < N_{Rk,ETA}$ :

$$V_{Rk2} = N_{Rk2} \cdot (V_{Rk,ETA} / N_{Rk,ETA}) \leq V_{Rk,c} \text{ de acordo com C.5.2.2.5 (ETAG029 - Anexo C)}$$

## 2.2 - ETAG 020 Anexo B

### 2.2.1 - Procedimento do ensaio para ancoragem mecânica plástica

A carga deve ser incrementada progressivamente até se atingir o valor da carga de cedência, nunca menos de 1 minuto. A carga deve ser registada quando se atinge a carga de cedência.

### 2.2.2 - Análise de resultados dos ensaios

Caso não surja movimento da ancoragem aquando da realização de todos os ensaios para a carga considerada, então a estimativa para o valor de resistência característica  $N_{Rk}$  é dado por:

$$N_{Rk} = 0.5 N_1 < N_{Rk,ETA}$$

Com,

$N_1$  = média dos 5 menores valores de rutura (nº de ensaios recomendado: 15)

$N_{Rk,ETA}$  = resistência característica fornecida na ETA de acordo com o tipo de alvenaria

## 2.3 - British Standard 8539 Anexo B.2.3.1

### 2.3.1 - Procedimento do ensaio para o sistema de ancoragem

A carga deve ser incrementada progressivamente até se atingir o valor da carga indicado, com uma duração nunca menos a 1 minuto. As ancoragens testadas, não devem ser utilizadas posteriormente para realizar a ligação.

### 2.3.2 - Análise de resultados dos ensaios

Realizar ensaios a pelo menos 5 ancoragens até à carga:

$$N_{test} = N_{Sk} \cdot v_{test}$$

Com,

$N_{Sk}$  = valor de resistência característica da ligação

$v_{test}$  = fator que depende do tipo de ancoragem a ser testada. Valores no quadro 1

Quadro 1 – Fator  $v_{test}$  em função do tipo de ancoragem a ser testada

Application	Anchor material	Factors to determine test load, $N_{test}$
		$v_{test}$
Long term loading for general purposes	Nylon*	5
	All other	3
Short term loading for e.g. scaffold anchoring, steeplejack anchoring	Nylon*	3
	All other	2

Caso os 5 ensaios realizados não apresentem qualquer tipo de rutura ou deslocação estabilizada inferior a 1,0mm, o valor  $N_{Sk}$  pode ser considerado como resistência característica do material base (figura 4).

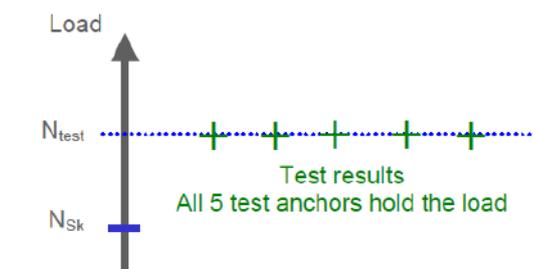


Figura 4 – Conjunto de ensaios sem rutura para o valor testado

Caso um dos 5 ensaios realizados apresente rutura (figura 5), deve-se realizar mais ensaios na mesma alvenaria. Se a rutura de manter para o mesmo valor, deve-se apresentar a situação ao empreiteiro ou ao gabinete de projeto. Neste caso, se não for possível aumentar o número de ancoragens da ligação respeitando os afastamentos mínimos, deverá aumentar-se o diâmetro e embestimentos das mesmas. Há também a possibilidade numa situação extrema de se alterar o tipo de ancoragem.

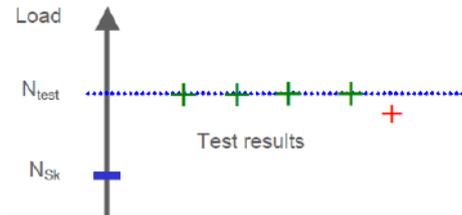


Figura 5 – Conjunto de ensaios com apenas 1 rutura

Caso os 5 ensaios realizados apresentem rutura (figura 6), o valor  $N_{sk}$  não deve ser considerado como resistência característica do material base e deve-se entrar em contato com as entidades envolvidas na obra.



Figura 6 – Conjunto de ensaios com valores de rutura diferente

O número de ancoragens a serem ensaiadas deve reger-se não só pela segurança estrutural, mas também por considerações de ordem prática. Por exemplo, embora seja comum em obras de grande dimensão exigir-se que 5-10% das ancoragens instaladas de um determinado tipo e tamanho sejam ensaiadas, esta condição por vezes é ajustada por exemplo, para apenas situações pontuais onde surja um material base desfavorável, ou incerteza em relação a um conjunto de aplicações. Apesar do aconselhamento das equipas técnicas que possam ser requisitadas para fazer um acompanhamento em obra de determinadas aplicações, no final o diretor de obra em conjunto com a equipa de fiscalização, devem determinar as taxas de cada amostra.

### 3 - CONCLUSÕES

O serviço de ensaios de tração é um tipo de serviço que atualmente em Portugal num cenário de profunda reabilitação, fornece um apoio fundamental a todos os intervenientes da construção, dado que a grande maioria das aplicações de fixações (estruturais e não estruturais) é feita em materiais base não standard bastante heterogéneos, nos quais não existe documentação com informação detalhada.

Em função do tipo de análise que se pretende, podem ser realizados ensaios destrutivos ou não destrutivos, no qual não existe uma metodologia única e consensual.

Empresas como a Hilti, através dos departamentos de engenharia, já realiza este tipo de serviço para apoio em obra há mais de uma década e atualmente tem um portfólio de equipamento que permite realizar qualquer tipo de ensaio, para qualquer nível de carregamento com uma metodologia europeia.

### REFERÊNCIAS

- European Technical Approval Guideline 029 (ETAG 029), Abril 2013, EOTA
- European Technical Approval Guideline 020 (ETAG 020), Dezembro 2011, EOTA
- British Standard 8539: 2012



## **COMPORTAMENTO A CARGAS VERTICAIS DE ASNAS EXISTENTES DE MADEIRA EM TESOURA**

### **BEHAVIOUR OF EXISTING TIMBER SCISSORS TRUSSES UNDER VERTICAL LOADS**

Costa, Alexandre A.; *Instituto Superior de Engenharia do Porto/CONSTRUCT e NCREP*, alc@isep.ipp.pt  
Rodrigues, Carlos; *Instituto Superior de Engenharia do Porto, CONSTRUCT*, cfg@isep.ipp.pt  
Fonseca, Jorge; *Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil, RISCO*, jfonseca@ua.pt  
Costa, Aníbal G.; *Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil, RISCO*, agc@ua.pt

#### **RESUMO**

As construções tradicionais, até meados do século XX, recorriam correntemente à madeira como material estrutural para pavimentos e coberturas. Contudo, em função da tipologia e dos requisitos necessários à ocupação do espaço, as estruturas eram adaptadas às necessidades de cada edifício. Com o objetivo de aumentar o pé-direito livre na zona da cobertura, apareceram as asnas de madeira em tesoura que permitiam, não só, a utilização de maior pé-direito a meio vão das asnas, mas também minimizar a quantidade de peças que materializavam a asna. Para conhecer o comportamento estrutural destas asnas, aproveitando uma intervenção de reabilitação de um edifício existente do início do século XX, foram transportadas duas asnas em tesoura em madeira de Eucalipto com vão de 7,0 metros à escala real para o laboratório do DECIVIL da Universidade de Aveiro, para serem ensaiadas às cargas verticais. O presente artigo apresenta o sistema de ensaio materializado para o ensaio das asnas, bem como os principais resultados obtidos nestes mesmos ensaios. Além disso, pretende-se também com o presente artigo discutir e analisar o comportamento obtido das asnas face à resistência máxima expectável. Por último, procurou-se reproduzir através de simulação numérica os resultados obtidos, apresentando-se as principais conclusões na procura da simulação da forma de rotura e valores de resistência e deformação.

#### **ABSTRACT**

The use of timber as structural elements for roof structures was common and the most used building technique until 1950. Moreover, the structural configuration of these roof structures was defined based on the interior occupation and free height. In some cases, when the floor under the inclined roofs was used, the need for a higher floor height yielded to the so-called timber-scissors trusses. The present document aims to study the structural behaviour of these type of structures by an experimental campaign on 2 existing timber trusses, part of a building from the beginning of XX century that was subjected to a rehabilitation intervention. These structures were tested for vertical loads at the laboratory of DECivil of the University of Aveiro. The presentation of the test setup as well as the main results obtained are presented herein, including a numerical simulations of the trusses, being presented the main considerations regarding the definition of the numerical models, main results related to definition of the failure zone as well as maximum strength and deformation values.

#### **1 - INTRODUÇÃO E ENQUADRAMENTO**

A viragem no início do século XX para estruturas essencialmente em betão armado, complementadas também com estruturas em aço, originou o abandono gradual da utilização da madeira como material estrutura, pois as soluções novas apresentavam teoricamente melhor durabilidade e controlo de qualidade. Além disso, o vazio normativo e regulamentar existente até há bem pouco tempo relativamente ao cálculo de estruturas de madeira, os baixos custos e a rapidez e execução de estruturas de betão armado e aço fez com que se deixassem de incluir estruturas de madeira nas construções mais recentes.

Nos últimos anos assiste-se em Portugal a um aumento na reabilitação de edifícios, na sua maioria seculares, e à recuperação de técnicas e materiais antigos de construção. A maioria destes edifícios apresenta na sua constituição madeira com funções estruturais, nomeadamente em tetos, coberturas, paredes, pisos e fundações. Nas estruturas da cobertura é comum existirem peças de madeira com funções estruturais de suporte, nomeadamente asnas de madeira com as mais variadas configurações e vencendo predominantemente vãos entre os 6 e 8 metros.

Para aumentar o conhecimento do comportamento estrutural deste tipo de construções, um dos caminhos seguidos nos últimos anos tem sido de ensaiar estruturas reais pertencentes a edifícios existentes. Recentemente, foram recolhidas duas asnas em tesoura de madeira de eucalipto de uma construção dos inícios do século de XX e transportadas para o laboratório do DECIVIL da Universidade de Aveiro.

Este género de asna é de construção relativamente ligeira, mas de boa compleição para a resistência da edificação, devendo o seu nome à forma como as suas escoras se cruzam de encontro às pernas. Ou seja, a maior altura da asna a meio vão permite a utilização desta zona para atravessamento da cobertura, aumentando o pé-direito útil das construções. Nas duas asnas recolhidas, existe também a particularidade de a ligação entre peças de madeira ser realizada através de entalhes em meia-madeira e ferragens originais com parafuso, porca de ferro e peças de zinco a servir de anilha.

Para aumentar o conhecimento destas estruturas, foi realizada a inspeção visual dos elementos constituintes das asnas, ensaios de *Resistograph*, sendo posteriormente ensaiada até à rotura para cargas verticais. Por último, simulou-se o comportamento destas asnas recorrendo à modelação numérica recorrendo ao programa *Autodesk Robot Structural Analysis* (Autodesk Inc., 2018).

## 2 - APRESENTAÇÃO DAS ASNAS E DESCRIÇÃO DO ESTADO DE CONSERVAÇÃO

Na Figura 1 é apresentada a geometria das duas asnas de madeira ensaiadas no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. As asnas vencem um vão de 7,02 m e apresentam 2,52 m de altura, desde o alinhamento de apoio na base até à linha de cumeeira. As dimensões das seções das peças foram obtidas a partir da média de 6 medições por elemento. As medidas horizontais, de cima para baixo, são: (i) a distância entre nós, (ii) a distância entre madres e (iii) o vão total. As dimensões verticais apresentadas, da esquerda para a direita são: (i) a distância entre nós, (ii) a distância entre madres e (iii) a altura até à linha de cumeeira.

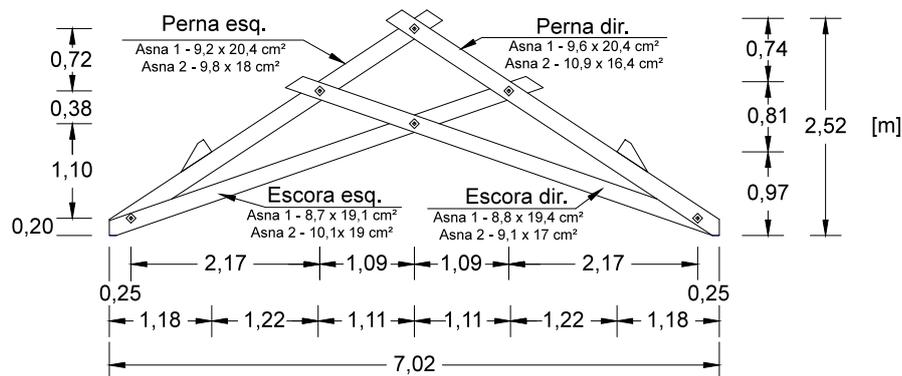


Figura 1 – Levantamento geométrico das asnas

O levantamento e registo das anomalias foi efetuado segundo as normas portuguesas NP4305 (IPQ, 1995) e NP180 (IPQ, 1962), nomeadamente: (i) o tipo de empeno, (ii) nós (iii) fendas, (iv) descaio e (v) ataque por insetos. Apesar de estar voltada para a madeira de pinho bravo, a utilização desta norma permitiu quantificar os defeitos naturais existentes nas peças. A avaliação do estado de conservação das secções foi efetuada com recurso ao *Resistograph*® ao longo de várias secções das pernas e escoras, e nas zonas visíveis mais atacadas por insetos xilófagos.

Tendo em conta a espécie de madeira (possivelmente *Eucalyptus globulus*), verificou-se que a maioria das peças apresenta uma combinação de dois tipos de empeno, identificados na Tabela 1. Estas anomalias são correntes neste tipo de peças.

Tabela 1 – Tipo de empeno apresentado pelas peças.

	Perna esquerda	Perna direita	Escora esquerda	Escora direita
Asna 1	Hélice; Meia cana	Hélice; Meia cana	Hélice; Meia cana	Arco de face; Meia cana
Asna 2	Arco de face	Arco de face; Meia cana	Hélice; Meia cana	Hélice; Arco de face; Meia cana

Ambas as asnas apresentam nós, nas quatro faces de cada peça, com predominância na face lateral. Na sua maioria, estes nós são ovais ou elípticos, firmes, são e/ou fendidos e isolados. Estes variam entre 2 a 140 mm de diâmetro na Asna 1 e entre 4 e 180 mm de diâmetro na Asna 2. A Asna 1 apresenta maior número de nós, uma média de 18 nós por peça, enquanto que a Asna 2 apresenta apenas 24 nós no total das quatro peças que a compõem.

Verificou-se a presença de fendas longitudinais, com maior expressão nas faces laterais das pernas e com espessuras que variam entre <1mm a 12 mm na Asna 1 e entre <1 mm e 10 mm na Asna 2. Em nenhuma das peças se verificaram fendas trespassantes. As asnas apresentavam ataque por insetos xilófagos, com maior intensidade na zona inferior e superior das escoras e na zona inferior da perna esquerda da Asna 1 e da perna direita da Asna 2 (ver Figura 2).

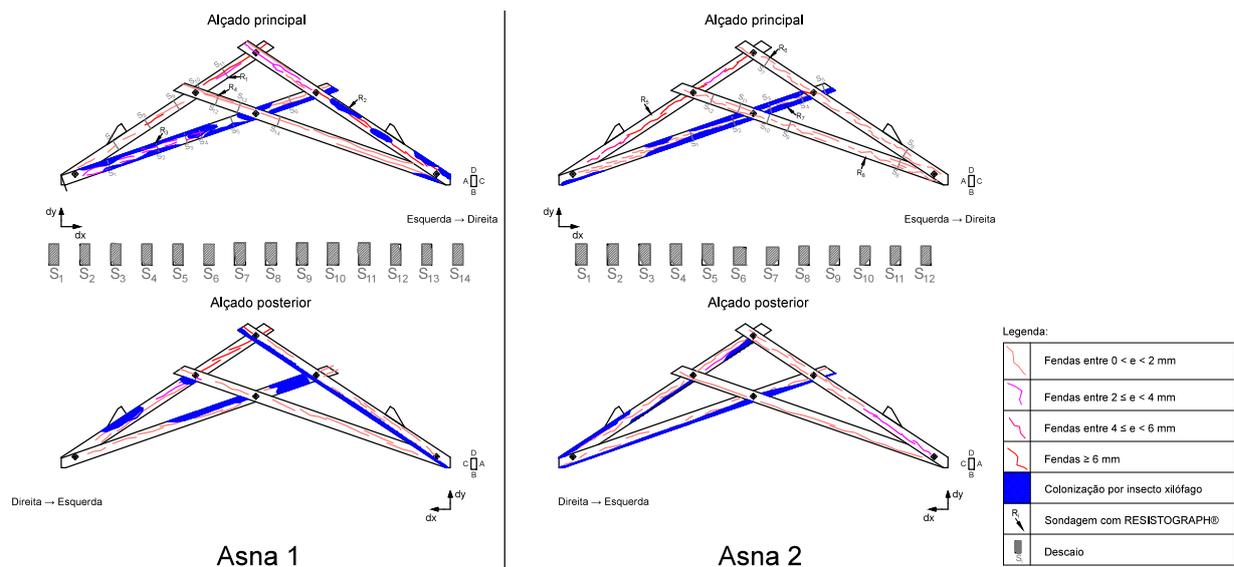


Figura 2 – Anomalias nas peças de madeira.

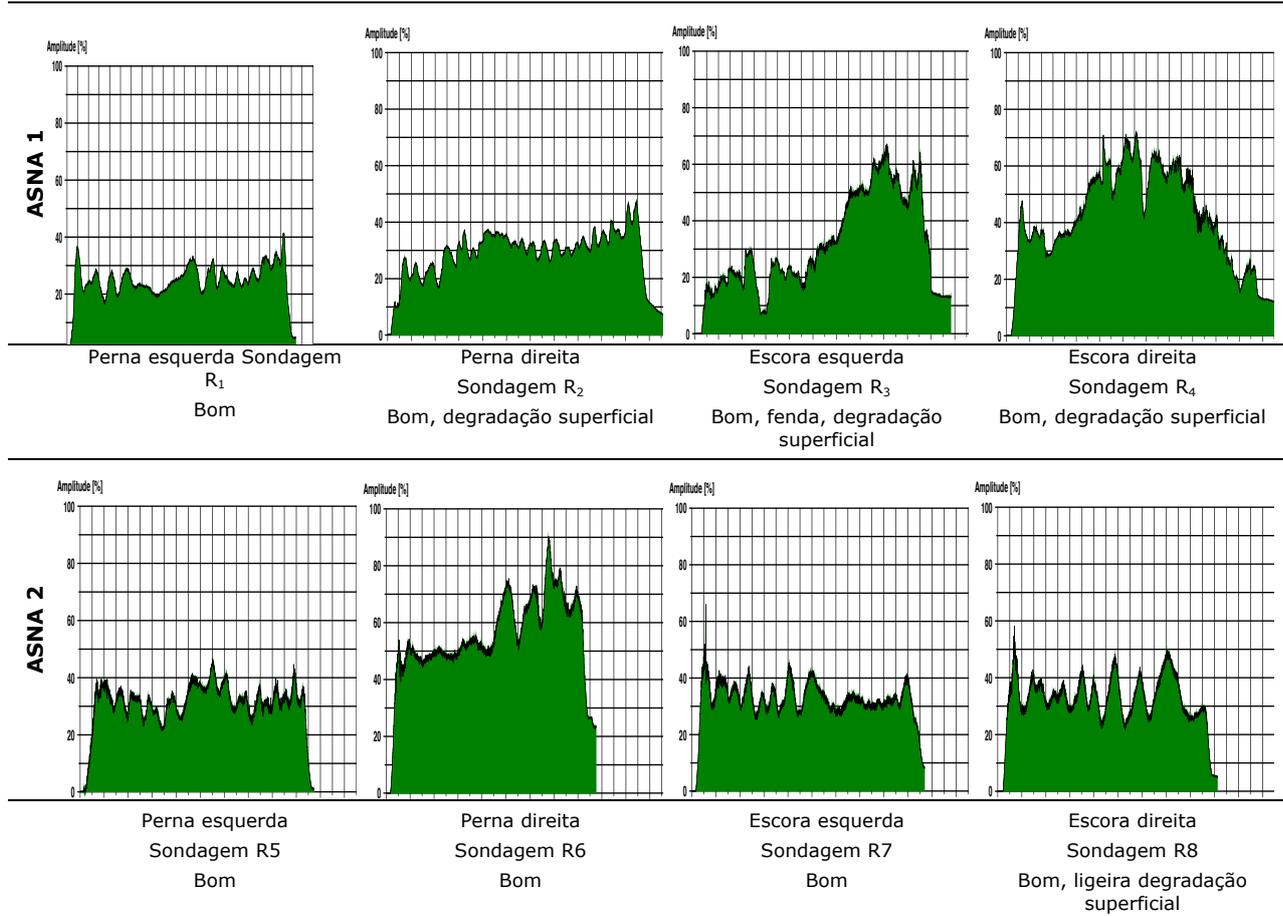
Várias secções ao longo das peças das asnas apresentam descaio. A avaliação deste defeito é efetuada através do quociente entre a projeção do descaio na face (canto) e a largura total dessa face (canto). Tratando-se de um ensaio de carga, que afere a resistência da estrutura como um todo e de cada peça em particular, o descaio altera a secção das peças e, por conseguinte, o estado de tensão em secções consecutivas por diminuição da área útil de secção. Para a Asna 1 verificou-se em média uma redução de 5% da área total útil das secções e a Asna 2 de 8%. O descaio de face e de canto é, em média, cerca de 22 e 23%, respetivamente, para o total das secções de cada asna. Verificou-se também que em algumas das secções o descaio foi acentuado e agravado pela colonização de insetos xilófagos, de acordo com a Figura 3.



Figura 3 – Descaio das peças de madeira agravado pela colonização de insectos xilófagos.

Na Tabela 2 são apresentados os resultados das sondagens efetuadas com o auxílio do equipamento Resistograph®.

Tabela 2 – Resultados dos ensaios com Resistograph®.



Os ensaios *in situ* com Resistograph® permitem recolher informação sobre a classe da madeira e ainda avaliar o seu estado de conservação (ver Tabela 2). Nestes é possível identificar alguns defeitos naturais como presença de fendas, a presença também dos anéis de crescimento, bem como a existência de alguma degradação superficial em algumas peças (mas de reduzida importância). Para ambas as asnas, observou-se que o estado de conservação da madeira é Bom, o que atesta o bom estado da cobertura no local onde estas se encontravam em serviço. Verifica-se também que os valores registados nas escoras da Asna 1 é superior aos registados nas pernas e, na Asna 2, os valores registados da perna direita é superior aos registados das escoras e da perna esquerda, podendo evidenciar madeira proveniente de diferentes árvores e/ou zonas da mesma árvore.

### 3 - ENSAIO EXPERIMENTAL E APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

#### 3.1 - Descrição do ensaio experimental

As asnas em serviço, integradas na cobertura original, apresentavam-se carregadas em cinco pontos, correspondentes a: (i) linha de cumeeira, (ii) duas madres no cruzamento das escoras com a pernas e (iii) calços sobre as pernas. O ensaio de carga, com a distribuição de forças representada na Figura 4, procura simular as condições de carregamento original.

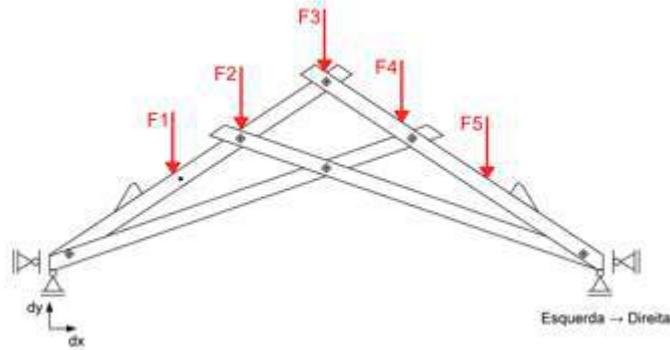


Figura 4 – Esquema de ensaio de carga: pontos de aplicação das forças.

O ensaio consistiu no carregamento simultâneo dos pontos indicados (F1 a F5) com cinco atuadores hidráulicos, cada um com 100 kN de capacidade em tração. Os atuadores foram colocados sob a laje de reação do laboratório e transmitiram as forças através de correntes de aço ligadas à estrutura, como se mostra na Figura 5. Tratando-se de atuadores hidráulicos controlados manualmente, a imposição de carga foi realizada através do aumento gradual da pressão hidráulica, comum aos cinco atuadores, resultando em patamares de força crescente até à rotura das asnas.



a)

b)

Figura 5 – Configuração do ensaio de carga: a) atuadores hidráulicos sob a laje de reação; b) primeiro ponto de aplicação da carga (F1) com calço sobre a perna.

Assinala-se, neste esquema, que os pontos de aplicação das cargas correspondentes ao apoio das madres inferiores (F1 e F5) tiveram de ser deslocados 30 cm, medidos na projeção horizontal, em direção à linha de cumeeira (ver Figura 4). Tal ajuste deveu-se ao facto de a laje de reação do laboratório apresentar furos de reação espaçados de 1 m, implicando o necessário ajuste destes pontos de carga e a introdução de novos calços de forma a permitir o alinhamento das forças com os atuadores (ver Figura 5.b).

De forma a evitar a introdução pontual de danos nas pernas das asnas durante o ensaio, evitando nomeadamente o esmagamento da madeira sobre os pontos de contacto e aplicação da carga, foram introduzidos calços em madeira, aparafusados à asna, com um entalhe onde se inseriu um perfil do tipo UPE com 50 mm de largura. Pelo perfil metálico, fez-se passar a corrente de aço do atuador (ver Figura 5.b).

Com o objetivo de impedir que as asnas instabilizassem para fora do seu plano, foi instalado um sistema de contraventamento, ilustrado na Figura 6.a). Nos dois apoios, rotulados, foi permitido que as asnas se deslocassem, livremente, 30 mm na horizontal, antes de entrarem em contacto com as células de carga dos apoios, com a configuração que se mostra na Figura 6.b).



Figura 6 – Configuração do ensaio de carga: a) sistema de contraventamento; b) pormenor de apoio com espaço livre, na horizontal, até à célula de carga.

Os ensaios tiveram lugar no laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, nos dias 18 de maio de 2018 (Asna 1) e 2 de julho de 2018 (Asna 2).

### 3.2 - Instrumentação

A instrumentação aplicada às asnas está representada na Figura 7. Recorreu-se a células de carga para medição das forças verticais impostas e das reações de apoio horizontais e a transdutores de deslocamento para medição de deslocamentos horizontais e verticais. De modo a evitar a sobreposição de sensores, estes foram distribuídos pelas duas faces das asnas.

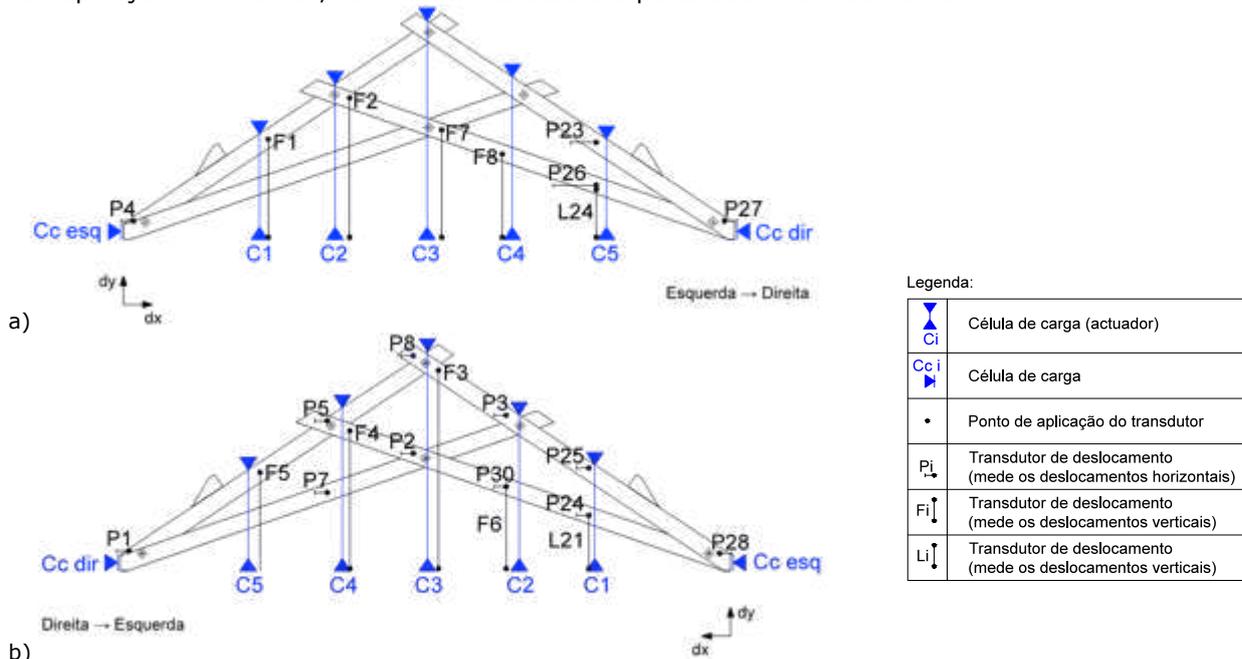


Figura 7 – Instrumentação no ensaio de carga: a) vista principal; b) vista posterior.

Cada asna foi assim munida de 26 transdutores de deslocamento linear variável do tipo LVDT. Junto a cada ponto de carregamento, quer na perna, quer na escora, foram instalados transdutores a medir os deslocamentos verticais e horizontais (ver Figura 8.a). Foram ainda instalados dois transdutores de deslocamento em cada ponto de apoio, junto ao nó, um no entalhe da perna e o outro no entalhe da escora (ver Figura 8.b). Para medição das forças verticais aplicadas foram utilizadas cinco células de carga, uma por cada atuador (C1 a C5). Adicionalmente, foram instaladas duas células de carga, com 500kN de capacidade em compressão (Cc esq e Cc dir), nos apoios de modo a medir a reação horizontal (ver Figura 8.b).

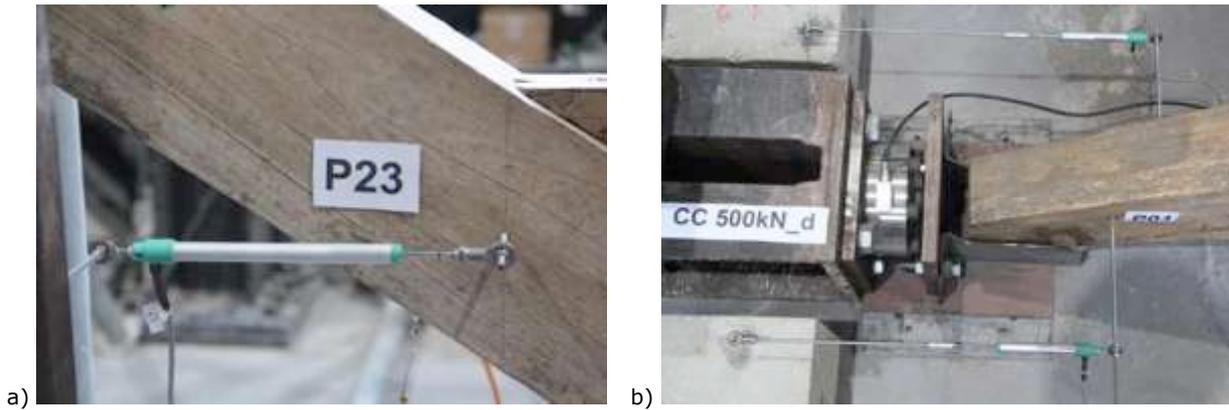


Figura 8 – Instrumentação: a) transdutor de deslocamento relativo (LVDT); b) célula de carga e transdutores de deslocamento junto ao apoio.

### 3.3 - Resultados experimentais

Os diagramas com a evolução das forças durante os ensaios, para as células de carga C1 a C5, correspondentes às forças F1 a F5, respetivamente, estão representados na Figura 9, para cada uma das asnas. A Tabela 3 resume os valores correspondentes à carga última de cada asna.

A Asna 1 apresentou uma carga última total de 114.86 kN. No gráfico que traduz a evolução da força durante o ensaio (Figura 9.a)), registam-se as seguintes ocorrências: i) uma perda de força devida a ajustes e roturas pontuais da asna, traduzidos por sons na madeira, para uma carga média perto dos 15 kN; ii) o início da rotura das fibras de madeira para uma carga média de cerca de 18 kN; iii) a rotura da asna para a carga última média de 22.97 kN.

A Asna 2, por sua vez, apresentou uma carga última total de 184.52 kN. No respetivo gráfico com a evolução da força durante o ensaio (Figura 9.b)), devem-se assinalar as seguintes ocorrências: i) o início da rotura das fibras de madeira para uma carga média de cerca de 30 kN; ii) a rotura da asna para a carga última média de 36.90 kN.

Verifica-se um comportamento estrutural análogo das duas asnas, porém com níveis significativamente superiores de força e deslocamento na Asna 2. As forças verticais últimas (C1 a C5) têm um incremento médio de cerca de 61% na Asna 2. As reações horizontais (Cc eq e Cc dir) acompanham este incremento com uma variação relativa de 70%. Os respetivos modos de rotura são apresentados e interpretados na secção seguinte.

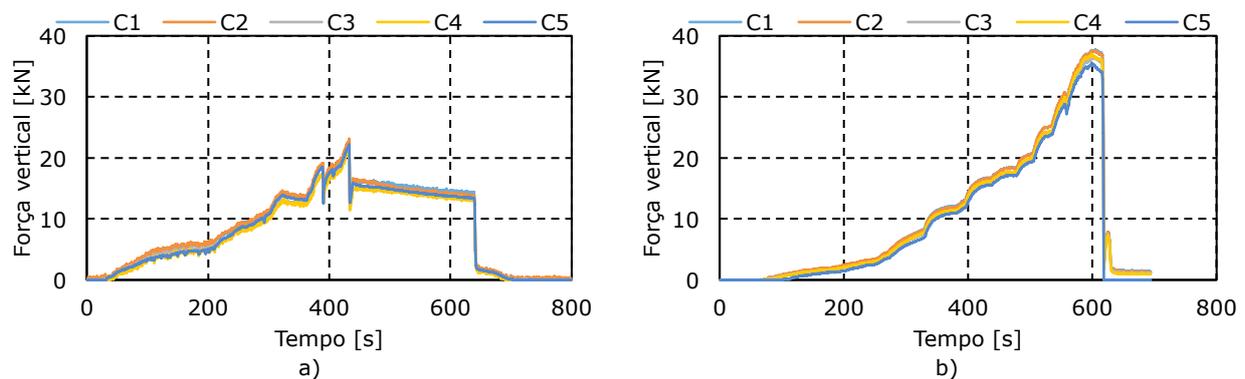


Figura 9 – Diagrama força vs. tempo: a) Asna 1; b) Asna 2.

Tabela 3 – Forças últimas medidas nas células de carga Ci (kN).

	C1	C2	C3	C4	C5	Média	Total
Asna 1	23.91	24.05	22.23	22.19	22.48	22.97	114.86
Asna 2	37.78	37.66	36.51	37.01	35.56	36.90	184.52

No geral, destaca-se que as reações em cada apoio, para a carga última, representam cerca de 50% do valor total da carga vertical, nomeadamente, 49% para a Asna 1 e 52% para a Asna 2. Conclui-se assim que a componente horizontal da reação deverá ser equitativa à reação vertical em cada apoio.

A Figura 10 apresenta os resultados obtidos na Asna 2, a asna que exibiu maior resistência, no que respeita à relação das forças com os respetivos deslocamentos verticais. Pode-se assim observar a deformação da asna em duas fases distintas: i) inicial, com asna em regime simplesmente apoiado em ambos os apoios até ao contacto com o apoio horizontal, correspondendo a uma força vertical total de 40 kN; ii) asna em situação de apoios duplos, com claro aumento de rigidez, até à rotura.

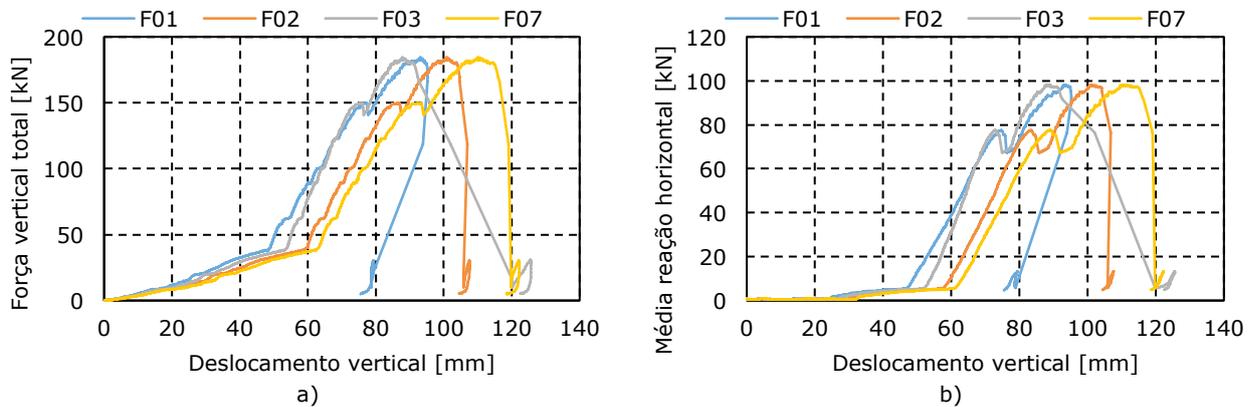


Figura 10 – Resultados força vs. deslocamento obtidos no ensaio da asna 2: a) força vertical total vs. deslocamento vertical; b) média das reações horizontais vs. deslocamento vertical.

### 3.4 - Modos de rotura

A rotura da Asna 1 ocorreu por flexão da perna direita. As fibras inferiores da perna direita romperam na posição de uma fenda existente e sob o calço original existente neste local. A Figura 11 mostra o local e a configuração da rotura. Verificou-se também que, nos apoios, a perna e a escora apresentaram deslocamentos relativos diferentes (Figura 11.c).

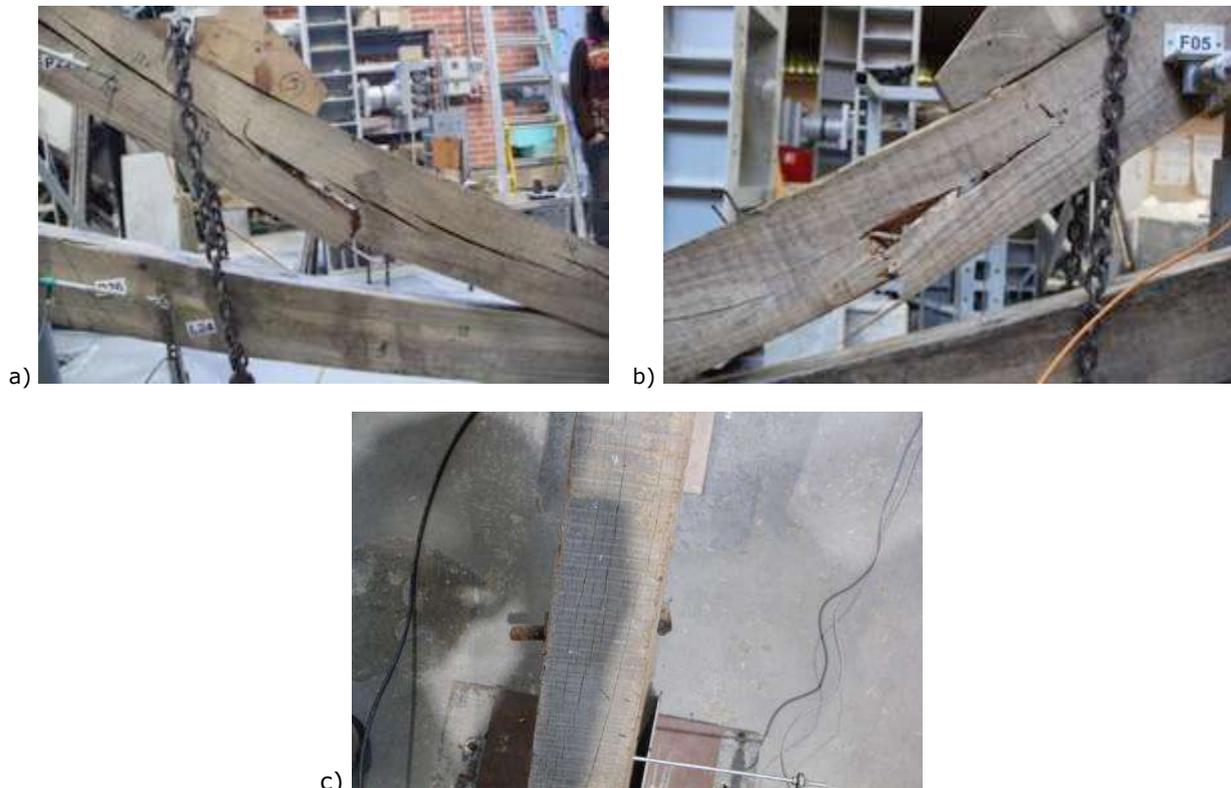


Figura 11 – Rotura da Asna 1: a) vista principal; b) vista posterior; c) rotação do ligador na ligação perna e escora.

A Asna 2 apresentou a rotura na ligação entre a escora e a perna, conforme se mostra na Figura 12. Deve notar-se que previamente ao ensaio este nó apresentava fendas na perna direita sobre o entalhe com a escora (Figura 12.c). Estas fendas poderão assim ter contribuído para a rotura prematura deste nó. No entanto, a Asna 2 apresentou uma resistência 61% superior à Asna 1, evidenciando um comportamento globalmente superior. O diferencial de força máxima obtido entre as duas asnas poderá ser explicado pelo maior número de defeitos (nós) da asna 1 comparativamente à asna 2.



Figura 12 – Rotura da Asna 2: a) vista geral da rotura da asna; b) rotura do nó; c) nó de ligação antes do ensaio.

## 4 - COMPARAÇÃO COM MODELOS NUMÉRICOS

### 4.1 - Introdução

Para comparação com os resultados experimentais e aferição do possível dimensionamento ou verificação de segurança de estruturas de madeira recorrendo a programas de cálculo automático, esta estrutura foi modelada no programa *Robot Structural Analysis 2019* (Autodesk Inc., 2018), procurando simular as condições de ensaio. A Figura 13 apresenta a configuração do modelo numérico considerado para simulação do resultado experimental. Apesar de algumas diferenças dimensionais dos elementos estruturais das 2 asnas, foi utilizado apenas um modelo numérico.

Foram utilizados elementos de barra na simulação dos elementos das asnas, destacando-se que o efeito do entalhe foi simulado através de redução de secção. Considerou-se também apoios duplos com um "Gap element" na direção horizontal com espaçamento igual ao de ensaio (3 cm em ambos os lados dos apoios).

Suscitando dúvidas quanto ao real desempenho e rigidez da ligação entre o nó de interseção das duas escoras, foram desenvolvidos e comparados dois modelos alternativos: i) sem ligação entre as duas escoras; ii) com ligação articulada entre as duas escoras.

O carregamento foi considerado nos pontos de aplicação das cargas de ensaio, tendo-se utilizado o valor máximo dos dois ensaios para validar, neste caso da Asna 2 devido ao modo de rotura que evidencia o esgotamento da capacidade resistente da madeira. Desta forma, pretende-se verificar a capacidade de o modelo numérico reproduzir os resultados reais.

Procedeu-se à verificação de segurança dos elementos estruturais com recurso ao programa de cálculo, tendo por base os critérios de segurança do Eurocódigo 5 (CEN, 2004). Tendo em conta o contraventamento colocado para evitar a encurvadura das pernas, não foi considerada esta

instabilidade no cálculo numérico. Contudo, refere-se que em casos reais, deverá ser aferido o grau de ligação das asnas aos elementos perpendiculares (como madres) e verificar se estes têm capacidade para restringir a encurvadura e colocar o valor correspondente.

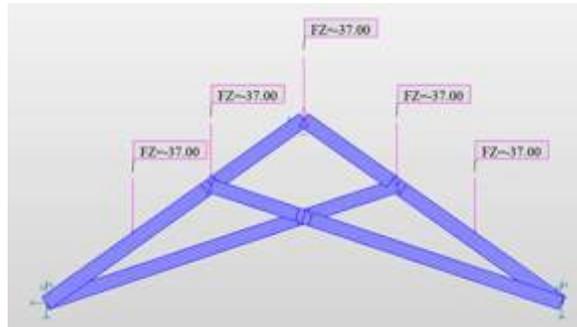


Figura 13 - Modelo numérico utilizado para simulação dos ensaios.

Realça-se que para simulação das cargas de ensaio foi considerada uma classe de serviço 1 e uma duração de ação instantânea para a carga de ensaio ( $k_{mod} = 1,1$ ), não se tendo considerado coeficiente de redução do material. Relativamente à classe resistente da madeira, foi considerada D40 como valor resultante da análise da EN338 onde é atribuída a mínima classe D30 para folhosas e dos resultados apresentados por de Vries (2010), onde é atribuída uma classe D50 para peças circulares, evidenciando mesmo a obtenção de valores de resistência à flexão equivalentes a D70.

#### 4.2 - Resultados obtidos

Os resultados obtidos permitiram avaliar a capacidade de simulação do comportamento da asna através de modelos numéricos simplificados. A Figura 14 representa os diagramas de esforço axial e de momentos fletores para a situação de carga apresentada, comparando os dois modelos de cálculo. Nota-se a distribuição de esforços nas escoras bastante distinta entre os dois modelos, revelando a influência do elemento de ligação entre as duas escoras.

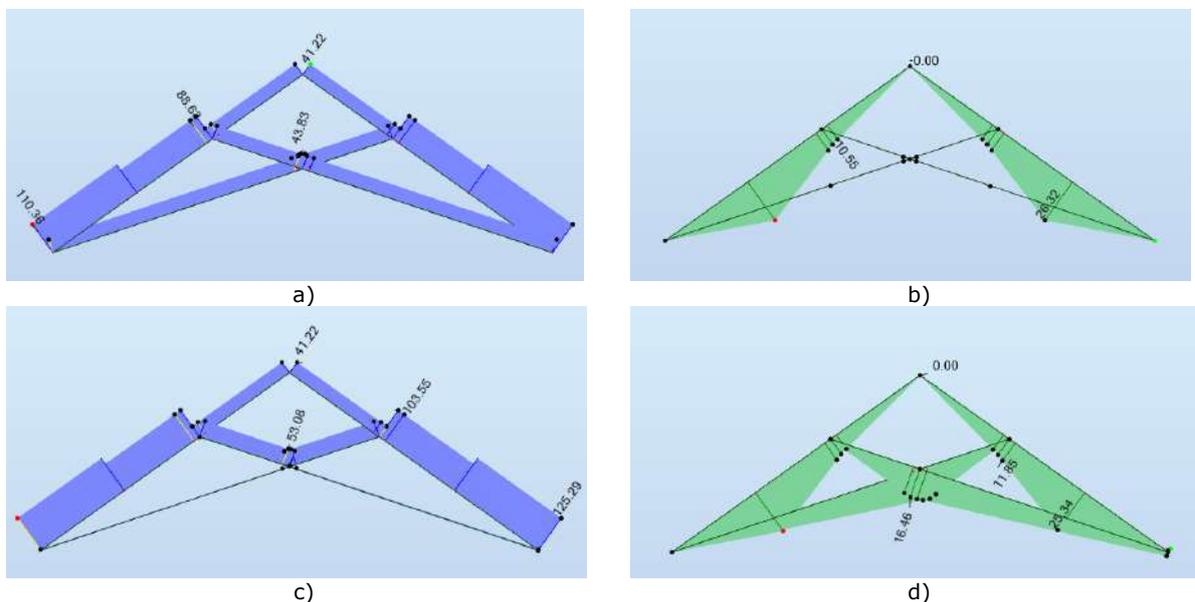


Figura 14 - Diagramas de esforços: a) esforço axial [kN] no modelo sem ligação entre escoras; b) momento fletor [kN.m] no modelo sem ligação entre escoras; c) esforço axial [kN] no modelo com ligação articulada entre escoras; d) momento fletor [kN.m] no modelo com ligação articulada entre escoras.

No segundo modelo, a compatibilidade assegurada pela ligação acarreta, numa primeira fase, enquanto existe folga nos apoios horizontais, esforços de tração nas duas escoras inferiores. Só depois do encosto, esta zona da escora começa a ser comprimida. A compatibilidade mobiliza também esforço transversal nestas peças e conseqüentemente momentos fletores significativos.

Tabela 4 – Resultados obtidos na avaliação de segurança através dos modelos numéricos.

a) modelo sem ligação entre escoras

Elemento	Posição	Rácio segurança	Tipo de esforço condicionante
Perna (1/2 secção)	Entalhe ligação perna-escora	<b>1.01</b>	Compressão
Perna	Meio vão, sob madre	<b>0.96</b>	Flexão composta
Escora (1/2 secção)	Ligação central escora-escora	<b>0.06</b>	Compressão

b) modelo com ligação articulada entre escoras

Elemento	Posição	Rácio segurança	Tipo de esforço condicionante
Perna (1/2 secção)	Entalhe ligação perna-escora	<b>1.03</b>	Compressão
Perna	Meio vão, sob madre	<b>0.96</b>	Flexão composta
Escora (1/2 secção)	Ligação central escora-escora	<b>1.54</b>	Flexão composta

Complementarmente, a Tabela 5 apresenta a comparação entre os resultados experimentais e os numéricos mais relevantes, nomeadamente a média da reação horizontal nos apoios ( $F_h$ ), a deformação máxima vertical da perna no apoio da madre (F2) e a deformação a meio-vão (F7).

Tendo por base de comparação os resultados obtidos no ensaio da Asna 2, observa-se que o modelo com a ligação entre escoras é aquele que globalmente mais se aproxima do comportamento da estrutura real. Assinala-se a concordância entre reações horizontais ( $F_h$ ) e a melhor aproximação dos deslocamentos para o nó intermédio das escoras (F7).

Tabela 5 – Comparação de resultados obtidos entre modelo numérico e experimental

	$F_h$ [kN]	F2 [mm]	F7 [mm]
<b>Numérico i (sem ligação)</b>	120.6	60.6	43.3
<b>Numérico ii (com ligação)</b>	91.2	60.0	89.5
<b>Asna 1</b>	56.2	69.3	82.3
<b>Asna 2</b>	95.4	104.2	115.5

A Figura 15 representa a relação entre forças e deslocamentos, comparando os resultados numéricos com os experimentais obtidos na Asna 2. Confirmando os resultados anteriores, também aqui o modelo com ligação entre pernas (Num. ii) é o que melhor se ajusta aos resultados do ensaio experimental. Pode-se observar uma concordância aceitável entre resultados na fase de ensaio, em que a estrutura se encontra simplesmente apoiada.

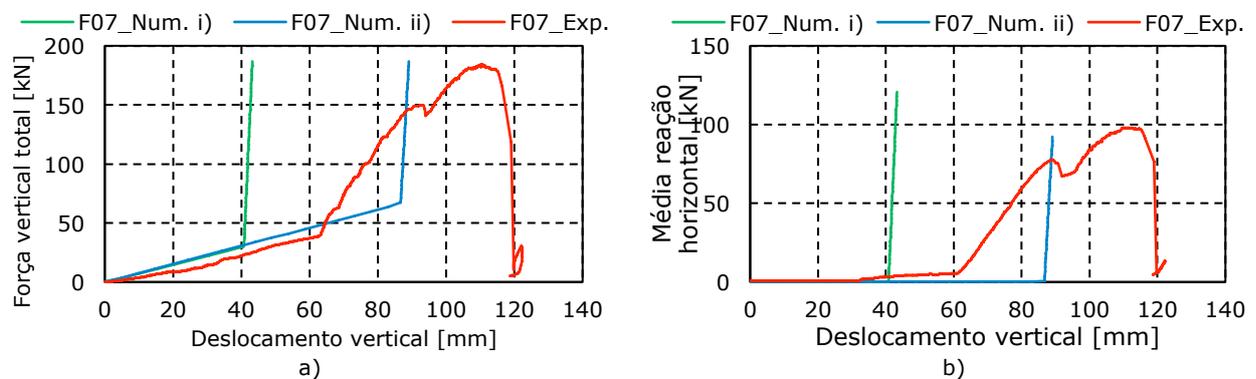


Figura 15 – Comparação entre resultados numéricos e experimentais: a) força vertical total vs. deslocamento vertical; b) média das reações horizontais vs. deslocamento vertical.

Na fase seguinte, já com a estrutura restringida horizontalmente, a rigidez do modelo numérico é significativamente superior. Deve notar-se o comportamento não-linear da estrutura real patente na cedência das ligações e, por conseguinte, no deslocamento relativo entre peças (ver, por exemplo,

desvio na ligação na Figura 11.c), assim como a rotura pontual das fibras de madeira anteriormente reportada e não captadas no modelo elástico linear simplificado.

## 5 - CONCLUSÕES

Com o objetivo de avaliar o comportamento estrutural de asnas de madeira de Eucalipto em tesoura, aferir a sua capacidade de carga e o seu desempenho último foram ensaiadas até à rotura duas asnas reais, com cerca de 7 metros de vão. Apresentou-se o sistema de ensaio, bem como os principais resultados obtidos experimentalmente.

Nos ensaios experimentais, verificou-se que a Asna 2 resistiu a uma força cerca de 60% superior à da Asna 1. Apesar dos elementos da Asna 2 apresentarem, no geral, menores secções transversais, este incremento de carga última aparenta estar relacionado com o facto de os defeitos naturais da madeira estarem posicionados em secções diferentes das asnas.

Com base na análise efetuada, seria previsível a rotura ocorrer nas ligações entre peças, zona mais frágil devido à ligação do tipo meia madeira, refletindo a diminuição de seção nesta zona de esforços condicionantes. A Asna 2 apresentou rotura efetivamente na zona do nó confirmando a previsão. Na Asna 1, a rotura deu-se por flexão da perna direita numa zona com fendas prévias ao ensaio e com a presença de nó na face tracionada.

A previsão da capacidade de carga última destas estruturas, por via numérica, tendo por base os critérios de segurança do Eurocódigo 5, foi conservativa. Na comparação entre dois modelos, com e sem ligação entre escoras, o modelo com ligação foi aquele que mais se aproximou do comportamento global da estrutura ensaiada. No entanto revelou ser demasiado conservativo na avaliação da segurança na zona de ligação. Poderá explicar-se esta limitação com base em dois fatores: i) nos ensaios, observou-se que a ligação meia-madeira, devido à rotação da madeira na zona do ligador, permitia o encosto total entre as secções cortadas, conferindo uma rigidez adicional às peças, funcionando as duas meias peças em conjunto; ii) ausência de nós importantes na zona da ligação.

Destaca-se, desta forma, a elevada capacidade resistente das asnas ensaiadas, nas condições reais da cobertura de origem, correspondente a cargas gravíticas distribuídas entre 4.54 kN/m<sup>2</sup> e 7.3 kN/m<sup>2</sup>, muito superiores às cargas tipicamente associadas a este tipo de coberturas. Contudo, destaca-se que esta capacidade resistente foi obtida em condições de restrição parcial de deslocamentos horizontais, aumentando significativamente a capacidade resistente das asnas.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Aveleda, S.A., CS Construtora e NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.

## REFERÊNCIAS

Autodesk Inc. (2019). *Autodesk Robot Structural Analysis*, 2018.

CEN (2004). *Eurocode 5 – design of timber structures – Part 1-1 : General – Common rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization., Brussels.

de Vries (2010). *Strength grading of Eucalyptus round timber*. COST E53, 3 Janeiro, Lisboa.

IPQ (1995). NP 4305 - Madeira serrada de pinheiro bravo para estruturas, CT 14, Outubro de 1995, Instituto Português da Qualidade. DOI: CDU 674.03:691.11:624.07:539.4.

IPQ (1962). NP 180 Anomalias e defeitos da madeira, Edição 1, Instituto Português da Qualidade. DOI: CDU 001.4:674.03.004.64.

Tema 2

**NOVOS MATERIAIS**



## **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS**

### **ANALYSIS OF THE MECHANICAL BEHAVIOR OF THE FIBER REINFORCED CONCRETE**

Moreira, Inês; *Instituto Superior de Engenharia do Porto, Portugal, 1110734@isep.ipp.pt*  
Gomes, Ana; *EUROMODAL, Porto, Portugal, ana.gomes@euromodal.pt*  
Garcia, Maria da Luz; *Instituto Superior de Engenharia do Porto, Portugal, mlg@isep.ipp.pt*  
Araújo, Diogo; *EUROMODAL, Porto, Portugal, diogo.araujo@euromodal.pt*

#### **RESUMO**

Ao longo da vida útil de uma estrutura de engenharia civil, o betão encontra-se sujeito a deformações, causadas por fenómenos de retração, ou por tensões impostas. Com estes, surgem fissuras que o fragilizam, ficando, tanto o betão como a armadura, vulneráveis à penetração de substâncias agressivas presentes no meio ambiente, promovendo a sua degradação e redução do seu tempo de vida útil.

Ao se incorporarem fibras na amassadura de betão, encontra-se uma solução para mitigar ou minimizar o efeito da retração. Na reabilitação do património histórico e cultural, o betão com fibras é uma possibilidade para reforço das estruturas de madeira ou alvenaria. Contudo, não deve ser descurada a monitorização dos elementos estruturais, assim como um conhecimento consolidado sobre o comportamento mecânico deste betão. Benefícios como o incremento da resistência à tração em flexão, diminuição do congestionamento de armaduras convencionais e consequente redução da corrosão, proporcionam um aumento global da vida útil da estrutura, já que, a adição de fibras contribui largamente para a redução da fendilhação. Atendendo à esbelteza de algumas peças, a utilização de fibras torna-se uma solução de relevo face à tradicional armadura ordinária.

O betão reforçado com fibras permite colmatar alguns problemas em zonas de elevado risco sísmico ou propensas a fenómenos explosivos, uma vez que as fibras potenciam ao betão um aumento da ductilidade e da resistência às ações cíclicas e de impacto.

Foram executados ensaios de avaliação da resistência mecânica do betão, como o CMOD – Crack Mouth Open Displacement, no Laboratório de Ensaios de Materiais da EUROMODAL, com a finalidade de comparar a respetiva resistência do betão quando reforçado com diferentes tipos de fibras. Pretende-se que a adição de fibras possibilite a redução da diferença entre capacidades resistentes do betão, redução da fissuração e maior capacidade de absorção de energia.

#### **ABSTRACT**

Throughout the life of a civil engineering structure, concrete is exposed to deformations, caused by retraction phenomena, or by imposed stresses. With those, fissures emerge that weaken it, leaving both the concrete and the rebars vulnerable to the penetration of aggressive substances present in the environment, promoting its degradation and reduction of its useful life.

When fibers are incorporated in the concrete mix, a solution is found to mitigate or minimize the effect of retraction. In the rehabilitation of historical and cultural heritage, fiber concrete is a possibility to reinforce the structures of wood or masonry, however, it should not be neglected the monitoring of the structural elements, as well as a consolidated knowledge about the mechanical behaviour of this concrete. Benefits such as increased tensile strength in bending, reduced congestion of conventional reinforcement and consequent reduction of corrosion, provide an overall increase in the useful life of the structure, since the addition of fibers contributes greatly to the reduction of cracking. Given the slimness of some parts, the use of fibers becomes a solution of relief compared to traditional ordinary reinforcement.

Fiber reinforced concrete makes it possible to overcome some problems in areas of high seismic risk or prone to explosive phenomena, since the fibers increase the ductility and resistance to cyclic and impact actions.

Mechanical resistance tests of concrete, such as CMOD – Crack Mouth Open Displacement, were performed at the Materials Testing Laboratory of EUROMODAL, in order to compare the concrete strength when reinforced with different types of fibers. It is intended that the addition of fibers allows

the reduction of the difference between the concrete's toughness, reduction of cracking and greater capacity of energy absorption.

## 1 - INTRODUÇÃO

A aplicabilidade dos betões reforçados com fibras estende-se à sua utilização de forma isolada ou em conjunto com armaduras ordinárias ou de pré-esforço, existindo também a possibilidade de serem empregues como materiais de reparação e reabilitação.

Os betões reforçados com fibras podem ser aplicados em peças de espessura menor, como: tubos, postes elétricos e lajes de pavimento ou, combinados com outros materiais, atuando como reforço em estruturas capazes de resistir a impactos como sismos, rodeando vigas, pilares pré-existentes, barras ou treliças de aço, promovendo uma melhoria da sua ductilidade e resistência ao fogo (Ribeiro, 2012).

Com o intuito de tecer um estudo preciso sobre o comportamento do betão quando reforçado com diferentes tipos de fibras, foram elaboradas uma série de produções, assim como subsequentes ensaios de resistência, destrutivos e não destrutivos, como modo de avaliar os benefícios da adição de fibras ao betão.

Numa fase inicial, idealizou-se uma mistura base através do método de Faury para obtenção de um betão de classe XC4, capaz de apresentar todas as características definidas para esta classe de exposição e previamente referidas, como um elevado desempenho mecânico a qualquer idade e o desenvolvimento bastante rápido das suas resistências mecânicas (NP EN 206:2013 + A1:2017, 2017)

É de salientar que o betão elaborado possui uma designação do tipo C30/37 XC4 D22, mediante o definido em NP EN 206:2013 + A1, de 2017. Todos os procedimentos associados ao fabrico destes provetes foram elaborados em consonância com a Norma já referida e NP EN 14845-1, de 2008, tendo sido posteriormente colocados em câmara húmida durante 24 horas, desmoldados, etiquetados e depositados num tanque de cura ao longo de um período de 28 dias (NP EN 14845-1, 2008); (NP EN 206:2013 + A1:2017, 2017).

No Quadro 1 abaixo apresentado, é possível a verificação das quantidades de cada componente utilizadas para a elaboração de 1m<sup>3</sup> de betão de controlo.

Quadro 1 – Composição do betão de controlo, em kg

Componentes	Para 1 m <sup>3</sup> de betão
Areia fina	205,00
Areia média	727,00
Gravilha 1	708,00
Gravilha 2	224,00
Woerment FM 830	2,14
Lentan VZ SP	1,25
CEM I 52,5 R SECIL	249,00
Cinza Volante (Sines)	107,00
Água	154,00

Com base nesta mistura, foram adicionadas fibras comercializadas no mercado nacional, sempre sob a mesma proporção, sendo que as mesmas se encontram caracterizadas no Quadro 2 e na Figura 1.



Figura 1 – Algumas das fibras utilizadas

Quadro 2 – Características das fibras a utilizar

Tipo de Fibra	Fibra	Massa volúmica (g/cm <sup>3</sup> )	Material Constituinte	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Resistência à Tração (MPa)
Aço	BASF Masterfiber502	7,56	Aço	1,00	50	1000
	BASF Masterfiber503	7,54	Aço	0,75	35	1200
	BASF Masterfiber482	7,69	Aço	0,20	13	3100
Polimérica	BASF Masterfiber248	0,87	Polipropileno	0,85	48	400
	BASF Masterfiber246	0,83	Poliolefina	0,75	40	448
	Chryso	0,67	Polietileno e Polipropileno	-	50	650

Através da verificação da massa volúmica de cada fibra, foi calculado um valor a utilizar a partir da relação de 30 kg de fibra de aço para 1 m<sup>3</sup> de betão. Findo o período de cura de 28 dias regulado pelos elementos Normativos em vigor, foram efetuados uma série de ensaios ao betão reforçado com fibras de aço e poliméricas, utilizando sempre como elemento de comparação o betão de controlo. Alguns exemplos destas produções encontram-se representados na Figura 2.



a) Cubos reforçados com Masterfiber503



b) Prismas reforçados com Masterfiber246

Figura 2 – Exemplos de algumas produções de betão reforçado com fibras

Foram efetuados ensaios de resistência às diferentes produções como resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à flexão, CMOD e a nível não destrutivo o ensaio da resistividade.

## 2 - ENSAIOS EFETUADOS

### 2.1 - Ensaio da resistividade

O ensaio da resistividade permite a avaliação da velocidade da corrosão em armaduras, graças à presença de iões cloreto na própria estrutura. A resistividade é mais baixa em betões húmidos, no entanto em ambientes com humidade relativa constante esta sofre um acréscimo. Quando a temperatura aumenta, a resistividade diminui e consequentemente é verificado um aumento da mobilidade dos iões.

Para a realização deste ensaio foi utilizada a técnica dos 4 eléttodos, aplicável a um cubo de cada produção quando estes já não se encontravam saturados, estando depositados em ambiente de humidade relativa constante, podendo-se observar que quando a resistividade é baixa, a probabilidade de corrosão aumenta. Deste modo, com valores superiores deste parâmetro é garantida uma maior durabilidade da estrutura, como se pode analisar abaixo no Quadro 3. Já no Quadro 4, são apresentados os valores obtidos para o ensaio da resistividade nos provetes cúbicos analisados.

Quadro 3 – Valores limite para risco de corrosão (Fonte: adaptado do manual de instruções Resipod)

Resistividade, em $k\Omega\text{cm}$	Risco associado
$\leq 10$	Elevado risco
10 a 50	Risco moderado
50 a 100	Baixo risco
$\geq 100$	Risco insignificante

Quadro 4 – Valores obtidos para cada tipo de produção

Tipo de fibra	Tipo de produção	Resistividade, em $k\Omega\text{cm}$ (valor médio)	Desvio padrão, em $k\Omega\text{cm}$	Risco associado
-	Referência	112,7	6,1	Risco insignificante
Aço	Masterfiber502	64,5	4,5	Baixo risco
	Masterfiber503	63,1	11,0	Baixo risco
	Masterfiber482	85,0	8,1	Baixo risco
Polimérica	Masterfiber246	77,4	5,0	Baixo risco
	Masterfiber248	67,5	1,9	Baixo risco
	Chryso	70,3	3,7	Baixo risco

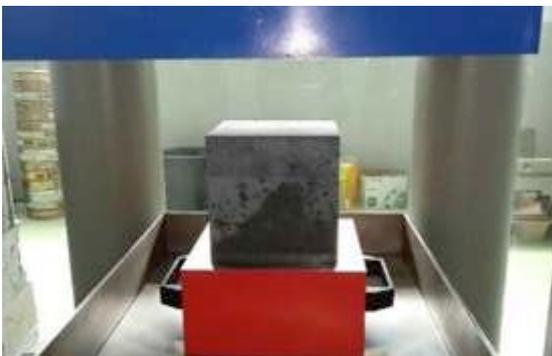
Pela análise do Quadro 4, é possível verificar-se que com a adição de fibras é mantido um risco muito baixo relativamente à corrosão, garantindo-se uma durabilidade das estruturas. É de salientar que este estudo foi efetuado em provetes com idades iguais, sempre superiores a 28 dias, de modo a manter-se uma homogeneidade nos resultados obtidos. Assim é possível concluir-se que a utilização de fibras como material de reforço em estruturas no âmbito da reabilitação do património histórico, não afeta a durabilidade da mesma.

## 2.2 - Ensaio de resistência à compressão

No elemento Normativo NP EN 12390-3, de 2011, é especificado um método para determinação da resistência à compressão de provetes de betão endurecido, sendo permitido o estudo e análise a provetes cúbicos, cilíndricos e a carotes. Neste artigo apenas serão abordados provetes cúbicos, de dimensões  $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$  e idade igual a 28 dias.

O princípio deste ensaio pode ser descrito aferindo que os provetes são ensaiados numa máquina de ensaio de compressão em conformidade com os elementos normativos em vigor até à rotura, como se pode observar na figura abaixo apresentada. No final, regista-se o valor da carga máxima suportada e é efetuado o cálculo do valor da resistência à compressão do betão.

Na Figura 3, é possível observar-se o posicionamento do provete no equipamento de ensaio e o tipo de rotura para um cubo de betão reforçado com fibras.



a) Colocação de um cubo no equipamento de ensaio



b) Rotura apresentada no final do ensaio

Figura 3 – Realização de ensaio de resistência à compressão em cubos

Foram sujeitos a este ensaio dois provetes de cada produção, pelo que no gráfico representado na Figura 4, se encontram explicitados os valores médios obtidos para cada conjunto de provetes

analisado relativamente à sua resistência à compressão. É de salientar que apesar da Norma referir que os valores obtidos devem ser apresentados com aproximação a uma casa decimal, por forma a facilitar cálculos futuros optou-se pela colocação de duas casas decimais.



Figura 4 – Resultados obtidos para resistência à compressão, em cubos

Deste modo, a partir da realização deste ensaio foi possível concluir-se que a adição de fibras possibilitou um incremento do valor da resistência à compressão em algumas das produções de betão, nomeadamente nos que foram reforçados com fibra de aço Masterfiber482 e fibra polimérica Chryso sendo que nos outros casos as alterações não são significativas.

É possível aferir-se também, que apesar de não se observarem diferenças significativas quanto ao aumento do valor resistente, a estrutura não apresenta deformações de grandes dimensões, expondo maioritariamente fissuras ao invés de uma rotura total.

Uma vez que o valor mais alto de resistência foi obtido para a produção reforçada com a fibra de aço que apresenta uma maior massa volúmica e uma menor dimensão comparativamente a todas as outras utilizadas, é possível garantir-se que com a adição de uma dosagem correta deste material, é exequível a garantia de resultados favoráveis relativamente a este tipo de ensaio.

### 2.3 - Ensaio do módulo de elasticidade secante

A obtenção do módulo de elasticidade secante é especificada em NP EN 12390-13, de 2014. De uma forma resumida é possível obterem-se dois tipos de módulo de elasticidade, através da utilização de dois métodos distintos: o método A e o método B. Deve-se referir o módulo de elasticidade secante à compressão é a inclinação da secante.

No betão, o módulo de elasticidade é um fator extremamente importante para a avaliação da sua capacidade de deformação quando aplicável a edifícios e estruturas. Assim, a sua determinação exata revela-se crucial para um controlo da deformabilidade (Gul, et al., 2014).

Assim, de acordo com o definido no presente elemento Normativo, foram efetuados os ensaios correspondentes às duas metodologias a cilindros de controlo e reforçados com todas as fibras já referidas, sempre com as dimensões 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura. Os resultados apresentam-se em forma de gráfico na Figura 5.



a) Resultados segundo Método A

b) Resultados segundo Método B

Figura 5 – Análise de resultados comparativamente ao módulo de elasticidade

Relativamente aos resultados observados para o método A, os maiores valores quer para módulo inicial, quer para módulo de estabilização, são obtidos nas produções reforçadas com a fibra polimérica Masterfiber248 e com a fibra de aço Masterfiber482. Já no caso do método B, o resultado superior é apresentado para a produção reforçada com a mesma fibra polimérica Masterfiber248.

A desigualdade de valores observada em cilindros reforçados com fibras do mesmo tipo pode ser traduzida pela diferença de comprimento existente entre as mesmas, já que as fibras mais curtas podem romper, criando microfissuras em torno do pico de tensão e conseqüentemente proporcionar um menor efeito quando comparado a fibras de maiores dimensões.

É de salientar que este estudo é efetuado ainda em regime elástico, analisando-se as micro deformações ocorridas no provete, sem que este seja destruído. É também importante considerar que o próprio módulo de elasticidade de cada uma das fibras utilizadas possa também influenciar o resultado final.

Pode-se então verificar que a adição de fibras à mistura inicial promoveu a obtenção de um valor superior relativamente a este parâmetro. Isto pode traduzir-se numa durabilidade superior, já que um valor superior de módulo de elasticidade implica uma maior tensão exercida para obtenção de um mesmo grau de deformação. É também possível fazer-se uma ponte entre os resultados obtidos para este ensaio e para o ensaio de resistência à compressão já que no final o provete é ensaiado quanto à sua resistência de modo a se verificar a veracidade dos resultados.

#### 2.4 - Ensaio de resistência à flexão

Este ensaio é definido e efetuado segundo a Norma NP EN 12390-5, de 2009, sendo aqui descrita uma metodologia para obtenção da resistência à flexão de provetes de betão endurecido.

Segundo a presente Norma, este ensaio consiste na aplicação de um momento fletor no elemento a analisar através de uma carga com roletes colocada na parte superior e inferior do mesmo, a observar na Figura 6. No final é registada a carga máxima aplicada e calculada a resistência do provete prismático à flexão. Deste modo, o ensaio foi efetuado em provetes prismáticos de betão de controlo e com reforço de fibras, de dimensões 150 x 150 x 550 mm<sup>3</sup>.



a) Rotura por flexão num prisma de controlo



b) Fissura obtida para um prisma reforçado com fibras

Figura 6 – Ensaio de resistência à flexão em provetes prismáticos

Posto isto, e seguindo todos os trâmites definidos na Norma em questão, apresentam-se no gráfico da Figura 7 os resultados referentes à aplicação deste ensaio.



Figura 7 – Gráfico relativo aos resultados do ensaio de resistência à flexão

Pela análise do gráfico acima, é possível aferir-se que com a adição de fibras à mistura inicial melhorou-se a resistência à flexão do mesmo. Isto pode ser justificado pelo facto do betão por si só apenas resistir à compressão, assim ao ser reforçado é possível obterem-se valores superiores de resistência.

O aumento da tensão de rotura das produções reforçadas com fibras pode-se traduzir numa maior resistência à fendilhação e, conseqüentemente, uma durabilidade superior do próprio material, indo de acordo ao já estudado por Barros, em 1996 e como também se poderá verificar mais adiante na análise do ensaio de CMOD.

## 2.5 - Ensaio CMOD – Crack Mouth Open Displacement

Num betão reforçado com fibras, características como a sua ductilidade podem ser representadas através de uma resistência obtida a partir de ensaios experimentais, como o caso de CMOD – Crack Mouth Open Displacement. Esta tenacidade pode ser determinada por meio de vários métodos, muitos deles já abordados previamente como resistência à compressão, flexão, entre outros que possam representar a resposta do provete pós-fendilhação. No entanto a avaliação da ductilidade do betão depende de parâmetros como o tamanho e geometria da amostra utilizada, critérios de análise e do próprio equipamento experimental utilizado (Gopalaratnam, et al., 1995).

Como resposta a este tipo de questões, na Norma EN 14651, de 2005, é descrito um método para determinação do limite de proporcionalidade e valores de resistência residual à flexão em provetes prismáticos reforçados com fibras metálicas de dimensão não superior a 60 mm, sendo que o valor de CMOD, ou abertura da fissura, se caracteriza pelo deslocamento linear medido por um transdutor localizado no prisma de forma subjacente a uma carga centrada.

Ora, apesar da Norma em causa referir a aplicação deste ensaio apenas para fibras metálicas achou-se por bem estudar o comportamento do provete mesmo quando este é reforçado com fibras poliméricas de forma a que se possa analisar de forma mais aprofundada a resistência residual à flexão segundo indicam NP EN 14889-1, de 2008 e NP EN 14889-2, de 2008, elementos Normativos responsáveis por definir e especificar as fibras a utilizar no betão, nomeadamente fibras de aço e fibras poliméricas.

São executadas algumas alterações nos prismas, nomeadamente a execução de um entalhe e colocação de um transdutor ao longo do eixo longitudinal, por forma a ser possível a medição do deslocamento e conseqüentemente o respetivo valor de CMOD (EN 14651, 2005). Deste modo, os prismas são colocados no equipamento de ensaio na posição a observar na Figura 8. Os resultados obtidos relativamente à força máxima exercida, encontram-se apresentados no gráfico da Figura 9.



a) Colocação de um prisma no equipamento de ensaio



b) Exemplo de fissura obtida no final do ensaio

Figura 8 – Realização do ensaio de CMOD a prismas com fibras



Figura 9 – Resultados do ensaio de CMOD, em prismas reforçados com fibras

Através da análise da Figura 9 pode-se aferir que a maior força exercida, para uma abertura superior a 4 mm, ocorreu para uma produção reforçada com fibras de aço Masterfiber502. É possível então verificar-se, na generalidade dos casos, que em produções reforçadas com fibras de aço se atingem maiores valores de força aplicada para uma mesma abertura de fenda.

Como já foi referido, é um ensaio realizado com o intuito de avaliar o limite de proporcionalidade, ou seja, o ponto a partir do qual a relação observada entre a força e a flecha deixa de ser linear, assim como os seus valores de resistência residual à flexão, na Figura 10, abaixo apresentada é possível observar-se a evolução da força exercida, mediante o deslocamento da fissura para cada um dos prismas reforçados com fibras analisado.



Figura 10 – Gráfico representativo da força versus abertura da fenda, no ensaio de CMOD

De uma forma geral, a força exercida relaciona-se intimamente com a capacidade de absorção de energia do betão durante o período em que as fibras sofrem rotura. Assim, é possível afirmar-se que as fibras de aço Masterfiber502 e Masterfiber482 promovem uma maior absorção de energia face às restantes fibras, uma vez que suportam uma maior carga, revelando-se mais resistentes e em consonância ao estudado por Gopalaratnam, et al., em 1995 e por Barros, et al., em 1999.

Posto isto, pode-se concluir que quando o betão é reforçado com fibras de aço atinge valores mais elevados relativamente à sua resistência à flexão, indo de encontro a estudos já previamente efetuados por Barros, em 2001.

### 3 - CONCLUSÕES

Antes de mais é importante referir que apesar dos constituintes-base das misturas serem sempre os mesmos para todas as produções, por vezes pequenas alterações a nível da origem dos materiais utilizados tornam-se significativas, acarretando variações a nível de aspeto, resistências mecânicas atingidas, entre outras. Deste modo, torna-se extremamente importante a realização de produções de controlo sempre que ocorra a necessidade imperativa de alteração de algum componente, pois assim existe sempre algum elemento que possa ser comparável com precisão.

Assim, ao longo dos diferentes ensaios enumerados foi possível observar-se que a adição de fibras à mistura inicial acarretou melhorias a nível de resistências mecânicas, originando resultados satisfatórios face às produções de controlo ou referência, como era esperado. Nos quadros abaixo, Quadro 5 e Quadro 6 pode-se analisar a diferença, positiva ou negativa, da adição de fibras face aos diferentes ensaios efetuados. Para isto, foi calculada uma razão entre o resultado obtido para uma produção de referência e o resultado numa produção reforçada com fibras.

Quadro 5 – Variação dos valores obtidos para betão de referência versus betão com fibras, em percentagem

Tipo	Referência	Resistividade	Resistência à flexão	Resistência à compressão	Módulo de elasticidade secante
Aço	Reforçada com Masterfiber502	-43%	+11%	-5%	-1%
	Reforçada com Masterfiber503	-44%	+16%	-35%	+8%
	Reforçada com Masterfiber482	-66%	+33%	+3%	+2%
Polimérica	Reforçada com Masterfiber246	-31%	+22%	0%	+25%
	Reforçada com Masterfiber248	-40%	+13%	-6%	+13%
	Reforçada com Chryso	-38%	-	0%	-

A partir da análise do Quadro 5 é possível comprovar-se que na generalidade dos casos, a fibra que originou maiores benefícios foi a fibra metálica Masterfiber482, pelo que se pode concluir que a sua utilização como reforço é uma boa opção visto ser a que acarreta melhores resultados a nível de resistência mecânica. Há que salientar que apesar de se tratar de uma fibra metálica, o que

geralmente se encontra associado a um maior investimento, devido às suas dimensões reduzidas torna-se numa boa solução, sendo muitas vezes utilizadas como reforço em cofres e caixas-fortes.

Em ensaios como CMOD, não é possível calcular-se uma relação face ao betão de referência já que, como foi abordado previamente, apenas são elaboradas produções de prismas reforçados com fibras. No Quadro 6 são apresentados os diversos resultados atingidos neste ensaio para as variadas produções.

Quadro 6 – Estudo comparativo das resistências mecânicas em ensaio de CMOD

Referência	Força atingida no ensaio CMOD, em N
Reforçada com Masterfiber502	21303,9
Reforçada com Masterfiber503	15285,0
Reforçada com Masterfiber246	17082,0
Reforçada com Masterfiber248	14303,7
Reforçada com Masterfiber482	17964,6

Neste caso, não existe uma relação tão óbvia como nos casos anteriores em que uma mesma fibra apresentava bons resultados em ensaios distintos. Contudo, através de uma análise cuidada é possível observar que os melhores efeitos são garantidos para fibras metálicas do tipo Masterfiber502, com dimensões consideráveis e como tal mais dispendiosas por serem constituídas por aço, no entanto pode-se também aferir que a fibra Masterfiber246 também garante bons resultados quer a nível de força atingida, quer a nível do valor de módulo de elasticidade secante. Como já foi referido, este aumento pode traduzir-se numa durabilidade superior, já que um valor superior de módulo de elasticidade implica uma maior tensão exercida para obtenção de um mesmo grau de deformação. Assim, uma vez que esta é polimérica assume um custo mais económico, aliado a bons resultados, revelando-se uma boa escolha face às fibras metálicas.

Posto isto, pode-se finalizar esta conclusão reforçando que a escolha de uma dada fibra para reforço de betão deve ser analisada atendendo à utilização futura dessa mesma estrutura, pois só isso permite a avaliação da mesma como melhor ou pior material.

Na continuidade deste artigo, seria interessante a realização de um estudo comparativo entre provetes de betão reforçados com fibras e provetes com armadura ordinária, com o intuito de avaliar qual obteria melhores resultados a longo prazo.

## AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo agradecem o apoio financeiro da União Europeia para a criação de um laboratório de topo, que permitiu o desenvolvimento e estudo apresentado neste artigo.



## REFERÊNCIAS

- Barros, J.A.O. 1996. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO POR INTERMÉDIO DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS. 1996, p. 21.
- Barros, J.A.O., Cruz, J. Sena e Ulrix, Erik. 1999. Avaliação Da Capacidade De Absorção De Energia De Fibras De Aço. Guimarães : Universidade do Minho, 1999. p. 12.
- Barros, Joaquim António de Oliveira. 1995. Comportamento de Betão Reforçado com Fibras - Análise experimental e simulação numérica. Engenharia Civil, FEUP. Porto : s.n., 1995. p. 530.
- Barros, Joaquim António Oliveira de. 2001. BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO - CONCEITOS FUNDAMENTAIS. s.l. : APEB, 2001. p. 9.

- Barros, Joaquim António Oliveira de. 2001. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS - PROPOSTAS RECENTES. s.l. : APEB, 2001. p. 12.
- EN 14651. 2005. > Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP) residual). Brussels: CEN, 2005.
- Gopalaratnam, V. S., et al. 1995. Characterization of the toughness of fiber reinforced concretes using the load-CMOD response. [ed.] Folker H. Wittmann. Freiburg : AEDIFICATIO Publishers, 1995.
- Gul, Misba, Bashir, Alsana e Naqash, Javed A. 2014. Study of Modulus of Elasticity of Steel Fiber Reinforced Concrete. International Journal of Engineering and Advanced Technology (IJEAT). s.l. : Blue Eyes Intelligence Engineering & Sciences Publications Pvt, Ltd., 2014. p. 6.
- NP EN 12390-13. 2014. > Ensaios do betão endurecido - Parte 13: Determinação do módulo de elasticidade secante à compressão. Lisboa: IPQ, 2014.
- NP EN 12390-3. 2011. > Ensaios do betão endurecido - Parte 3: Resistência à compressão de provetes. Lisboa: IPQ, 2011.
- NP EN 12390-5. 2009. > Ensaios do betão endurecido - Parte 5: Resistência à flexão de provetes. Lisboa: IPQ, 2009.
- NP EN 14889-1. 2008. > Fibras para betão - Parte 1: Fibras de aço - Definições, especificações e conformidade. Lisboa: IPQ, 2008.
- NP EN 14889-2. 2008. > Fibras para betão - Parte 1: Fibras poliméricas - Definições, especificações e conformidade. Lisboa: IPQ, 2008.
- NP EN 206:2013 + A1. 2017. > Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade. Lisboa: IPQ, 2017.
- Nunes, Júlio. 2012. Avaliação de Medidas para Mitigar a Retração no Betão. 2012, p. 10.
- Proceq, SA. 2017. Manual de instruções Resipod. Suíça: Proceq, 2017.



## **COMPORTAMENTO DO BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS – CAPACIDADE DE ABSORÇÃO DE ENERGIA COM FIBRAS DE AÇO E POLIMÉRICAS**

### **BEHAVIOR OF THE FIBER-REINFORCED CONCRETE - ENERGY ABSORPTION CAPACITY WITH STEEL AND POLYMERIC FIBERS**

Gomes, Ana; *EUROMODAL, Porto, Portugal, ana.gomes@euromodal.pt*

Moreira, Inês; *Instituto Superior de Engenharia do Porto, Portugal, 1110734@isep.ipp.pt*

Garcia, Maria da Luz; *Instituto Superior de Engenharia do Porto, Portugal, mlg@isep.ipp.pt*

Araújo, Diogo; *EUROMODAL, Porto, Portugal, diogo.araujo@euromodal.pt*

#### **RESUMO**

A introdução do betão reforçado com fibras nas estruturas possibilitou uma valorização construtiva e preservação do património edificado. A adição de fibras no betão promove uma melhoria da capacidade resistente, bem como da capacidade de absorção de energia, aumento da rigidez da estrutura e resistência ao fogo. Com a necessidade de construção de novas formas arquitetónicas, este tipo de betão viabilizou a criação de peças até agora impensáveis ou de difícil execução.

Atendendo às novas utilizações dos edifícios antigos e património histórico, o betão reforçado com fibras é uma solução construtiva para melhorar o comportamento à ação sísmica e capacidades resistentes superiores. Com a criação de infraestruturas como parques de estacionamento ou caves em edifícios antigos, há a necessidade de reforço das fundações, contenção dos solos e criação de muros de suporte. Em locais onde as condições de acesso sejam inapropriadas para a construção com armaduras tradicionais, o betão projetado reforçado com fibras revela-se uma ótima solução, dado o seu bom comportamento mecânico e adaptação às formas existentes.

O betão reforçado com fibras tem um bom comportamento à retração, colmata os esforços de retração iniciais, adaptando-se aos esforços impostos pelos deslocamentos das estruturas antigas sob a ação de novas cargas, sendo aconselhável a monitorização do comportamento da estrutura e suas ligações.

Este artigo tem como objetivo a apresentação e comparação dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais de betão reforçado com fibras, realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais da EUROMODAL (LEME), permitindo avaliar o seu comportamento, obtendo-se uma maior confiança no cálculo em fase de projeto.

Este trabalho mostra diferentes técnicas de ensaios não destrutivos em betão reforçado com fibras e a determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com diferentes fibras existentes no mercado.

#### **ABSTRACT**

The introduction in structures of fiber reinforced concrete made possible a constructive valorisation and preservation of the built heritage. The addition of fibers in the concrete promotes an improvement of the resistant capacity, as well as energy absorption capacity, increase of the stiffness of the structure and fire resistance. With the need to build new architectural forms, this type of concrete made possible the creation of pieces that were unthinkable or difficult to execute.

Given the new uses of old buildings and historical heritage, fiber reinforced concrete is a constructive solution to improve seismic behaviour and superior strength capabilities. With the creation of infrastructures such as car parks or basements in old buildings, there is a need to strengthen the foundations, contain the soils and create support walls. In places where the access conditions are inappropriate for the construction with traditional reinforcements, the fiber reinforced concrete proves to be an excellent solution, given its good mechanical behaviour and adaptation to the existing forms.

The fiber reinforced concrete has a good control to retraction behaviour, filling the initial retraction efforts, adapting to the efforts imposed by the displacements of the old structures under the action of new loads, being advisable to monitor the behaviour of the structure and its connections.

The aim of this paper is to present and compare the results obtained in laboratory tests of fiber reinforced concrete, performed at the Laboratory of Materials Tests of EUROMODAL (LEME), allowing to evaluate their behaviour, obtaining a greater confidence in structures design.

This work shows different techniques of non-destructive tests in fiber reinforced concrete and the determination of the energy absorption capacity of reinforced slabs with different fibers in the market.

## 1 - INTRODUÇÃO

Atendendo às novas utilizações dos edifícios antigos e património histórico, o betão reforçado com fibras é uma solução construtiva para melhorar o comportamento à ação sísmica e capacidades resistentes superiores. Com a criação de infraestruturas como parques de estacionamento ou caves em edifícios antigos, há a necessidade de reforço das fundações, contenção dos solos e criação de muros de suporte. Em locais onde as condições de acesso sejam inapropriadas para a construção com armaduras tradicionais, o betão projetado reforçado com fibras revela-se uma ótima solução, dado o seu bom comportamento mecânico e adaptação às formas existentes.

Com a evolução das necessidades a nível da construção civil e de outras indústrias, para além do betão tradicional, foram idealizadas outras variantes deste material, comumente denominados por betões modificados, com inúmeras vantagens e merecedores de referência. Estas alterações podem ser traduzidas pela presença de adições capazes de alterar algumas das propriedades da mistura conduzindo a betões de características muito particulares.

A resistência ao fogo das estruturas tem muita importância devido à segurança das vidas humanas e do património, pois um incêndio poderá levar uma estrutura ao seu colapso total ou parcial, com custos elevados. Os elementos estruturais deverão, assim, resistir em situação de incêndio, durante, pelo menos, o tempo necessário à evacuação das pessoas e para as operações de combate do incêndio (tempo de resistência ao fogo). A exposição a temperaturas elevadas origina uma degradação das propriedades mecânicas e químicas do betão, bem como níveis significativos de destacamento explosivo da sua superfície (*spalling*).

A exposição do betão reforçado com fibras a temperaturas elevadas conduz à desagregação deste (Figura 1) impossibilitando a avaliação das suas propriedades mecânicas residuais. Durante o ensaio deste tipo de betão não ocorre qualquer tipo de *spalling* nem desagregação, apenas sucedendo este último após vários dias da exposição à temperatura (Lourenço, et al., 2006).



Figura 1 – Desagregação de um provete cilíndrico de betão após exposição a 1000 °C. (Lourenço, et al., 2006)

Aproveitar a capacidade das fibras em suportar cargas em zonas fendilhadas do betão, no projeto estrutural é de boa prática. A investigação tem mostrado que a utilização de fibras no betão apresenta melhorias significativas relativamente à:

- Ductilidade,
- Resistência à fissuração,
- Resistência ao corte,
- Resistência ao impacto,
- Resistência última.

A utilização do betão reforçado com fibras combinado com pregagens é aconselhada para controlar deformações da massa rochosa e evitar o colapso, principalmente em maciços rochosos fracos, pois é de esperar a existência de deformações logo após a escavação da abertura subterrânea, podendo ocorrer deformações entre os 2-10 cm ou maiores em aberturas com vão de 10 m. (Grimstad, et al., 2002)

Os ensaios de determinação da capacidade de absorção de energia em lajes reforçadas com fibras, são mais representativos que os ensaios de ductilidade efetuados em vigas, pois traduzem resultados mais aproximados à realidade, no caso de revestimento de túneis. Este ensaio traduz mais fielmente a realidade devido às seguintes situações (Ulrix & Ferreira, 2011):

- Correspondência com um revestimento de betão projetado em túnel; a base de assentamento em quatro fronteiras simula a continuidade do revestimento em betão projetado,
- As fibras atuam pelo menos em duas direções e não apenas numa única (ensaio em vigas); o efeito de reforço das fibras no ensaio de placa é muito semelhante ao comportamento do revestimento real em betão projetado,
- Revela a capacidade de redistribuição da fissuração,
- Simula o comportamento estrutural do sistema de pregagem/betão projetado nas resistências à flexão e corte.

A Figura 2 mostra a diferença entre o revestimento do betão projetado com malha eletrosoldada e o betão projetado reforçado com fibras. Verifica-se que a moldagem ao terreno é superior, permitindo maior contacto da superfície ao betão.



Figura 2 – Comparação de revestimento do betão projetado e malha eletrosoldada vs betão projetado reforçado com fibras. (Ulrix & Ferreira, 2011)

A aplicação do betão reforçado com fibras revela-se vantajosa perante situações em que ocorra a necessidade de absorção de grandes quantidades de energia, se pretenda um aumento da resistência à tração, redução de fissuração, diminuição da segregação ou ainda em zonas onde não seja possível a colocação de armadura ordinária devido à esbelteza das peças (Yan, 2013).

É de salientar que a escolha do tipo de fibra a colocar numa amassadura de betão, depende muito da finalidade pretendida, deste modo salientam-se algumas propriedades relativas às fibras sintéticas mais utilizadas como polímeros, aço e carbono (Figura 3).

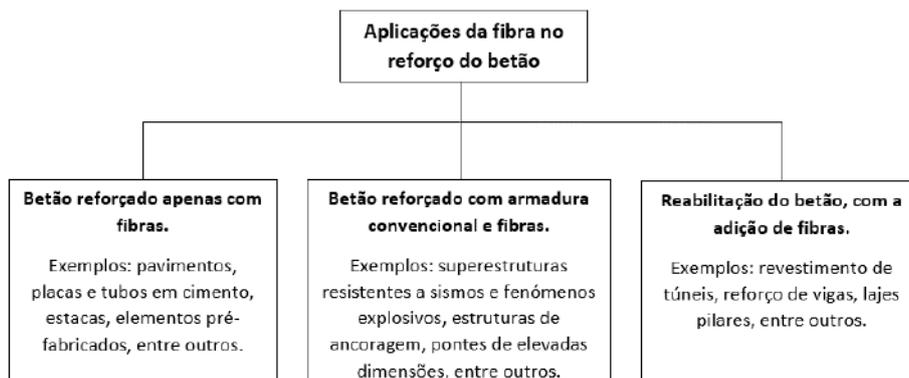


Figura 3 – Aplicações da fibra no betão (adaptado de Mateus, 2013)

## 2 - ENSAIOS

Os ensaios realizados cingiram-se ao betão reforçado com fibras metálicas e poliméricas indicadas no Quadro 1. Foram realizadas diversas produções de betão do tipo C30/37 XC4 D22 reforçado com as fibras indicadas com dosagem idêntica por massa volúmica.

Quadro 1 – Características das fibras utilizadas

TIPO DE FIBRA	Fibra	Massa volúmica (g/cm <sup>3</sup> )	Material Constituinte	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Resistência à Tração (MPa)
AÇO	BASF Masterfiber502	7,56	Aço	1,00	50	1000
	BASF Masterfiber503	7,54	Aço	0,75	35	1200
	BASF Masterfiber482	7,69	Aço	0,20	13	3100
POLIMÉRICA	BASF Masterfiber246	0,83	Poliolefina	0,75	40	448
	BASF Masterfiber248	0,87	Polipropileno	0,85	48	400

Foram realizados ensaios não destrutivos de forma a perceber a vantagem da utilização destes métodos para a utilização no dia-a-dia de avaliação e características do betão e ensaios destrutivos para avaliação das capacidades resistentes comparando as respetivas fibras utilizadas.

### 2.1 - Ensaios não destrutivos

#### 2.1.1 - Resistividade

A corrosão nas estruturas de betão armado é uma das principais patologias observadas nas estruturas de betão, e é uma das maiores causas de necessidade de reparação/reabilitação das estruturas de betão armado em todo o mundo. Devido a estes aspetos, a resistividade elétrica surge como um importante indicador de durabilidade do betão. O ensaio da resistividade elétrica ganhou uma enorme importância nos últimos anos, devido à preocupação cada vez mais crescente com a durabilidade das estruturas de betão. A resistividade elétrica do betão juntamente com o acesso do oxigénio, controlam o processo responsável pela corrosão das armaduras, através da despassivação da camada superficial do betão (Lencioni, 2010), visto que essa camada tem um papel muito importante na proteção e consequente durabilidade das estruturas de betão armado. Quanto maior for a resistividade elétrica, menor é o potencial de corrosão do betão armado.

A resistividade elétrica varia com os seguintes fatores (Jesus, 2014):

- Temperatura,
- Teor de humidade do betão,
- Tipo e dosagem de cimento,
- Razão água / ligante,
- Grau de hidratação da pasta cimentícia,
- Estrutura porosa (o tamanho, e conectividade dos poros),
- Presença das fibras metálicas.

A evolução da resistividade elétrica ao longo do tempo é semelhante ao comportamento da resistência mecânica do betão. A medição da resistividade elétrica do betão (Figura 4) constitui uma excelente metodologia a implementar em laboratório e na indústria da construção para o controlo de qualidade de betões, durante a fase construtiva e durante a fase de exploração. (Silva, 2011)



Figura 4 – Equipamento e medição da resistividade elétrica do betão.

### 2.1.2 - Índice esclerométrico

O ensaio para a determinação do índice esclerométrico permite, fundamentalmente, medir a dureza superficial do betão, estimando a resistência residual à compressão de provetes cúbicos com 150 mm de lado. Para a realização deste ensaio é necessário um esclerómetro (Figura 5) que permite a obtenção do índice esclerométrico. A partir do resultado obtido é possível calcular a resistência residual à compressão, efetuando as respetivas correções, por exemplo, relativamente à direção de impacto (Figura 6).



Figura 5 – Esclerómetro.



Figura 6 – Ensaio esclerométrico

## **2.2 - Ensaios destrutivos**

### 2.2.1 - Resistência à compressão

Um dos ensaios efetuados foi o ensaio de resistência à compressão de provetes cúbicos segundo a NP EN 12390-3 de 2011, esta tem como princípio levar o provete até à rotura, registando-se a carga máxima e permitindo o cálculo da respetiva resistência (Figura 7).



Figura 7 – Ensaio de resistência à compressão de provetes.

### 2.2.2 - Capacidade de absorção de energia

Outro ensaio realizado no âmbito deste estudo foi o ensaio de determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras segundo a NP EN 14488-5 de 2008. Esta norma especifica um método para a determinação da resposta carga/flecha de provetes de lajes de forma a calcular a capacidade de absorção de energia do provete até uma flecha de 25 mm. O provete sujeito ao ensaio é submetido a uma carga por intermédio de um bloco rígido de aço colocado no centro da laje (Figura 8).



Figura 8 – Ensaio de determinação da capacidade de absorção de energia

### 3 - RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios de resistividade, índice esclerométrico, resistência à compressão de provetes e determinação da capacidade de absorção de energia.

#### 3.1.1 - Resistividade

Os valores registados no ensaio de resistividade para cada tipo fibra são apresentados no Quadro 2. Os resultados são indicativos de que existe um baixo risco de corrosão (valor superior a 50 kΩ.cm) (Proceq, SA, 2017).

Quadro 2 – Resultados do ensaio de resistividade

TIPO DE FIBRA	FIBRA	RESISTIVIDADE (valor médio) [kΩ.cm]
AÇO	Masterfiber502	64,5
	Masterfiber503	63,1
	Masterfiber482	85,0
POLIMÉRICA	Masterfiber246	77,4
	Masterfiber248	67,5

#### 3.1.2 - Índice esclerométrico

Os resultados obtidos no ensaio não destrutivo do esclerómetro de Schmidt estão apresentados no Quadro 3 e Figura 9. Observa-se a mesma tendência de resistência mecânica em ambos os ensaios, não destrutivos e destrutivos, tal como esperado, mas os resultados obtidos com o esclerómetro apresentam valores de resistência inferiores que os registados nos ensaios destrutivos.

Quadro 3 – Resultados do ensaio do índice esclerométrico

TIPO DE FIBRA	FIBRA	ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO	RESISTÊNCIA RESIDUAL À COMPRESSÃO [MPa] (Provetes cúbicos 150x150x150)
AÇO	BASF Masterfiber502	45,0	56,0
	BASF Masterfiber503	41,0	47,7
	BASF Masterfiber482	44,0	53,9
POLIMÉRICA	BASF Masterfiber246	43,0	51,8
	BASF Masterfiber248	43,0	51,8

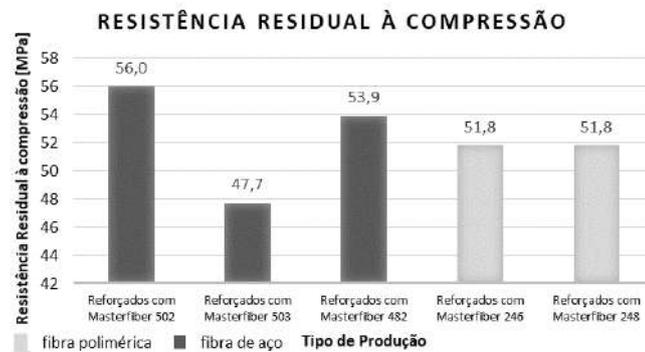


Figura 9 – Resistência Residual à compressão (esclerómetro).

### 3.1.3 - Resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão de provetes foi realizado segundo NP EN 12390-3 de 2011 e os resultados são apresentados na Figura 10. Apesar de não se observarem diferenças significativas quanto ao valor resistente, a estrutura não apresenta deformações de grandes dimensões, expondo maioritariamente fissuras ao invés de uma rotura total, como se verifica no betão sem fibras. Assim, confirma-se que a adição de fibras poliméricas a uma mistura não acarreta variações consideráveis a nível da resistência à compressão.

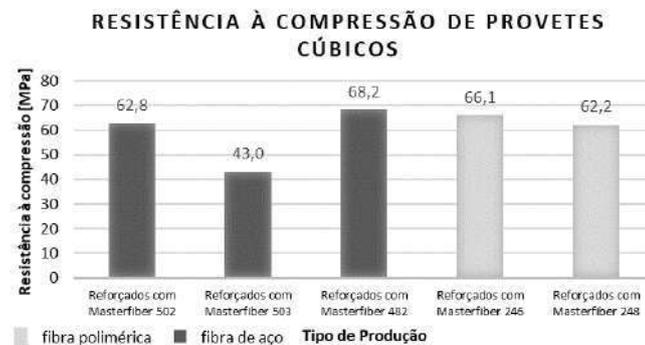


Figura 10 – Resistência à compressão de provetes cúbicos

### 3.1.4 - Capacidade de absorção de energia

Segundo a NP EN 14488-5, foi determinada a capacidade de absorção de energia das lajes reforçadas com as fibras em estudo.

Após verificação e análise dos resultados obtidos é possível concluir-se qual a força máxima exercida e a energia absorvida até uma flecha de 25 mm. Estes valores encontram-se explicitados na Figura 11 e no Quadro 4. São apresentadas também as curvas força/flecha para o betão reforçado com as diversas fibras metálicas e poliméricas (Figura 12), bem como um gráfico comparativo entre o betão reforçado com a fibra metálica Masterfiber 502 e o betão reforçado com a fibra polimérica Masterfiber 248 (Figura 13).

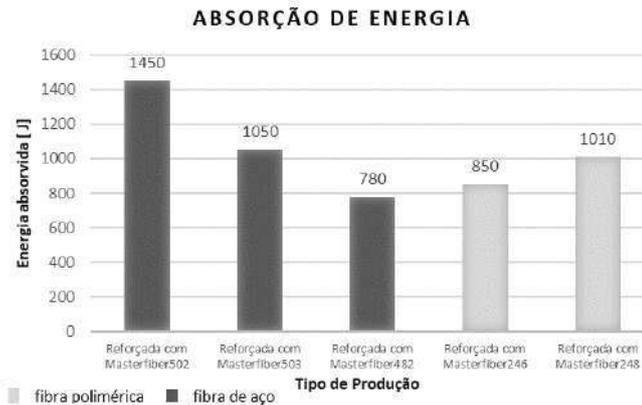


Figura 11 – Energia absorvida para cada tipo de fibra utilizada.

Os resultados apresentados no Quadro 4 permitem concluir que o betão reforçado com fibras poliméricas regista forças máximas inferiores, mas valores de absorção de energia idênticos aos do betão reforçado com fibras metálicas. O betão reforçado com a fibra metálica Masterfiber 502 necessita de uma carga superior para se verificar a primeira fendilhação, já as restantes fibras apresentam um valor de carga idêntico.

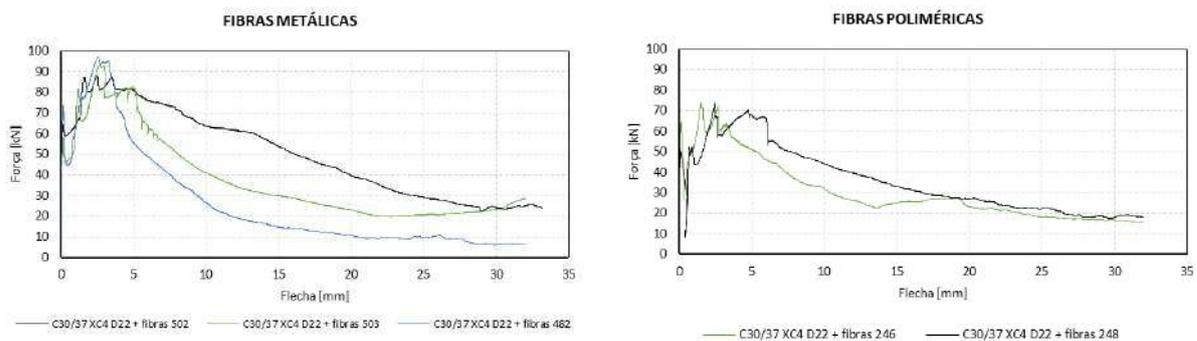


Figura 12 – Gráfico Força/Flecha do betão reforçado com (a) fibras metálicas; (b) fibras poliméricas.

Na Figura 13 verifica-se que o comportamento entre o betão reforçado com a fibra polimérica Masterfiber 248 é semelhante ao do betão reforçado com a fibra metálica Masterfiber 502 mas para níveis de carga ligeiramente inferiores.

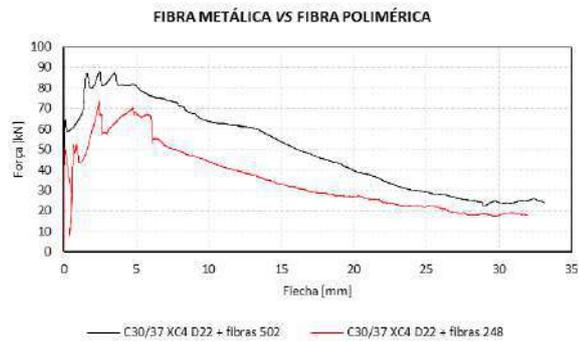


Figura 13 – Gráfico comparativo Força/Flecha do betão reforçado com fibras metálicas Masterfiber 502 vs betão reforçado com fibras poliméricas Masterfiber 248.

Quadro 4 – Resultados dos ensaios de Absorção de Energia em lajes reforçadas com fibras.

TIPO DE FIBRA	FIBRA	FORÇA MÁXIMA [kN]	FORÇA DE FENDILHAÇÃO [kN]	ABSORÇÃO DE ENERGIA [J]	FORÇA AOS 25 mm [kN]
AÇO	BASF Masterfiber502	88,3	61,4	1450	29,1
	BASF Masterfiber503	93,6	46,9	1050	20,6
	BASF Masterfiber482	97,0	44,9	780	9,8
POLIMÉRICA	BASF Masterfiber246	73,9	48,8	850	18,1
	BASF Masterfiber248	74,0	27,2	1010	22,2

#### 4 - CONCLUSÕES

Neste estudo verifica-se que o betão reforçado com fibras mantém a capacidade de carga pós-fissuração ao contrário do betão simples que pode atingir o colapso através de uma única fenda.

Os resultados da resistividade são indicativos de que existe um baixo risco de corrosão.

A resistência à compressão e a resistência residual à compressão (esclerómetro) apresentam a mesma tendência e valores semelhantes para o betão reforçado com fibras de aço e poliméricas.

Conclui-se que a utilização da fibra metálica Masterfiber 502 e a polimérica Masterfiber 248 garantem bons resultados quer a nível de força atingida, quer a nível de energia absorvida ao longo dos ensaios. Comparativamente a estas últimas fibras referidas, a fibra polimérica assume um custo mais económico (aprox. 3,6€/kg), aliado aos bons resultados, revela-se uma boa escolha face às fibras metálicas (aprox. 2,1€/kg).

É necessário que a escolha de uma dada fibra para reforço de betão ou argamassa seja analisada atendendo à utilização futura dessa mesma estrutura.

## AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo agradecem o apoio financeiro da União Europeia para a criação de um laboratório de topo, que permitiu o desenvolvimento e estudo apresentado neste artigo.



## REFERÊNCIAS

- CEN/TC 104 "Concrete and related products", 2008. *NP EN 14488-5 - Ensaios do betão projetado: Determinação da capacidade de absorção de energia de provetes de lajes reforçadas com fibras*, Lisboa: IPQ.
- CEN/TC 104 "Concrete and related products", 2011. *NP EN 12390-3 - Ensaios do betão endurecido: Resistência à compressão de provetes*. Lisboa: IPQ.
- Grimstad, E. et al., 2002. *Rock mass quality Q used in designing reinforced ribs of sprayed concrete and energy absorption*. Suíça, Proceedings 4th Inter. Symp. on Sprayed Concrete.
- Jesus, F. M. G. d., 2014. *Caraterização da durabilidade dos betões de elevado desempenho reforçado com fibras*. s.l.:s.n.
- Lencioni, J. W., 2010. *Principais fatores intervenientes nas medidas de resistividade elétrica superficial do concreto - Estado-da-Arte*, Córdoba, Argentina: Cinpar 2010 - VI Congresso internacional sobre patologia e reabilitação de estruturas.
- Lourenço, L. et al., 2006. *Betão fibroso de comportamento melhorado ao fogo*, Lisboa: Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas.
- Proceq, SA, 2017. *Manual de instruções Resipod*. Suíça: Proceq.
- Silva, P. C. F. d., 2011. *Resistividade eléctrica e o controlo de qualidade de betão*. Guimarães: Universidade do Minho - Escola de Engenharia.
- Ulrix, E. & Ferreira, N., 2011. *State of the art - Betões com fibras em aplicações subterrâneas*. Porto, 1ª Jornadas de Materiais na Construção - FEUP.
- Yan, T. S. A., 2013. *Técnicas e laboratórios de ensaio de betões*, Lisboa: s.n.



## **MEDIÇÃO DO COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA DO BETÃO NAS PRIMEIRAS IDADES: UM NOVO MÉTODO EXPERIMENTAL BASEADO NO AQUECIMENTO/ARREFECIMENTO INTERNO**

### **EARLY AGE MEASUREMENT OF THE COEFFICIENT OF THERMAL EXPANSION OF CONCRETE: A NEW TEST SETUP BASED ON INTERNAL HEATING/COOLING**

Zahabizadeh, Behzad; *Escola de Engenharia da Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal, b.zahabizadeh@gmail.com*

Edalat-Behbahani, Ali; *Escola de Engenharia da Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal, aliedalatbehbahani@gmail.com*

Gomes, José; *Escola de Engenharia da Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal, jose89gomes@gmail.com*

Granja, José; *Escola de Engenharia da Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal, granja@civil.uminho.pt*

Faria, Rui; *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT, Porto, Portugal, rfaria@fe.up.pt*

Azenha, Miguel; *Escola de Engenharia da Universidade do Minho, ISISE, Guimarães, Portugal, Miguel.azinha@civil.uminho.pt*

#### **RESUMO**

Um dos fatores que influencia a durabilidade das estruturas de betão armado é o aparecimento de fendas nas primeiras idades devido às tensões internas que se geram por restrição de deformações térmicas durante a cura. A sensibilidade da deformação térmica do betão, representada pelo coeficiente de dilatação térmica (CDT), é uma propriedade que se altera durante as primeiras idades, devido às modificações micro-estruturais que ocorrem durante a hidratação do cimento. O conhecimento da evolução do CDT nas primeiras idades é fundamental para uma correta previsão das extensões e tensões internas que se geram logo após a presa do betão. Neste trabalho é apresentado um método integrado para determinar a evolução do CDT de provetes de betão desde idades anteriores à finalização da presa, ultrapassando deste modo as principais limitações dos métodos atualmente utilizados para determinação deste coeficiente em materiais cimentícios. O método proposto consiste na exposição de um provete de betão a ciclos de variações térmicas de  $\pm 2.5^{\circ}\text{C}$ , tendo-se desenvolvido um molde de ensaio que permite a leitura da resposta do provete durante as primeiras idades. As variações térmicas são impostas através da imersão do molde de ensaio em água, a temperatura controlada, e impondo a circulação dessa água no interior do provete através de um tubo em espiral embutido, permitindo desta forma reduzir o gradiente de temperatura entre a superfície e o núcleo e, conseqüentemente, o tempo de duração dos ciclos térmicos. No presente trabalho são testadas diferentes composições de betão para verificar a aplicabilidade do método proposto para determinação do CDT do betão nas primeiras idades, tendo-se obtido resultados que estão em acordo com o atual estado da arte.

#### **ABSTRACT**

One of the factors influencing the durability of reinforced concrete structures is the occurrence of cracking during the early ages, caused by the internal stresses generated by restrained thermal deformations during cement hydration. Thermal deformation sensitivity, represented by its coefficient of thermal expansion (CTE), is a property that changes during early ages due to, essentially, micro-structural changes that occur during cement hydration. Knowing the evolution of the CTE since early ages is essential for a correct prediction of the internal stresses that occur right after setting of the concrete. In this work, an integrated method for determination of concrete CTE evolution during the early ages is proposed, in which the main limitations of the current methods are circumvented. The proposed method consists in exposing a concrete specimen to thermal variations of  $\pm 2.5^{\circ}\text{C}$ , and a test rig that enables measuring the specimen's response to those thermal variations since early ages. The thermal variation is imposed by immersing the concrete specimen in a water bath, with controlled temperature, and imposing water circulation inside the specimen through an embedded spiral tube. This allows reducing the difference between the surface and the core temperatures, and so minimizing the duration of thermal cycles. In the present work several concrete compositions are tested in order to verify the applicability of the proposed method for determination of concrete CTE in early ages, being observed that the results are in accordance with the current state of the art.

## **1 - INTRODUÇÃO**

O coeficiente de deformação térmica (CDT) do betão é definido como o quociente entre a deformação de origem térmica e a variação de temperatura que lhe dá origem (AASHTO-T336, 2011, ASTM C531, 2012). Uma vez que as tensões desenvolvidas no betão nas primeiras idades estão fortemente relacionadas com a restrição de deformações térmicas, o CDT do betão é uma das propriedades mais importantes na avaliação do risco de fendilhação nas primeiras idades (Bjontegaard et al., 2004, Crawford et al., 2010, Siddiqui e Fowler, 2015, Zhutovsky e Kovler, 2017).

Ao longo dos últimos anos, vários autores têm realizado ensaios experimentais para determinar o CDT de materiais cimentícios nas primeiras idades (Kada et al., 2002, Myers et al., 2015, Naik et al., 2011, Ji et al., 2015, Maruyama e Teramoto, 2011, Heum et al., 2013, Crawford et al., 2010) e parece haver algum consenso em relação ao facto de o valor do CDT do betão diminuir durante as primeiras horas de cura (normalmente até às 24h), até atingir um valor mínimo que se mantém relativamente constante após esse período (Cusson e Hoogeveen, 2006, Bjontegaard e Sellevold, 2001, Delsaute, 2016). No entanto, as matrizes cimentícias com relação água-cimento (w/c) baixas tendem a apresentar comportamentos mais complexos, uma vez que a diminuição da humidade interna nos poros da matriz devida à autodessecação pode levar a um aumento do valor do CDT após o período inicial de cura (Sellevold e Bjontegaard, 2006, Wyrzykowski e Lura, 2013, Delsaute et al., 2016). É por isso de elevada importância a caracterização da evolução do CDT nas primeiras idades, a fim de possibilitar a previsão de tensões devido ao aumento do CDT nas primeiras idades (comparativamente com o pressuposto de que o valor do CDT é constante).

Os ensaios experimentais para determinação do CDT de materiais cimentícios atualmente existentes dividem-se essencialmente em dois tipos: ensaios volumétricos e ensaios lineares. Em ambas as abordagens existem vantagens e desvantagens. De uma forma geral, o ensaio volumétrico consiste em submergir um provete num reservatório com um líquido de densidade conhecida e determinar a variação de volume através da pesagem hidrostática (Wyrzykowski e Lura, 2013, Loukili et al., 2000). Esta técnica tem como vantagem a possibilidade de medir o CDT antes do ganho de presa do provete, mas o método é apenas aplicável a pastas de cimento e argamassas, devido à necessariamente reduzida dimensão dos provetes inerente a este tipo de ensaio (Loser et al., 2010). O ensaio linear, por sua vez, tem sido usado com sucesso para determinar o CDT de betão, baseando-se na medição da variação de comprimento de provetes sujeitos a uma variação de temperatura controlada (Zhang et al., 2015, Delsaute, 2016, Crawford et al., 2010, Siddiqui e Fowler, 2015, Zhutovsky e Kovler, 2017). Na maioria dos ensaios com esta abordagem o provete tem de ser descofrado, o que implica que o valor do CDT apenas é determinado para idades após o ganho de presa (Siang, 2017) e apesar de existirem exceções, tais como o método BTJADE (Boulay, 2012, Delsaute et al., 2016), a dimensão do provete é também limitada nesses casos. Quando se consideram provetes de maior dimensão para ensaio de betões normais, com máxima dimensão do agregado até 30mm, os tempos dos ciclos de temperatura aumentam, devido a uma maior inércia térmica, diminuindo a capacidade desta abordagem para determinar o CDT nas primeiras idades (Delsaute et al., 2016).

Recentemente Azenha et al. (2014) propuseram um método baseado nos ensaios lineares para caracterizar o CDT do betão nas primeiras idades. Pretende-se com este método superar as imitações acima descritas, relativas aos métodos já reportados na literatura. Para tal, foi desenvolvido um sistema de ensaio que permite submeter um provete de betão com 154mm de diâmetro e 300mm de altura a ciclos de temperatura de curta duração (fases de aquecimento/arrefecimento com duração de 1.5h) e amplitude pré-definida (5°C) em torno de uma temperatura média de 20°C, através da circulação de água no interior de 4 tubos embebidos no provete, que se encontra imerso num reservatório com água a temperatura controlável. Apesar da capacidade demonstrada pelo sistema desenvolvido em estabilizar a temperatura do provete num curto período de tempo, foram identificadas algumas limitações, nomeadamente: (i) a restrição à deformação térmica provocada pelo molde rígido e pelos tubos embebidos no betão para circulação da água e (ii) a incapacidade do sensor (extensómetro de cordas vibrantes embebido no provete) em registar a deformação do provete (deformação longitudinal) antes do ganho de presa.

O presente artigo tem como objetivo propor um novo método para determinar o CDT do betão nas primeiras idades, baseado no trabalho inicial de Azenha et al. (2014), com um sistema de ensaio refinado de forma a ultrapassar as limitações descritas. O método proposto e a configuração do ensaio são descritas na Secção 2. É ainda apresentada na Secção 3 uma campanha experimental realizada em provetes com diferentes composições, em que a evolução do CDT desde as primeiras idades é determinada através do novo método proposto neste artigo, tendo como objetivo a validação do mesmo. Na Secção 4 são apresentadas as principais conclusões dos resultados obtidos.

## 2 - PROPOSTA DE ENSAIO PARA MEDIÇÃO DO CDT

### 2.1 - Introdução

Nesta secção é descrito um método de ensaio no qual um provete é submetido a ciclos de temperatura suficientemente pequenos para captar a evolução do CDT nas primeiras idades. A utilização de amostras de pequena dimensão é uma estratégia que limita a aplicabilidade do método relativamente a composições reais de betão, pelo que no novo método aqui proposto são utilizados provetes cujas dimensões têm a mesma ordem de grandeza das que são normalmente utilizadas para caracterização das propriedades mecânicas. Para tal, é embebido um tubo em espiral no provete, permitindo a circulação de água (a temperatura regulável) e consequente estabilização rápida da temperatura no seu interior.

O método para determinação do CDT consiste na instrumentação simultânea de dois provetes, um com ciclos aquecimento/arrefecimento e outro com temperatura constante, de forma a determinar isoladamente a deformação térmica e autógena do betão.

Em ambos os provetes são utilizados moldes de PVC flexível em forma de fole. Esta estratégia, inspirada nos trabalhos de Boulay (2012) e Delsaute (2016), elimina a restrição associada a moldes mais rígidos e permite a deformação livre do provete durante o ensaio. O molde adotado tem altura de 300mm, espessura de 1.5mm e diâmetros mínimo/máximo de 150mm/200mm. Para que o material a testar possa ser considerado homogéneo, o diâmetro do provete deverá ser, pelo menos, 4 vezes superior à máxima dimensão do agregado (ISO1920-10, 2010). Tendo em conta o diâmetro mínimo do provete (150mm), o método aqui proposto permite testar composições de betão reais com valores de máxima dimensão de agregado até 37mm.

A deformação do provete é medida com um LVDT, permitindo a aquisição de resultados a partir dos primeiros instantes após betonagem. Com efeito, a utilização de um extensómetro embebido implicaria ter de esperar pelo ganho de presa até se obterem leituras fidedignas.

### 2.2 - Procedimentos e configuração do ensaio

A Figura 1 apresenta os diferentes componentes do equipamento de ensaio (excluindo o sistema para imposição de ciclos térmicos), legendados alfabeticamente de 'a' a 'l'. A base do molde 'a' é fixada na parte superior da base metálica 'b' com uma abraçadeira de 150mm de diâmetro. Um furo com 10mm de diâmetro na base permite a passagem do tubo em espiral 'c' pela base metálica. Nesta base são fixados 3 varões de invar 'd', posicionados à volta do molde com um ângulo de separação de 120°. A opção do invar (designado por 36Ni63Fe) para materializar os varões de suporte da estrutura metálica deve-se ao seu baixo CDT ( $1.5\mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$ ), minimizando os efeitos da temperatura e consequentes erros associados à respetiva compensação. A forma elíptica do tubo em espiral 'c' é moldada através da amarração de fios de nylon à volta de um tubo de plástico com diâmetros interno e externo de 8mm e 10mm, respetivamente, e um comprimento total de 1495mm. A parte superior do molde tem uma aba com 4 furos que é fixada entre o anel 'e' e uma chapa 'f' com as porcas 'g'. A chapa 'f', que é usada para posicionar o tubo em espiral dentro do molde, é fixada aos varões de invar durante a betonagem através de 3 anéis de posicionamento 'h', que são desapertados imediatamente antes do início da aquisição de dados para permitir a livre deformação do provete. Posicionou-se um sensor de temperatura PT100 'i' no centro do provete para medir as variações de temperatura no núcleo. Ensaio piloto demonstraram que o molde de PVC sofre deformações significativas durante a betonagem devido ao peso do betão, sendo necessário amarrar 6 tiras de aço à sua volta para conferir uma maior estabilidade à geometria do molde durante o processo de colocação de betão. Após betonagem e vibração (em mesa vibratória), a chapa 'j', que possui um furo para passagem do tubo em espiral e um varão saliente para ficar em contacto com o LVDT 'k', é fixada à chapa 'f' e uma chapa com formato tríplice 'l' é fixada no topo dos varões de invar, servindo de suporte ao LVDT 'k'.

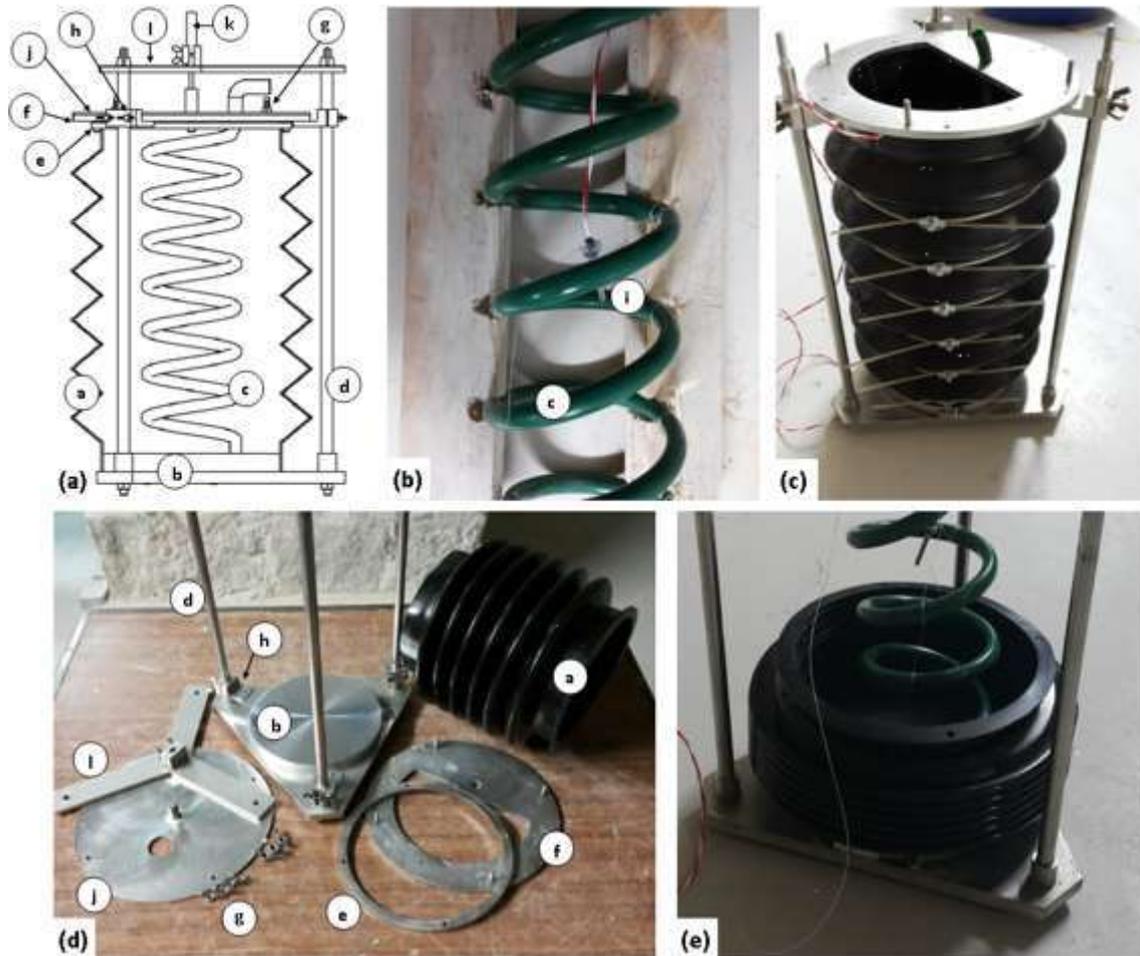


Figura 1 - Equipamento de ensaio: (a) representação esquemática do molde e estrutura de suporte; (b) Tubo em espiral para circulação de água no provete; (c) molde antes da betonagem; (d) componentes da estrutura de suporte; (e) posição do tubo em espiral dentro do molde.

Após betonagem e montagem dos componentes do equipamento de ensaio, este é colocado dentro de um reservatório com água, que é cheio até meia altura do varão saliente na chapa 'f' de forma a assegurar, simultaneamente, que o provete está completamente submerso e que o LVDT não fica em contacto com a água. O tubo em espiral passa pelas chapas 'f' e 'j' e é ligado à bomba 1 (Figura 2), responsável pela circulação da água do reservatório no interior do provete, através de um joelho e uma mangueira (Figura 3).

O sistema para imposição dos ciclos térmicos está representado na Figura 2. A temperatura da água a circular no interior do provete é regulada através de um controlador *Grant Optima™ TX150*, recorrendo ao software *LabWise* (Scientific, 2012). Este controlador possui uma resistência elétrica dentro do reservatório para aumentar a temperatura da água, e um relé programável que permite o controlo do sistema de arrefecimento.

O controlador é programado para definir ciclos consecutivos de aquecimento/arrefecimento com duração de 3h por ciclo. A fase de aquecimento consiste num período de aumento da temperatura da água (de 17.5°C até 22.5°C) que dura 5 minutos, seguida de um período isotérmico com duração de 85 minutos. Após esta fase a resistência elétrica do controlador é desativada, sendo ativado o relé que por sua vez permite o controlo do sistema de arrefecimento. Nesta fase, enquanto a temperatura da água (medida através de um sensor de temperatura no interior do reservatório e ligado ao termostato) for superior a 17.5°C, a bomba 2 é ativada pelo circuito elétrico, fazendo circular a água entre o reservatório e a máquina de refrigeração. Esta fase de arrefecimento é composta por um período de diminuição de temperatura (de 22.5°C até 17.5°C) com duração de 5 minutos, seguida de um período isotérmico de 85 minutos.

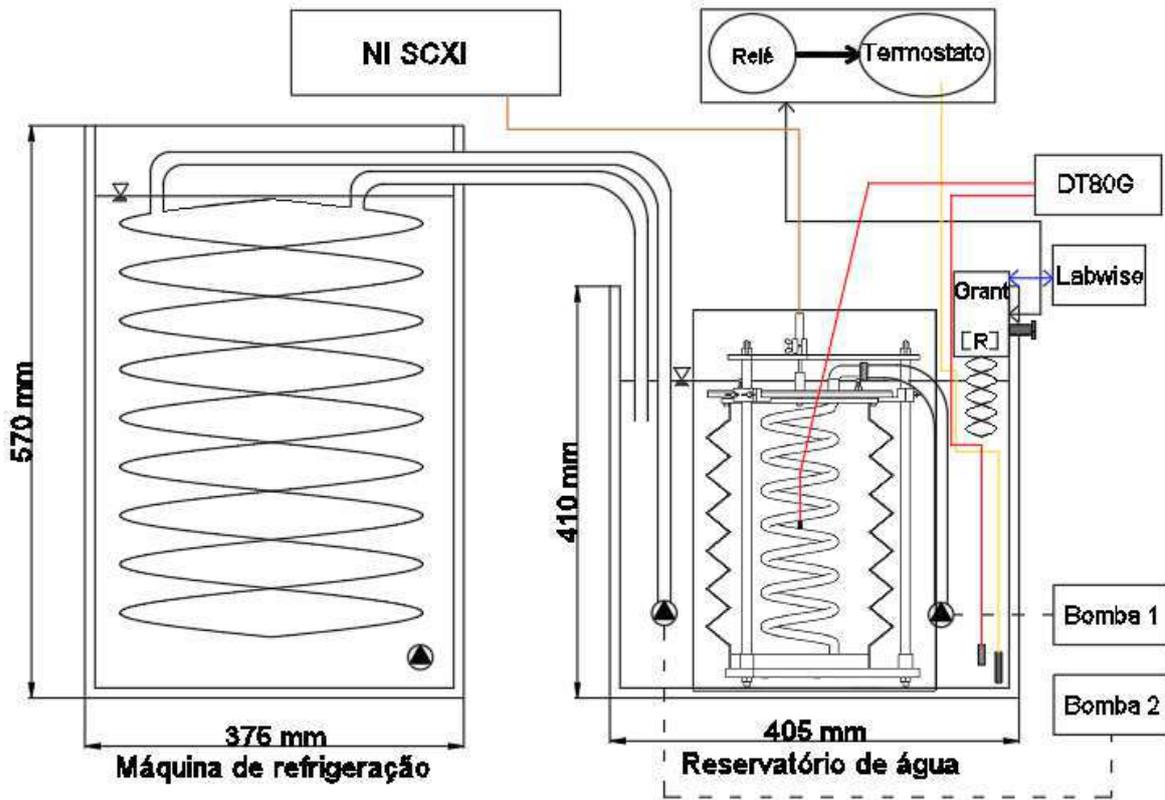


Figura 2 – Esquema do sistema para imposição dos ciclos térmicos.



Figura 3 – Pormenor da ligação do tubo em espiral com a bomba.

Paralelamente ao ensaio do provete sujeito a variações de temperatura ( $\text{Teste}_{\text{CDT}}$ ), é ensaiado um provete para determinação da deformação autógena ( $\text{Teste}_{\text{DA}}$ ). Os provetes de ambos os ensaios pertencem à mesma amassadura, diferindo no facto de o provete para medição da deformação autógena ser submerso em água a temperatura constante ( $T=20^{\circ}\text{C}$ ) e não incluir um tubo em espiral embebido no seu interior.

O registo das temperaturas no interior dos provetes e na água dos reservatórios é realizado por 4 sensores de resistência (platina) PT100 através de um *DataTaker™ DT80G*, com uma taxa de aquisição até 1Hz e resolução de 18 bits. Os LVDTs usados para a medição das deformações (modelo GT0500Z da RDP Group) têm um curso de 14mm e uma gama de medição de  $\pm 0.5\text{mm}$ , com 110mV/V de sensibilidade. O registo das medições com os LVDTs é realizado com o sistema de aquisição da National Instruments NI SCXI-1001. De forma a evitar o efeito da variação de

temperatura nos LVDTs, ambos os ensaios decorrem no interior de uma camara climática com temperatura constante de  $20 \pm 1^\circ\text{C}$ .

### 2.3 - Determinação do CDT

O valor do CDT é calculado com base nos resultados dos ensaios Teste<sub>CDT</sub> e Teste<sub>DA</sub>. A extensão total do betão no provete do Teste<sub>CDT</sub> pode ser descrita como:

$$\varepsilon_{tot}^{CDT} = \varepsilon_t^{CDT} + \varepsilon_{au}^{CDT} \quad [1]$$

em que  $\varepsilon_{tot}^{CDT}$  é a extensão total (valor que é corrigido tendo em conta a deformação dos varões invar, cujo CDT é conhecido -  $\alpha_{INVAR} = 1.5 \mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$ ),  $\varepsilon_t^{CDT}$  é a extensão térmica e  $\varepsilon_{au}^{CDT}$  é a extensão por retração autógena.  $\varepsilon_{tot}^{CDT}$  pode ser determinada com base na deformação medida pelo LVDT ( $\Delta L^{CTE}$ ) no Teste<sub>CDT</sub>:

$$\varepsilon_{tot}^{CDT} = \frac{\Delta L^{CTE}}{L^{CTE}} \quad [2]$$

em que  $L^{CTE}$  é o comprimento original do provete no Teste<sub>CDT</sub> (300mm).

Uma vez que a variação de temperatura no Teste<sub>DA</sub> é marginal, a extensão térmica do provete nesse ensaio pode ser desprezada ( $\varepsilon_t^{DA} \cong 0$ ). Assim, a extensão total do betão no provete do Teste<sub>DA</sub> ( $\varepsilon_{tot}^{DA}$ ) é igual à extensão por retração autógena no Teste<sub>DA</sub> ( $\varepsilon_{au}^{DA}$ ) e pode ser descrita como:

$$\varepsilon_{tot}^{DA} = \varepsilon_{au}^{DA} = \frac{\Delta L^{DA}}{L^{DA}} \quad [3]$$

em que  $\Delta L^{DA}$  é a deformação medida pelo LVDT no Teste<sub>DA</sub> e  $L^{DA}$  é o comprimento original do provete no Teste<sub>DA</sub> (300mm).

Tendo em conta que  $\varepsilon_{au}^{DA} = \varepsilon_{au}^{CDT}$ , a extensão térmica do Teste<sub>CDT</sub> pode ser obtida a partir da seguinte equação:

$$\varepsilon_t^{CDT} = \varepsilon_{tot}^{CDT} - \varepsilon_{au}^{DA} \quad [4]$$

Efetua-se o cálculo de um único valor do CDT para cada par de fases consecutivas. Para uma dada fase 'i' (de aquecimento ou arrefecimento), calculam-se dois valores relevantes, correspondentes à média dos valores medidos nos últimos 5 minutos de cada fase (neste período a temperatura no interior do provete é estável e pode considerar-se constante ao longo da secção transversal): extensão térmica  $\varepsilon_{t,i}^{CDT}$  e o respetivo valor de temperatura no interior do provete  $T_{p,i}^{CDT}$ .

Seguindo o mesmo princípio, calcula-se dois valores relativos à fase seguinte ( $\varepsilon_{t,i+1}^{CDT}$  e  $T_{p,i+1}^{CDT}$ ). Considerando que  $\Delta \varepsilon_t^{CDT} = \alpha \times \Delta T_p^{CDT}$ , o coeficiente de dilatação térmica  $\alpha$  entre as fases 'i' e 'i+1' pode ser determinado como segue:

$$\alpha = \frac{\Delta \varepsilon_t^{CDT}}{\Delta T_p^{CDT}} = \frac{\varepsilon_{t,i+1}^{CDT} - \varepsilon_{t,i}^{CDT}}{T_{p,i+1}^{CDT} - T_{p,i}^{CDT}} \quad [5]$$

## 3 - CAMPANHA EXPERIMENTAL PARA DETERMINAÇÃO DO CDT

### 3.1 - Materiais e ensaios realizados

No sentido de aferir a fiabilidade do método proposto para determinação do CDT desde as primeiras idades, foram definidas 3 composições de betão, designadas por BetAC74, BetAC53 e BetAC38. A primeira foi usada em duas betonagens distintas (designadas por BetAC74a e BetAC74b), de forma a aferir a repetibilidade do método proposto. As três composições estão detalhadas nos Quadros 1 a 3. Para todas as composições foram realizados ensaios de compressão em cubos, aos 28 dias de idade, e a metodologia EMM-ARM (Azenha et al., 2010, Granja, 2016, Granja e Azenha, 2016) foi utilizada para determinação do módulo de elasticidade do betão desde as primeiras idades. O tempo de ganho de presa, desde o instante de contacto da água com o cimento, foi determinado através de um procedimento proposto e validado por Granja (2016), que consiste em determinar a primeira derivada da evolução do módulo de elasticidade medido nos ensaios EMM-ARM ( $dE/dt$ ), sendo que o tempo de ganho de presa corresponde ao instante em que a curva  $dE/dt$  atinge 50% do seu valor máximo.

A relação w/c das composições BetAC74, BetAC53 e BetAC38 é de 0.74, 0.53 e 0.38, e a resistência à compressão aos 28 dias é de 28.6MPa, 48.1MPa e 70MPa, respetivamente.

O betão da composição BetAC53 foi produzido de acordo com o protocolo adotado num Round Robin Test (COST-TU1404, 2016). O betão da composição BetAC38 é auto-compactável (BAC) e foi dimensionado de acordo com a metodologia proposta por Soltanzadeh et al. (2016a), Soltanzadeh et al. (2016b) e Soltanzadeh e Barros (2015).

Quadro 1 – Composição do betão BetAC38.

Material	Quantidade (kg/m <sup>3</sup> )	Descrição
Cimento	553.8	Tipo CEM I 42.5R
Areia Fina	235	d <sub>max</sub> =2.36mm
Areia do rio	621.1	d <sub>max</sub> =4.75mm
Agregado1	227.1	d <sub>max</sub> =9mm
Agregado 2	530	d <sub>max</sub> =12mm
Superplastificante	14.5	Glenium BASF: SKY 617
Cinzas volantes	115	Classe F
Água	211.3	-

Quadro 2 – Composição do betão BetAC53.

Material	Quantidade (kg/m <sup>3</sup> )	Descrição
Cimento	320	Tipo CEM I 52.5 N CE CP2 NF
Areia	830	d <sub>max</sub> =4mm
Agregado 1	449	d <sub>max</sub> =11mm
Agregado 2	564	d <sub>max</sub> =16mm
Plastificante	1.4	SIKAPLAST Techno 80
Água	172.4	-

Quadro 3 – Composição do betão BetAC74.

Material	Quantidade (kg/m <sup>3</sup> )	Descrição
Cimento	290	Tipo CEM II A L42.5R
Areia fina	544	d <sub>max</sub> =2.36mm
Areia do rio	425	d <sub>max</sub> =4.75mm
Agregado 1	162	d <sub>max</sub> =7.1mm
Agregado 2	766	d <sub>max</sub> =9mm
Plastificante	2.3	Chrysoplast 820
Água	216.6	-

### 3.2 - Resultados

A Figura 4 apresenta a evolução das extensões totais em ambos os provetes ( $\varepsilon_{tot}^{CDT}$  e  $\varepsilon_{tot}^{DA}$ ) do ensaio do betão BetAC74a. Observa-se que, tal como seria espectável, a curva  $\varepsilon_{tot}^{DA} - t$  segue a evolução média da curva  $\varepsilon_{tot}^{CDT} - t$ . Uma análise mais pormenorizada à curva  $\varepsilon_{tot}^{CDT} - t$  permite observar que no final de cada fase (aquecimento ou arrefecimento) ocorre um pico de extensão. Este fenómeno pode ser justificado pelas mudanças rápidas de temperatura que ocorrem entre as fases de aquecimento e arrefecimento, provocando um desequilíbrio térmico entre o equipamento de teste e o provete. Uma vez que o LVDT é suportado pelos varões da estrutura que envolve o provete, uma rápida deformação dos primeiros em relação ao segundo é sentida na leitura do LVDT.

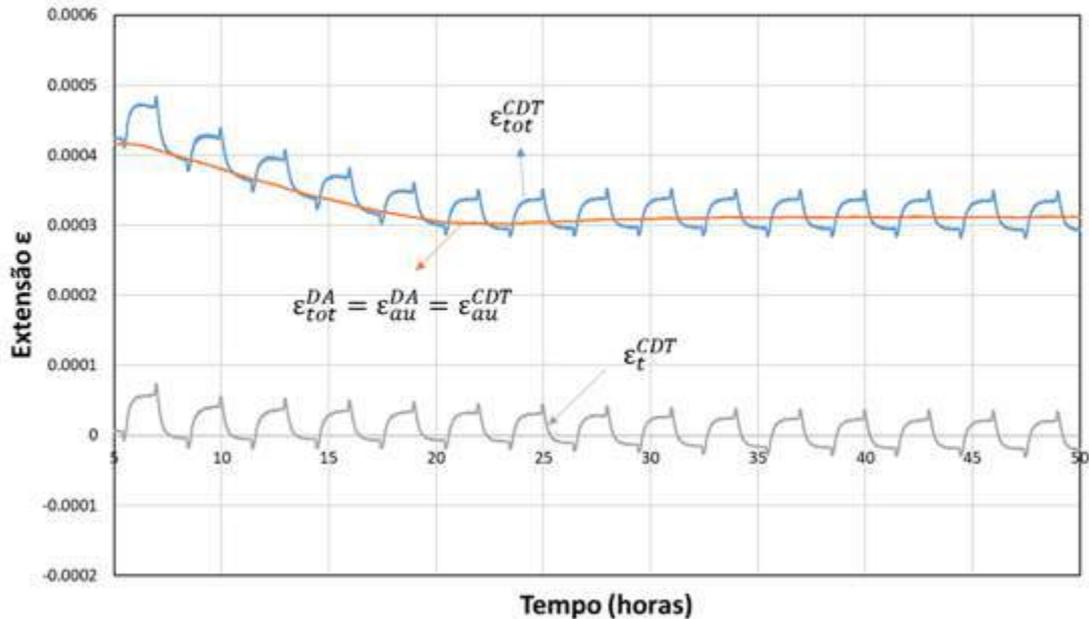


Figura 4 – Evolução da extensão desenvolvida no provete com a composição BetAC74b.

A evolução do CDT nos 4 ensaios realizados, determinada de acordo com o método proposto na Secção 2.3, está representada na Figura 5. É possível observar que o CDT nas primeiras idades dos 4 betões testados varia significativamente com o tempo. As curvas  $\alpha-t$  obtidas para os testes BetAC74a e BetAC74b estão, de forma geral, em acordo. Contudo, para o período anterior ao ganho de presa do betão ( $t=8.52h$ ), as curvas  $\alpha-t$  destes betões apresentam comportamentos distintos. Pode-se argumentar que antes do ganho de presa há perturbações causadas pelo assentamento e sedimentação do betão, pelo que medições do CDT até esse instante podem não estar totalmente relacionadas com a livre deformação do betão.

Observa-se também que imediatamente após o início do ensaio o valor do CDT medido é bastante elevado. Este fenómeno é justificado pela influência dominante da quantidade de água presente no provete. Quando não existe um esqueleto sólido, o CDT é muito influenciado pelo elevado CDT da água, que é bastante superior ao dos restantes componentes do betão. À medida que a água é consumida no processo de hidratação do cimento o CDT diminui até atingir valores mínimos entre as 12h-20h.

Após ser atingido o valor mínimo do CDT, foram observados dois comportamentos distintos, dependendo da relação  $w/c$  dos provetes. Para o betão BetAC38, com um  $w/c$  baixo, o valor do CDT aumentou após as 20h (correspondente ao valor mínimo de CDT). Uma justificação plausível prende-se com a progressiva secagem interna causada pela autodissecção do betão (Bjontegaard e Sellevold, 2003, Grasley e Lange, 2007). O CDT deste betão às 85h é de  $14.2\mu m/m/^\circ C$  (20% superior ao valor mínimo obtido -  $11.8\mu m/m/^\circ C$ ). A tendência para o CDT aumentar também foi observada no betão BetAC53, com  $w/c=0.53$ , contudo a diferença entre o CDT obtido às 85h ( $7.7\mu m/m/^\circ C$ ) e o valor mínimo obtido ( $7.0\mu m/m/^\circ C$ ) é pequena. Nos betões com elevada relação  $w/c$  (BetAC78a e BetAC78b) o CDT é praticamente constante após atingir o valor mínimo, uma vez que a quantidade de água presente nos poros da matriz cimentícia permanece elevada durante o processo de hidratação do cimento.

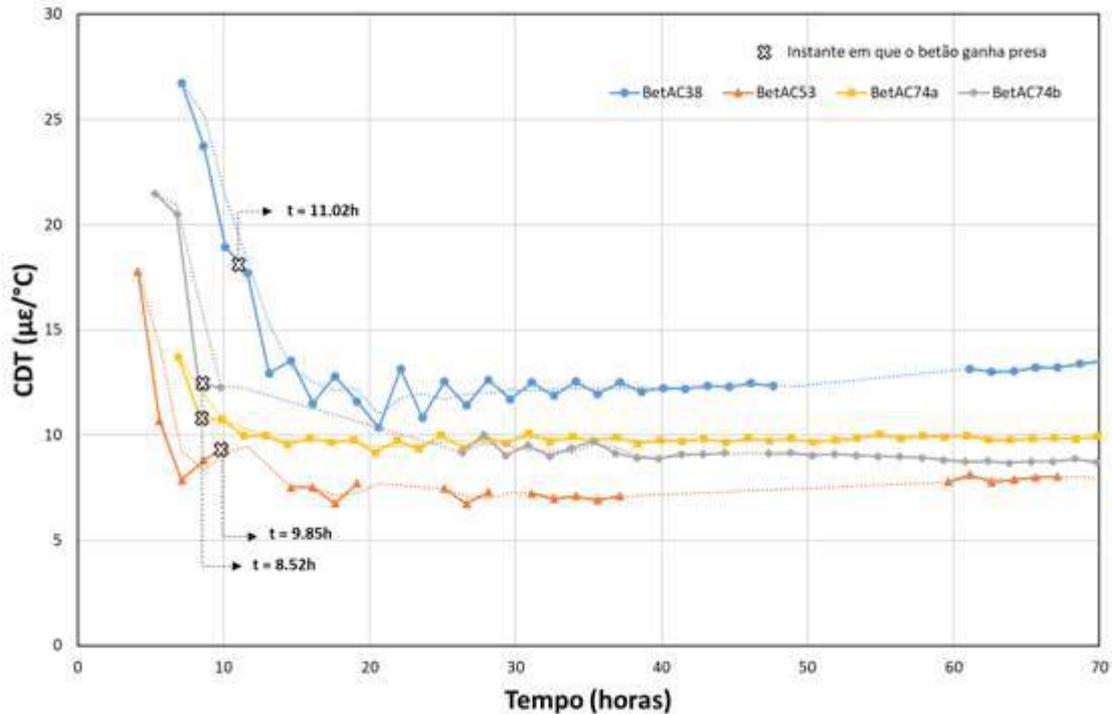


Figura 5 – Evolução do valor do CDT ao longo do tempo.

Na curva  $\alpha - t$  para o provete BetAC38 observa-se ainda uma oscilação relevante durante o período entre as 13h e as 40h. O ritmo elevado do processo de hidratação poderá estar na origem deste fenómeno. Uma vez que este betão tem uma quantidade elevada de cimento ( $553.8\text{Kg/m}^3$ ) e, conseqüentemente, uma maior libertação de calor durante o processo de hidratação, a estabilização da temperatura no interior do provete é afetada, resultando numa maior oscilação dos valores de CDT medidos. A Figura 6 apresenta a evolução da temperatura do provete de betão BetAC38 para medição da retração autógena, confirmando-se que o intervalo de maior oscilação dos valores do CDT coincide com o período de tempo em que a temperatura interna do provete foi mais elevada. Deve-se ressaltar que o aumento de temperatura interna neste provete se deve unicamente às reações da hidratação do cimento, uma vez que o mesmo foi sujeito a uma temperatura constante durante todo o ensaio ( $T=20^\circ\text{C}\pm 1^\circ\text{C}$ ).

As curvas  $\alpha - t$  para os restantes provetes (BetAC53, BetAC78a e BetAC78b) também apresentam alguma oscilação no período entre as 13h e as 40h. No entanto, essas oscilações não são tão significativas em comparação com as do provete BetAC38, uma vez que a quantidade de cimento é bastante menor e, conseqüentemente, o calor libertado durante o processo de hidratação do cimento não tem tanta influência na estabilização da temperatura interna dos provetes.

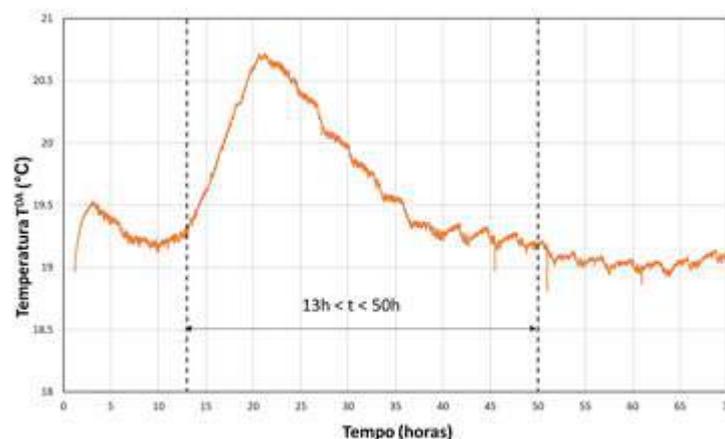


Figura 6 – Evolução da temperatura no provete com betão BetAC38 no Teste<sub>DA</sub>.

#### 4 - CONCLUSÕES

Neste trabalho é proposto um novo método de ensaio para determinar o coeficiente de dilatação térmica (CDT) do betão desde as primeiras idades. Algumas das limitações inerentes às abordagens existentes na literatura para a determinação do CDT no betão (tamanho do provete, duração da variação térmica e necessidade de desmoldagem do provete) são eliminadas no método proposto. Para tal, foi desenvolvido um equipamento de ensaio que permite determinar, de forma isolada, as deformações térmica e autógena do betão, através da realização de dois ensaios em simultâneo. O molde flexível do provete, em forma de fole, deforma-se juntamente com o betão, permitindo a medição do CDT imediatamente após a betonagem. Os provetes ensaiados têm dimensões correspondentes às exigências normativas para ensaios em betão convencional. Tendo em conta a inércia térmica de provetes desta dimensão, foi adotado um sistema de aquecimento/arrefecimento em que o provete é colocado dentro de um reservatório com água a temperatura regulável, que circula no interior do provete através de um tubo em espiral embebido no seu interior, acelerando desta forma o processo de homogeneização da temperatura.

A capacidade do método proposto para determinar o CDT do betão nas primeiras idades foi testada através da realização de vários ensaios piloto. Nestes ensaios observou-se que o CDT nas primeiras idades, para todas as composições testadas, variou significativamente ao longo do tempo. Em todos os ensaios foram determinados valores iniciais de CDT elevados, devido à influência dominante da água livre no período de tempo anterior ao ganho de presa do betão. À medida que a água é consumida no processo de hidratação, o valor do CDT diminui até um mínimo. Após atingir este valor mínimo foram observados dois comportamentos: nos betões com elevado rácio w/c o valor do CDT manteve-se relativamente constante, enquanto que nos betões com menor rácio w/c se observou um aumento gradual do CDT, possivelmente motivado pela secagem interna devida à autodessecação do betão. Os resultados obtidos neste trabalho permitem concluir que o método de ensaio apresentado é apto para determinar o CDT nas primeiras idades em betões correntes sob condições isotérmicas e com potencial para, em ensaios futuros, determinar este parâmetro em condições mais realistas através da sujeição dos provetes a ciclos de temperatura em torno das temperaturas observáveis ao longo dum processo de cura real.

#### AGRADECIMENTOS

Este trabalho é suportado pelos projetos POCI-01-0145-FEDER-007457 (CONSTRUCT - Institute of R&D in Structures and Construction) e POCI-01-0145-FEDER-007633 (ISISE), financiados por fundos FEDER através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI), e por fundos nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia. Agradece-se ainda à FCT e FEDER (COMPETE2020) o financiamento do projeto IntegraCrete PTDC/ECM-EST/1056/2014 (POCI-01-0145-FEDER-016841).

#### REFERÊNCIAS

- AASHTO-T336 (2011). Standard method of test for coefficient of thermal expansion of hydraulic cement concrete.
- ASTMC531 (2012). Standard test method for linear shrinkage and coefficient of thermal expansion of chemical-resistant mortars, grouts, monolithic surfacings, and polymer concretes. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Azenha, M., Magalhães, F., Faria, R. e Cunha, A. (2010). *Measurement of concrete E-modulus evolution since casting: A novel method based on ambient vibration*. Cement and Concrete Research, 40, 1096-1105.
- Azenha, M., Silva, A. e Granja, J. (2014). *Metodologia para medição contínua do coeficiente de dilatação térmica do betão desde as primeiras idades*. JPEE 2014 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. Lisboa.
- Bjontegaard, O., Hammer, T. A. e Sellevold, E. J. (2004). *On the measurement of free deformation of early age cement paste and concrete*. Cement and Concrete Composites, 26, 427-435.
- Bjontegaard, O. e Sellevold, E. (2003). *Thermal dilation and autogenous deformation*. International RILEM Conference on Early Age Cracking in Cementitious Systems.

- Bjontegaard, O. e Sellevold, E. J. (2001). *Interaction between thermal dilation and autogenous deformation in high performance concrete*. *Materials and Structures*, 34, 266–272.
- Boulay, C. (2012). *Test rig for early age measurements of the autogenous shrinkage of a concrete*. RILEM-JCI International Workshop on Crack Control of Mass Concrete and Related Issues concerning Early-Age of Concrete Structures.
- COST-TU1404 2016. Main phase of the extended Round Robin Testing programme for TU1404.
- Crawford, G. L., Gudimettla, J. M. e Tanesi, J. (2010). *Interlaboratory study on measuring coefficient of thermal expansion of concrete*. *Journal of the Transportation Research Board*, 2164, 58–65.
- Cusson, D. e Hoogeveen, T. J. (2006). *Measuring early-age coefficient of thermal expansion in high-performance concrete*. International RILEM Conference on Volume Changes of Hardening Concrete: Testing and Mitigation. Lyngby, Denmark.
- Delsaute, B. (2016). *New approach for Monitoring and Modelling of the Creep and Shrinkage behaviour of Cement Pastes, Mortars and Concretes since Setting Time*. Université Libre de Bruxelles.
- Delsaute, B., Torrenti, J. M. e Staquet, S. (2016). *Monitoring and modeling of the early age properties of the Vercors Concrete*. TINCE 2016. Paris.
- Granja, J. (2016). *Continuous characterization of stiffness of cement-based materials: Experimental analysis and micro-mechanics modeling*. PhD, Universidade do Minho.
- Granja, J. e Azenha, M. (2016). *Towards a robust and versatile method for monitoring E-modulus of concrete since casting: Enhancements and extensions of EMM-ARM*. Strain.
- Grasley, Z. C. e Lange, D. A. (2007). *Thermal dilation and internal relative humidity of hardened cement paste*. *Materials and Structures*, 40, 311–317.
- Heum, J., Choi, S. e Won, M. C. (2013). *In situ measurement of coefficient of thermal expansion in hardening concrete and its effect on thermal stress development*. *Construction and building materials*, 38, 306–315.
- ISO1920-10 (2010). *Testing of concrete – Part 10: Determination of static modulus of elasticity in compression*. International Organization for Standardization.
- Ji, T., Zhang, B., Zhuang, Y. e Wu, H. (2015). *Effect of Lightweight Aggregate on Early-Age Autogenous Shrinkage of Concrete*. *ACI Material Journal*, 112, 355–364.
- Kada, H., Lachemi, M., Petrov, N., Bonneau, O. e Aitcin, P. C. (2002). *Determination of the coefficient of thermal expansion of high performance concrete from initial setting*. *Materials and Structures*, 35, 35–41.
- Loser, R., Münch, B. e Lura, P. (2010). *A volumetric technique for measuring the coefficient of thermal expansion of hardening cement paste and mortar*. *Cement and Concrete Research*, 40, 1138–1147.
- Loukili, A., Chopin, D., Khelidj, A. e Le Touzo, J. (2000). *New approach to determine autogenous shrinkage of mortar at an early age considering temperature history*. *Cement and Concrete Research*, 30, 915–922.
- Maruyama, I. e Teramoto, A. (2011). *Impact of time-dependant thermal expansion coefficient on the early-age volume changes in cement pastes*. *Cement and Concrete Research*, 41, 380–391.
- Myers, L., Gudimettla, J. M., Crawford, G. L., Guercio, M. C. e Allen, D. (2015). *Impacts of variability in coefficient of thermal expansion on predicted concrete pavement performance*. *Construction and building materials*, 93, 711–719.
- Naik, T. R., Kraus, R. N. e Kumar, R. (2011). *Influence of types of coarse aggregates on the coefficient of thermal expansion of concrete*. *Journal of Materials in civil Engineering*, 23, 467–472.
- SCIENTIFIC, G. (2012). *Operating Manual. Labwise™ control and analysis software for the laboratory*.
- Sellevold, E. J. e Bjontegaard, O. (2006). *Coefficient of thermal expansion of cement paste and concrete: mechanism of moisture interaction*. *Materials and Structures*, 39, 809–815.

- Siang, G. C. (2017). *Determination of Coefficient of Thermal Expansion (CTE) of 20MPa Mass Concrete Using Granite Aggregate*. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 217.
- Siddiqui, S. e Fowler, D. W. (2015). *A systematic optimization technique for the coefficient of thermal expansion of Portland cement concrete*. Construction and building materials, 88, 204–211.
- Soltanzadeh, F. e Barros, J. A. O. (2015). *High performance fiber reinforced concrete for the shear reinforcement: Experimental and numerical research*. Construction and building materials, 77, 94-109.
- Soltanzadeh, F., Edalat-Behbahani, A., Barros, J. A. O. e Mazaheripour, H. (2016a). *Effect of fiber dosage and prestress level on shear behavior of hybrid GFRP-steel reinforced concrete I-shape beams without stirrups*. Composites Part B: Engineering, 102, 57-77.
- Soltanzadeh, F., Edalat-Behbahani, A., Mazaheripour, H. e Barros, J. A. O. (2016b). *Shear resistance of SFRSCC short-span beams without transversal reinforcements*. Composite Structures, 139, 42-61.
- Wyrzykowski, M. e Lura, P. (2013). *Moisture dependence of thermal expansion in cement-based materials at early ages*. Cement and Concrete Research, 53, 25-35.
- Zhang, W., Min, H., Gu, X., Xi, Y. e Xing, Y. (2015). *Mesoscale model for thermal conductivity of concrete*. Construction and building materials, 98, 8-16.
- Zhutovsky, S. e Kovler, K. (2017). *Application of ultrasonic pulse velocity for assessment of thermal expansion coefficient of concrete at early age*. Materials and Structures, 50, 1–8.

## **DESENVOLVIMENTO DE APARATO PARA MEDIÇÃO DE RESISTIVIDADE ELÉTRICA EM PASTAS DE CONCRETO**

### **DEVELOPMENT OF APPARATUS FOR THE MEASUREMENT OF ELECTRICAL RESISTIVITY IN CONCRETE PASTES**

Calado, Carlos; *Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco-UPE,*  
*carlos.calado@upe.br*

Camões, Aires; *CTAC, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho-UMINHO, Portugal,*  
*aires@civil.uminho.pt*

Elias, Fabrizio; *Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco-UPE,*  
*fabrizioelias@protonmail.com*

Dalpane, Tâmara; *Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco-UPE,*  
*tamaradalpane@gmail.com*

#### **RESUMO**

Considerando o potencial das tecnologias eletrônicas, é natural buscar meios onde a Engenharia Civil pode também se beneficiar. O *Arduíno*, plataforma *open-source* para desenvolvimento eletrônico, possui potencial na indústria da construção civil com baixo custo, facilidade de uso e boa confiabilidade, já em utilização por algumas empresas de construção. O monitoramento da evolução da resistividade elétrica em pastas e argamassas de concreto pode contribuir no controle de qualidade. Assim, o desenvolvimento de aparato com *Arduíno*, para medir a evolução da resistividade elétrica do concreto fresco, representa avanço na aplicação de tecnologia em canteiro de obras, inclusive através da correlação entre o tempo de pega e a resistividade elétrica. A pesquisa desenvolveu um aparato usando uma placa *Arduíno*, sensor de corrente não invasivo, sensor de temperatura e umidade ambiente, e relógio para realizar leituras em tempos programados. As informações podem ser visualizadas em uma tela *LCD* assim como são salvas em um cartão *MicroSD* para posterior geração dos gráficos de correlação. O *Arduíno* permite a integração de todos os componentes e programação pelos autores. As leituras são autônomas, cabendo ao operador a produção da argamassa, preenchimento do molde e ligação do aparato na rede elétrica comum, liberando-o para realização de outras tarefas. Ao final do ensaio, deve-se importar os dados do cartão para geração do gráfico evolutivo. Para validação do aparato foram feitos ensaios em composições de pastas de concreto, além de ensaios de Vicat para determinação dos tempos de pega. Os resultados comparativos entre os ensaios de resistividade e tempo de pega foram referenciados conforme as referências bibliográficas.

#### **ABSTRACT**

Considering the potential of electronic technologies, it is natural to seek ways in which Civil Engineering can also benefit. *Arduino*, an open-source platform for electronic development, has potential in the construction industry with low cost, ease of use and good reliability, already in use by some construction companies. Monitoring the evolution of electrical resistivity in concrete pastes and mortars can contribute to quality control. Thus, the development of a device with *Arduino* to measure the evolution of the electrical resistivity of fresh concrete represents an advance in the application of technology in construction site, including through the correlation between the time of handle and the electrical resistivity. The research developed an apparatus using an *Arduino* board, non-invasive current sensor, ambient temperature and humidity sensor, and a clock to perform readings at programmed times. The information can be viewed on an *LCD* screen as well as saved on a *MicroSD* card for later generation of correlation charts. The *Arduino* allows the integration of all components and programming by the authors. The readings are autonomous, so the operator must need only to produce the mortar, fill the mold and connect the apparatus in the common electric network, allowing him to carry out other tasks. At the end of the test, the data must be imported from the card to generate the evolution chart. For the validation of the apparatus, tests were carried out on compositions of concrete pastes, as well as Vicat tests for determination of setting times. The comparative results between the resistivity and draw time trials were consistent with the literature references.

## 1 - INTRODUÇÃO

Em 2012 o planeta havia atingido um nível recorde de emissões de CO<sub>2</sub> na atmosfera, 31,6 giga toneladas, o que representou crescimento de 1,4% em relação a 2011 (O Globo, 2013). Nesse contexto a indústria da construção civil, uma das mais importantes atividades produtivas e econômicas, é também responsável por impactos ambientais a exemplo de extração de matérias primas, geração de resíduos, bem como a fabricação do cimento, dentre outros (Gasques *et al.*, 2014). Assim, é de grande importância para o meio ambiente diminuir o consumo de cimento, tentando encontrar materiais alternativos que o permitam substituir, pelo menos em parte. Neste sentido, várias pesquisas foram entretanto desenvolvidas com o intuito de produzir concretos com reduzido teor de cimento e alto teor de adições minerais, designadamente cinzas volantes de biomassa ou de carvão proveniente de centrais termelétricas (Camões, 2005, Teixeira *et al.*, 2016<sup>a</sup>, Teixeira *et al.*, 2016<sup>b</sup>) e resíduo do bioetanol celulósico (Calado *et al.*, 2017). Estas misturas têm uma reologia no estado fresco que as distingue das de cimento puro, a elevada viscosidade (Camões, 2002). Este aspecto permite questionar se os ensaios tradicionais para determinação dos tempos de pega, baseados na resistência à penetração de pastas, são, ou não, válidos para pastas de reologia assim tão distinta. Neste sentido, procurou-se avaliar a possibilidade de medição dos tempos de pega, recorrendo à medição da resistividade elétrica de pastas no estado fresco. A ABNT NBR NM 43 (2003) e a ABNT NBR NM 65 (2003) estabelecem procedimentos para realização de ensaios para determinação da pasta de consistência normal e dos tempos de início e fim de pega, respectivamente. A pasta de consistência normal é usada nos ensaios para determinação dos tempos de início e fim de pega com o aparelho de Vicat e deve ser determinada por tentativa e erro, até que uma sonda normalizada penetre (6±1) mm do fundo do molde tronco-cônico. Cada tentativa requer 500g de cimento, com potencial de uso significativo de cimento até a obtenção da pasta correta. Calado *et al.* (2018) mostra que a aplicação de aditivos e adições pode aumentar significativamente o tempo de início e fim de pega das pastas, com composições chegando a atingir 120 horas, aumentando as chances do ensaio ser perdido, por exemplo, endurecendo em momentos onde o operador não podia ensaiar a pasta, ou inviabilizando completamente o ensaio.

Considerando o potencial de desperdício de cimento e tempo nessas condições, a presente pesquisa buscou formas de otimizar a obtenção dos tempos de pega de pastas com diferentes composições a partir do desenvolvimento de um aparato original utilizando a plataforma Arduino. Zongjin (2007) demonstrou a correlação entre a resistividade elétrica e os tempos de pega das pastas de cimento, desenvolvendo um equipamento próprio para tal propósito, utilizando o princípio do transformador em um sensor sem contato com a pasta, permitindo eliminar problemas de contato com os eletrodos. Entretanto, a sua construção foi patenteada e requer um gerador capaz de produzir corrente alternada com frequência de 1000Hz. Calado (2015) também demonstrou a correlação da evolução da resistividade elétrica das pastas com seus tempos de pega, mas utilizando aparato mais simples, com corrente contínua. O autor utilizou corpos de prova cilíndricos com chapas metálicas servindo de eletrodos, em contato direto com a pasta. A escolha do tempo de pega se deu pela literatura disponível, sua importância para o controle de qualidade do concreto e desenvolvimento da obra (Calado, 2015), e pelo maior potencial redutor de desperdícios, mas a evolução da resistividade pode ser relacionada com outras propriedades do cimento, a serem estudadas no futuro. Além da resistividade, a temperatura da pasta e do ambiente também foram monitoradas. Em ambos os trabalhos, a resistividade foi calculada seguindo a lei de Ohm.

## 2 - METODOLOGIA

### 2.1 - Construção do Aparato

#### 2.1.1 - Arduino

A escolha da plataforma Arduino se deu devido a sua facilidade de programação e operação, sua natureza de código aberto e baixo custo de aquisição, aliada a uma ótima performance para aplicações automatizadas. A linguagem utilizada é C e o código deve ser digitado em um ambiente de desenvolvimento próprio que pode ser obtido no site oficial (Arduino, 2018).

A plataforma consiste em uma placa de circuito impresso com um chip Atmega329P como controlador principal, diversos pinos de entrada e saída digital e analógicas, conexão por USB e possibilidade de ser utilizado sem o computador após a programação inicial, podendo ser ligado à rede elétrica comum. Ele é utilizado no mundo todo desde aplicações educativas até projetos comerciais de automação entre outros (Arduino, 2018).

### 2.1.2 - Sensores e componentes

O Arduino utiliza sensores conectados aos seus pinos de entrada e saída para obtenção das informações necessárias aos cálculos com exibição na tela ou gravação em cartão *MicroSD*. Como estes componentes são utilizados nas mais diversas aplicações, existem bibliotecas prontas de código aberto que foram usadas para facilitar tais operações de leitura e escrita, todo o resto do código foi escrito pelos autores. No total, existem 8 componentes conectados ao Arduino (Figura 1). Durante o desenvolvimento o aparato foi montado em uma caixa plástica (Figura 2).

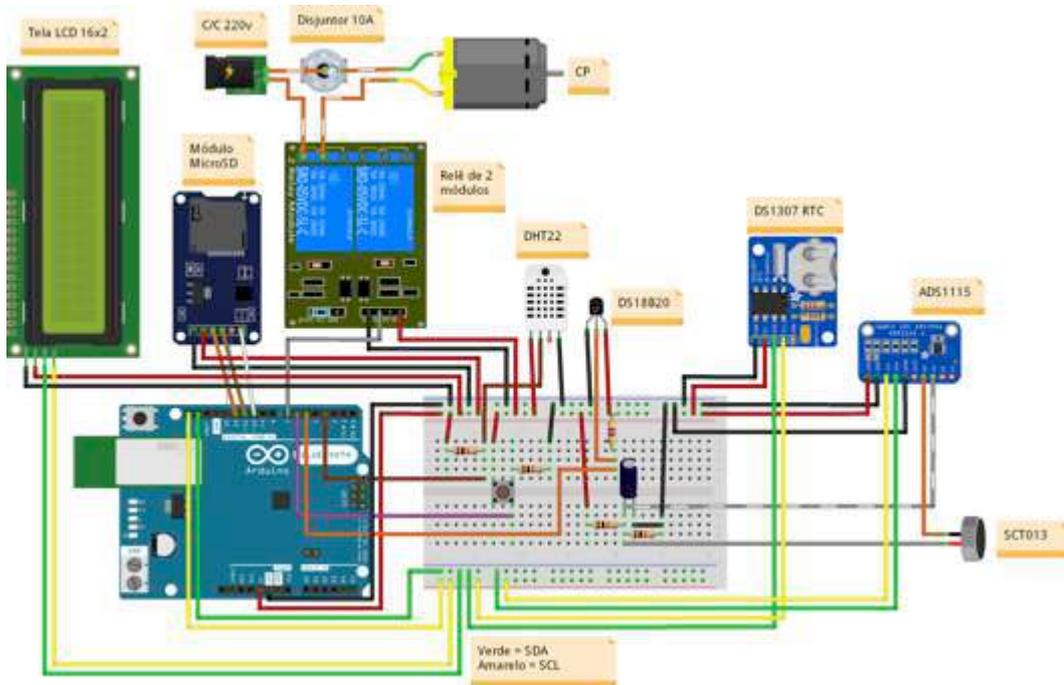


Figura 1 – Esquema eletrônico com a conexão de todos os componentes integrantes ao aparato desenvolvido.

Informações como tempo até a próxima leitura, resultados da leitura em tempo real da temperatura e da umidade ambiente podem ser lidas a qualquer momento na tela LCD. Os tempos são controlados utilizando um relógio em tempo real (DS1307 RTC) e os intervalos entre cada leitura podem ser programados com precisão de segundos.

A leitura da corrente elétrica que passa através do corpo de prova é feita usando um sensor não-invasivo SCT013-010 que utiliza a relação 10A/1V para transformar a corrente passante em um fio em uma voltagem que pode ser lida pelo Arduino. Devido aos baixos valores de corrente que passam pela pasta, especialmente após o endurecimento, o sensor foi conectado a um conversor analógico-digital ADS115 com 16bit de precisão, o que permite ler correntes na ordem de 0,625mA (aproximadamente  $1,26\text{M}\Omega\cdot\text{cm}$  para o corpo de prova usado); em contrapartida, o conversor próprio do Arduino, de 10bit, permite realizar leituras de até 4mA, o que pode atrapalhar leituras em estágios mais avançados do ensaio, com correntes extremamente baixas. O ADS115 pode ainda ser configurado para operar com correntes ainda mais baixas, da ordem de 0,078125mA (aproximadamente  $10,05\text{M}\Omega\cdot\text{cm}$  para o corpo de prova usado), mas por questões operacionais do próprio componente, durante a fase de desenvolvimento do aparato, tal precisão foi sacrificada sem detrimento dos resultados dos ensaios, visto que sempre ficaram abaixo dos  $100\text{K}\Omega/\text{cm}$ .



Figura 2 – Foto do aparato em seu estado final, mostrando o molde do lado esquerdo, o aparato com tela na parte superior e o sensor de temperatura SCT013-010 no centro (azul).

A separação do circuito de corrente alternada para o de corrente contínua foi feita usando um relê de dois módulos controlado pelo Arduino. Um relê é uma chave eletromagnética controlada pelo Arduino e sempre que uma leitura precise ser feita, o relê é acionado, deixando passar corrente através do corpo de prova, CP, e por um disjuntor comum de 10A usado como dispositivo de segurança contra sobrecorrentes. O corpo de prova é moldado dentro de um tubo de PVC com 5,5cm de comprimento e 5cm de diâmetro com eletrodos de alumínio em cada uma de suas pontas. O cálculo da resistividade elétrica foi obtido por Calado (2015):

$$\rho_v = \frac{U}{I} \times \frac{A}{h} \quad [1]$$

Na equação anterior, U é a voltagem que passa pelo CP, no caso, 220V, I é a corrente lida pelo Arduino em Ampères, A é a área do eletrodo em cm<sup>2</sup> e h, o comprimento do tubo em cm. A resistividade  $\rho_v$  é dada então em  $\Omega \cdot \text{cm}$ .

Imediatamente antes e depois de cada leitura de corrente, são feitas leituras de temperatura do corpo de prova, usando o sensor DS18B20 com precisão de  $\pm 0,5^\circ\text{C}$ . Devido a presença de corrente elétrica alternada, a fim de isolar os circuitos, esse sensor fica próximo do corpo de prova. Apenas é apresentado a temperatura antes da leitura da resistividade, visto que a diferença entre esta e a temperatura após a leitura é negligenciável, sempre menos de  $1^\circ\text{C}$ . No intervalo de cada leitura, são apresentados na tela o tempo até a próxima, quantas leituras já efetuadas, e a temperatura e a umidade do ambiente usando o sensor DHT22.

A cada leitura, são gravados no cartão *MicroSD* o tempo em segundos desde o início do ensaio, a corrente que atravessou o corpo de prova, as temperaturas do corpo de prova e a temperatura e a umidade do ambiente. Esses dados são também apresentados na tela LCD durante a leitura.

### 2.1.3 - Software para geração dos gráficos

Em conjunto ao aparato, foi desenvolvido um *software* na linguagem *Python* para gerar os gráficos de evolução da resistividade e temperatura. Ao final do ensaio, o operador deve recolher o cartão *MicroSD* e importar o arquivo texto gerado no *software*, escolher que tipo de gráfico deseja gerar e salvar a imagem para análise.

### 2.1.4 - Ensaios

Os ensaios foram realizados no laboratório de materiais de construção civil – LMCC da Universidade de Pernambuco. A mistura e moldagem das pastas seguiram as recomendações da NBR 7215 (1996) e a colocação dos aditivos as recomendações dos fabricantes. Após a moldagem da pasta, o molde é conectado ao aparato e este, ligado à rede elétrica. Ao ligar o Arduino, são feitas calibrações no sensor de corrente na tentativa de diminuir o ruído do ambiente, realizando-se leituras enquanto a conexão para o corpo de prova é mantida desligada, essa variação é subtraída nas leituras reais. Após a calibração, já é feita a primeira leitura, com duração aproximada de dois segundos. Cada leitura tem um intervalo de 7,5 minutos. Todos esses tempos podem ser configurados. O aparato continuará a realizar leituras enquanto estiver ligado na rede elétrica.

Paralelamente, para fins de comparação, foi realizado o ensaio para determinação do tempo de pega utilizando o aparelho de Vicat, sendo feita uma medição para cada leitura do aparato. O ensaio consiste na medição da penetração de uma agulha na pasta moldada em um molde tronco-cônico. O tempo de início de pega é dado quando a penetração é de  $4 \pm 1$  mm do fundo do molde; já para o tempo de fim de pega, a penetração deve ser de 0,5 mm do topo da pasta. O operador anota cada um desses tempos e os compara com o gráfico gerado pelo aparato para cálculo das correlações.

### 2.1.5 - Componentes e composições

O cimento utilizado foi o CPV-ARI para as composições C1 (Quadro 1) e o CPIII-32 RS para as composições C2 (Quadro 2), ambos comprados em armazéns da cidade brasileira do Recife, sendo utilizados frequentemente nas obras da região da pesquisa. A água de amassamento foi obtida da rede de abastecimento público. Quando necessário, foram utilizados aditivos plastificante e superplastificante. Todos os constituintes foram escolhidos com objetivo de se aproximar o máximo possível daqueles utilizados em obras e laboratórios da cidade do Recife.

Cada composição foi subdividida em quatro, nomeadamente Cimento+Água (C+A), C+A+Plastificante (C+A+P), C+A+Superplastificante (C+A+SP) e C+A+P+SP, onde a relação água/cimento utilizada para C1 foi de 0,5 e para C2 0,3, devido a velocidade no endurecimento do cimento tipo CPV-ARI.

As composições ensaiadas são apresentadas nos Quadros 1 e 2 a seguir.

Quadro 1 – Composições C1 utilizadas nos ensaios

Componente	C1	C1+P	C1+SP	C1+P+SP
Cimento CPV-ARI	500g	500g	500g	500g
Relação A/C	0,5	0,3	0,3	0,3
Plastificante	-	4,6g	-	4,6g
Superplastificante	-	-	5,5g	5,5g

Quadro 2 – Composições C2 utilizadas nos ensaios

Componente	C2	C2+P	C2+SP	C2+P+SP
Cimento CPIII-32 RS	500g	500g	500g	500g
Relação A/C	0,5	0,3	0,3	0,3
Plastificante	-	4,6g	-	4,6g
Superplastificante	-	-	5,5g	5,5g

## 3 - Resultados

Em todos os gráficos produzidos, o lado esquerdo tem a escala da resistividade em  $k\Omega \cdot m$  (representada pela linha verde), e na direita, a escala de temperaturas em  $^{\circ}C$  (linha azul para temperatura do CP e laranja para a ambiente). As linhas verticais ciano e vermelha representam os tempos de pega de acordo com o ensaio de Vicat.

Na Figura 3 pode ser visto o gráfico gerado para a composição C1 sem aditivos. O tempo de início de pega foi de uma hora e trinta minutos e o de fim de pega de três horas, quando o ensaio foi encerrado. O início do ensaio, apresentou acréscimo significativo da temperatura do corpo de prova devido ao calor de hidratação, chegando a um pico de  $31^{\circ}C$ . Quando a temperatura começou a baixar, notou-se um aumento mais acentuado da resistividade elétrica, indicando que a fase mais significativa da hidratação do cimento já havia ocorrido.

Na Figura 4, é mostrada a evolução da resistividade da composição C1 com plastificante. Pode-se perceber o pico de resistividade inicial em aproximadamente 9 horas e 30 minutos de ensaios, com uma queda, estabilização e posterior subida gradual após o período de dormência, comportamento coerente com Calado (2015) e Zongjin (2007).

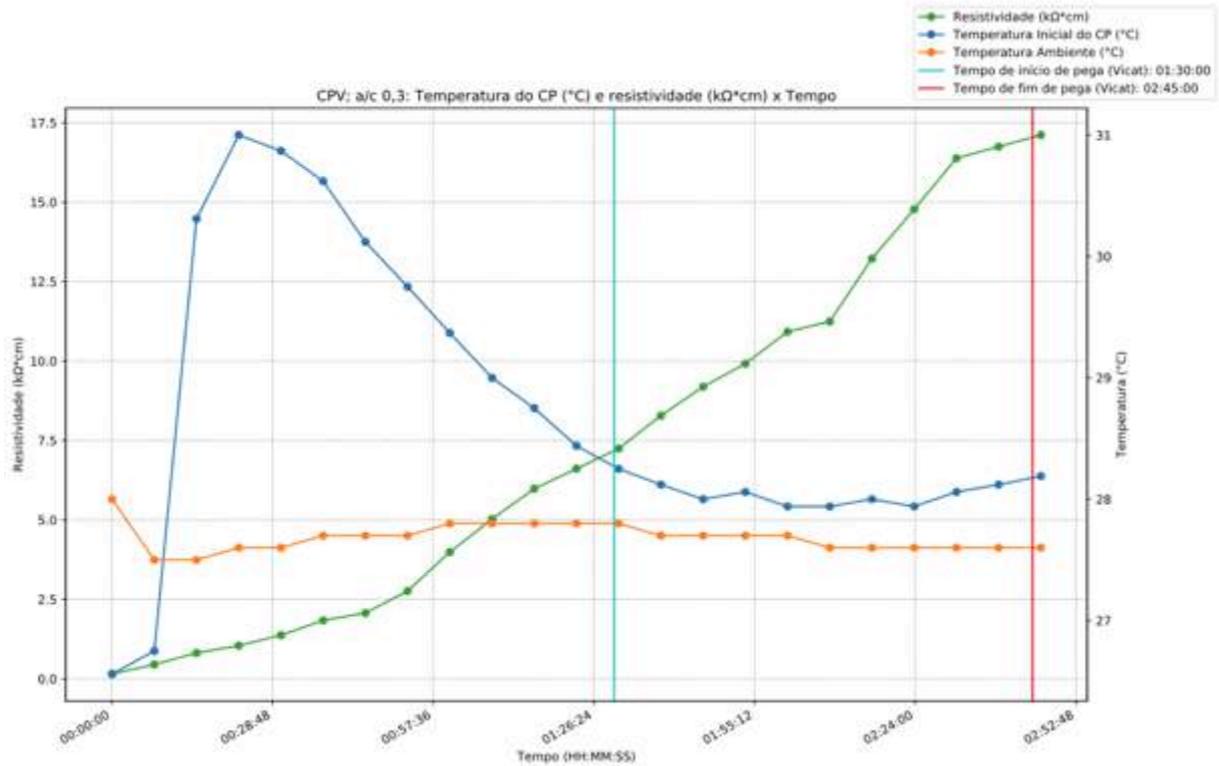


Figura 3 – Gráfico com evolução da resistividade elétrica da composição C1 sem nenhum aditivo, mostrando ainda temperatura do corpo de prova e do ambiente

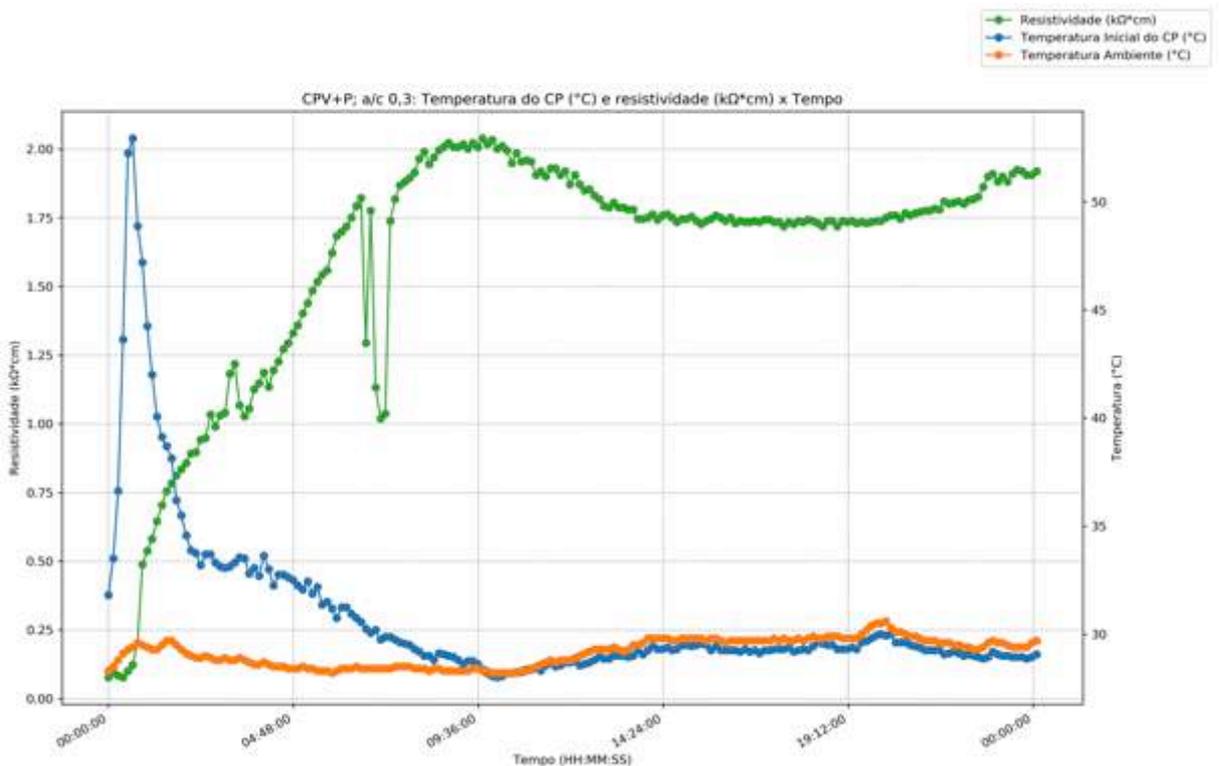


Figura 4 – Gráfico com evolução da resistividade elétrica da composição C1 apenas com plastificante, mostrando ainda temperatura do corpo de prova e do ambiente

A figura 5 mostra a composição C1 com superplastificante. Mais uma vez nota-se o aumento rápido de resistividade após o final da hidratação do cimento, indicado pela queda da temperatura do corpo de prova. O tempo de início de pega foi de 4 horas.

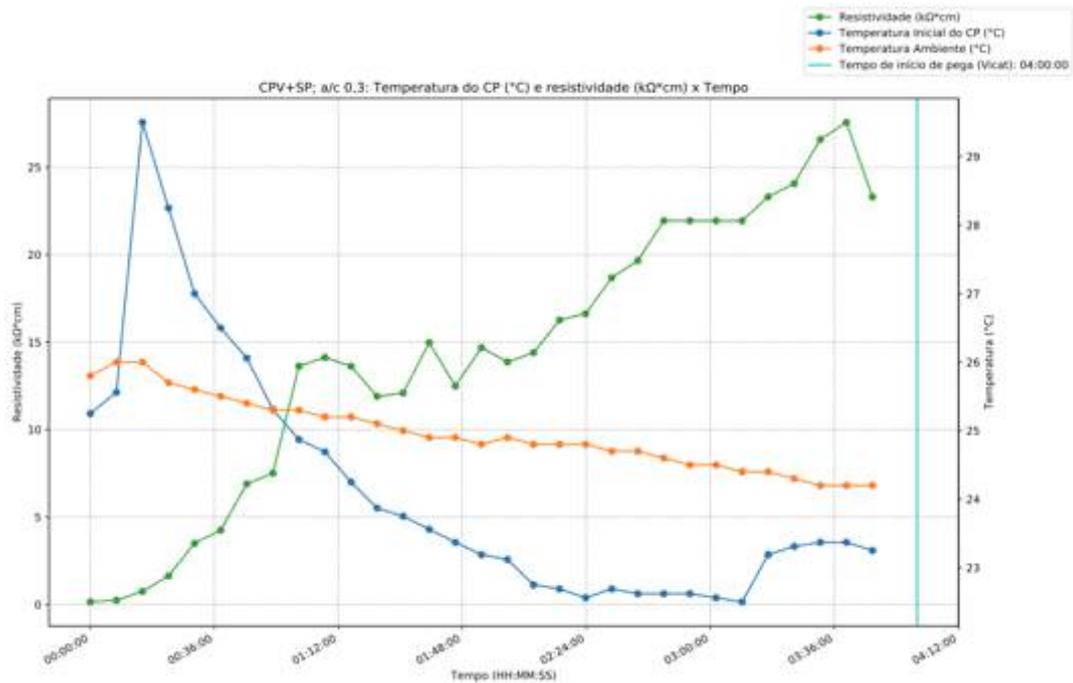


Figura 5 – Gráfico com evolução da resistividade elétrica da composição C1 apenas com superplastificante, mostrando ainda temperatura do corpo de prova e do ambiente

Já na Figura 6, pode ser visto a composição C1 com plastificante e superplastificante. Esta foi a composição, utilizando o cimento CPV-ARI que mais demorou para entrar em pega. Mesmo assim, o padrão foi mantido e a resistividade tem seu maior crescimento após a queda da temperatura do corpo de prova, com o tempo de início de pega ocorrendo em 6 horas e 30 minutos e o de fim de pega, após 8 horas.

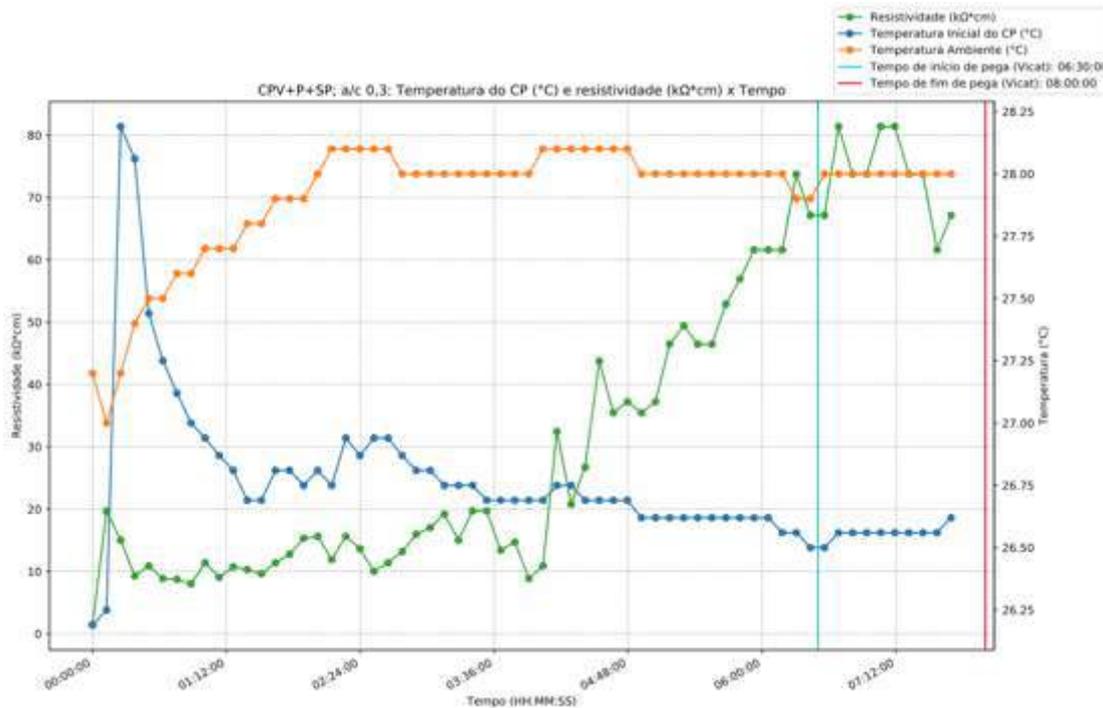


Figura 6 – Gráfico com evolução da resistividade elétrica da composição C1 com plastificante e superplastificante, mostrando ainda temperatura do corpo de prova e ambiente

A Figura 7 mostra a composição C2 sem a adição de aditivos. O tempo de início de pega foi de 4 horas, aproximadamente 3 horas após o início do crescimento da resistividade elétrica.

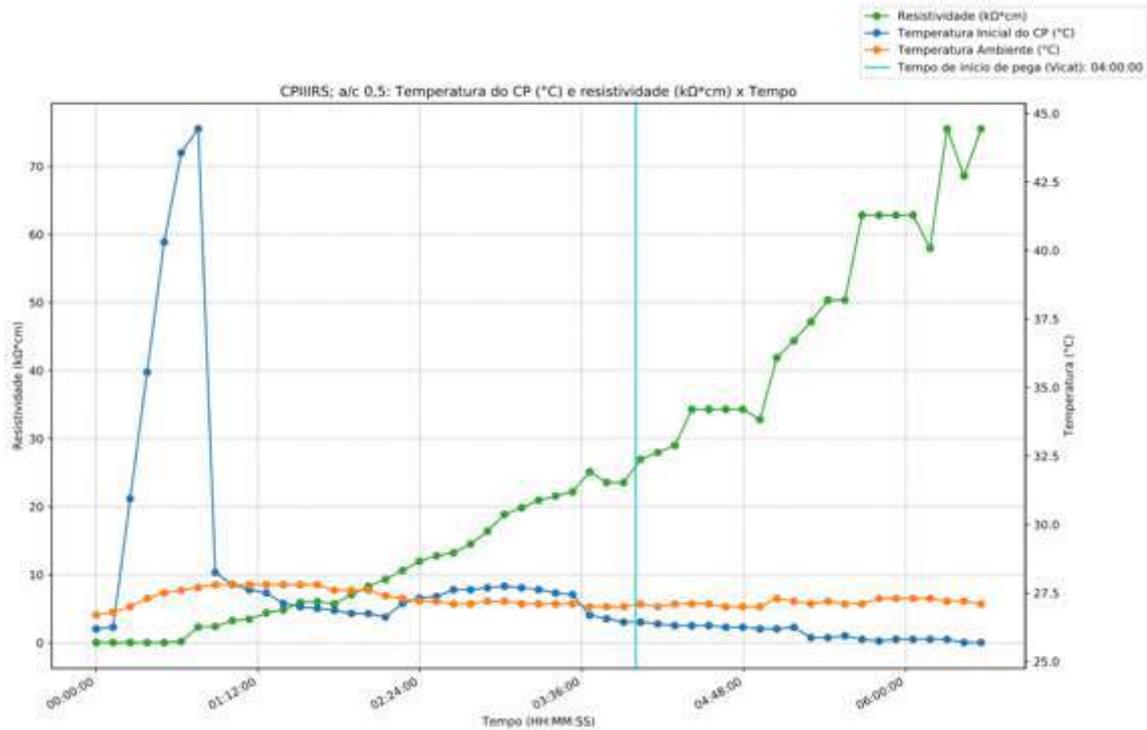


Figura 7 – Gráfico com evolução da resistividade elétrica da composição C2 sem aditivos, mostrando ainda temperatura do corpo de prova e ambiente

Na Figura 8 é mostrada a composição C2 com o aditivo plastificante. Nota-se, mais uma vez, o crescimento da resistividade elétrica com o declínio do calor de hidratação do cimento. O tempo de início de pega ocorreu em 6 horas após o início do ensaio e o tempo de fim de pega em 7 horas e 30 minutos.

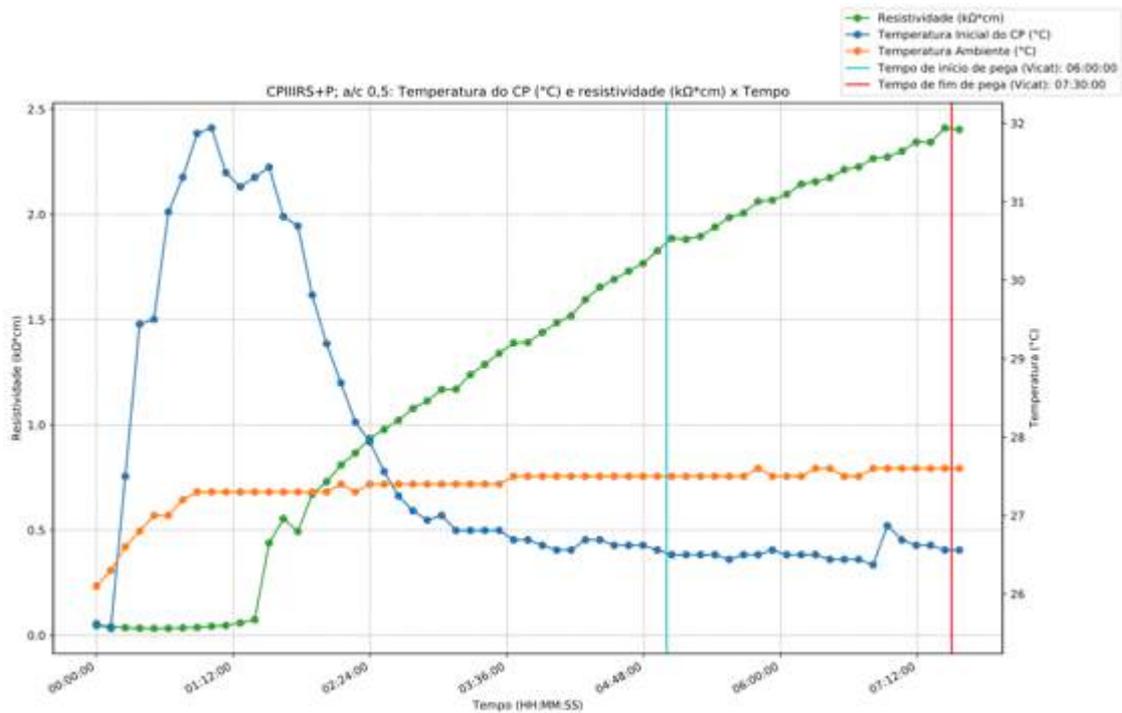


Figura 8 – Gráfico com evolução da resistividade elétrica da composição C2 apenas com plastificante, mostrando ainda temperatura do corpo de prova e ambiente

A composição C2 com superplastificante é mostrada na Figura 9. Os tempos de início e fim de pega não foram obtidos para essa composição com o método de Vicat devido os horários disponíveis no laboratório.

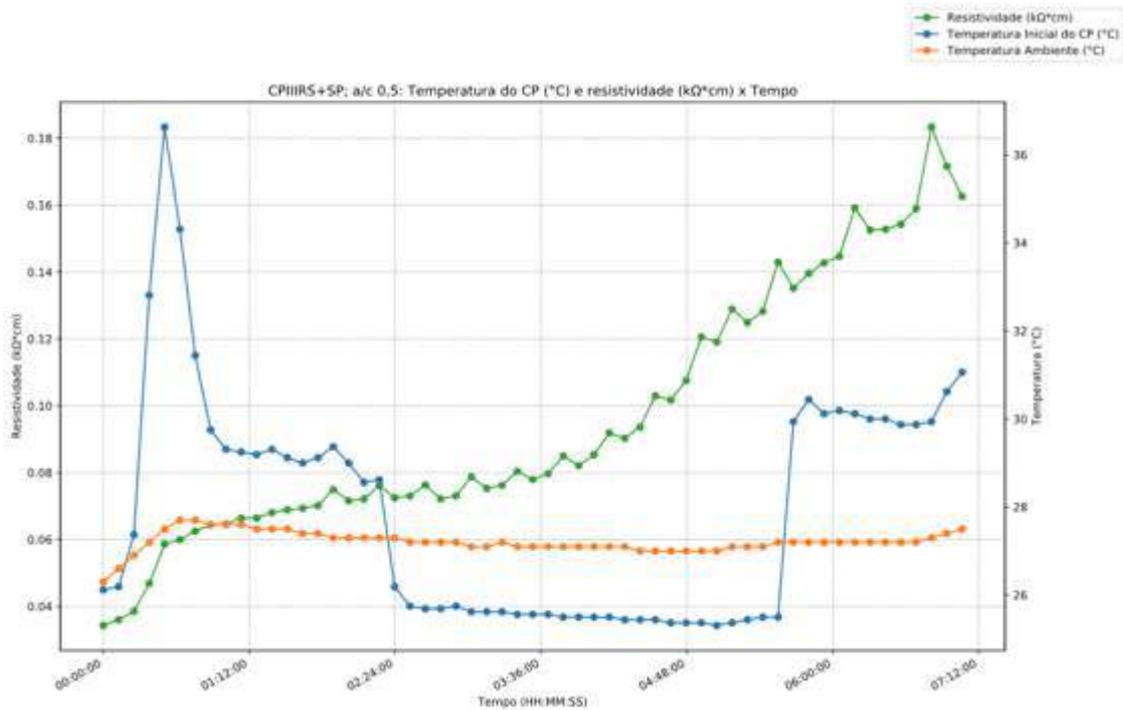


Figura 9 – Gráfico com evolução da resistividade elétrica da composição C2 apenas com superplastificante, mostrando ainda temperatura do corpo de prova e ambiente

Por fim, na Figura 10 está apresentada a composição C2 com plastificante e superplastificante. Os tempos de início e fim de pega também não foram obtidos pelos mesmos motivos expostos anteriormente.

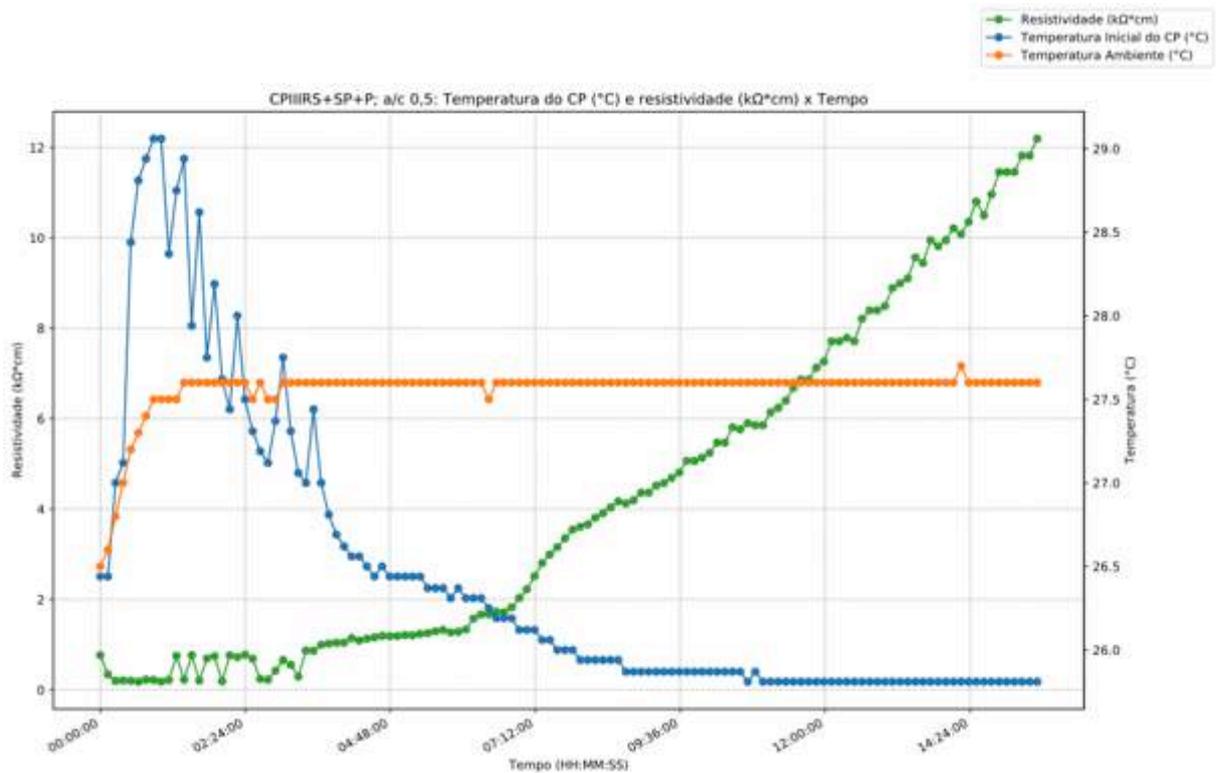


Figura 10 – Gráfico com evolução da resistividade elétrica da composição C2 com plastificante e superplastificante, mostrando ainda temperatura do corpo de prova e ambiente

Notou-se que todos os corpos de prova tiveram um comportamento parecido, com a resistividade elétrica crescendo mais rapidamente após a hidratação do cimento, evidenciada pela queda do calor de hidratação. As composições sem superplastificante apresentaram melhor desempenho no que diz

respeito as leituras do aparato desenvolvido, pois seus dados de tempos de pega puderam ser obtidos dentro das limitações de tempo do laboratório. As composições com superplastificante e plastificante foram as que tomaram maior tempo de ensaio, chegando a 15 horas na composição C2.

Nesta composição, o aparato foi deixado ligado durante a noite e seus dados obtidos apenas no dia seguinte, mostrando bom funcionamento mesmo ligado por muito tempo, evidenciando utilidade na obtenção dos dados de composições que de outra forma, seriam de grande dificuldade.

Por fim, nota-se que composições com superplastificante tem a evolução da resistividade significativamente mais lenta, especialmente durante as primeiras horas de ensaio, o que resulta em valores mais baixos quando comparado com composições sem esse aditivo e com durações semelhantes.

Para se obter correlações mais precisas, deve-se realizar mais ensaios nas composições que apresentaram melhor desempenho, especialmente na obtenção dos tempos de pega pelos métodos tradicionais.

#### **4 - CONCLUSÕES**

Após análise dos resultados obtidos e comparação com a bibliografia, especialmente os trabalhos de Calado (2015) e Zongjin (2007), verificou-se que há viabilidade técnica do aparato original desenvolvido para medição da resistividade elétrica em pastas de concreto e possível posterior correlação com os tempos de pega. A utilização do Arduíno representou um avanço técnico dos aparatos desenvolvidos nos trabalhos anteriormente mencionados, pois trouxe baixo custo, boa confiabilidade e melhores condições operacionais nos ensaios.

Em trabalhos futuros, deve-se estudar a influência do uso de corrente alternada 220V nos tempos de pega, já que esta passa diretamente pelo corpo de prova, ao utilizar-se diversos tamanhos de corpos de prova nas mesmas composições e condições aqui apresentadas. Além disso, será estudada a relação da resistividade com outras propriedades do cimento, como sua resistência mecânica, índice de vazios e porosidade. A partir destes resultados, pode-se criar melhores correlações, com possibilidade de explicar alguns comportamentos como tempo de pega excessivo com o uso de aditivos. Por fim, pretende-se criar correlações reais e mais precisas entre os valores da resistividade e as diversas propriedades das pastas, a fim de programar o aparato para mostrar estimativas na tela LCD.

#### **5 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- ABNT NBR NM 43 (2003). *Cimento Portland – Determinação da pasta de consistência normal*. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR NM 65 (2003). *Cimento Portland – Determinação do tempo de pega*. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 7215 (1996). *Cimento Portland – Determinação da resistência a compressão*. Rio de Janeiro.
- Arduino (2018). <https://www.arduino.cc/>, acessado em 09/08/2018.
- Calado, C. F. A. (2015). *Concreto auto-adensável: alternativa ao concreto convencional em climas quentes*. Portugal. Tese de doutorado.
- Calado, C. et al. (2018). *Estudo Para Uso Do Resíduo Do Bioetanol Celulósico Adicionado Ao Cimento Em Argamassas De Concreto*. Atas do 3ª Congresso Luso-Brasileiro de Materiais de Construção Sustentáveis, Coimbra.
- Calado, C. et al. (2017). *Estudo de Aplicação de Lignina para Adição ao Cimento em Argamassas de Composições de Concreto*. Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto CBC2017.
- Camões, A. (2002). *Betões de elevado desempenho com elevado volume de cinzas volantes*. Tese de Doutorado, Universidade do Minho.

- Camões, A. (2005). *Betões de elevado desempenho com elevado volume de cinzas volantes*. Revista Engenharia Civil, Universidade do Minho, Vol. 23, pp. 55–64.
- Gasques, A.C.F. et al. (2014). *Impactos Ambientais dos Materiais da Construção Civil: Breve Revisão Teórica*. Universidade Federal de Maringá, Paraná.
- O GLOBO (2013). *Emissões de CO2 na atmosfera atingiram nível recorde em 2012*. <https://oglobo.globo.com/sociedade/ciencia/emissoes-de-co2-na-atmosfera-atingiram-nivel-recorde-em-2012-8646055>, acessado em 04/08/2018.
- Teixeira, E.R. et al. (2016a). *Comparative environmental life-cycle analysis of concretes using biomass and coal fly ashes as partial cement replacement material*. Journal of Cleaner Production, Vol. 112, pp. 2221–2230.
- Teixeira, E.R., et al. (2016b). *Biomass and coal fly ash as cement replacement on mortar properties*. Anais do II International Conference on Concrete Sustainable ICCS16, pp. 1–12.
- Zongjin, L., Xiao, L., Wei, X. (2007). *Determination of Concrete Setting Time Using Electrical Resistivity Measurement*. Journal of Materials in Civil Engineering 19, 423–427.



## **CARACTERIZAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO ÁGUA / CIMENTO NAS PROPRIEDADES DO CONCRETO PERMEÁVEL**

### **CHARACTERIZATION OF THE INFLUENCE OF THE WATER / CEMENT RELATIONSHIP ON THE PROPERTIES OF PERMEABLE CONCRETE**

Gomes, George; LAREB, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Ari de Sá, Fortaleza, 60140-060, Brazil, gomeswyllyam@gmail.com  
Medeiros, João; LAREB, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Estácio, Fortaleza, 60035-111, Brazil, joamedeiros702@gmail.com  
Souza, Matheus; LAREB, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Ari de Sá, Fortaleza, 60140-060, Brazil, matheus.engcv@outlook.com  
Cavalcante, Felipe; LAREB, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Ari de Sá, Fortaleza, 60140-060, Brazil, felipevasc21@outlook.com  
Cavalcante, Lia; LAREB/CENTRE, Faculdade Ari de Sá, Fortaleza, Brazil, liafontenelec@hotmail.com.  
Rodrigues, Francisco; LAREB, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 4200-465 Porto, Portugal, fmoacirpr@gmail.com  
Araújo, Emanuel; LAREB, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Campus Russas, Russas, 62900-000, Brazil, emanuhenriqcivil@gmail.com  
Xavier, Loyane; LAREB, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, Fundação Regional de Blumenau, Blumenau, 89030-000, Brazil, loyanexavier@gmail.com  
Mesquita, Esequiel; LAREB, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Campus Russas, Russas, 62900-000, Brazil, emesquita@ufc.br

#### **RESUMO**

Especialmente nos grandes centros urbanos, a existência de largas faixas de superfícies revestidas com materiais pouco permeáveis, associada com a baixa eficiência dos sistemas de drenagem e períodos chuvosos muito intensos, podem ocasionar alagamentos. Neste contexto o uso de materiais permeáveis como o concreto permeável ou poroso, associados com um sistema eficiente de drenagem, pode contribuir para a redução no número destes incidentes urbanos. Este trabalho tem como objetivo principal avaliar a características mecânicas e coeficiente de permeabilidade de amostras de concretos permeáveis, produzidos para as seguintes variações de relação a/c, 0,4; 0,45 e 0,5. Os corpos-de-prova produzidos foram avaliados quanto ao coeficiente de permeabilidade, resistência a compressão axial, resistência à tração na flexão e desgaste Amsler. Os resultados obtidos permitiram observar que dentre as variações da relação a/c estudadas, a relação 0,45 apresentou melhor desempenho quanto à permeabilidade e resistência à compressão. O presente trabalho contribui para o estudo de otimização da produção de concreto permeável e potencial implementação na metodologia de produção de concretos permeáveis como camada de revestimento para pavimentos permeáveis e sistema de drenagem auxiliar.

#### **ABSTRACT**

Especially in the large urban centres, the existence of large strips of superficies coated with little permeable materials, associated with the low efficiency of drainage systems and very intense rainy periods, can cause flooding. In this context the use of permeable materials such as permeable or porous concrete, associated with an efficient drainage system, can contribute to the reduction in the number of these urban incidents. In this context this work has as main objective to assess the mechanical characteristics and permeability of permeable concrete samples, produced for the following variations A/C 0.4; 0.45 and 0.5. The test bodies produced were evaluated on the permeability coefficient, resistance to axial compression, tensile strength in flexion and Amsler wear. The results obtained made it possible to observe that among the variations of the A/C ratio studied, the ratio 0.45 presented better performance as to the permeability and compression resistance. The present work contributes to the study of optimization of the production of permeable concrete and potential implementation in the methodology of production of porous concrete for pavements, and auxiliary drainage system.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

O concreto é um dos materiais de construção mais importante e mais utilizado nas obras de engenharia. É resultante da mistura de aglomerantes, agregados miúdos e agregados graúdos com

água (SILVA, 1991). O concreto permeável, também conhecido como concreto poroso, é uma tecnologia desenvolvida na França que vem tendo muita visibilidade em razão de sua capacidade de infiltração. Resultante da mistura de cimento, agregados graúdos e água, podem ainda ser adicionados alguns produtos especiais (aditivos ou adições) com a finalidade de melhorar ou conferir determinadas propriedades ao concreto permeável.

É utilizado principalmente para pavimentação como técnica compensatória de amortecimento de cheias, com intuito de diminuir e retardar o escoamento das águas pluviais. Indicado principalmente para locais com tráfego de cargas moderadas, como estacionamentos e calçadas (MONTEIRO, 2010). Sua aplicação em pavimentações se dá pelo fato de sua composição conter pouco ou nenhum agregado miúdo, o que confere a mistura um elevado índice de vazios e conseqüentemente, uma alta permeabilidade possibilitando a percolação de água através de sua estrutura (BATEZINNI, 2013).

Um dos maiores problemas enfrentados no atual cenário da construção civil é a impermeabilização do solo, fato que decorre, principalmente, do crescimento urbano e tem contribuído para catástrofes hídricas através do aumento do volume e velocidade do escoamento superficial e dos picos de cheia (CHOCAT, 1997). Para contribuir na diminuição das inundações em planícies, as soluções adotadas pelo poder público tem sido o rápido escoamento através das canalizações (CASTRO, 2015), no entanto, o impacto é apenas transferido de montante à jusante, o que gera mais pontos de inundações e conseqüentemente transtornos às infraestruturas urbanas e aos moradores dessas áreas (ACIOLI, 2005; BIRGANI; YAZDANDOOST, 2014).

Em vista disso, é cada vez mais evidente a necessidade de sistemas e equipamentos que aumentem a eficiência e capacidade de manter níveis aceitáveis de proteção contra inundações urbanas, servindo e minimizando as conseqüências resultantes de enchentes inesperadas ou excepcionais que levem à falha do sistema (DJORDJEVIC et al., 2011; BUTLER et al., 2014). O concreto permeável torna-se nesse cenário uma forma de resolver tal problemática visto que as suas características fazem com que sua utilização seja voltada à drenagem urbana, como técnica compensatória, pois esse equipamento tem como principal finalidade a redução do escoamento superficial, o que diminui as áreas impermeáveis de onde são implantados (PINTO, 2011).

Concreto poroso com pavimento permeável, consiste na infiltração da água do escoamento superficial através de seus poros, proporcionando a percolação no solo, podendo a água sofrer evaporação ou recarregar o lençol freático (URBONAS; STAHERE, 1993). Portanto vendo tal problemática decidiu-se estudar diversos fatores de relação a/c que possibilite contribuir para a melhoria mecânica e permeabilidade, sem uso de aditivos e conseqüente encarecimento do produto final.

## **2 - PROGRAMA EXPERIMENTAL**

Para este trabalho foram produzidos 3 traços com diferentes relações de a/c, onde foram definidas relações de 0,4; 0,45 e 0,5. Após vários estudos bibliográficos foi possível estipular um traço de 1:4. Para cada traço foram produzidos pavers de dimensões 20x10x6 cm para ensaios de resistência à compressão seguindo parâmetros da NBR 9781:2013, para os ensaios de coeficiente de permeabilidade fabricou-se placas de proporção 40x40x10 cm, onde adotaram-se padrões seguidos pela NBR 16416:2015, aproveitando-se a placa usada para o ensaio de permeabilidade foram feitos cortes de medida 40x10x10 cm, onde foi possível realizar ensaios de resistência à tração na flexão seguindo referências indicadas na NBR 12142:2010, para ensaios de resistência mecânica e tração na flexão foram considerados resultados para 7, 14 e 28 dias. Os materiais utilizados para a produção do concreto foram:

- Cimento Portland composto com escória (CP II- E- 32) com características físicas e mecânicas de acordo com a ABNT NBR 5736:1991.
- Agregado graúdo derivado de rochas.

Esse estudo consiste em uma análise e avaliação das propriedades do concreto permeável produzido com materiais da região do Ceará. Para a determinação foram levado em consideração vários estudos bibliográficos, e utilizados agregados graúdos, a pesquisa optou pelo não uso de agregados miúdos, e aditivos, a cura utilizada para o concreto poroso foi cura úmida.

## **3 - CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO**

Inicialmente fez-se a caracterização dos materiais, partindo da determinação granulométrica do agregado, realizada de acordo com os procedimentos da NBR 7217:1987, onde são encontrados

procedimentos adequados para a caracterização do material. Os resultados desse ensaio são mostrados no figura 1, onde é possível identificar os percentuais retidos, obtendo, conseqüentemente, o DMC (Diâmetro máximo característico), do agregado graúdo, que nesse caso é de 12,5 mm, e seu MF (Módulo de finura) de 6,61 mm.

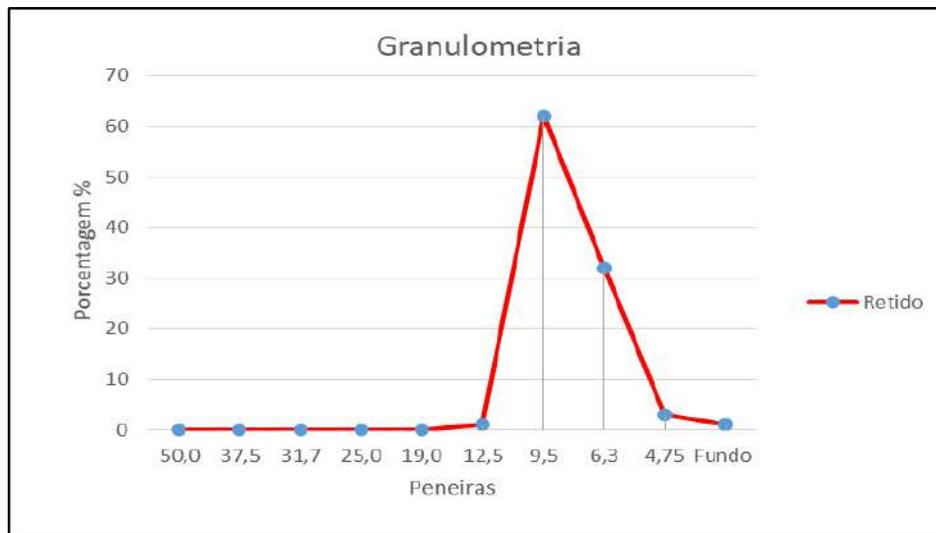


Figura 1 – Gráfico de granulométrica

Usando como base os resultados obtidos pela granulometria, determinou-se a resistência do agregado pelo ensaio de desgaste por abrasão Los Angeles, para este ensaio foram adotados requisitos da NBR NM 51:2001, os resultados são mostrados no quadro 1.

Quadro 1: Valores do ensaio de desgaste Los Angeles

Determinação	Unidade	
Massa Inicial	g	5000
Massa Retida	g	3465
Perda por Abrasão	%	30,7

#### 4 - FABRICAÇÃO E MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

O processo teve início com a pesagem dos materiais em balança de alta precisão, em seguida usou-se a betoneira de 150 litros para fabricação do traço. Após diversos traços pilotos executados foi definido uma metodologia de primeiramente adicionar a betoneira todo o agregado graúdo e aproximadamente 1/3 da água, logo em seguida adicionar todo o cimento e o restante da água. Tal ação foi feita para que o agregado tivesse melhor aderência com o cimento fazendo que não gerasse uma grande quantidade de pasta no traço, pois a mesma fecha os poros na hora da moldagem impedindo a permeabilidade da água. Foi identificado que a não utilização de tal procedimento tende a não obter uma boa trabalhabilidade do concreto, por isso foi usado tal metodologia de modo que o concreto teve um bom desempenho e permitiu a moldagem dos corpos-de-prova de forma a atender os requisitos esperados, já que não existe normatização para moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto permeável.

O processo de endurecimento do concreto resulta na coesão desenvolvida entre os cristais que se formam na pasta de cimento (Tartuce, Giovannetti, 1990). No estado endurecido poroso deve apresentar quantidade de vazios de 15 à 30% e resistência a compressão simples entre 2,8 e 28 Mpa (ACI 522R-10).

#### 5 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO PERMEÁVEL

##### 5.1 - Ensaio de compressão

Para este ensaio foram seguidos padrões da NBR 9781:2005, onde foram usados pavers de concreto permeável com dimensões 10x20x6. A célula de carga foi situada de forma a permitir a aplicação

controlada da força sobre a peça colocada entre os pratos de compressão. O prato que se desloca deve ter movimento na direção vertical, coaxial (perpendicular) ao prato fixo. O corpo de prova foi devidamente posicionado de modo que seu eixo ficasse alinhado com o eixo da máquina, fazendo com que a resultante das forças passe pelo centro.

## 5.2 - Ensaio de tração na flexão

Seguindo parâmetros indicados pela NBR 12142:2010, foram obtidos valores para resistência à tração na flexão. Segundo (GILSON, 2018) o ensaio consiste em colocar o corpo de prova com seu lado maior paralelo ao seu eixo longitudinal na máquina universal de ensaios mecânicos, tendo em sua base e em sua face superior, dois apoios cilíndricos de aço, articulados longitudinalmente ao corpo de prova com distâncias entre si estabelecidas, o ensaio teve início com a determinação de medidas no corpo de prova produzido com dimensões 40x10x10cm, após a medição realizada e com toda a aparelhagem pronta e os apoios inseridos de acordo com a norma, foi aplicado tensões com intervalos de 0,9 Mpa/min à 1,2 Mpa/min.

## 5.3 - Desgaste por abrasão

O ensaio de desgaste por abrasão, também conhecido por desgaste Amsler, trata-se de uma simulação de desgaste na qual as amostras são submetidas a um contato com uma pista de atrição que gira com uma velocidade de 72 cm<sup>3</sup>/min. A pista consiste em um círculo de ferro fundido, com superfície plana e lisa, disposto horizontalmente com diâmetro de 800 mm e largura de 160 mm. A abrasão ocorre através de um agregado miúdo (areia seca nº 50) que possui dimensão de 0,3 mm, a mesma é colocada em funis que despejam na superfície do círculo de modo lento permitindo que, caso necessário, seja recolocado mais areia. Os corpos de prova são acoplados em garras que possuem dimensão para amostras de 7x3x3 cm, de acordo com a rotação do círculo as garras que acoplam as amostras tendem a rotacionar de modo que o desgaste ocorra em todos os lados.

Para a realização desse ensaio foram adotados os procedimentos de acordo com a NBR 12042:2013. Inicialmente os corpos de prova foram capiados de modo que a sua superfície de encaixe permitisse que ele ficasse reto garantindo o desgaste na peça inteira. Com o capeamento concluído as amostras foram medidas por meio de um relógio comparador, onde foram registradas medidas para os 4 lados da peça, em seguida eles foram submetidos a giros de 500 m e 1000 m, determinando sempre ao final do percurso a variação de desgaste por meio do aparelho citado. Os resultados obtidos foram determinados pela diferença entre a leitura final e a leitura intermediária das espessuras, e pela diferença entre a leitura final e a leitura inicial.

## 5.4 - Coeficiente de permeabilidade

O coeficiente de permeabilidade foi realizado segundo parâmetros descritos na NBR 16416:2005, procedeu-se primeiramente com a molhagem do material como recomenda a norma, em seguida foi usado um objeto circular com diâmetro de 300 mm e altura 100 mm. Foram marcadas no interior do anel cilíndrico medidas de 10 mm e 15 mm, após a medição o anel foi acoplado na parte mais uniforme da placa e em seguida foi derramado cerca de 3,6 kg de água de modo que a coluna de água permanecesse entre as alturas marcadas, conjuntamente ao despejar a água foi cronometrado o tempo de infiltração entre o período que água toca na placa ao período que ela tem total infiltração. Os resultados foram obtidos de acordo com a fórmula mostrada na figura 2.

$$k = \frac{C \cdot m}{(d^2 \cdot t)}$$

Onde:

k = coeficiente de permeabilidade, expresso em milímetros por hora (mm/h);

C = fator de conversão de unidades do sistema SI, com valor igual a 4583666000.

m = massa de água infiltrada (kg);

d = diâmetro interno do cilindro de infiltração (mm);

t = tempo necessário para toda a água percolar (s);

## 6 - RESULTADOS

### 6.1 - Desgaste amsler x relação a/c

Ao longo do tempo de uso do concreto permeável como pavimentação, pode ocorrer a obstrução de seus poros devido ao desgaste do atrito da superfície das peças com outros corpos e até mesmo pelo tráfego de pedestres, segundo (BENJAMIN et al., 2003), ao longo do tempo de utilização do pavimento esses fenômenos podem causar a diminuição da permeabilidade do concreto poroso. Após iniciar-se os procedimentos de acordo com a NBR 12042:2013 foi feita a coleta de todos os dados referentes aos seus devidos traços e trabalhamos os resultados em planilha e em gráfico, como mostra o quadro 2 e o figura 2.

QUadro 2: Valores do ensaio de desgaste por atrito.

Desgaste por abrasão Amsler			
Pontos de medida	A/C 0,40	A/C 0,45	A/C 0,50
Ponto inicial ou 0	0,00	0,00	0,00
1	1,59	1,67	1,89
2	1,38	1,72	1,66
3	1,82	1,74	1,75
4	2,13	1,61	1,48
5	2,48	2,79	2,03
6	1,61	2,90	2,21
7	2,86	2,63	2,71
8	3,82	2,46	2,31

Após a abrasão que ocorre através do contato dos corpos de prova com a superfície do equipamento e o agregado miúdo (areia seca nº 50 normatizada) que possui dimensão de 0,3 mm. Esse processo simula um percurso total de 1000 metros, em determinados períodos do ensaios é feita a aferição das medidas dos cp's. Pode identificar de modo simples o comportamentos dos traços perante o ensaios, no gráfico ver-se que o maior desgaste para o oitavo ponto de medida, o qual representa o ultimo ponto e também os 1000 metros, foi a relação A/C 0,40, teve desgaste mais elevado do que os demais, mostrando fragilidade para peças com elevado índices de vazios. Além desse resultados, podemos estimar que a média de desgaste abrasivo para os traços 0,40, 0,45 e 0,50, são respectivamente 0,018 - 0,017 e 0,016 mm por metro percorrido.

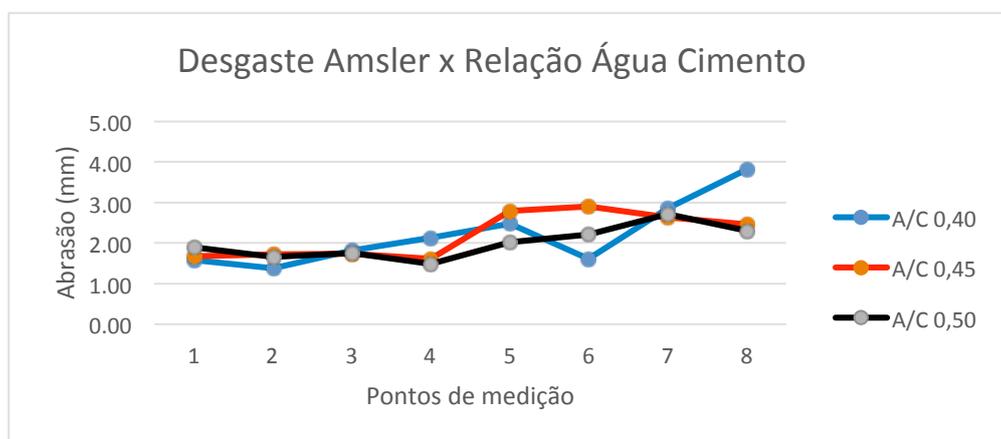


Figura 2 – Gráfico de desgaste por atrito.

### 6.2 - Resistência a compressão x relação a/c

O concreto poroso sem aditivo apresenta resistência à compressão de 7 a 14 MPa para concretos com finos (AZAÑEDO, HELARD e MUÑOZ, 2007) e sem finos de 12 a 19 MPa (LIAN e ZHUGE, 2010). No

ensaio de resistência à compressão, de acordo com a NBR 9781:2005, foram utilizados dois pavers de concreto permeável com dimensões 10x20x6 para cada idade ensaiada, como é mostrado. Analisando o figura 3, que relaciona as idades do rompimento das peças com os traços que utilizamos nesse estudo, é notório que o aumento da resistência de todos os traços foi exponencial, mas nota-se que a menor relação água/cimento 0,40 teve menor aumento da resistência nos períodos de ensaio, sendo seus respectivos resultados 5,7 – 6,6 – 9,1 MPa. Porém a relação A/C 0,45 mostra um comportamento de ganho de resistência bastante interessante perante aos demais. É evidente que esse traço teve melhor desempenho com os resultados de 10,4 – 12,5 – 13,9 MPa, para as devidas datas de rompimento. E o último traço ensaiado, foi o de relação A/C 0,50 onde obteve-se resultado mediano para suas devidas resistências 9,7 – 11,2 – 12,1 MPa, porém seu ganho de resistência foi bem lento de forma quase nula comparada a cura do concreto convencional.

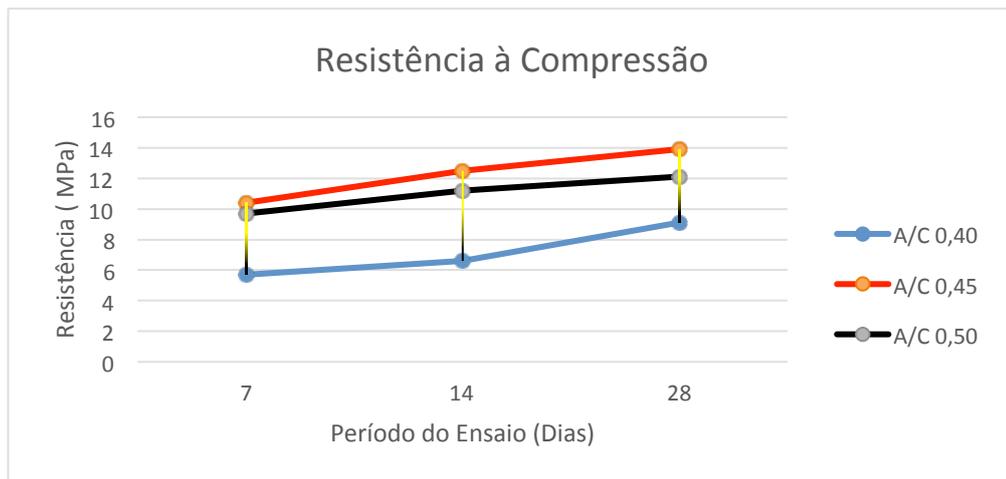


Figura 3 – Gráfico de resistência a compressão axial.

### 6.3 - Tração na flexão x relação a/c

Esse ensaio foi realizado seguindo os parâmetros indicados pela NBR 12142:2010. Os corpos de prova foram curados submersos em água, e ensaiados 40 minutos após terem sido retirados do local de cura, para a retirada do excesso de água dos cp's. A figura 4 apresenta os resultados obtidos das cargas de ruptura, as medidas das amostras utilizadas são 40x10x10 cm. Segundo (MEHTA e MONTEIRO, 2008), o baixo fator água-cimento, menor que no concreto convencional, demanda mais atenção às características do agregado devido a exsudação interna que também enfraquece a zona da interface entre a pasta e o agregado. Devido ao elevado índice de vazios e essa redução da zona de contato entre a interface da pasta e o agregado os valores de resistência a tração do concreto poroso é relativamente baixo, mas a NBR 16146 determina que para pavimentos permeáveis a resistência a tração deve ser acima de 1 MPa aos 28 dias.

O gráfico 3 mostra as resistências à tração na flexão em função da relação a/c pelas determinadas idades de ruptura, 7, 14 e 28 dias. A primeira relação a/c ensaiada foi a de 0,40 onde foram adquiridos os seguintes resultados 0,172 – 1,841 – 2,249 MPa como mostra o gráfico. O segundo traço testado foi o de relação a/c 0,45 onde foram obtidos os seguintes valores 0,149 – 1,499 – 2,071 MPa, e o último traço com relação a/c 0,50 atingiram 0,355 - 1,923 – 2,117 MPa como valores de resistência à tração na flexão. Como é mostrado no gráfico, todos os traços mostraram mesmo comportamento perante as cargas de ruptura, só variou os valores das cargas, como mostrados anteriormente e também no próprio gráfico, onde o traço com maior consumo de cimento teve melhor desempenho, mas todos conseguem atender a norma adequadamente.

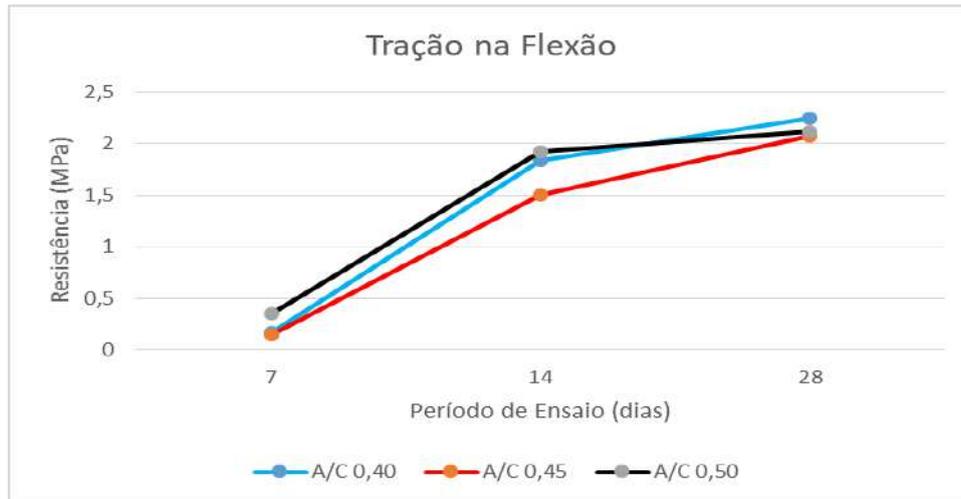


Figura 4 – Gráfico de tração quatro pontos.

#### 6.4 - Permeabilidade x relação a/c

Os traços utilizados nesse trabalho se divergem na quantidade de água, o que causam grande influência nas propriedades da mistura. No estado fresco, uma pequena quantidade de água resulta em uma massa sem consistência e com baixa resistência e uma grande quantidade de água gera uma pasta que sela os vazios e que lava o cimento da superfície do agregado, produzindo uma baixa resistência ao desgaste superficial (AZAÑEDO, HELARD e MUÑOZ, 2007). Após a realização do teste segundo a NBR 16416:2005 foi trabalhado os resultados para conseguir correlacionar a permeabilidade em função da relação a/c.

A figura 5 mostra o período de absorção de 3,5 litros de água em relação ao tempo, comparando os traços. Ao projetar os valores de maneira ordenada por traço temos os seguintes resultados, 1,85 – 1,18 – 2,98 segundos, dessa forma a mostrando que uma relação água cimento maior do que 0,45 há uma elevada taxa de retardação da vazão superficial, mas pode-se ver também que o traço com menor a/c não obteve melhor velocidade de absorção, motivo esse dado pela elevada quantidade de ar que percorre seus poros ao receber o fluido, diferente do relação a/c de 0,45, na qual o corpo de prova recebe o fluido logo faz sua dispersão, mostrando que o elevado índice de vazios não significa evidentemente uma maior velocidade de vazão.

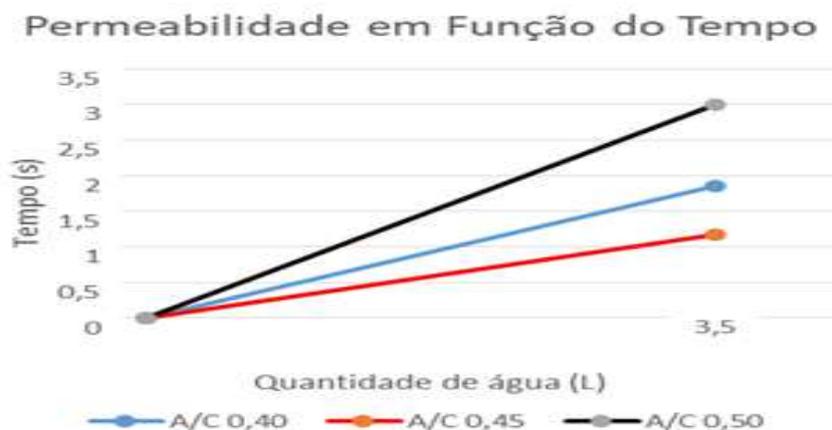


Figura 5 – Gráfico permeabilidade.

#### 7 - CONCLUSÃO

A figura 6 mostra uma análise geral do desempenho dos traços em relação aos ensaios executados, o primeiro ensaio apresentado no gráfico mostra que quanto maior o tempo de permeabilidade menor é

seu desempenho, assim fica claro que o traço de relação 0,45 foi o melhor, no ensaio seguinte resistência a compressão em pavers, o mesmo traço anterior também mostrou o melhor desempenho, no ensaio de tração foi adquerido o melhor resultado para o traço 0,40 mesmo não ficando tão claro nesse gráfico o gráfico 4 mostra com maior clareza, e por ultimo para complementar nosso gráfico comparativo de ensaios, o melhor desempenho para desgaste foi do traço 0,50, onde obteve-se uma média de 2,01 mm de degaste por ponto de medida.

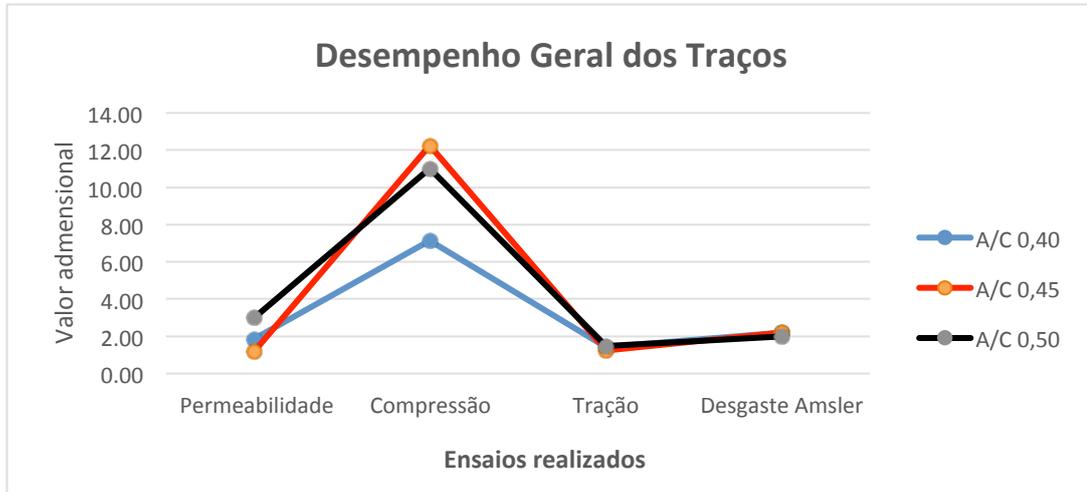


Figura 6 – Gráfico comparativo de desempenho dos traços.

Os resultados que foram obtidos e trabalhados nesse estudo, mostram que a relação água/cimento mais apropriada para as condições que os traços foram submetidos é a 0,45, pelo fato de ter mostrado os melhores resultados de desempenho mecânico e permeável, tendo apenas um resultado inferior aos demais, porém dentro de uma margem adequada. O concreto poroso é sem dúvida um grande aliado na busca de soluções para o gerenciamento de águas pluviais a fim de reduzir os impactos da urbanização. O aumento do consumo de cimento não significa efetivamente ganho de resistência, por isso pode-se concluir que o aumento de cimento não é a solução adequada para a melhoria deste tipo de concreto. Espero que este trabalho possa permitir que se desenvolvam novos estudos a partir dele para a obtenção de resultados cada vez melhores.

## REFERÊNCIAS

- SILVA, M. B. Materiais de Construção. São Paulo. 2ª Ed. Rev. PINI, 1991
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9781 – Peças de concreto para pavimentação - Especificação e métodos de ensaio, 2013.
- MONTEIRO, A. C. E, CONCRETO POROSO: DOSAGEM E DESEMPENHO. 2010. Trabalho De Conclusão De Curso – Universidade Federal de Goiás, Goiás, 2013.
- BARTEZINI, R. ESTUDO PRELIMINAR DE CONCRETOS PERMEAVEIS COMO REVESTIMENTOS DE PAVIMENTOS PARA AREAS DE VEICULOS LEVES. 2013. 133f. Dissertação (Mestrado em engenharia de transportes) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5736 – Cimento Portland pozolânico. 1999.
- BIRGANI, Y. T.; YASDANDOOST, F. A framework for evaluating the persistence of urban drainage risk management systems. Journal of Hydro-environment Research, v. 8, p. 330-342, 2014.
- CASTRO, Luiz Fernando Altermann de. Estudo de traço de concreto permeável de cimento Portland. 2015. 57 f. Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2015.
- BIRGANI, Y. T.; YASDANDOOST, F. A framework for evaluating the persistence of urban drainage risk management systems. Journal of Hydro-environment Research, v. 8, p. 330-342, 2014.
- ACIOLI, L. A. Estudo experimental de pavimentos permeáveis para o controle do escoamento superficial na fonte. 2005. 162 f. Dissertação (Mestrado) – Curso Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

- PINTO, L. L. C. A. O desempenho de pavimentos permeáveis como medida mitigadora da impermeabilização do solo urbano. 2011. 283 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Hidráulica, Engenharia Hidráulica e Sanitária, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.
- BUTLER, D. et al. A new approach to urban water management: Safe and SuRe. *Procedia Engineering*, p. 347-354, 2014
- DJORDJEVIC, S. et al. New policies to deal with climate change and other drivers impacting on resilience to flooding in urban areas: the CORFU approach. *Environ. Sci. Policy.*, v. 14, p. 864-873, 2011.
- URBONAS, B.; STAHRE, P. Stormwater: best management practices and detention for water quality, drainage, and CSO management. 1993. 449 f. Englewood Cliffs, New Jersey: PTR Prentice-Hall.
- CHOCAT, B. 1997, *Encyclopédie de l'Hydrologie Urbaine et de l'Assainissement*. Ed. 1997. 1136p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16416 – Pavimentos permeáveis de concreto – Requisitos e procedimentos, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12142: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12042: Materiais inorgânicos – Determinação do desgaste por abrasão. 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7217: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 1987.
- NBR NM 51: Agregado graúdo – Ensaio de Abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 2001. 6 p.
- TARTUCE, R. GIOVANETTI, E. *Princípios Básicos sobre Concreto de Cimento Portland*. São Paulo. Pini/IBRACON, 1990.
- MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. *Concreto: microestrutura propriedades e materiais*. 3ª Ed. Ibracon, São Paulo, 2008.
- AZAÑEDO, W.H.M., HELARD, C.H., MUÑOZ, R.G.V., *Diseño de mezcla de concreto poroso con agregados de la cantera La Victoria, cemento pórtland tipo i con adición de tiras de plástico, y su aplicación en pavimentos rígidos, en la Ciudad de Cajamarca, Universidade Nacional de Cajamarca*, 2007.
- BENJAMIN, Caroline; BOOTH, Katie; ELLIS, Ian. A prospective comparison study of deferente methods of gathering self-reported Family history information for breast câncer risk assessment. *Journal of genetic counseling*, v. 12, n. 2, p. 151-170, 2003.



## **AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA DE ARGAMASSAS COM CINZAS DE CASCA DE AMÊNDOA**

### **RESISTANCE ASSESSMENT OF MECHANICAL MORTAR WITH ALMOND BARK ASH**

Garcia, Maria da Luz; *Instituto Superior de Engenharia do Porto, Portugal, mlg@isep.ipp.pt*

#### **RESUMO**

O elevado consumo de materiais naturais no processo de produtos, na área de construção civil, levamos a considerar que o reaproveitamento de resíduos é uma das soluções a ser estudada. As cinzas agroindustriais têm lugar de destaque entre estes resíduos, pois existe a possibilidade de aplicação das mesmas em materiais cimentícios, permitindo a redução de consumo de cimento de Portland. O presente estudo debruça-se sobre a análise química elementar da cinza de casca de amêndoa e da resistência mecânica aos 3, 7, 14, 28 e 41 dias de idade de argamassas com substituição parcial (0%, 1.5% e 5%) de cimento de Portland por cinzas de casca de amêndoa.

A nível químico, o estudo permitiu concluir que as cinzas de casca de amêndoa utilizadas não apresentavam qualquer potencial pozolânico. A trabalhabilidade das argamassas com cinzas de casca de amêndoa diminui ligeiramente, considerando-se, ainda assim, de fácil manuseamento. No que diz respeito às resistências mecânicas, concluiu-se que o ideal é a substituição parcial de 1,5%, de cimento por cinzas de casca de amêndoa, devido às resistências diminuírem com o uso de uma maior percentagem de substituição, ou seja, o ideal é substituir em pequenas percentagens. Com os resultados obtidos concluiu-se que as cinzas utilizadas nos ensaios não apresentavam as características necessárias para serem consideradas pozolanas, no entanto, é possível que a utilização das mesmas seja viável como filler, sendo necessária a realização de mais estudos para se obter resultados sobre tal possibilidade.

#### **ABSTRACT**

The high consumption of natural materials in the product process, in the area of civil construction, leads us to consider that the reuse of waste is one of the solutions to be studied. The agroindustrial ashes have pride of place among these wastes, as there is the possibility of application of the same in cementitious materials, allowing the reduction of Portland cement consumption. The present study focuses on the elementary chemical analysis of almond and mechanical strength husk ash at 3, 7, 14, 28 and 41 days old mortar with partial replacement (0%, 1.5% and 5%) of Portland cement by almond bark ash.

At the chemical level, it was possible to conclude that the almond bark ash used had no pozzolanic potential. The workability of mortars with ashes of almond bark decreases slightly, but it is still easy to handle. With regard to mechanical strength, it was concluded that the ideal is the partial substitution of 1.5% by cement almond husk ash, due to the decreasing resistance with the use of a higher percentage of substitution, ie the ideal is to replace in small percentages. With the results obtained it was concluded that the ashes used in the trials did not have the characteristics necessary to be considered pozzolans, however it is possible that the use of these feasible as filler, requiring further studies to obtain results on possibility.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Como um dos maiores consumidores individuais de recursos naturais encontram-se as atividades da indústria da construção civil. Estas são causadoras de um grande impacto ambiental. Para além de neste setor serem utilizados cerca de 20% a 50% do total de recursos naturais, esta é também uma atividade produtora de muitos resíduos sólidos (Lima, 2008).

Na agricultura pode-se encontrar uma grande geração de resíduos agroindustriais provenientes desta atividade. A alternativa mais comum para o aproveitamento destes resíduos é a sua utilização para a produção de energia, usando-os como biomassa (Campos et al., 2014).

Uma das formas de minimizar o impacto causado pela deposição de grande quantidade de cinzas é aproveitá-las para a construção civil, por exemplo, adição mineral no fabrico do betão e argamassas (Campos et al., 2014).

As cinzas minerais provenientes das diferentes atividades agroindustriais têm destaque entre os diferentes tipos de resíduos, pois apresentam altas percentagens de sílica e de outros óxidos que podem ser utilizados como pozolanas (Paula et al., 2009).

No Instituto Superior de Engenharia do Porto foram realizados dois estudos sobre a utilização da casca de amêndoa em betão, tendo como temas, respetivamente, a "Comparação da resistência mecânica entre um betão corrente e um betão com casca de amêndoa e argila expandida" e a "Análise das características físicas e mecânicas de betão leve usando casca de amêndoa". Em ambos os estudos chegou-se à mesma conclusão, ou seja, que a casca de amêndoa não adere muito bem à pasta de cimento devido ao óleo por ela libertada (Fidalgo, 2015).

Assim sendo, no presente estudo optou-se por usar a cinza da casca de amêndoa moída em vez da sua casca.

## **2 - PROGRAMAM EXPERIMENTAL**

O programa experimental consistiu na determinação da análise química das cinzas de casca de amêndoa moída por Fluorescência de Raios-X e em produzir três argamassas com substituição parcial de cimento Portland (0%, 1.5% e 5%) por cinzas de casca de amêndoa moída, designando-se cada uma delas por, ARF, CCA1,5 e CCA5, respetivamente, e analisar o seus desempenhos através dos seguintes ensaios: avaliação da trabalhabilidade, massa volúmica, resistência à flexão e à compressão.

### **2.1 - Cinzas de casca de amêndoa**

As cascas de amêndoa foram fornecidas por agricultores da zona de Torre de Moncorvo, distrito de Bragança.

A queima das cascas de amêndoa foi efetuada no Laboratório de Tecnologia do Departamento de Química do Instituto Superior de Engenharia do Porto, segundo a norma EN 14775-2009 a 850°C. Posteriormente as Cinzas de casca de amêndoa foram moídas no moinho de lâminas.



Figura 1 – Diferentes fases de obtenção de cinzas de casca de amêndoa, CCA

#### **2.1.1 - Análise química por Fluorescência de Raios-X**

A análise química foi efetuada no Laboratório das Rochas do Departamento de Geotecnia do Instituto Superior de Engenharia do Porto, onde foram analisados dois provetes de CCA. A análise por fluorescência de raios-X, FRX, é um método que apenas dá informação sobre os elementos químicos constituintes da amostra, apresentando-se no quadro 1 a composição em termos de óxidos das cinzas de casca de amêndoa moídas, assim como os valores dos elementos químicos presentes no cimento de Portland fornecido pela SECIL.

Quadro 1 – Análise química das cinzas de casca de amêndoas moídas e do cimento Portland

ÓXIDOS	CCA	CCA1	CCA <sub>média</sub>	Desvio Padrão	CEM I 42,5R <sup>1)</sup>
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,000	0,000	<b>0,000</b>	0,000	<b>4,930</b>
CdO	0,000	0,002	0,001	0,001	0,000
SrO	0,050	0,021	0,035	0,014	0,000
WO	0,000	0,009	0,004	0,004	0,000
CuO	0,033	0,024	0,028	0,004	0,000
NiO	0,000	0,024	0,012	0,012	0,000
Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,000	0,086	0,043	0,043	0,000
CaO	5,898	5,155	<b>5,526</b>	0,371	<b>61,710</b>
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,407	0,889	<b>0,648</b>	0,241	<b>8,110</b>
MgO	0,000	0,000	<b>0,000</b>	0,000	<b>2,200</b>
MnO	0,057	0,043	0,043	0,022	0,000
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	2,060	1,444	1,752	0,308	0,000
Rb <sub>2</sub> O	0,019	0,009	0,009	0,004	0,000
SO <sub>3</sub>	0,734	0,392	<b>0,392</b>	0,196	<b>8,260</b>
SiO <sub>2</sub>	3,220	2,706	<b>2,963</b>	0,257	<b>20,060</b>
SrO	0,050	0,021	0,021	0,011	0,000
TiO <sub>2</sub>	0,033	0,035	0,035	0,018	0,000
V <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,009	0,000	0,000	0,000	0,000
K <sub>2</sub> O	41,896	27,328	34,612	7,284	0,000
Cl	0,000	0,061	<b>0,031</b>	0,031	<b>0,008</b>

1) Dados fornecidos pela empresa SECIL S.A.

Analisando o Quadro 1, verifica-se que somando as percentagens dos diferentes elementos químicos do cimento Portland obtém-se 100%, já no caso da utilização das cinzas de casca de amêndoa moídas a sua soma dá aproximadamente 43%. Apesar de a CCA conter quase todos os elementos que o cimento Portland possui, em termos de quantidades fica muito aquém do esperado, ou seja, a percentagem de sílica (SiO<sub>2</sub>) é muito reduzida, encontrando-se abaixo dos valores recomendados pela norma de adição das cinzas volantes, assim como outras pesquisas (Cincotto, 1988; Prudêncio & Santos, 1997; Jonh et al., 2003), para que uma cinza apresente reatividade pozolânica. Além disso, apresenta uma grande quantidade de potássio (K<sub>2</sub>O), 41.90%, Este elemento designado de alcalino, pode prejudicar o desempenho dos produtos à base de cimento (Neville, 1997; Mehta & Monteiro, 1994).

Deve-se salientar que a análise química, por si só, não permite avaliar a qualidade da cinza. É necessário por exemplo, que a sílica e o alumínio sejam reativos, devendo estes elementos ácidos fixar o CH libertado na hidratação do cimento Portland (Petrucci, 1995).

Pode-se afirmar, portanto, que para a análise química elementar seria necessário fazer uma análise química segundo a norma NP EN 196-1 às CCA.

No entanto poder-se-ia analisar as CCA como filler devido à sua granulometria e superfície específica. O filler é um material com uma granulometria inferior a 63 µm, sensivelmente com a mesma finura que o cimento de Portland, contribuindo deste modo para uma melhoria da trabalhabilidade, densidade, permeabilidade, capilaridade ou exsudação da argamassa e /ou betão (Neville 1997).

## 2.2 - Produção de argamassas

As argamassas foram confeccionadas de acordo com os procedimentos descritos na parte aplicável da norma NP EN 196-1, com o traço em peso de 1:3:0.5, tendo sido a areia fornecida pela EUROMODAL S.A., com a granulometria apresentada na figura 2 e o cimento Portland CEM I 42,5 R de acordo com a norma NP EN 197-1 fornecido pela empresa SECIL S.A.. A trabalhabilidade foi

medida através do ensaio descrito na ASTM C 109/90. Como se obteve trabalhabilidade equivalente nas três argamassas ( $280\pm 4\text{mm}$  para ARF;  $286\pm 3\text{mm}$  para CCA1,5;  $270\pm 3\text{mm}$  para CCA5), não foi necessário usar superplastificante. Na realização dos ensaios de resistências mecânicas foram confeccionados provetes prismáticos normalizados ( $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$ ), para cada tipo de argamassa de acordo com os procedimentos da norma NP EN 196-1.

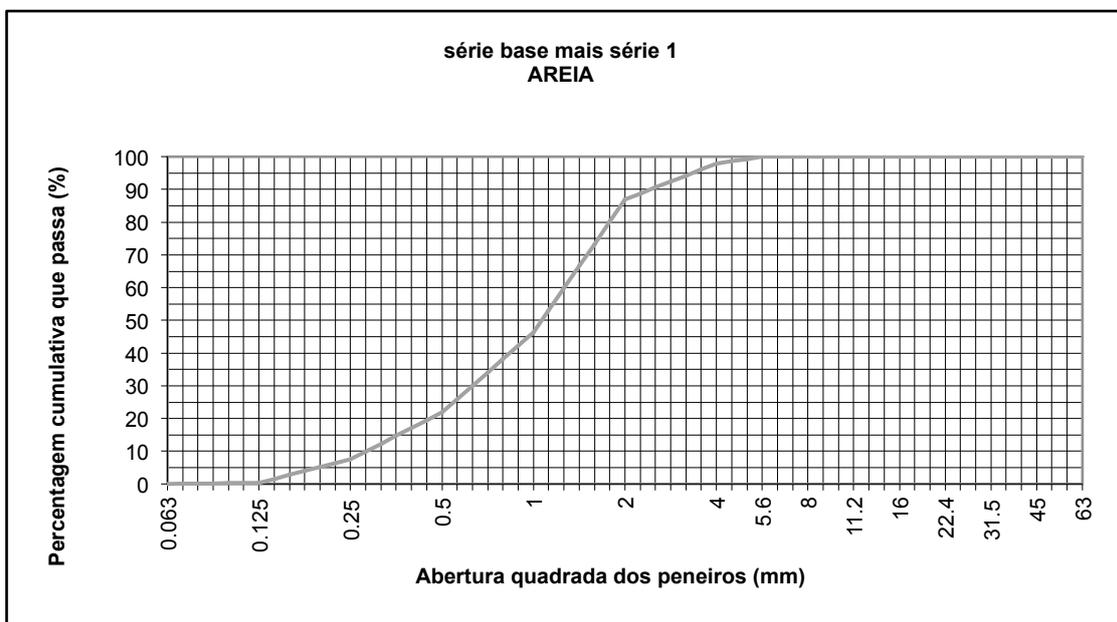


Figura 2 – Análise granulométrica da areia

### 2.3 - Resistências mecânicas

As resistências mecânicas aos 3, 7, 14, 28 e 41 dias foram determinadas segundo o procedimento da norma NP EN 196-1 tendo cada provete, sido pesado para determinação da massa volúmica, Figura 3, e sujeito ao ensaio de resistência à flexão e compressão, apresentando-se os resultados obtidos nas Figuras 4 e 5.

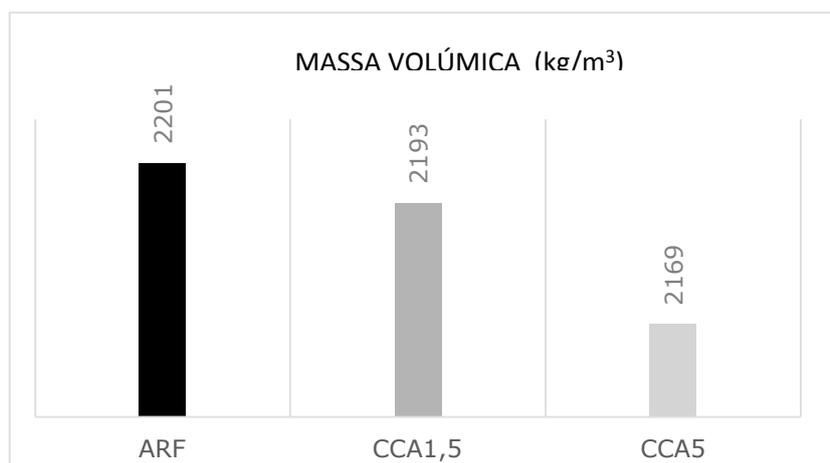


Figura 3 – Massa volúmica média das argamassas ARF, CCA1,5 e CCA5

A argamassa de referência ARF é a que apresenta registo de massa volúmica mais elevado ( $2201 \text{ kg/m}^3$ ), a qual vai diminuindo com o aumento de percentagem de cinza, como se pode confirmar pela Figura 3.

Na Figura 4 e 5 estão apresentados os gráficos com valores médios das resistências à flexão e à compressão aos 3, 7, 14, 28 e 41 dias para os três tipos de argamassas, respetivamente ARF, CCA1,5 e CCA5.

A argamassa CCA5 aos 3 dias é a que apresenta maiores valores de resistência à flexão (4,654 MPa), sendo a evolução da mesma, ao longo do tempo, de tal forma que aos 41 dias apresenta valores de resistência à flexão inferiores às argamassas CCA1,5 e ARF. Contudo, a argamassa CCA1,5 apresenta uma evolução de resistência à flexão superior à da argamassa CCA5, apresentando valores superiores aos da argamassa ARF, exceto aos 28 dias.

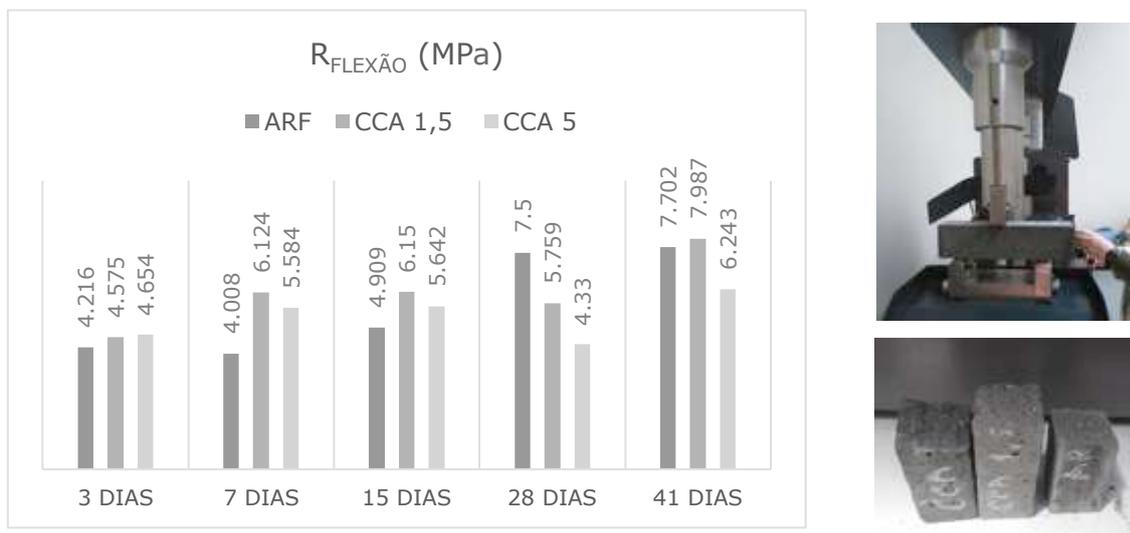


Figura 4 – Ensaio de resistências à flexão das argamassas ARF, CCA1,5 e CCA5

Já em relação à resistência à compressão a argamassa CCA5 apresenta na generalidade valores ao longo do tempo inferiores aos da argamassa ARF e CCA1,5, ou seja, com o aumento de substituição do cimento Portland por cinzas de casca de amêndoa moídas verifica-se um decréscimo de resistência à compressão, constatando-se que a partir dos 28 dias o aumento de percentagem de CCA não interfere na evolução da resistência à compressão.

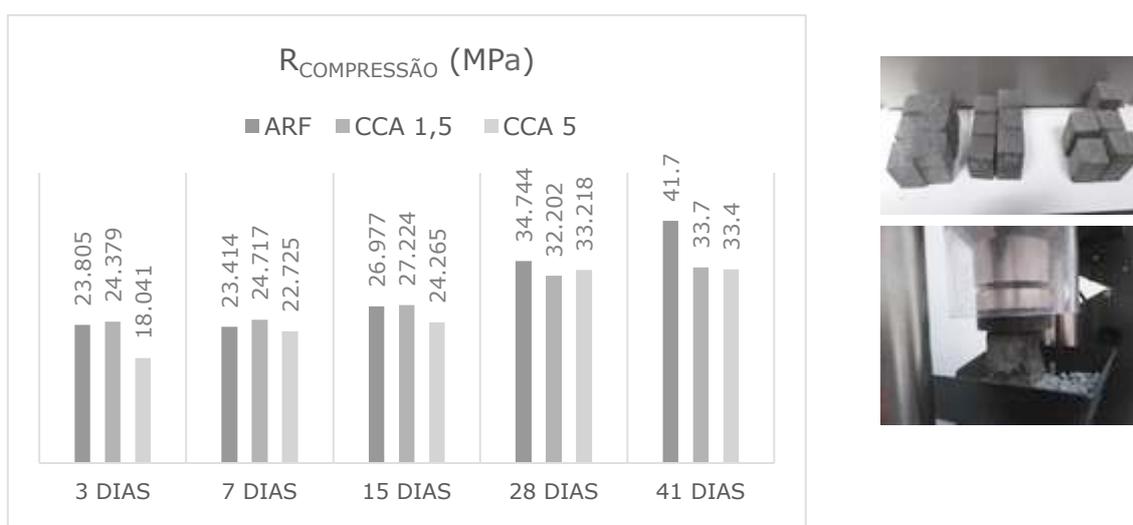


Figura 5 – Ensaio de resistências à compressão das argamassas ARF, CCA1,5 e CCA5

### 3 - CONCLUSÕES

O principal objetivo deste estudo foi investigar a viabilidade da substituição parcial do cimento por cinzas de casca de amêndoa moída, CCA, na produção de argamassas (1,5% e 5%), tendo em consideração a resistência à flexão e a resistência à compressão aos 3, 7, 14, 28 e 41 dias.

Verificou-se, de uma forma geral, que a resistência à flexão aumentou com a substituição parcial do cimento Portland por CCA até aos 15 dias, e a resistência à compressão diminuiu, em cada uma das idades analisadas. No entanto, tendo em consideração a resistência à flexão (exceto aos 28 dias), a substituição de cimento Portland por 1,5% de CCA foi a que registou o valor mais elevado, acontecendo o mesmo na resistência à compressão, onde as argamassas com menor teor de CCA apresentam valores mais elevados. Estes dados corroboram outros estudos de resíduos agrícolas em que a substituição parcial do cimento Portland, por esses resíduos, só pode ser realizada em pequenas quantidades.

No presente estudo, verificou-se ainda que, quanto maior for a percentagem de substituição de cimento pela cinza, maior é a diminuição das resistências mecânicas. Contudo, poderá ser usada em baixas percentagens de substituição parcial de cimento (Coutinho, 2011).

Podia-se ter adotado outro tipo de análises químicas, no estudo efetuado, pois a que foi utilizada não é a mais rigorosa, é apenas uma análise química elementar. O ideal seria ter realizado uma análise química segundo a normas europeias em vigor, nomeadamente a NP EN 196-1.

O rendimento da cinza de casca de amêndoa foi muito baixo, o que pode não compensar a sua utilização.

A argamassa 1,5% CCA, aos 41 dias de idade, foi a que apresentou uma maior resistência à flexão. Em relação à compressão, a argamassa ARF apresentou logo aos 28 dias de idade um valor de resistência superior a qualquer valor obtido nas outras argamassas em qualquer das idades analisadas, atingindo o seu valor máximo aos 41 dias.

Numa análise global, verifica-se que as argamassas com substituição parcial de cimento por cinzas de casca de amêndoa moída não apresentam melhor comportamento quando comparadas com a argamassa de referência.

Concluindo, de acordo com os resultados obtidos e aqui apresentados, pode-se sugerir que a baixa utilização de substituição de cinza de casca de amêndoa moída (neste caso em particular a 1,5%) talvez seja a opção a ter em conta após este estudo.

### AGRADECIMENTOS

A autora gostaria de agradecer à Euromodal S.A., Secil S.A., ao Laboratório de Tecnologia e ao Laboratório de Materiais de Construção do ISEP, assim como à aluna Vera Fidalgo do Mestrado Engenharia Civil do Ramo de Construções.

### REFERÊNCIAS

ASTM C 109/90, (1990), *Test method for compressive strength of hydraulic cement mortars*. ASTM Designation C109-90-Standard

Campos, R.N., Silva R.B., Fontes C.M.A & Lima P.R.L., (2014). *Avaliação da RAA em argamassa produzidas com cinza de biomassa com alto teor de álcalis*, 1º Encontro Luso-Brasileiro de degradação em estruturas de concreto armado, Salvador, Bahia, Brasil.

Cincotto M.A, 1988. *Utilização de subprodutos e resíduos na indústria da construção civil*. Tecnologia de Edificações, pp. 71-74.

Coutinho, J.S., (2011). *Betões Eco-Eficientes com Resíduos*. 1ª Jornadas de Materiais na Construção, FEUP, Porto, Portugal, pp. 171-214

EN 14775-2009, *Solid Biofuels - Determination of Ash Content*, CEN/TS 14588

- Fidalgo, Vera I. A. (2015), *Estudo de Argamassas com Cinza de Casca de Amêndoa*, Dissertação para obtenção de Grau de Mestre em Engenharia Civil Ramo de Construções, ISEP, Portugal, 108p.
- John, V.M.; et al, (2003). *Cinzas e aglomerantes alternativos*. Tecnologias e materiais alternativos de construção, Campinas, SP. UNICAMP, pp. 145-190.
- Mehta P.K. & Monteiro P.J.M., (1994). *Concreto - estrutura, propriedades, materiais*. São Paulo, PINI, pp.290-309. ISBN: 8572660402
- Neville, A.M., 1997. *Properties of Concrete*, Longman Publishers, UK, 1998. ISBN 0-582-23070-5
- NP EN 196-1:2006, *Método de ensaios de cimentos. Parte 1: Determinação das resistências mecânicas*, Lisboa, IPQ.
- NP EN 197-1:2012, *Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes*, Lisboa, IPQ.
- Lima, S.A., (2008). *Análise da viabilidade do uso de cinzas agroindustriais em matrizes cimentícias: estudo do caso da cinza da casca da castanha de caju*. Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, Brasil
- Paula M.O., Tinôco, I. de F.F., Rodrigues C.S., Silva E.N. & Souza C.F., (2009). *Potencial da cinza do bagaço da cana-de-açúcar como material de substituição parcial de cimento Portland*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, Volume 13, pp. 353-357.
- Petrucchi E.G.R., (1995). *Materiais de construção*. 10ª Edition. São Paulo: Globo, pp. 342-344.
- Pudêncio Jr. L.R.; Santos S., (1997). *Influência do grau de moagem na pozolanicidade da cinza da casca de arroz*. Workshop sobre reciclagem e reutilização de resíduos como Material de Construção Civil.



## **SUBSTITUIÇÃO PARCIAL DE AREIA POR PET EM ARGAMASSAS**

### **SAND PARTIAL REPLACEMENT FOR PET IN MORTAR**

*Garcia, Maria da Luz; Instituto Superior de Engenharia do Porto, Portugal, mlg@isep.ipp.pt  
Dias, Vanessa; Instituto Superior de Engenharia do Porto, Portugal, 1110220@isep.ipp.pt  
Silva, Vítor; Instituto Superior de Engenharia do Porto, Portugal, 1130854@isep.ipp.pt*

#### **RESUMO**

O sector da construção civil é um dos grandes responsáveis pelo consumo dos recursos naturais extraídos.

O escasso escoamento dos resíduos plásticos tem sido alarmante e, sendo os mesmos não biodegradáveis, a sua não reutilização leva a que os mesmos se comecem a acumular em forma de aterro ou a propagar-se pelos oceanos. O sector da construção civil tem realizado algumas investigações sobre a substituição de agregados naturais por resíduos plásticos na produção de argamassas e betões.

Existindo uma grande diversidade de plásticos, o projeto em estudo pretendeu analisar o comportamento de argamassas de revestimento, substituindo parcialmente os agregados naturais por resíduos de plástico PET. O plástico, depois de devidamente tratado, foi reduzido a uma granulometria semelhante à da areia. Consideraram-se três taxas de substituição de areia por resíduos plásticos, nomeadamente 0, 5, 10 e 15%, tendo sido utilizado o traço 1:4.

Os ensaios foram caracterizados em três etapas. A primeira etapa tinha o objetivo de identificar todos os constituintes das argamassas recorrendo à análise granulométrica dos agregados. A segunda etapa, ensaios de caracterização das argamassas no estado fresco, nomeadamente o ensaio de consistência. Por último, procedeu-se a ensaios de avaliação do comportamento das argamassas no estado endurecido, tais como, absorção de água por capilaridade, módulo de elasticidade, resistência à compressão e à flexão, massa volúmica e ensaios de aderência.

As argamassas, apesar de apresentarem uma trabalhabilidade idêntica, em termos de resistência à compressão e flexão, apresentaram valores inferiores à argamassa de referência. No entanto, no que diz respeito à resistência aderência ao suporte, apresentaram um bom comportamento em relação à argamassa de referência, acontecendo o mesmo com a absorção de água por capilaridade, constatando-se que a substituição do agregado natural por pequenas dosagens de resíduos plásticos PET é viável.

#### **ABSTRACT**

The construction sector is largely responsible for the consumption of natural resources extracted.

The limited flow of waste plastics has been alarming and they do not being biodegradable, its non-reuse means that the same starts to accumulate in the form of landfill or propagate across oceans. The construction sector has done some research on the substitution of natural aggregates by plastic waste in the production of mortar and concrete.

With a great diversity of plastics, the project was designed to analyze the behavior of coating mortars, partially replacing the natural aggregates with PET plastic residues. The plastic after duly treated was reduced to a particle size similar to that of sand. Three were considered sand replacement rates for waste plastics, including 0, 5, 10 and 15%, having been used mapping 1: 4.

Assays were characterized into three stages. The first step was to identify all the constituents of the mortar using the sieve analysis of aggregates. The second stage, characterization tests of the mortars in the fresh state, in particular the consistency test. Finally, it proceeded to evaluation tests of the behavior of mortar in the hardened state, such as capillary water absorption, modulus of elasticity, compressive strength and flexural strength, density and adhesion assays.

The mortars, despite having a similar workability, in terms of compressive and flexural strengths, presented lower values than the reference mortar. However, with regard to resistance adhesion to the substrate they showed a good behavior with respect to the reference mortar, occurring the same with the water absorption by capillary action, if finding that substitution of the natural aggregate of small dosages of waste plastics PET is feasible.

## 1 - INTRODUÇÃO

Os resíduos gerados pelo sector da construção civil, bem como todos os subprodutos gerados a partir da construção, renovação e demolição, têm levantado preocupação na sociedade civil devido á quantidade de resíduos gerados, tentando-se procurar soluções e novas técnicas para reduzir, reutilizar e reaproveitar os resíduos de modo a reduzir os danos ambientais.

As atividades desenvolvidas pela construção civil têm um elevado consumo de recursos naturais, mostrando assim ser um bom exemplo de mercado, potencialmente promissor, para receber a implementação de produtos usando plástico reciclado, na execução de alguns produtos finais. Como tal, tem-se registado um aumento de estudos para substituir parte dos agregados dos betões e argamassas, incorporando materiais reciclados, de modo a minimizar os impactos ambientais causados pelo crescimento dos resíduos plásticos na sociedade.

## 2 - RESÍDUOS PET COMO AGREGADO EM ARGAMASSAS

Têm sido realizados diversos estudos de modo a estudar a viabilidade da utilização de resíduos de PET como substituto parcial da areia em argamassas, em diferentes taxas de substituição, com traços em peso compreendido entre 1:2 e 1:4 como está apresentado no Quadro 1.

Quadro 1 - Resumo de campanhas experimentais realizadas com PET em argamassas

Referência	Traço	Relação A/C	Taxas de substituição (%)
Magariños <i>et al</i> (1998)	1:3	0,5; 0,4 e 0,34	0; 33; 66; 100
Canellas <i>et al</i> (2005)	1:4	1	0; 10; 30; 50;70
Ahmed <i>et al</i> (2006)	1:3	0,45	0; 20; 25; 27; 30
Marzouk <i>et al.</i> (2007)	1:2.8	0,5	0; 2; 5; 10; 15; 20; 30; 50; 70; 100
Choi <i>et al.</i> (2009)	1:2.44	0,6	0; 25; 50; 75; 100
Remadnia <i>et al.</i> (2009)			3;30;50;70
Hannawi <i>et al.</i> (2010)	1:3	0,5	0; 3; 10; 20; 50
Ge <i>et al.</i> (2013)	-	-	0; 20; 25; 33; 50
Pereira <i>et al</i> (2017)	1:3	0,5	0; 5; 15; 25
Monteiro <i>et al.</i> (2018)	1:2; 1:3; 1:4	0,47; 0,66 e 0,84	0; 10; 20

Apresenta-se em seguida uma resenha desses estudos em relação a algumas propriedades das argamassas com PET como substituto parcial do agregado.

- Trabalhabilidade: No estudo de Choi (2009) conclui-se que, quanto maior for a percentagem de substituição de agregado por PET maior é o diâmetro de espalhamento. Este aumento está relacionado com a forma das partículas de PET (arredondadas) e com a sua textura escorregadia o que leva a uma diminuição do atrito interno entre a pasta e as partículas de plástico PET. O mesmo conclui Canelas *et al.* (2005) e Remadnia *et al.* (2009). Recentemente Pereira *et al.* (2017) obtiveram resultados opostos, com o aumento de PET o diâmetro de espalhamento diminui. A perda de trabalhabilidade pode ser justificada pela forma angulosa dos grãos de PET e sua interação com o ligante.
- Massa volúmica no estado fresco: de acordo com Hannawi *et al.* (2010), a massa volúmica no estado fresco diminui com o aumento de PET, devido à menor massa volúmica do PET. Remadnia *et al.* (2009) acrescenta ainda que a utilização de PET como agregado, permite um aumento significativo de água na mistura, a qual que não é consumida durante a hidratação do cimento, sendo eliminada durante a secagem, indo promover o aumento da porosidade.

- Massa volúmica no estado endurecido: De acordo com Hannawi et al. (2010), a massa volúmica no estado endurecido decresce com o aumento da taxa de substituição de PET, devido à menor massa volúmica do PET. Outros autores como Ge et al. (2003), Canellas et al. (2005), Marzouk et al. (2007) e Pereira et al. (2017) obtiveram resultados semelhantes atribuindo a responsabilidade à menor massa volúmica do PET.
- Resistência à compressão: Todos os estudos realizados até ao momento mostram que com a substituição de agregado natural por PET, para qualquer que seja a percentagem de substituição, acontece uma diminuição da resistência à compressão. Segundo Hannawi et al. (2010), o decréscimo da resistência à compressão não é proporcional com o volume de areia substituída. De acordo com os autores, a queda na resistência à compressão deve-se à fraca ligação entre a matriz e estes agregados PET.

Ao analisar outros autores, tais como Canelas et al. (2005), Ahmed e Mohammed (2006), Magariños (1998), Pereira e Silveira (2017) e Monteiro e Garcia (2018) verifica-se que estes partilham da mesma opinião de Hannawi e Bernard (2010).

Segundo Ge et al (2013), a diminuição da resistência à compressão pode estar na diferença do coeficiente térmico entre os agregados naturais e os PET. Durante a cura, uma retração diferencial pode levar a tensões internas e microfissuras entre a areia e os agregados PET afetando assim a resistência à compressão. Este também refere que a granulometria do agregado plástico influencia os resultados da resistência à compressão.

- Resistência à flexão: Tal como na resistência à compressão, em todos os estudos realizados se verificou um decréscimo da resistência à tração com a inclusão de agregados PET nas argamassas.
- Módulo de elasticidade: De acordo com Marzouk et al. (2007), o módulo de elasticidade diminui à medida que a taxa de substituição aumenta, o que assegura a relação de proporcionalidade direta entre a massa volúmica e o módulo de elasticidade, pois, tendo os agregados PET uma massa volúmica mais baixa do que os agregados naturais, dão assim origem a argamassas com menor massa volúmica e por arrasto menores valores de módulo de elasticidade.

Hannawi et al. (2010) obtiveram resultado idênticos chegando às mesmas conclusões, acrescentando ainda que a fraca adesão entre a matriz cimentícia e os agregados de plástico também contribuem para esta diminuição.

- Absorção de água por capilaridade: De acordo com Choi et al. (2009) os resultados obtidos funcionam como um parâmetro indireto para análise da porosidade interna das argamassas, pois à medida que as taxas de substituição vão aumentando a capacidade de absorção de água por capilaridade baixa. O mesmo observou Marzouk et al. (2007), afirmando assim que a hidrofobia do próprio agregado de PET contribui para retardar a propagação da frente de embebição, obrigando de certa forma a água a ter que contornar os agregados aumentando assim o percurso percorrido de uma partícula de água. Monteiro et al. (2018) obtiveram resultados idênticos, verificando ainda que quanto menor for a relação cimento/agregado maior é a absorção por capilaridade, assim como quanto menor é a massa volúmica maior é a absorção de água por capilaridade.

### **3 - CAMPANHA EXPERIMENTAL**

Os ensaios realizados ao longo deste trabalho experimental tinham como objetivo a identificação do resíduo PET, caracterização da argamassa no estado fresco e a avaliação do seu comportamento no estado endurecido.

Os ensaios realizados com os resíduos PET consistiram na determinação da análise granulométrica e baridade. Assim, foi avaliado o desempenho de quatro argamassas com traço em peso 1:4, confeccionadas com substituição parcial de agregado (0%, 5%, 10% e 15%) por resíduo PET, através dos seguintes ensaios: Trabalhabilidade no estado fresco, análise da massa volúmica no estado endurecido, resistência à flexão e à compressão, módulo de elasticidade secante, resistência de aderência por tração, absorção de água por capilaridade.

Os ensaios foram realizados no LMC/ISEP e no Laboratório de Materiais da EUROMODAL,S.A.

### 3.1 - Resíduo Pet

O resíduo PET (Politereftalato de etileno) utilizado foi fornecido pela empresa Daniel Morais, S.A., localizada em Serzedo, Vila Nova de Gaia, já devidamente tratado (figura 1). Devido a apresentarem uma granulometria superior a 4mm, os resíduos PET foram moídos com o auxílio de um moinho de lâminas até atingirem uma granulometria próxima da areia, como se pode ver na figura 3, apresentando uma baridade de  $0.32 \text{ g/cm}^3$ .



Figura 1 - Resíduo PET



Figura 2 - Resíduo PET moído

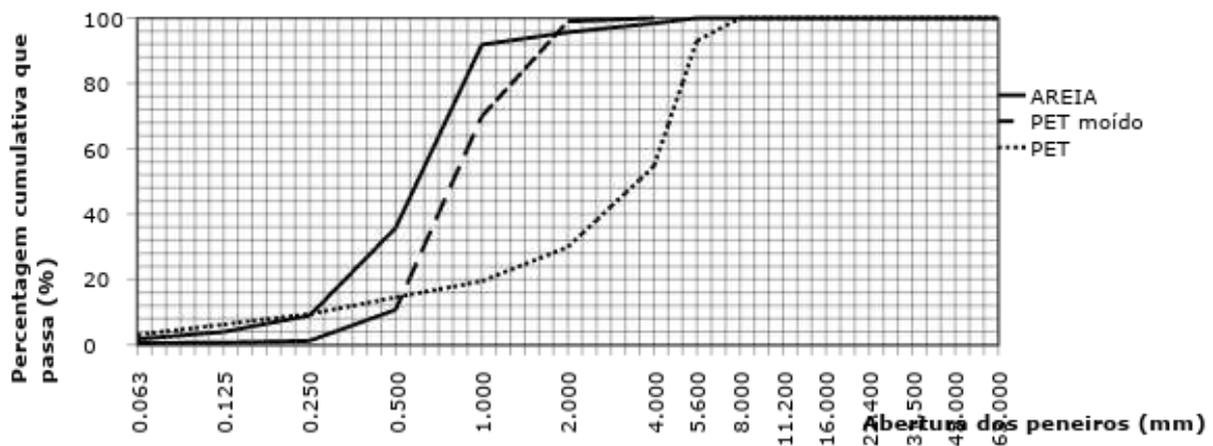


Figura 3 - Curva granulométrica dos agregados utilizados

### 3.2 - Produção de argamassas

Confecionaram-se quatro argamassas com um traço 1:4, sendo a areia substituída por resíduo em 0%, 5%, 10% e 15% (Quadro 1) segundo os procedimentos descritos na parte aplicável da norma NP EN 196-1. Os constituintes destas argamassas foram, o cimento Portland CEM I 42,5 R de acordo com a norma NP EN 197-1, fornecido pela empresa SECIL S.A., com massa volúmica de  $3,11 \text{ g/cm}^3$ , a areia fornecida pela EUROMODAL S.A., com a granulometria apresentada na figura 3 e o resíduo PET, de acordo com o referido no ponto anterior, sendo a água adicionada de modo a ter uma trabalhabilidade idêntica à da argamassa de referência (Quadro 1), não tendo sido utilizado nenhum adjuvante. A trabalhabilidade foi medida através do ensaio de mesa de espalhamento segundo os procedimentos descritos na norma EN 1015-3.

Na determinação das propriedades no estado endurecido das argamassas foram confeccionados provetes prismáticos normalizados ( $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$ ), para cada tipo de argamassa de acordo com os procedimentos da norma NP EN 196-1.

Quadro 1 – Composição das argamassas e sua trabalhabilidade

Argamassa	ARF	A5P	A10P	A15P
Cimento (g)	400	400	400	400
Areia (g)	1600	1520	1440	1360
PET (g)	0	80	160	350
água (ml)	300	300	350	350
A/C	0,75	0,75	0,87	0,87
Diâmetro de espalhamento, d (mm)	184±7	170±7	174±2	169 ± 5



### 3.3 - Propriedades no estado endurecido

#### 3.3.1 - Massa volúmica, resistência á flexão e compressão

Após a cura dos provetes durante 28 dias, cada provete foi pesado para determinação da massa volúmica e sujeito ao ensaio de resistência à flexão e compressão segundo os procedimentos da norma EN 1015-11. A resistência à flexão é determinada a partir de um ensaio de três pontos de carga no provete de argamassa, a uma velocidade de 10N/s a 50N/s, num período compreendido entre 30s a 90s. A resistência à compressão é determinada utilizando as duas partes de provetes de argamassa provenientes da realização do ensaio de resistência à flexão, sendo cada parte sujeita a uma carga de 50 N/s a 500 N/s, num período definido entre 30 a 90 segundos. Deste modo, na Figura 2 apresentam--se os gráficos com os valores médios obtidos relativamente a cada ensaio para cada tipo de argamassa.

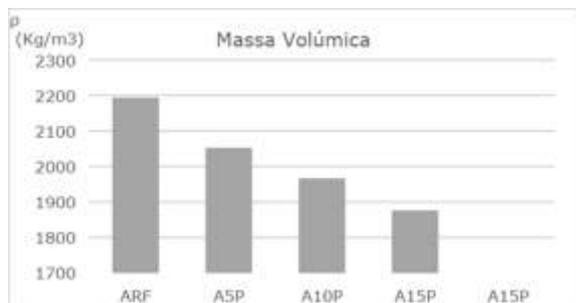


Figura 4 – Massa volúmica média aos 28 dias

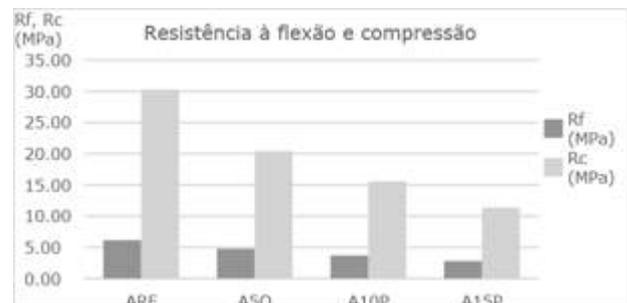


Figura 5 - Valores médios da resistência à flexão e compressão

Pode-se observar através da figura 5 que as resistências à compressão e flexão diminuem com o aumento de taxa de substituição de areia por PET. Além disso, durante o ensaio á flexão observou-se que os provetes que continham PET não quebravam totalmente, permanecendo unido pelas partículas plásticas, e no ensaio á compressão, por sua vez, observou-se que as partículas de PET não aderem á pasta cimentícia. Este comportamento talvez se deva à característica hidrófoba do plástico.

Os valores obtidos nestes ensaios estão de acordo com a bibliografia apresentada anteriormente no item 2.

#### 3.3.2 - Módulo de elasticidade secante

O módulo de elasticidade secante foi determinado segundo o método B, especificado na norma NP EN12390-13. Este método permite a obtenção do módulo de elasticidade estabilizado,  $E_{c,s}$ , através da aplicação de três ciclos de carga a cada provete com 28 dias de idade. Na Figura 7 apresentam-se os resultados sob a forma de gráfico. Atenção que este estudo é efetuado em regime elástico, analisando-se as micro deformações ocorridas no provete sem que este seja destruído.

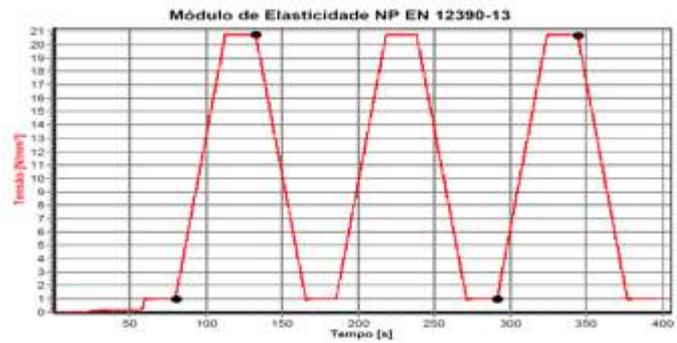


Figura 6 - Ensaio do módulo de elasticidade secante

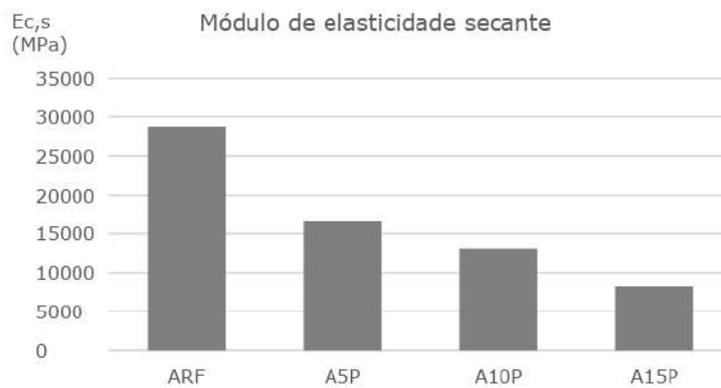


Figura 7 - Gráficos do módulo de elasticidade secante

O valor do módulo de elasticidade secante vai diminuído com o aumento de substituição de areia por PET. A redução do módulo de elasticidade pode dever-se à fraca ligação entre a pasta cimentícia e o plástico, apresentando assim um maior número de vazios. Sendo o plástico, um material que apresenta grande deformabilidade, a introdução do PET na produção da argamassa pode contribuir para futuras deformações no estado endurecido.

Os resultados obtidos neste ensaio estão de acordo com os apresentados na campanha de Mazourk et al. (2007). O autor afirma que a diminuição do módulo de elasticidade com o aumento da taxa de substituição é provocada pelo módulo de elasticidade do PET e por este apresentar uma massa volúmica inferior à da areia.

### 3.3.3 - Resistência de aderência por tração

O ensaio de aderência à superfície suporte tem como princípio avaliar as características superficiais das argamassas, a partir da determinação da resistência à tração perpendicular à ligação da pastilha metálica previamente colada á argamassa (pull-off test). Neste ensaio seguiram-se os procedimentos da norma EN 1015-12.



Figura 8 - Ensaio de arrancamento

Na Figura 9 poderá observar-se o comportamento da argamassa com o aumento da taxa de substituição de areia pelo resíduo PET, analisando os valores da tensão de aderência média por tração.



Figura 9 - Valores da tensão de aderência média

A partir da análise dos gráficos verifica-se que os provetes com uma taxa de substituição de 5% apresentam piores resultados em comparação com os resultados obtidos nos provetes com taxas de 10 e 15%.

### 3.3.4 - Absorção de água por capilaridade

O ensaio de absorção de água por capilaridade baseou-se nos procedimentos descrito na recomendação RILEM TC116 - PCD e tem como objetivo determinar o coeficiente de absorção de água por capilaridade da argamassa no estado endurecido, bem como, avaliar a influência da substituição parcial da areia por resíduos PET na absorção de água. Resumidamente, o ensaio

consistiu em curar os provetes em água a 20 °C e, em seguida, seca-los numa estufa a 40 °C até se obter uma massa constante. Depois de arrefecerem, os provetes foram colocados em contacto com uma película de 5 mm de água. Realizaram--se, então, pesagens sucessivas de cada provete até às 4 ½ horas.



Figura 10 – Fases do ensaio de absorção de água por capilaridade

A absorção de água por capilaridade no betão é dependente da raiz quadrada do tempo e pode ser modelada pela seguinte equação:

$$A = a_0 + S \times \sqrt[3]{t} \quad [1]$$

em que  $A$  (mg/mm<sup>2</sup>) é a absorção da água por unidade de área da secção em contacto com a água,  $S$  é o coeficiente de absorção por capilaridade ( mg/(mm<sup>2</sup>×min.0.5)),  $t$  é o tempo passado desde o instante inicial (minutos) e  $a_0$  é a água inicialmente absorvida pelos poros superficiais (mg/mm<sup>2</sup>). Após o traçado das curvas de absorção ( $A$  versus  $\sqrt[3]{t}$ ) determinou-se, por regressão linear, os coeficientes de absorção capilar  $S$ , tendo-se verificado uma correlação ( $R$ ) superior a 0,99.

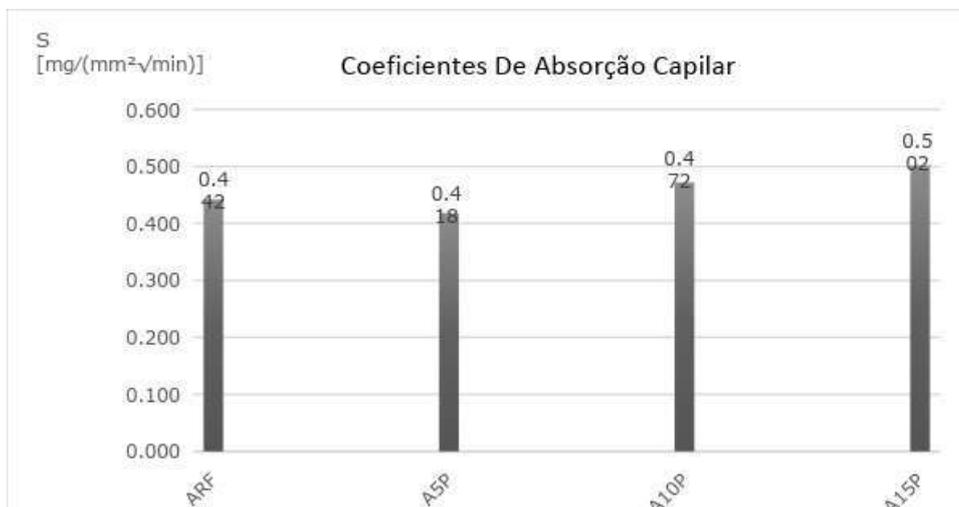


Figura 11 – Valores médios de coeficiente de absorção de água

A partir da análise do gráfico da figura 11 verifica-se que os valores dos coeficientes de absorção da argamassa aumentam com a taxa de substituição de areia por resíduos PET. Além disso, consta-se que os valores de absorção dos provetes ARF e A5P com quantidade de água iguais são relativamente mais baixos comparados com os A10P e A15P que têm uma quantidade de água superior na sua composição (Quadro 1). No entanto, estes resultados contrariam o referido no item 2, uma vez que na análise das campanhas estudadas obtém-se uma diminuição de absorção por capilaridade com o aumento da substituição de PET.

#### 4 - CONCLUSÕES

No Quadro 2 são apresentados os resultados dos valores médios do diâmetro de espalhamento da massa volúmica do estado endurecido, da resistência à flexão e à compressão, módulo de elasticidade secante, resistência de aderência por tração, absorção de água por capilaridade, assim como a diminuição percentual de cada uma destas propriedades das argamassas com PET em relação à argamassa de referência.

Quadro 2 - Resultados das propriedades e das respetivas diminuições percentuais das propriedades em relação a cada tipo de argamassa

Propriedade	ARF	A5P	A10P	A15P
Diâmetro de espalhamento, d, (mm)	184	170	174	169
Diminuição percentual do diâmetro de espalhamento	0	8	5	8
Massa volúmica aparente seca, (kg/m <sup>3</sup> )	2194	2053	1967	1876
Diminuição percentual da massa volúmica seca (%)	0	6	10	14
$\sigma_{28d}^f$ , (MPa)	6,16	4,78	3,73	2,81
$\sigma_{28d}^c$ , (MPa)	30,0	20,0	16,0	11,4
Diminuição percentual de $\sigma_{28d}^f$ (%)	0	22	39	54
Diminuição percentual de $\sigma_{28d}^c$ (%)	0	33	47	62
Nódulo de elasticidade estabilizado, $E_{c,s}$ , (MPa)	28705	16566	13085	8302
Diminuição percentual do módulo de elasticidade estabilizado, $E_{c,s}$	0	42	54	71
$\sigma_{circ,med}$ , (MPa)	0,32	0,18	0,28	0,23
Diminuição percentual da resistência de aderência por tração, $\sigma_{circ,med}$ , (MPa)	0	44	13	28
S, [mg(mm <sup>2</sup> ×√min)]	0,442	0,418	0,472	0,502
Diminuição percentual do coeficiente de absorção [mg(mm <sup>2</sup> ×√min)]	0	5	-7	-14

Observando o Quadro 2 constata-se que quase todas as propriedades diminuíram com o aumento de teor de PET, ou seja:

- A massa volúmica diminui com o aumento de percentagem de PET;
- A resistência à flexão e compressão diminuem com o aumento de taxa de substituição de areia por PET, pois a sua estrutura interna fica alterada, isto é, o agregado PET não adere à pasta cimentícia;
- A resistência de aderência por tração em alvenaria de tijolo diminui bastante para 5% de PET, mas no entanto para valores superiores de percentagem de PET a diminuição não é tão elevada.
- O módulo de elasticidade secante também sofre reduções com o aumento de teor de PET, pois vai de 42% a 71%, devendo-se à fraca ligação entre a pasta cimentícia e o agregado PET, apresentando assim um maior número de vazios. Outra das causas foi para ter aumentado a quantidade de água nas argamassas com 10% e 15% de agregado PET para se obter uma trabalhabilidade idêntica à argamassa de referência;
- O aumento de coeficiente de absorção, ou seja, diminuição de impermeabilidade, deve-se também à fraca relação entre a pasta cimentícia e o agregado PET, o que origina um maior número de vazios, pois o PET é um material impermeável e com o tempo os poros são preenchidos por água.

Concluindo, embora as argamassas tenham um comportamento diminuído com o aumento de percentagem de PET, em termos de resistência à aderência por tração tal não é tão evidente, além de que a diminuição da massa volúmica até é benéfica em termos de massa. Presume-se, como possíveis aplicações, a utilização deste tipo de argamassa em revestimento de fachadas. Daí aconselhar-se a fazer mais estudos, considerando-se a introdução de adjuvantes, na composição da argamassa, de modo a diminuir a razão água/cimento.

## AGRADECIMENTOS

As autoras gostariam de agradecer às empresas: Euromodal S.A., Secil S.A. e Daniel Morais, S.A., pelo apoio dado.

## REFERÊNCIAS

- Ahmed, A. I., Mohammed, A. A. (2006). Use PET Bottles Waste to Partially Substitute Sand in some Cement-based Mortar Applications, Sudan Engineering Society JOURNAL, Volume 52 No.47, pp. 9-13.
- Canellas, Susan S.; D'ABREU, José C. (2005). Reciclagem de PET, visando a substituição de agregado miúdo em argamassa. In: XXI ENCONTRO NACIONAL DE TRATAMENTO DE MINÉRIOS E METALURGIA EXTRATIVA, Natal, RN. Brasil
- Choi, Yun-Wang; Moon, Dae-Joong; Chung, Jee-Seung; Cho, Sun-Kyu (2005). Effects of waste PET bottles aggregate on the properties of concrete. Cement and Concrete Research. v. 35, n. 4, pp. 776–781, United States. ISSN 00088846. DOI:10.1016/j.cemconres.2004.05.014.
- EN 1015 – 1:1998, Methods of test for mortar masonry - Part 1: Determination of particle size distribution by sieve analysis, European Committee for Standardization (CEN)
- EN 1015 – 11:1998, Methods of test for mortar for masonry Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened, European Committee for Standardization (CEN)
- EN 1015-12: Methods of test for mortar for masonry Part 12: Determination of adhesive strength of hardened rendering and plastering mortars on substrates, European Committee for Standardization (CEN)
- Ge et al. (2013). Physical and mechanical properties of mortar using waste Polyethylene Terephthalate bottles. Construction and Building Materials Volume 44, July 2013, Pages 81-86 DOI:10.1016/j.conbuildmat.2013.02.073
- Hannawi, K.; Kamali-Bernard, S.; Prince, W. (2010). Physical and mechanical properties of mortars containing PET and PC waste aggregates. Waste Management. . ISSN 0956053X. 30:11 2312–2320. doi: 10.1016/j.wasman.2010.03.028.
- Magariños, O. E.; Alderete, C. E.; Arias, L. E.; Lucca, M. E., (1998). Study of mortars with industrial residual plastic scales. Materiales de Construcción, Volume 48, No 250, DOI:10.3989/mc.1998.v48.i250.477, pp. 33-52
- Marzouk, Y.,; Dheilly, R.M, e Queneudec, M. (2007). Valorization of post-consumer waste plastic in cementitious concrete composite, Waste Management, no. 27, 2 pp.310–318.
- Monteiro, L.L.C. e Garcia, M.L. (2018). Uso de Resíduos de Embalagens PET em Argamassas. Coimbra: 3º Congresso Luso-Brasileiro, 2018. (Artigo CLB-MCS 2018).
- NP EN 196-1:2006, Método de ensaios de cimentos. Parte 1: Determinação das resistências mecânicas, Lisboa, IPQ.
- NP EN 197-1:2012, Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes, Lisboa, IPQ.
- NP EN 12390-13: 2014. Ensaios do betão endurecido - Parte 13: Determinação do módulo de elasticidade secante à compressão. Lisboa: IPQ.
- Pereira, E.; Júnior, A. L.; Fineza, A. (2017). Optimization of mechanical properties in concrete reinforced with fibers from solid urban wastes (PET bottles) for the production of ecological concrete. Construction and Building Materials. 149. 837-848. 10.1016/j.conbuildmat.2017.05.148.
- Remadnia, A.; Dheilly, R.M.; Laidoudi, B.; Quéneudec, M. (2009) - Use of animal proteins as foaming agent in cementitious concrete composites manufactured with recycled PET aggregates. Construction and Building Materials. . ISSN 09500618. 23:10 pp.3118–3123. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2009.06.027.

RILEM TC116 – PCD, (1999) Permeability of concrete as a criterion of its durability, C: Determination of the capillary absorption of water of hardened concrete, *Materials and Structures*, No. (32), pp. 178-179.



## **CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA DA SUPERFÍCIE DE ETICS À ÁGUA, GRAFFITI E BIOCOLONIZAÇÃO**

### **CARACTERIZATION OF ETICS SURFACE RESISTANCE TO WATER, GRAFFITI AND BIOCOLONIZATION**

Flores-Colen, Inês; IST, DECivil, CERIS, Lisboa, Portugal, *ines.flores.colen@tecnico.ulisboa.pt*  
Veiga, Rosário; LNEC, Lisboa, Portugal, *rveiga@lnec.pt*  
Malanho, Sofia; LNEC, Lisboa, Portugal, *smalanho@lnec.com*

#### **RESUMO**

Os sistemas de isolamento exteriores têm sido uma solução construtiva muito aplicada na construção e na reabilitação de fachadas de edifícios, tendo em vista as crescentes exigências térmicas na atual regulamentação. A maior resistência da superfície exterior destas soluções à água, aos graffiti e à biocolonização minimiza as anomalias correntes em serviço, garantindo a maior durabilidade dos ETICS e da sua função principal que é contribuir para uma maior resistência térmica das fachadas, com consequente maior eficiência energética nos edifícios. As soluções atuais e individuais de proteção das superfícies de ETICS (hidrófugos, anti-graffiti ou biocidas) melhoram apenas um tipo de anomalias, sem aproveitar as sinergias que existem nos vários mecanismos de proteção (aumentar a hidrofobicidade por também reduzir o problema da biocolonização). A avaliação da eficácia desses produtos de proteção e do desempenho das superfícies de ETICS tratadas requer a realização de ensaios que não estão na sua globalidade previstos no ETAG 004. Nesta comunicação pretende-se sintetizar e discutir as características relevantes para a caracterização da resistência das superfícies de ETICS e dos produtos de proteção, selecionar os métodos de ensaio a aplicar e estabelecer requisitos, tendo em conta o ETAG004 e os conhecimentos existentes na área.

#### **ABSTRACT**

Exterior insulation systems have been a highly applied constructive solution in the construction and rehabilitation of building facades, to achieve the thermal requirements in the current legislation. The higher resistance of the exterior surface of these solutions to water, graffiti and biocolonization minimizes the current in-service anomalies, assuring higher durability of the ETICS and its main function, which is to contribute to a greater thermal resistance of the facades and consequently a better buildings energy efficiency. The current and individual ETICS surface protection solutions (water repellents, anti-graffiti or biocides) only improve one type of anomaly without taking advantage of the synergies that exist in the various protection mechanisms (increase hydrophobicity by also reducing the problem of biocolonization). The evaluation of the effectiveness of these protection products and the performance of the treated ETICS surfaces requires of tests which are not provided in ETAG 004. In this paper we intend to synthesize and discuss the relevant characteristics for the characterization of the resistance of ETICS surfaces and protection products, to select the test methods to be applied and to point out the requirements, taking into account ETAG004 and the knowledge existing in the area.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Em Portugal, o Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios (RCCTE), atualmente substituído pelo REH (Regulamento de Desempenho Energético dos Edifícios de Habitação) e RECS (Regulamento de Desempenho Energético dos Edifícios de Comércio e Serviços) (RECS/SCE/REH/ 2013), contribuiu para um aumento da aplicação de sistemas de isolamento térmico pelo exterior. Neste contexto, a aplicação dos sistemas de isolamento térmico de fachadas pelo exterior com revestimento sobre isolante, denominados por ETICS (*External Thermal Insulation Composite Systems*), tem tido um acréscimo significativo, tendo em conta as maiores exigências térmicas e energéticas das fachadas de edifícios (minimização de pontes térmicas e melhoria na gestão energética dos edifícios) (D’Orazio et al. 2014). Os seus benefícios em termos de poupança energética e a sua facilidade de aplicação levaram à progressiva utilização dos ETICS tanto em edifícios novos como em requalificação energética de edifícios existentes (D’Orazio et al. 2014) (Barreira and Freitas 2013).

O ETICS ao limitar o fluxo de calor entre o interior e o exterior do edifício, propicia uma grande queda na temperatura da camada exterior de acabamento (fenómeno que acontece especialmente durante a noite), o que induz a condensações (D’Orazio et al. 2014) (Johansson 2011) (Barreira and Freitas

2013). As diferentes tipologias construtivas das fachadas de edifícios e sua degradação em serviço têm originado o aparecimento no mercado de novas soluções de ETICS, variando o isolante térmico (por exemplo, utilização de EPS, lã de rocha ou cortiça) ou o revestimento de acabamento (por exemplo revestimento cerâmico).

O sistema ETICS é constituído por placas de isolamento térmico coladas e misto (também fixadas mecanicamente) ao pano de parede (suporte) que são revestidas por um reboco delgado armado com rede de fibra de vidro, acabado com um revestimento decorativo que proporciona a resistência às solicitações climáticas e mecânicas. Em síntese, os componentes deste sistema de revestimento são:

- i) suporte de alvenaria;
- ii) material de colagem (Figura 1; à esquerda) e/ou de fixação mecânica;
- iii) placas de isolante térmico;
- iv) camada de base armada aplicada sobre a placa de isolamento tendo no seu seio uma armadura de rede de fibra de vidro de malha quadrada (Figura 1, ao centro);
- v) primário sobre camada de base (se preconizado) (figura 1, à direita);
- vi) acabamento (revestimento plástico espesso).

Os acessórios têm a finalidade de reforçar os pontos singulares, ligação com elementos construtivos e assegurar a continuidade do sistema de isolamento térmico.



Figura 1: Execução de Sistema ETICS; à esquerda, material de colagem em placa de isolante térmico; ao centro, camada de base armada com rede de fibra de vidro; à direita, aplicação de primário

Relativamente à degradação em serviço, as anomalias mais comuns de ETICS são fissuras, sujidade superficial, escorrências, manchas de humidade ou fungos, eflorescências, líquenes e algas, destacamentos e empolamentos (Amaro et al. 2014). A origem dos agentes mais relevantes que afetam a durabilidade é geralmente a atmosfera (Edis and Türkeri 2012). Destacam-se as seguintes ações ambientais que afetam o desempenho dos ETICS em serviço: água, temperatura, radiação solar, vento, e poluentes (Amaro et al. 2014).

A humidade é um pré-requisito para o desenvolvimento de algas (Kunzel and Sedlbauer 2006). A chuva transporta sais e sujidade, e os ciclos de molhagem e secagem dão origem a variações dimensionais das placas isolantes provocando fissuração e empolamento. Mudanças bruscas de temperatura e humidade induzem também ao aparecimento destas anomalias (Kunzel and Sedlbauer 2006) (Norvaisiene et al. 2013). A incidência de radiação associada aos ciclos de molhagem e secagem forma fissuras superficiais e finas no revestimento. O crescimento de líquenes, fungos ou algas está igualmente relacionado com a exposição solar. O vento é agente de transporte de sais e sujidade e é criador de tensões que originam fissuras (Malanho and Veiga 2011). Os agentes ambientais agressivos provocam alterações nas características do sistema que além de limitarem o seu desempenho condicionam a sua durabilidade (Malanho and Veiga 2011).

Estudos anteriores permitiram verificar as anomalias correntes no sistema. Relativamente ao próprio sistema, e excluindo defeitos de aplicação, existe uma vulnerabilidade mecânica e uma tendência normal de ocorrência de condensações superficiais exteriores em condições reais de exposição (D'Orazio et al. 2014) (Johansson 2011) (Barreira and Freitas 2013). De uma maneira geral, as anomalias identificadas para o sistema ETICS afetam um ou mais componentes do sistema. As anomalias de natureza mecânica referidas afetam, em particular, a camada de acabamento e a camada de base, podendo atingir as placas de isolamento térmico. As anomalias de sujidade, manchas e colonização biológica, bem como os empolamentos, manifestam-se maioritariamente na

camada de acabamento. A identificação dos componentes do sistema que são afetados é importante para a preconização das ações de manutenção pois caracteriza um maior ou menor grau de intervenção no sistema de revestimento.

Os resultados de (Flores-Colen et al. 2014) demonstraram que a degradação em serviço se encontra associada ao próprio sistema de revestimento, à existência de outros elementos na fachada e, ainda, ao envelhecimento em serviço. A Figura 2 representa uma síntese das percentagens de cada tipologia de anomalias em relação ao total das anomalias registadas. Confirma-se que as anomalias mais correntes são, por ordem decrescente: fissuras (23%); lacunas (13%); colonização biológica (13%); sujidade diferencial (13%), sujidade uniforme (7%) e problemas na junta de dilatação (4%). Outras anomalias consideradas relevantes, mesmo que tenham aparecido com menor percentagem, foram os empolamentos (3%), descolorações e diferenças de tonalidade (2%). Por último, destacam-se ainda a visualização de juntas entre placas (3%) e os destacamentos (2%).



Figura 2: Síntese de todas as anomalias observadas no trabalho de campo, em percentagem relativamente ao total de anomalias registadas (Flores-Colen et al. 2014)

Estes resultados são semelhantes aos de outros estudos, no que diz respeito às anomalias mais frequentes. Para 170 revestimentos, Ximenes et al. (2015) detetaram maior ocorrência de: humidade / colonização biológica (30%); sujidade superficial / escorrências (25%); fissuração (15%) e sujidade uniforme (9%) (Ximenes et al. 2015). Esses autores não consideraram a anomalia do tipo lacunas no seu trabalho uma vez que este fenómeno tem uma origem accidental, não modelável e, portanto, não poderia ser contabilizado no modelo de degradação (Ximenes et al. 2015). Também, Ladeira et al. (21 casos) detetou principalmente a ocorrência de colonização biológica (19%), sujidade superficial / escorrências (23%), fissuração (17%) e, lacunas e mossas (15%) (Ladeira 2012). É possível concluir que a patologia em serviço deve ser analisada de acordo com a origem dos agentes de degradação

(Barreira and Freitas 2013) (Ximenes et al. 2015) (Amaro et al. 2014) (Edis and Türkeri 2012) (Ladeira 2012) (Silva and Falorca 2009) (Flores-Colen 2011). Assim, o grupo das anomalias cromáticas / estéticas é o que aparece com maior incidência (49% das anomalias) nos casos inspecionados por (Amaro et al. 2014). Estas anomalias tendem a aumentar ao longo do tempo em extensão e gravidade.

A recolha de informação de uma inspeção anterior (2 anos antes) para alguns dos edifícios confirmou que muitos dos problemas de colonização biológica e de sujidade continuam ativos e em desenvolvimento acelerado, caso não sejam implementadas ações de limpeza / manutenção (Dirkx and Grégoire 2012). Uma manutenção regular dos ETICS pode impedir o crescimento biológico (Dirkx and Grégoire 2012). O aparecimento de algas e fungos tem um impacto notável sobre a qualidade estética e durabilidade dos materiais de construção (D’Orazio et al. 2014) (Barreira and Freitas 2013) (Antošová 2013). Uma das maiores causas de desagrado dos proprietários relativamente a este sistema é precisamente o aspeto visual desagradável das fachadas (Dirkx and Grégoire 2012). O conhecimento do impacto dos fatores biológicos sobre a durabilidade dos ETICS pode ser o primeiro passo para convencer os proprietários de que a manutenção regular é necessária (Antošová 2013). As causas para as anomalias observadas encontram-se relacionadas com a deficiente conceção, execução, utilização / condições de serviço e ausência de manutenção (Sulakatko et al. 2014). O crescimento biológico pode ser impedido ou limitado por uma boa conceção e execução e por uma manutenção regular (Dirkx and Grégoire 2012). Verifica-se também que uma parte das anomalias está relacionada com outros elementos da fachada e não com o próprio revestimento ETICS.

## 2 - REQUISITOS DE DESEMPENHO

Os ETICS fazem parte dos sistemas inovadores para os quais não existe nem está prevista, a médio prazo, a existência de uma norma europeia harmonizada. Assim, são requeridas as exigências funcionais para estes sistemas de acordo com o ETAG 004 – *Guideline for European Technical Approval of External Thermal Insulation Composite System with Rendering* (EOTA 2013), para condições normais de manutenção durante o ciclo de vida útil do sistema:

- ER1 (resistência mecânica e estabilidade): este requisito não se aplica a ETICS por não se tratarem de elementos resistentes da construção; estas exigências são incluídas nas exigências de segurança ao uso (ER4);
- ER2 (segurança contra risco de incêndio): as exigências de comportamento ao fogo impostas aos ETICS dizem respeito à reação ao fogo dos seus constituintes e dependem da legislação, regulamentação e disposições administrativas aplicáveis;
- ER3 (higiene, saúde e ambiente): é decisivo no cumprimento desta exigência, em termos de ambiente interior, que o ETICS tenha a capacidade de resistir à humidade proveniente do exterior e evitar a ocorrência de condensações superficiais e internas. Em termos de ambiente exterior, os trabalhos de construção não devem ser fonte de poluição para o ambiente (ar, solo, água), ou, caso a libertação de poluentes seja estritamente necessária, deve respeitar as disposições regulamentares vigentes sobre a matéria;
- ER4 (segurança na utilização): para cumprir esta exigência, os ETICS devem ser estáveis e resistir às combinações das solicitações resultantes das cargas normais tais como: peso próprio, temperatura, humidade, retração, movimentos da estrutura do edifício e ação do vento (sucção);
- ER5 (proteção contra o ruído): esta exigência não é considerada, visto que deve ser verificada por toda a envolvente;
- ER6 (economia de energia e retenção de calor): os ETICS melhoram o isolamento térmico das paredes, através da resistência térmica dos seus constituintes e das respetivas absorção de água e permeabilidade ao vapor de água. Essa melhoria deve verificar limites mínimos estabelecidos.

Apesar do guia não incluir exigências ao nível de fungos e algas, este aspeto é também considerado como uma exigência a satisfazer por parte dos ETICS aquando da avaliação do seu desempenho, por exemplo, nos documentos de aplicação emitidos pelo LNEC (LNEC 2010; 2013).

Na tabela 1 encontram-se sintetizadas as características de desempenho que atualmente são declaradas em documentos de homologação e documentos de aplicação de 16 sistemas ETICS, disponíveis em <http://www.lnec.pt/pt/documentos/qualidade-de-produtos-e-empreendimentos/>.

Os sistemas selecionados são constituídos por placas de isolante térmico (EPS, ICB ou MW); sobre a camada de isolante térmico foi aplicada uma camada de base com a incorporação de uma rede de fibra de vidro, constituída por argamassa com base em cimento em quase todos os sistemas, à exceção dos sistemas 2, 3, 13 e 14 constituídos por argamassas com base em cal; de uma forma geral, os acabamentos aplicados são acabamentos acrílicos. No entanto, nos sistemas 2 e 13 foram aplicados tinta de silicatos e acabamento com base em cal aérea, respetivamente. Os ensaios foram efetuados segundo o ETAG 004 (EOTA 2013). O ensaio higrotérmico envolveu a execução de sistemas em modelos com dimensões de 3 m x 2 m aproximadamente; os restantes ensaios foram executados sobre provetes dos sistemas (EOTA 2013).

Tabela 1 – Resultados de ensaios para análise do desempenho de ETICS

Sistema		1	2	3	4	5	6	7	8
Isolante		EPS	ICB	ICB	MW	EPS	EPS	EPS	EPS
Ensaio higrotérmico		NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
(Anomalias e aspeto final)		Bom	Bom	Bom	Bom	Bom	Bom	Bom	Bom
Absorção de água por capilaridade (kg/m <sup>2</sup> )	1 h	0,05	0,10	0,05	0,20	0,28	0,05	0,09	0,06
	24 h	0,35	0,52	0,45	0,59	0,59	0,16	0,44	0,29
Sd (m)		0,71	1,33	0,76	0,71	0,26	0,87	0,72	0,61
Resistência ao choque e perfuração (Categoria*)		II	-	-	II	II	III	II	I
Aderência da camada de base ao isolante (N/mm <sup>2</sup> e PR**) (após ciclos higrotérmicos)		0,23	0,14	0,12	0,03	0,18	0,20	0,15	0,26
		A/C	C	C	C	C	C/B	C	C
Aderência do produto de colagem ao isolante (N/mm <sup>2</sup> e PR**) (estado seco)		0,27	0,08	0,08	0,05	0,17	0,17	0,17	0,18
		A/C	C	C	C	C	C	C	C
Resistência aos fungos (Classificação)		Boa	Alguma	Boa		Boa	Alguma	Alguma	Bom

Tabela 1 – Resultados de ensaios para análise do desempenho de ETICS (continuação)

Sistema		9	10	11	12	13	14	15	16
Isolante		EPS	EPS	EPS	EPS	EPS	ICB	ICB	EPS
Ensaio higrotérmico		NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
(Anomalias e aspeto final)		Bom	Bom	Bom	Bom	Bom	Bom	Bom	Bom
Absorção de água por capilaridade (kg/m <sup>2</sup> )	1 h	0,08	0,13	0,07	0,13	0,09	0,14	0,36	0,05
	24 h	0,60	0,66	0,45	0,61	0,33	0,35	0,86	0,43
Sd (m)		0,97	0,77	0,86	0,61	0,86	0,06	0,21	0,38
Resistência ao choque e perfuração (Categoria*)		II	III	III	III	II	III	II	II
Aderência da camada de base ao isolante (N/mm <sup>2</sup> e PR**) (após ciclos higrotérmicos)		0,23	0,14	0,14	0,24	0,20	0,08	0,12	0,17
		C	C	C	C	C	C	C	C
Aderência do produto de colagem ao isolante (N/mm <sup>2</sup> e PR**) (estado seco)		0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,10	0,10	0,27
		C	C	C	C	C	C	C	B
Resistência aos fungos (Classificação)		Alguma	Alguma	Alguma	Boa	Boa	Boa	Alguma	

Legenda da Tabela 1:

EPS – Poliestireno expandido moldado; ICB – aglomerado de cortiça expandida; MW – lã mineral.  
NO – não foram observadas anomalias, tais como: empolamentos, destacamentos, fendilhação e perda de aderência.

Bom – Sistema após ciclos com bom aspeto e comportamento satisfatório.

Sd – Permeabilidade ao vapor de água (espessura da camada de ar de difusão equivalente).

Boa / Alguma – Comportamento aos fungos: boa ou alguma resistência aos fungos.

\*Categoria I – Aplicável em zonas acessíveis ao público e expostas a choques fortes, mas não sujeitas a uso indevido. Categoria II – Aplicável em zonas de acesso limitado ou em zonas públicas acima de 2 m da base da parede. Categoria III – Aplicável em zonas muito pouco expostas a choques, por exemplo: zonas acima de 2 m do solo de edifícios com acesso limitado.

\*\*Padrão de rotura PR: A – rotura adesiva (no plano revestimento-isolante); PR: B – rotura coesiva (no seio do produto de colagem ou revestimento); PR: C – rotura coesiva (no seio do isolante).

Os resultados da Tabela 1 mostram que as características dos componentes dos sistemas (isolante, acabamento, camada de base) influenciam o seu comportamento (Malanho and Veiga 2014) (Malanho and Veiga 2016).

Dado que se trata de sistemas aprovados como adequados para o uso, todos eles apresentam bom comportamento higrotérmico, não tendo sido observadas anomalias do tipo: empolamentos, destacamentos, fendilhação e perda de aderência. A absorção de água dos sistemas variou entre 0,16 a 0,86 kg/m<sup>2</sup> às 24 h. A resistência à difusão de vapor de água apresentou valores entre 0,06 e 1,33 m de espessura de ar de difusão equivalente (Sd). Os sistemas conduziram a categorias de resistência ao choque de I a III. As aderências da camada de base e do produto de colagem ao isolante, em estado seco e após ciclos higrotérmicos, variaram entre 0,08 e 0,27 N/mm<sup>2</sup>. Todos os sistemas apresentam alguma ou boa resistência aos fungos. Concluiu-se que existe uma variabilidade no comportamento à água e mecânico dos sistemas. Por outro lado, o ETAG 004 não indica ensaios que permitam avaliar a resistência da superfície aos graffiti e a resistência à colonização biológica (algas, bactérias).

### 3 - RESISTÊNCIA DA SUPERFÍCIE

Através de uma revisão bibliográfica, a Tabela 2 sintetiza os ensaios possíveis de aplicar nas superfícies de ETICS, alguns adaptados (Malanho and Veiga 2013) e outros correntemente aplicados em superfícies de revestimentos, tendo em vista a uma melhor caracterização da sua resistência à água, aos graffiti e à colonização biológica.

Tabela 2 – Ensaios para análise da resistência à água

Objetivo	Característica a analisar	Norma/especificação		
		Âmbito	N.º	Observações
Análise da resistência à água e ao vapor	Ângulo de contacto	Materiais inorgânicos	BS EN (CEN 2009)	Determinação do ângulo de contato estático entre a superfície e uma gota de líquido (capacidade de hidrofobicidade) (Silva et al. 2016)
	Absorção de água por capilaridade	ETICS	ETAG 004 (EOTA 2013)	Absorção de água (capilaridade) (Malanho and Veiga 2015)
	Permeabilidade à água sob pressão	Acabamentos	FE Pa 39 (LNEC)	FE - Ensaio de absorção de água sob baixa pressão
	Resistência à humidade	Tintas	NP EN ISO 6270-1 (IPQ 2007a)	Determinação da resistência à humidade. Parte 1.
			NP EN ISO 6270-2 (IPQ 2007b)	Determinação da resistência à humidade. Parte 2.
Permeabilidade ao vapor de água	ETICS	ETAG 004 (EOTA 2013)	-	

A análise de resistência à água realizada através dos ensaios do ETAG 004 pode ser complementada com a análise do ângulo de contacto que permite quantificar a capacidade hidrofóbica da superfície. O estudo da permeabilidade à água sob pressão através do tubo de karsten permite traduzir a resistência da superfície à chuva incidente. Na Tabela 3 sintetiza-se um conjunto de ensaios para análise da resistência à coloração, a manchas e aos graffiti. Concluiu-se que a medição da coloração, rugosidade/textura, avaliação do tipo de colonização biológica e a capacidade de limpeza dos graffiti ou o desempenho de produtos anti-graffiti são parâmetros que podem ser relevantes para caracterização da resistência da superfície de sistemas de isolamento térmico pelo exterior.

Tabela 3 – Ensaios para análise da resistência a manchas e aos graffiti

Objetivo	Característica a analisar	Norma/especificação		
		Âmbito	N.º	Observações
Análise da coloração (aspeto e presença de sais)	Colorimetria	Tintas	ISO 14680-2 (ISO 2000)	Determinação do teor de pigmentos e cargas (método das cinzas)
		Materiais	ASTM D2244 (ASTM)	Avaliação da coloração da superfície (tipo, presença de sais) e medição da variação de cor através de coordenadas CIELAB (ASTM D2244) usando um espectrofotómetro. Análise da película de tinta ou de provetes do sistema (Banfill et al. 2016).
		Acabamentos	-	Análise da película de tinta ou de provetes do sistema.
		Tintas	ISO 7724-2 (CEN 1984)	Determinação da cor por medição das coordenadas cromáticas
	Opacidade (poder de cobertura)	Tintas (lisas)	ISO 6504-3 (CEN 2006)	Análise do poder de cobertura (método Kubelka-Munk)
	Brilho	Tintas	NP EN ISO (IPQ)	Determinação do brilho de revestimentos por pintura não-metálicos a 20º, 60º e 85º
	Textura (lisa ou texturada)	Material cerâmico	PE Eq EN 01 (LNEC)	Análise da rugosidade
	Nevoeiro salino	-	ISO 9227:2012 UMROC/MEC (CEN 2012)	Resistência ao nevoeiro salino acético
	Análise de manchas	Textura (lisa ou texturada)	Tinta	-
			PE Eq EN 01 (LNEC)	Análise da rugosidade
Fungos		Tintas	ASTM D 5590-00 (ASTM 2017)	Determinação da resistência aos fungos
Algas		Tintas	ASTM D 5589 (ASTM 2013a)	Determinação da resistência às algas
Resistência aos graffiti	Graffiti	Tinta	-	Apreciação visual
			PE Eq EN 01 (LNEC)	Determinação da Rugosidade
		-	ASTM D6578 (ASTM 2013b)	Determinação da resistência a graffiti
		Betão, alvenaria e pedra natural	ASTM D7089 - 06 (ASTM 2014)	Determinação da eficácia do revestimento anti-graffiti para uso em superfícies de betão, alvenaria e pedra natural por lavagem sob pressão

#### 4 - CONCLUSÕES E TRABALHO EM CURSO

As anomalias mais correntes em ETICS afetam o desempenho da superfície e são principalmente colonização biológica, sujidade superficial / escorrências, fissuração (17%), lacunas e mossas. Os ensaios atualmente preconizados pelo ETAG 004 incidem na avaliação do sistema após ensaio higrotérmico, em termos de resistência ao choque, aderência, absorção de água por capilaridade e permeabilidade ao vapor de água. Os sistemas com documentos de homologação ou documentos de aplicação LNEC são, ainda, avaliados em termos de resistência aos fungos. No entanto, conclui-se que estes ensaios são insuficientes para uma boa caracterização da resistência da superfície. Neste artigo foi feita uma revisão bibliográfica sobre outros ensaios passíveis de serem aplicados na superfície destes sistemas de revestimento. Em termos de comportamento à água podem ser preconizados parâmetros para caracterização da hidrofobicidade da superfície, por exemplo através da medição do ângulo de contacto. Em termos de resistência às manchas e colonização biológica, devem ser caracterizadas a condição da superfície (textura, cor, opacidade, brilho) e o tipo de colonização biológica (fungos, colonização biológica e bactérias). A resistência destas superfícies aos graffiti pode incluir a facilidade ou não de limpeza e a alteração dos parâmetros como a aplicação de um anti-graffiti. Estes parâmetros encontram-se em desenvolvimento no âmbito do projeto WGB Shield que teve início em Outubro de 2018.

#### AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CERIS/IST e ao LNEC e o apoio da FCT, no âmbito do Projeto WGB Shield (PTDC/ECI-EGC/30681/2017).

#### REFERÊNCIAS

- Amaro, B., D. Saraiva, J. Brito, and I. Flores-colen. 2014. "Statistical Survey of the Pathology, Diagnosis and Rehabilitation of ETICS in Walls." *Journal of Civil Engineering and Management* 3730 (June): 1–16. doi:10.3846/13923730.2013.801923.
- Antošová, N. 2013. "Impact of Biocorrosion on the Durability of Etics and Empirical Findings About the Periodicity of Maintenance." *Slovak Journal of Civil Engineering* 21 (2): 21–28. doi:10.2478/sjce-2013-0009.
- ASTM. *Standard Practice for Calculation of Color Tolerances and Color Differences from Instrumentally Measured Color Coordinates*. ASTM D2244-16.
- ASTM. 2013a. *Standard Test Method for Determining the Resistance of Paint Films and Related Coatings to Algal Defacement*. ASTM D5589 - 09(2013).
- ASTM. 2013b. *Standard Practice for Determination of Graffiti Resistance*. ASTM D6578 / D6578M - 13.
- ASTM. 2014. *Standard Practice for Determination of the Effectiveness of Anti-Graffiti Coating for Use on Concrete, Masonry and Natural Stone Surfaces by Pressure Washing*. ASTM D7089 - 06(2014).
- ASTM. 2017. *Standard Test Method for Determining the Resistance of Paint Films and Related Coatings to Fungal Defacement by Accelerated Four-Week Agar Plate*. ASTM D5590 - 17 Assay.
- Banfill, P., E. Szadurski, and A. Forster. 2016. "Deterioration of Natural Hydraulic Lime Mortars, II: Effects of Chemically Accelerated Leaching on Physical and Mechanical Properties of Carbonated Materials." *Construction and Building Materials* 111. Elsevier Ltd: 182–190. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.02.055.
- Barreira, E., and V. Freitas. 2013. "Experimental Study of the Hygrothermal Behaviour of External Thermal Insulation Composite Systems (ETICS)." *Building and Environment* 63 (May). Elsevier Ltd: 31–39. doi:10.1016/j.buildenv.2013.02.001.
- CEN. 1984. "Paints and Varnishes - Colorimetry - Part 2: Colour Measurement. ISO 7724-2."
- CEN. 2006. "Paints and Varnishes - Determination of Hiding Power - Part 3: Determination of Contrast Ratio of Light-Coloured Paints at a Fixed Spreading Rate. ISO 6504-3."
- CEN. 2009. *Conservation of Cultural Property - Test Methods - Determination of Static Contact Angle*.

EN 15802:2009.

- CEN. 2012. *Corrosion Tests in Artificial Atmospheres - Salt Spray Tests. ISO 9227:2012.*
- D’Orazio, M., G. Cursio, L. Graziani, L. Aquilanti, A. Osimani, F. Clementi, C. Yéprémian, V. Lariccia, and S. Amoroso. 2014. “Effects of Water Absorption and Surface Roughness on the Bioreceptivity of ETICS Compared to Clay Bricks.” *Building and Environment* 77 (July). Elsevier Ltd: 20–28. doi:10.1016/j.buildenv.2014.03.018.
- Dirkx, I., and Y. Grégoire. 2012. “Evaluation of the Resistance to Algae Growth of ETICS: Additional Requirements in Belgium BBRI - Evaluation of the Durability of ETICS.” In *4º Congress APFAC. BBRI - Evaluation of the durability of ETICS.*
- Edis, E., and N. Türkeri. 2012. “Durability of External Thermal Insulation Composite Systems in Istanbul Turkey.” *A Z Itu* 9 (1): 134–148.
- EOTA. 2013. “Guideline for European Technical Approval of External Thermal Insulation Composite Systems with Rendering, ETAG 004.” In . Brussels: February.
- Flores-Colen, I. et al. 2011. “On-Site Performance Assessment of Rendering Façades for Predictive Maintenance.” *Structural Survey* 29(2): 133–146.
- Flores-Colen, I., A. Soares, and L. Silva. 2014. “Degradação e Manutenção Em Sistemas ETICS - Estudo de Casos.” In *Argamassa 2014*. Coimbra, Universidade de Coimbra.
- IPQ. “Tintas e Vernizes Determinação Do Valor de Brilho a 20 Graus, 60 Graus e 85 Graus (ISO 2813:2014). NP EN ISO 2813.”
- IPQ. 2007a. *Determinação Da Resistência à Humidade Parte 1: Condensação Contínua. ISO 6270-1:1998.*
- IPQ. 2007b. *Determinação Da Resistência à Humidade Parte 2: Método de Exposição de Provetes Em Atmosferas de Condensação de Água. ISO 6270-2:2005.*
- ISO. 2000. *Paints and Varnishes - Determination of Pigment Content - Part 2: Ashing Method. ISO 14680-2.*
- Johansson, S. 2011. “Biological Growth on Rendered Façades.” Lund Institute of Technology, Lund University.
- Kunzel, H., and K. Sedlbauer. 2006. “Long-Term Performance of External Thermal Insulation Systems (ETICS).” In *Scientiarum Polonorum, Architectura*, 5(1), 11-24.
- Ladeira, J. et al. 2012. “Degradação e Desempenho Em Serviço de Sistemas ETICS.” In *4º Congresso Português de Argamassas e ETICS*. Coimbra.
- LNEC. *FE - Ensaio de Absorção de Água Sob Baixa Pressão. FE Pa 39.*
- LNEC. *Rugosidade. Procedimento de Ensaio PE Eq En 001. Agosto 1996.*
- LNEC. 2010. *Regras Para a Concessão de Uma Aprovação Técnica Europeia (ETA) de Sistemas Compósitos de Isolamento Térmico Pelo Exterior (ETICS)*. Lisboa. Relatório 1/2010.
- LNEC. 2013. *Regras Para a Concessão de Um Documento de Homologação (DH) de Sistemas Compósitos de Isolamento Térmico Pelo Exterior (ETICS) Com Acabamento de Ladrilhos Cerâmicos*. Lisboa. Relatório 158/2013 .
- Malanho, S., and R. Veiga. 2011. “Performance of External Thermal Insulation Composite Systems (ETICS) with Finishing Ceramic Tiles.” In *Conference on Durability of Building Materials and Components*. Porto.
- Malanho, S., and R. Veiga. 2013. “Técnicas e Exigências Adaptadas Para ETICS Não Abrangidos Pelo ETAG 004.” In *I Simpósio de Argamassas e Soluções Térmicas de Revestimento*, 1–11. Coimbra, ITeCons.
- Malanho, S., and R. Veiga. 2014. “Análise Do Comportamento de Sistemas de Isolamento Térmico

Com Cortiça.” In *CLB-MCS 2014 – Congresso Luso-Brasileiro de Materiais de Construção Sustentáveis*. Guimarães: Universidade do Minho.

- Malanho, S., and R. Veiga. 2015. “Desempenho à Água de ETICS Com Materiais Sustentáveis: Influência Das Características Da Argamassa.” In *Congresso "Conpat 2015."* Lisboa: IST.
- Malanho, S., and R. Veiga. 2016. “Influência Da Camada de Base No Desempenho Mecânico de ETICS.” In *II Simpósio de Argamassas e Soluções Térmicas de Revestimento*. Coimbra.
- Norvaisiene, R., G. Gričiute, R. Bliudzius, and J. Ramanauskas. 2013. “The Changes of Moisture Absorption Properties during the Service Life of External Thermal Insulation Composite System.” *Medziagotyra* 19 (1): 103–107. doi:10.5755/j01.ms.19.1.3834.
- RECS/SCE/ REH/. 2013. *DL 118/13 - Diário Da República, 1.a Série, Nº159*.
- Silva, J.Mendes, and J. Falorca. 2009. “A Model Plan for Buildings Maintenance with Application in the Performance Analysis of a Composite Facade Cover.” *Construction and Building Materials* 23 (10). Elsevier Ltd: 3248–3257. doi:10.1016/j.conbuildmat.2009.05.008.
- Silva, L., I. Flores-Colen, N. Vieira, and A. Timmons. 2016. “Natural Ageing Tests to Study In-Service Different Façade Solutions—ETICS and Premixed One-Coat Rendered Walls.” *Journal of Civil Engineering and Architecture* 10 (6): 667–674. doi:10.17265/1934-7359/2016.06.005.
- Sulakatko, V., I. Lill, E. Soekov, R. Arhipova, E. Witt, and E. Liisma. 2014. “Towards Nearly Zero-Energy Buildings through Analyzing Reasons for Degradation of Facades.” *Procedia Economics and Finance* 18: 592–600. doi:10.1016/S2212-5671(14)00980-0.
- Ximenes, S. et al. 2015. “Modelling the Degradation and Service Life of ETICS in External Walls.” *Materials and Structures*, 48(7): 2235–2249.

## **ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE OS EFEITOS DA MODIFICAÇÃO COM NANOARGILA NAS PROPRIEDADES DE UMA MISTURA SMA**

### **EXPERIMENTAL STUDY ABOUT THE EFFECTS OF THE MODIFICATION WITH NANOCILAY ON THE PROPERTIES OF A SMA MIXTURE**

Crucho, João; CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, joao.crucho@tecnico.ulisboa.pt

Neves, José; CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, jose.manuel.neves@tecnico.ulisboa.pt

Capitão, Silvino; Instituto Politécnico de Coimbra, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Portugal & CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, capitao@isec.pt

Picado-Santos, Luís; CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, luispicadosantos@tecnico.ulisboa.pt

#### **RESUMO**

Estudos recentes têm evidenciado o potencial dos nanomateriais na melhoria do comportamento de vários materiais. A modificação de betumes com nanomateriais tem apresentado resultados na melhoria das propriedades do ligante, em especial da suscetibilidade térmica. Este artigo tem como objetivo apresentar um estudo experimental para demonstrar os efeitos da modificação de uma mistura betuminosa do tipo *Stone Mastic Asphalt* (SMA) com nanoargila. A nanoargila utilizada foi do tipo bentonite hidrofílica. A modificação do betume foi realizada por introdução e dispersão em betume convencional 35/50 de quantidade de nanoargila correspondente a 4% do peso do ligante modificado. Os betumes, o convencional e o nanomodificado, foram caracterizados através da determinação da penetração, temperatura de amolecimento anel e bola e viscosidade dinâmica. Nas subsequentes misturas betuminosas, para averiguar a influência da nanomodificação, foram realizados ensaios de deformação permanente, módulo de deformabilidade, resistência à fadiga e sensibilidade à água (resistência à tração indireta). Os resultados obtidos mostraram que a mistura SMA nanomodificada apresentou melhor resistência à fadiga (14% de aumento na extensão correspondente a  $10^6$  ciclos), aumento na resistência à tração indireta (30%), menor sensibilidade à água (23% de aumento do rácio ITSr) e melhor resistência à deformação permanente (13% de redução na profundidade da rodadura).

#### **ABSTRACT**

Recent studies have highlighted the potential of nanomaterials to enhance the behaviour of other materials. The modification of bitumen with nanomaterials has shown interesting results, particularly, some improvements in its thermal susceptibility. This paper presents an experimental study about the effects of the modification of a Stone Mastic Asphalt (SMA) mixture with nanoclay. The nanoclay used in this study was hydrophilic bentonite. The modification of the bitumen was performed by blending 4% of nanoclay, by weight of the modified binder, into conventional 35/50 penetration class bitumen. The conventional and nanomodified binders were tested for penetration, softening point and dynamic viscosity. The correspondent bituminous mixtures were tested to evaluate the effects of the nanoclay modification. The mixtures were tested for permanent deformation, stiffness, fatigue resistance and water sensitivity (using the indirect tensile strength). The results showed that the nanomodified SMA presented better resistance to fatigue (14% increase in the strain corresponding to  $10^6$  load cycles), increase in indirect tensile strength (30%), lower water sensitivity (23% increase in ITSr) and better resistance to permanent deformation (13% reduction in rut depth).

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Em Portugal, a rede rodoviária é a infraestrutura mais importante no transporte de pessoas e mercadorias, desempenhando um papel fundamental no desenvolvimento socioeconómico do país (Branco et al., 2016). A rede rodoviária é principalmente constituída por pavimentos flexíveis, mais de 90%, portanto, utilizando misturas betuminosas. Estas misturas encontram-se permanentemente expostas a agentes que causam a sua degradação, tais como: o tráfego, a radiação solar, a exposição à água e a oxidação. O betume é sensível à presença de oxigénio, oxidando progressivamente com o passar do tempo, tornando-se mais frágil e quebradiço (Airey, 2003). A ligação betume-agregado é também vulnerável, especialmente à ação da água, existindo combinações betume-agregado onde é recomendado o uso de aditivos para aumentar a afinidade (Hunter et al., 2015).

As nanopartículas apresentam propriedades distintas das que exibe a mesma substância à escala macroscópica, sendo particularmente interessante a sua elevada superfície específica (Donegá, 2014). Assim, é expectável que quando bem dispersas na matriz do ligante, pequenas quantidades de nanopartículas consigam exibir efeitos visíveis nas propriedades macroscópicas do material modificado. As nanopartículas podem ter um papel importante na mitigação da degradação das misturas betuminosas, uma vez que podem melhorar a afinidade agregado-ligante (Crucho et al., 2018) e retardar o processo de envelhecimento (Jahromi e Ahmadi, 2011; López-Montero et al., 2018). As argilas podem ser usadas na produção de um nano-compósito, quando as suas camadas de silicatos são dispersas e misturadas numa matriz de polímeros, assumindo estruturas intercaladas ou exfoliadas (Gopalakrishnan et al., 2011). O betume pode ser considerado como uma mistura de polímeros complexos. Além das possibilidades já referidas, a modificação de betumes com a introdução de nanoargila pode também apresentar melhorias na suscetibilidade térmica do ligante (Crucho et al., 2016).

As nanoargilas são identificadas como um dos tipos de nanopartículas com mais potencial para a modificação de betumes (Gopalakrishnan et al., 2011; Fang et al., 2013; Li et al., 2017). Alguns estudos já realizados sobre o uso de nanoargilas em modificação de betumes mostram que há melhorias interessantes ao nível da reologia do ligante. O tipo de argila mais estudado é a montmorilonite. O uso de agentes modificadores ajudará na obtenção de estruturas intercaladas e exfoliadas (Tao et al., 2008). Na reologia do ligante, geralmente, as nanoargilas têm o efeito de exibir módulos de corte mais elevados e ângulos de fase menores (Zare-Shahabadi et al., 2010; You et al., 2011). Os estudos sobre misturas betuminosas modificadas com nanoargilas revelam maior variabilidade nos resultados finais, sugerindo que diferentes nanoargilas possam promover diferentes efeitos em função dos restantes materiais utilizados na produção da mistura, betume e agregados. Relativamente ao desempenho das misturas betuminosas, os efeitos da modificação com nanoargila mais frequentemente identificados são a redução da deformação permanente e menor sensibilidade à água (Ghile, 2006; Golestani et al., 2015; Iskender, 2016; Gedafa et al., 2017; Melo e Trichês, 2017). Um estudo anterior dos autores (Crucho et al., 2018) sobre uma mistura de betão betuminoso rugoso com 4,5% de betume, AC 14 BBr, com um betume modificado com 4% de nanoargila, obteve melhorias importantes no desempenho da mistura: aumento da afinidade agregado-betume, maior resistência à fadiga, menor deformação permanente, aumento da resistência à tração indireta e menor sensibilidade à água.

Neste estudo avaliou-se os efeitos da mesma modificação com nanoargila numa mistura do tipo *Stone Mastic Asphalt* (SMA). As misturas do tipo SMA tipicamente apresentam um bom desempenho mecânico, geralmente superior às misturas tradicionais (Abreu, 2009; Rubio et al., 2012; Costa et al., 2013; Martinho et al., 2013; Afonso e Gomes, 2016), e permitem o uso de percentagens de betume mais altas. Assim, este estudo permitiu avaliar os efeitos da modificação com nanoargila numa mistura mais rica em betume, e se o uso de uma percentagem de betume superior permite ou não amplificar estes efeitos. À semelhança do estudo anterior realizado com a mistura AC14 BBr, para a modificação do betume foi usado um produto comercialmente disponível, a nanoargila bentonite hidrofílica.

Para se avaliar os efeitos da modificação com a nanoargila foram realizados vários ensaios de desempenho, os quais procuraram traduzir os mais importantes mecanismos de degradação das misturas betuminosas. Realizaram-se ensaios de deformação permanente, módulo de deformabilidade, resistência à fadiga e sensibilidade à água.

## **2 - MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **2.1 - Materiais**

Neste estudo foram produzidas duas misturas betuminosas: uma mistura utilizando um betume convencional e outra mistura utilizando um betume modificado com nanoargila (nanomodificado). O betume convencional utilizado foi o 35/50, sendo que esta classe de penetração é das mais usadas na pavimentação em Portugal. As propriedades do betume convencional são apresentadas no Quadro 1. O ligante modificado foi obtido por adição da nanoargila ao betume convencional 35/50. A introdução da nanoargila no betume fez-se por um processo de dispersão mecânica, à temperatura de 160°C, aplicando uma velocidade de rotação de 2000 rpm durante 60 minutos. A dispersão mecânica foi aplicada para assegurar uma correta dispersão da nanoargila na matriz de betume e garantir homogeneidade no ligante modificado. Foi usada uma haste do tipo Jiffy para evitar a formação de vórtices que introduzissem ar no betume. A modificação foi realizada de forma que a massa de nanoargila representasse 4% da massa do ligante modificado. Os resultados da caracterização do betume nanomodificado são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 - Características dos ligantes, convencional e modificado

Ligante	Penetração a 25°C (0,1 mm)	Temperatura de amolecimento (°C)	Viscosidade a 135 °C (mPa·s)	Viscosidade a 160 °C (mPa·s)
Convencional	41,3	55,7	665	174
Nanomodificado	40,1	57,7	704	189

A nanoargila utilizada na modificação do betume convencional é do tipo bentonite hidrofílica. Este material tem um pH entre 6 e 9, e apresenta uma massa volúmica de 2,4 Mg/m<sup>3</sup>. Na sua forma inicial, as partículas de nanoargila encontram-se aglomeradas apresentando tamanhos médios na escala dos microns. A dimensão nanométrica deste material está na espessura e no espaçamento das suas estruturas laminares de silicatos, entre 1 a 2 nanómetros. A nanoargila tem uma massa molecular de 180, g/mol e a seguinte formula química: H<sub>2</sub>Al<sub>2</sub>O<sub>6</sub>Si.

Para o fabrico das misturas betuminosas foram utilizados agregados graníticos e fíler comercial de origem calcária. As propriedades do agregado são apresentadas no Quadro 2. De acordo com o estipulado na norma EN 13108-5 (CEN, 2008b), as misturas produzidas neste estudo adotam a designação técnica SMA 16 bin 35/50. O SMA 16, tipicamente, é uma mistura indicada para camadas de regularização/ligação com muito boa resistência à deformação permanente. O fuso granulométrico (Rubio et al., 2012) e a granulometria adotada no fabrico da mistura são apresentados na Figura 1.

Quadro 2 - Características dos agregados

Propriedade	Método	Valor
Massa volúmica aparente das partículas do agregado 4/16 (Mg/m <sup>3</sup> )	EN 1097-6	2,646
Massa volúmica aparente das partículas do agregado 0/4 (Mg/m <sup>3</sup> )	EN 1097-6	2,634
Absorção de água do agregado 4/16 (%)	EN 1097-6	0,6
Absorção de água do agregado 0/4 (%)	EN 1097-6	1,8
Resistência à fragmentação - coeficiente Los Angeles	EN 1097-2	20
Equivalente de areia	EN 933-8	65
Azul de metileno (g/kg)	EN 933-9	1,8
Índice de forma (%)	EN 933-4	12

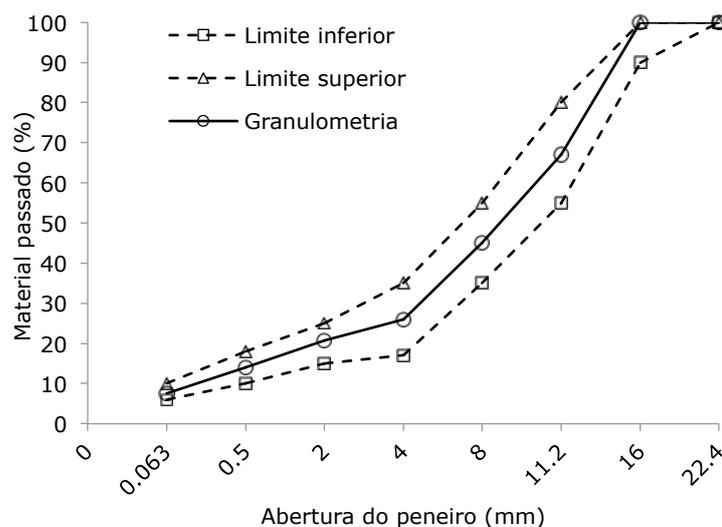


Figura 1. Granulometria das misturas betuminosas

Na produção de ambas as misturas, convencional e nanomodificada, foi considerada uma percentagem de betume de 6 %. As misturas betuminosas foram fabricadas e compactadas em laboratório. Para os ensaios de deformação permanente foram compactados provetes prismáticos (40 cm × 30 cm × 5 cm) usando o equipamento *roller-compact* (CEN, 2007b). Para os ensaios de

deformabilidade e resistência à fadiga, foram compactados provetes prismáticos semelhantes aos produzidos para o ensaio de deformação permanente e posteriormente serrados para se obter provetes prismáticos de seção quadrada (40 cm × 5 cm × 5 cm). Para os ensaios de tração indireta foram produzidos provetes cilíndricos do tipo *Marshall* compactados com o compactador de impacto (CEN, 2012c) aplicando 50 pancadas por face. Os provetes prismáticos apresentaram baridades próximas de 2360 kg/m<sup>3</sup> e porosidades de 2,5 %, enquanto os provetes cilíndricos, devido à energia de compactação ser menor, apresentaram baridades próximas de 2283 kg/m<sup>3</sup> e porosidades de 4,9 %.

## 2.2 - Programa experimental

O desempenho mecânico das misturas betuminosas convencional e nanomodificada foi avaliado através de programa experimental composto pelos ensaios de deformação permanente, módulo de deformabilidade, resistência à fadiga e sensibilidade à água.

A resistência à deformação permanente foi avaliada com o ensaio de pista de acordo com a norma EN 12697-22 (CEN, 2007a). Os ensaios foram conduzidos segundo o procedimento B, utilizando o equipamento *wheel-tracking* pequeno e acondicionamento ao ar. A temperatura de ensaio selecionada foi 60 °C, de acordo com o recomendado pelo CETO (IP, 2014). Durante o ensaio de pista, uma roda padronizada rola ciclicamente pela superfície superior de um provete prismático (40 cm × 30 cm × 5 cm) aplicando uma carga vertical de 700 N. A deformação vertical causada pela aplicação da carga (profundidade da rodeira) é medida continuamente durante o ensaio. O ensaio termina quando se completarem de 10000 ciclos de carga ou quando a profundidade da rodeira atingir 20 mm. Sendo cada ciclo de carga correspondente a duas passagens, ida e volta, da roda padronizada sobre a mesma seção. Os resultados do ensaio de deformação permanente são a profundidade de rodeira, a profundidade de rodeira proporcional (relação entre a profundidade de rodeira no final do ensaio e a altura do provete) e a taxa de progressão média da rodeira entre os 5000 e 10000 ciclos.

Para determinação da deformabilidade foi utilizado o equipamento de flexão em quatro pontos, de acordo com o Anexo B da norma EN 12697-26 (CEN, 2012b). Este ensaio permite a determinação do módulo de deformabilidade e do ângulo de fase da mistura betuminosa. A temperatura de ensaio selecionada foi 20 °C. Durante o ensaio os provetes prismáticos (40 cm × 5 cm × 5 cm) são submetidos à flexão através da aplicação de carregamento sinusoidal com extensão controlada de 50 µm/m e frequências de 1, 3, 5, 10, 20 e 30 Hz.

A resistência à fadiga foi avaliada utilizando o equipamento de flexão em quatro pontos de acordo com o Anexo D da norma EN 12697-24 (CEN, 2012a). A temperatura de ensaio e a geometria dos provetes são coincidentes com o descrito para o ensaio de determinação da deformabilidade. Neste ensaio, os provetes são submetidos à flexão através da aplicação de carregamento sinusoidal com frequência de 10 Hz e amplitude de extensão previamente definida. Na determinação da linha de fadiga foram utilizados três níveis de extensão: 200, 300 e 400 µm/m.

A sensibilidade à água foi avaliada de acordo com a norma EN 12697-12 (CEN, 2008a), através do ensaio de resistência à tração indireta descrito na norma EN 12697-23 (CEN, 2003). Os ensaios de tração indireta foram realizados a 15 °C, de acordo com o recomendado pelo CETO (IP, 2014). No ensaio de tração indireta, o provete cilíndrico do tipo *Marshall* é submetido à compressão diametral, a velocidade constante de 50 mm/min, até atingir a rotura. A sensibilidade à água é determinada pela relação entre a tração indireta de provetes condicionados por imersão em água a 40 °C durante aproximadamente 70 horas (ITS<sub>molhados</sub>) e a tração indireta de provetes não condicionados (ITS<sub>secos</sub>).

## 3 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 3.1 - Deformação permanente

Nos ensaios de deformação permanente, a mistura modificada com nanoargila apresentou o melhor comportamento. Na Figura 2 é apresentada a evolução da profundidade de rodeira em função do número de ciclos. No Quadro 3 são apresentados os resultados finais dos ensaios, nomeadamente: profundidade da rodeira (RD), proporção da profundidade da rodeira (PRD) e a taxa de progressão da rodeira, calculada entre os ciclos 5000 e 10000 (WTS). Os resultados apresentados na Figura 2 e no Quadro 3 são a média de dois provetes.

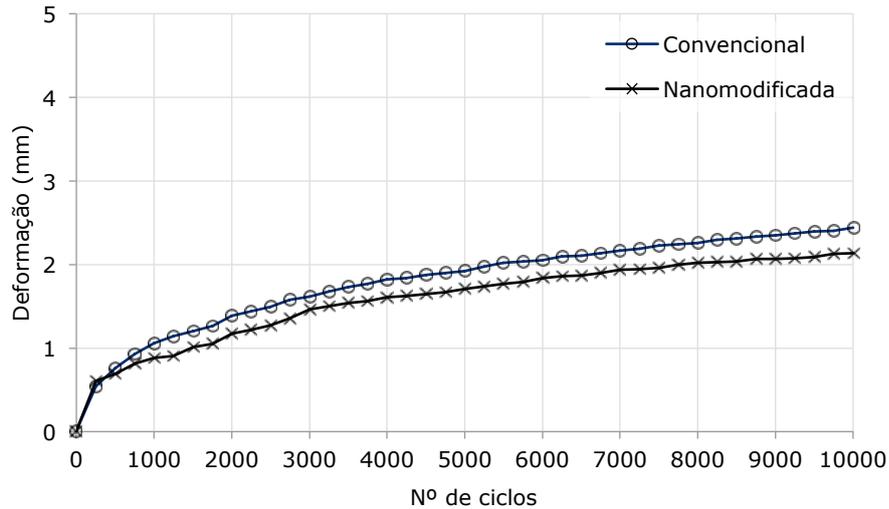


Figura 2 - Evolução da profundidade de rodeira ao longo dos ensaios de deformação permanente

Quadro 3 - Resultados dos ensaios de deformação permanente

Mistura	RD <sub>ar</sub> (mm)	PRD <sub>ar</sub> (%)	WTS <sub>ar</sub> (mm/10 <sup>3</sup> ciclos)
Convencional	2,45	4,86	0,104
Nanomodificada	2,14	4,25	0,086

Apesar da mistura modificada com nanoargila apresentar o melhor comportamento em todos os parâmetros avaliados, a mistura convencional também apresentou um comportamento muito bom. Tipicamente, as misturas do tipo SMA apresentam boa resistência à deformação permanente devido à capacidade do seu esqueleto mineral resistir bem a cargas de compressão. Relativamente à mistura convencional, verifica-se que os resultados obtidos são da mesma ordem de grandeza que o apresentado por outros autores Rubio et al. (2012), PRD<sub>ar</sub> 4,84% e WTS<sub>ar</sub> 0,079 mm/10<sup>3</sup> ciclos, respetivamente. A mistura modificada com nanoargila apresenta uma redução na profundidade de rodeira de aproximadamente 13% e uma redução na taxa de progressão da rodeira de 17%. A melhoria no comportamento com a modificação com nanoargila é semelhante à obtida noutra estudo relativo a mistura AC 14 com a mesma modificação com nanoargila, 10% redução na profundidade de rodeira e 22% redução na taxa de progressão da rodeira (Crucho et al., 2018).

### 3.2 - Módulo de deformabilidade

Na Figura 3 são apresentados os resultados do módulo de deformabilidade e do ângulo de fase para cada frequência de ensaio adotada. Os resultados são a média de 10 provetes individuais, em que o coeficiente de variação (COV) é cerca de 18%.

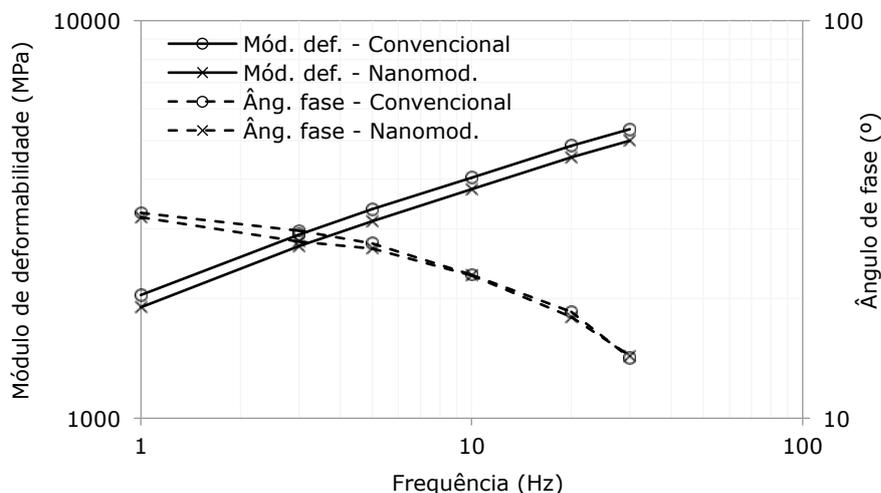


Figura 3 - Resultados dos ensaios de deformabilidade

De acordo com Rubio et al. (2012), a mistura SMA 16 com agregados siliciosos e betume 35/50 tende a apresentar módulos de deformabilidade superiores a 3700 MPa no ensaio de tração indireta em provetes cilíndricos, descrito no Anexo C da norma EN 12697-26 (CEN, 2012b). No global dos resultados, os módulos de deformabilidade foram mais baixos e os ângulos de fase mais altos que o habitual numa mistura SMA. A explicação poderá estar na baixa porosidade dos provetes devido à granulometria utilizada. A mistura modificada com nanoargila revelou módulos de deformabilidade e ângulos de fase ligeiramente inferiores à mistura convencional, aproximadamente 7% e 2%, respetivamente. Foi observado um comportamento semelhante no estudo anterior sobre a mistura AC 14, onde a mesma modificação com nanoargila provocou uma redução média de 7,2% e 6,9%, no módulo de deformabilidade e ângulo de fase, respetivamente (Crucho et al., 2018).

### 3.3 - Resistência à fadiga

Nos ensaios de resistência à fadiga a mistura modificada com nanoargila apresentou o melhor comportamento. Na Figura 4 são apresentadas as linhas de fadiga determinadas por regressão linear dos logaritmos naturais da extensão aplicada e do número de ciclos necessário para atingir o critério de rotura. O critério de rotura considerado foi a redução de 50% no valor do módulo de deformabilidade. As linhas de fadiga são representadas pela expressão (1), em que  $\varepsilon$  representa a extensão correspondente a uma vida à fadiga de  $N$  ciclos,  $k_1$  e  $k_2$  são coeficientes de regressão.

$$\varepsilon = k_1 \cdot N^{k_2} \quad [1]$$

No Quadro 4 são apresentados os valores dos coeficientes de regressão e os resultados complementares da fadiga, nomeadamente, o declive da lei de fadiga e a extensão admissível para uma vida à fadiga correspondente a um milhão de ciclos,  $\varepsilon_6$ .

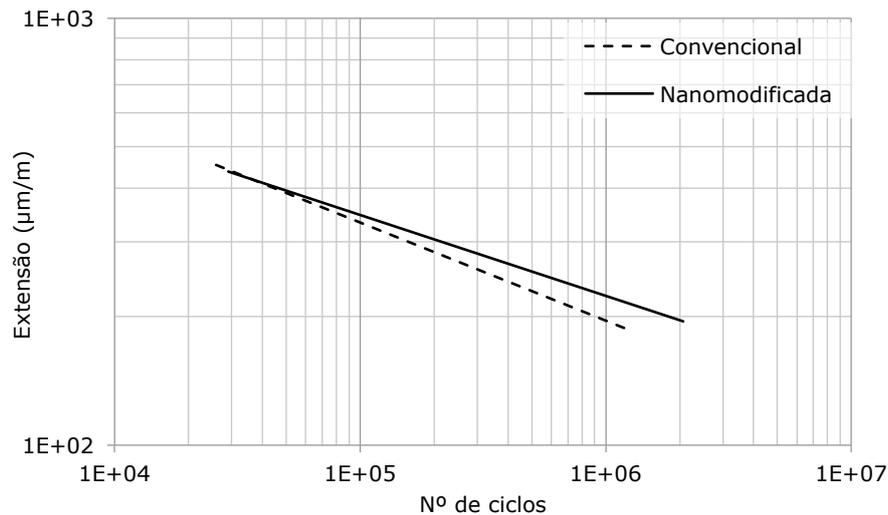


Figura 4 - Linhas de fadiga

Quadro 4 - Parâmetros complementares das leis de fadiga

Mistura	$k_1$	$k_2$	$\varepsilon_6$ µm/m	declive	$R^2$
Convencional	4703,6	-0,23007	196	-4,35	0,88
Nanomodificada	3064,0	-0,18937	224	-5,28	0,95

Observou-se que para níveis de extensão de tração usuais em camadas de ligação/regularização, por exemplo 200 µm/m, a mistura convencional suportaria apenas 913710 ciclos, enquanto a mistura modificada suportaria 1815300 ciclos, ou seja, um incremento de 98,7%. Os coeficientes de determinação obtidos,  $R^2$ , são elevados, o que significa um bom ajuste da regressão das linhas de fadiga calculadas aos resultados experimentais. Considerando o parâmetro  $\varepsilon_6$ , que é frequentemente utilizado para comparar diferentes misturas, o resultado obtido para a mistura convencional é superior ao reportado por Rubio et al. (2012), 142 µm/m. Este resultado pode ser explicado pelos módulos de deformabilidade serem mais baixos. A mistura nanomodificada apresentou um aumento de 14% no parâmetro  $\varepsilon_6$ . Este resultado está de acordo com o observado no estudo realizado com a mistura AC 14 (Crucho et al., 2018), em que se verificou um aumento de 7% no parâmetro  $\varepsilon_6$ .

### 3.4 - Sensibilidade à água

A sensibilidade à água foi avaliada utilizando o ensaio de tração indireta. Os resultados da resistência à tração indireta, *Indirect Tensile Strength* (ITS), e do rácio entre provetes condicionados e não condicionados, *Indirect Tensile Strength Ratio* (ITSR), são apresentados no Quadro 5. O rácio ITSR traduz a capacidade da mistura betuminosa manter a sua resistência à tração indireta após um período de condicionamento por imersão. Se o valor de ITSR é próximo de 100%, a mistura betuminosa não sofreu degradação na sua resistência à tração indireta, indicando um bom comportamento face ao dano por humidade.

Quadro 5 – Resultados de tração indireta e sensibilidade à água

Mistura	ITS <sub>secos</sub>	ITS <sub>molhados</sub>	ITSR
	kPa	kPa	%
Convencional	1219	916	75
Nanomodificada	1588	1464	92

O valor de ITSR obtido para a mistura convencional é inferior ao reportado por Rubio et al. (2012) que obteve 84,5% numa mistura SMA 16 com agregados siliciosos e betume 35/50. Esta diferença pode ser facilmente explicada pela menor qualidade do agregado. A mistura modificada com nanoargila apresentou aumentos na resistência à tração indireta de 30% e 60%, para os provetes secos e molhados, respetivamente. Consequentemente, o rácio ITSR foi também melhor na mistura modificada, sendo superior a 90%. O aumento dos valores de tração indireta observados na mistura nanomodificada podem ser parcialmente explicados pela melhor afinidade agregado-betume proporcionada pela nanoargila (Crucho et al., 2018). O efeito alcançado com a modificação com nanoargila está de acordo com o observado no estudo realizado com a mistura AC 14 (Crucho et al., 2018), em que se verificou aumentos na tração indireta de 46% e 56%, para os provetes secos e molhados, respetivamente.

## 4 - CONCLUSÕES

Neste estudo experimental foram avaliados os efeitos da modificação com nanoargila bentonite hidrofílica no desempenho mecânico duma mistura betuminosa do tipo SMA 16. Realizou-se em laboratório um programa experimental composto pelos ensaios de deformação permanente, módulo de deformabilidade, resistência à fadiga e sensibilidade à água. Os resultados obtidos permitiram concluir que a modificação com nanoargila melhorou o desempenho da mistura betuminosa.

A mistura modificada com nanoargila apresentou melhor resistência à deformação permanente e um comportamento menos rígido nos ensaios de deformabilidade a 20 °C, indicando melhor suscetibilidade térmica. A modificação melhorou consideravelmente a resistência à fadiga, pois foi obtido um aumento de 14% no parâmetro  $\epsilon_c$ . Relativamente à avaliação da sensibilidade à água, a mistura modificada apresentou aumentos na tração indireta em ambos grupos de provetes, secos e molhados. Sendo o aumento da tração indireta dos provetes molhados muito superior à dos provetes secos, verificou-se um aumento importante no rácio ITSR.

A modificação com a nanoargila bentonite beneficiou um conjunto de propriedades da mistura betuminosa que são desejáveis para o pavimento em serviço. Os efeitos positivos causados pela nanomodificação, particularmente, na resistência à fadiga e na sensibilidade à água, sugerem que, além do desempenho mecânico, a nanomodificação pode também contribuir para melhorar a durabilidade da mistura. Assim, futuramente, serão realizados ensaios mais específicos para uma melhor quantificação dos efeitos na durabilidade. Deverão também ser estimados os custos associados à implementação desta tecnologia em soluções de pavimentação e analisar-se o ciclo de vida. Do ponto de vista ambiental, ainda não são inteiramente conhecidas as consequências do uso de nanomateriais, sintéticos ou naturais, para o meio ambiente (Mitrano e Nowack, 2017), portanto a durabilidade do ligante modificado e o seu eventual mecanismo de decomposição deverá também ser avaliados.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CEPESA Portuguesa S.A. a disponibilização de betume para a realização deste estudo. O primeiro autor agradece o financiamento da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) no âmbito da bolsa de doutoramento SFRH/BD/51938/2012.

## REFERÊNCIAS

- Afonso, J. e Gomes, L. (2016). Misturas betuminosas do tipo SMA – A experiência da Mota-Engil Engenharia e Construção. 8º Congresso Rodoviário Português, 12-14 Abril 2016, Lisboa.
- Abreu, C.F.B.C. (2009). *Caracterização do desempenho de um Stone Mastic Asphalt*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, 56 p.
- Airey, G. (2003). State of the art report on ageing test methods for bituminous pavement materials. *International Journal of Pavement Engineering*, 4:3, DOI: 10.1080/1029843042000198568, pp. 165–176.
- Branco, F., Pereira, P. e Picado-Santos, L. (2016). *Pavimentos Rodoviários*, Almedina, 388 p.
- CEN (2003). *EN12697-23 - Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt – Determination of the indirect tensile strength of bituminous specimens*.
- CEN (2007a). *EN12697-22:2003+A1:2007 - Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Wheel tracking*.
- CEN (2007b). *EN12697-33 - Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt – Specimen prepared by roller compactor*.
- CEN (2008a). *EN12697-12 - Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt – Determination of the water sensitivity of bituminous specimens*.
- CEN (2008b). *EN13108-5:2006/AC:2008 - Bituminous mixtures – Material specifications – Stone Mastic Asphalt*.
- CEN (2012a). *EN12697-24 - Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt – Resistance to fatigue*.
- CEN (2012b). *EN12697-26 - Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Stiffness*.
- CEN (2012c). *EN12697-30 - Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt – Specimen preparation by impact compactor*.
- Costa, A., Cervantes, R., Loma, J., Rubio, B., Jiménez, R., Hidalgo, M.E., Hergueta, J.A., Sánchez, F., Lanchas, S., Núñez, R., Pérez, F., Botella, R., Expósito, S., Fernández, V. e Potti, J.J. (2013). Mezclas SMA (Stone Mastic Asphalt) con alto contenido de ligante. *VIII Jornada Nacional - ASEFMA 2013*, 13 p.
- Crucho, J., Neves, J., Capitão, S., Picado-Santos, L. e Garcia, R. (2016). Estudo experimental sobre os efeitos da modificação com nanopartículas nas propriedades do betume. *Atas do 1º Congresso de Ensaios e Experimentação em Engenharia Civil, Ensaio para Reabilitar, Lisboa*, DOI: 10.5281/zenodo.164637, pp. 109–114.
- Crucho, J., Neves, J., Capitão, S. e Picado-Santos, L. (2018). Mechanical performance of asphalt concrete modified with nanoparticles: Nanosilica, zero-valent iron and nanoclay. *Construction and Building Materials*, 181, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.06.052, pp. 309–318.
- Donegá, C. M. (2014). *Nanoparticles: Workhorses of nanoscience*. DOI: 10.1007/978-3-662-44823-6.
- Fang, C., Yu, R., Liu, S. e Li, Y. (2013). Nanomaterials applied in asphalt modification: A review. *Journal of Materials Science & Technology*, 29:7, DOI: 10.1016/j.jmst.2013.04.008, pp. 589–594.
- Gedafa, D.S., Landrus, D. e Suleiman, N. (2017). Effect of Nanoclay on Binder Rheology and HMA Rutting Resistance. Transportation Research Board 96th Annual Meeting, Washington DC, USA, 14 p.
- Ghile, D.B. (2006). *Effects of Nanoclay Modification on Rheology of Bitumen and on Performance of Asphalt Mixtures*. Dissertação de Mestrado, Delft University of Technology, Holanda, 123 p.
- Golestani, B., Nam, B.H., Moghadas Nejad, F. e Fallah, S. (2015). Nanoclay application to asphalt concrete: Characterization of polymer and linear nanocomposite-modified asphalt binder and mixture. *Construction and Building Materials*, 91, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.05.019, pp. 32–38.

- Gopalakrishnan, K., Birgisson, B., Taylor, P. e Attoh-Okine, N. (2011). *Nanotechnology in Civil Infrastructure - A Paradigm Shift*. DOI: 10.1007/978-3-642-16657-0, 270 p.
- Hunter, R., Self, A. e Read, J. (2015). *The Shell Bitumen Handbook*. DOI: 10.1680/tsbh.58378, 738 p.
- IP (2014). *Caderno de Encargos Tipo Obra*. <http://www.infraestruturasdeportugal.pt>, acessado em 21/10/2016.
- Iskender, E. (2016). Evaluation of mechanical properties of nano-clay modified asphalt mixtures. *Measurement*, 93, DOI: 10.1016/j.measurement.2016.07.045, pp. 359–371.
- Jahromi S.G. e Ahmadi, N.A. (2011). Engineering Properties of Nanoclay Modified Asphalt Concrete Mixtures. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, 4:6, pp. 941–944.
- Li, R., Xiao, F., Amirhanian, S., You, Z. e Huang, J. (2017). Developments of nano materials and Technologies on asphalt materials – A review. *Construction and Building Materials*, 143, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.03.158, pp. 633–648.
- López-Montero, T., Crucho, J., Picado-Santos, L. e Miró, R. (2018). Effect of nanomaterials on ageing and moisture damage using the indirect tensile strength test. *Constructions and Building Materials*, 168, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.02.110, pp. 31–40.
- Martinho, F., Lanchas, S., Nunez, R., Batista, F. e Miranda, H. (2013). A experiência portuguesa em misturas betuminosas do tipo SMA com fibras celulósicas. *7º Congresso Rodoviário Português*, 10-12 Abril 2013, Lisboa.
- Melo, J.V.S. e Trichês, G. (2017). Evaluation of properties and fatigue life estimation of asphalt mixture modified by organophilic nanoclay. *Construction and Building Materials*, 140, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.02.143, pp. 364–373.
- Mitrano, D.M. e Nowack, B. (2017). The need for a life-cycle based aging paradigm for nanomaterials: importance of real-world test systems to identify realistic particle transformations. *Nanotechnology*, 28:7, DOI: 10.1088/1361-6528/28/7/072001.
- Rubio, B., Enriquez, L., Miranda, L., Fenollosa, M., Hidalgo, E., Costa, A., Loma, J., Cervantes, R., Sánchez, F., Hergueta, J. A., Lanchas, S., Núñez, R., Expósito, S., Fernández, V., Pérez, F., Botella, R. and Potti, J. J. (2012) Diseño de mezclas SMA, como capa de rodadura e intermedia, para su empleo en España. *VII Jornada Nacional - ASEFMA 2012*, 17 p.
- Tao, Y., Yu, J., Li, B. e Feng, P. (2008). Effect of different montmorillonites on rheological properties of bitumen/clay nanocomposites. *Journal of Central South University of Technology*, 15:Sup1, DOI: 10.1007/s11771-008-0340-0, pp. 172–175.
- You, Z., Mills-Beale, J., Foley, J.M., Roy, S., Odegard, G.M., Dai, Q. e Goh, S.W. (2011). Nanoclay-modified asphalt materials: Preparation and characterization. *Construction and Building Materials*, 25, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2010.06.070, pp. 1072–1078.
- Zare-Shahabadi, A., Shokuhfar, A. e Ebrahimi-Nejad, S. (2010). Preparation and rheological characterization of asphalt binders reinforced with layered silicate nanoparticles. *Construction and Building Materials*, 24, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2009.12.013, pp. 1239–1244.



Tema 3

**HIDRÁULICA, AMBIENTE E RECURSOS NATURAIS**



## **MODELOS TRIDIMENSIONAIS DE SUPERFÍCIE DE QUEBRA-MARES OBTIDOS ATRAVÉS DE VANT. DO PROTÓTIPO PARA O LABORATÓRIO**

### **THREE-DIMENSIONAL SURFACE MODELS OF BREAKWATERS, OBTAINED FROM DRONE SURVEYS. FROM THE PROTOTYPE TO THE LABORATORY**

Lemos, Rute; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, rlemos@lnec.pt*  
Henriques, Maria; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, mjoao@lnec.pt*  
Capitão, Rui; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, rcapitao@lnec.pt*  
Fortes, Conceição; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, jfortes@lnec.pt*

#### **RESUMO**

Com a recente aquisição de um VANT (Veículo Aéreo Não Tripulado), ou *drone*, o programa do LNEC de Observação Sistemática de Obras Marítimas (OSOM+) foi enriquecido com levantamentos fotográficos aéreos que complementam a informação obtida através das campanhas de observação visual. Efetivamente, através de uso de modelos tridimensionais da envolvente dos quebra-mares, esta informação permite uma análise mais detalhada e qualitativa do estado das estruturas, nomeadamente uma análise comparativa entre levantamentos, no que diz respeito a volumes erodidos e progressão do dano entre campanhas.

A mesma metodologia pode ser também usada, com adaptações, na modelação física de quebra-mares realizados no LNEC. Também neste tipo de aplicação, o objetivo final é a obtenção de envolventes e de perfis, permitindo a avaliação do volume e área erodidos, da profundidade erodida e do parâmetro adimensional do dano.

É, assim, objetivo desta comunicação apresentar as potencialidades da aplicação dos levantamentos com o drone, tanto "in situ" como em laboratório. Para ilustrar a metodologia, apresentam-se resultados da comparação entre levantamentos do quebra-mar da Ericeira realizados em 2013 e em 2018, assim como resultados de levantamentos realizados num modelo reduzido tridimensional de um quebra-mar (Leixões).

#### **ABSTRACT**

The recent acquisition of an UAV (Unmanned Aerial Vehicle), or drone, has enriched ongoing LNEC's Systematic Observation of Maritime Works program (OSOM+) making it possible to use aerial photographic surveys along traditional information obtained in terrestrial visual observation campaigns. Actually, by making use of three-dimensional models of the breakwater provided by the drone, this new information allows a more detailed, qualitative analysis of the condition of the structures, namely a comparative analysis between surveys, regarding eroded volumes and damage progression between campaigns.

Also, the same methodology may be adapted to be used in laboratory, for three-dimensional physical scale models of breakwaters, as the ones conducted at LNEC. Also here, the main goal is to obtain envelopes and profiles of the breakwater, allowing the evaluation of the eroded volume and area, of the eroded depth and of the non-dimensional damage parameter.

The objective of this paper is therefore to present the capabilities of the surveys obtained by drone both in situ and in laboratory, based on the experience gained outside. To illustrate the methodology, results from the comparison between two surveys of Ericeira's breakwater conducted in 2013 and in 2018, as well as results on the comparison between profiles from a survey conducted on a three-dimensional physical scale model of a breakwater (Leixões) will be shown in this paper.

#### **1 - INTRODUCTION**

Due to its extensive coastal zone, Portugal owns a number of relevant maritime structures, being the most common ones the breakwaters that usually protect the artificial harbours. Breakwaters are thus protection structures built to create sheltered areas for safe mooring, loading operations, handling of ships, and protection of harbour facilities, although they may also have other roles such as controlling the sedimentation, by guiding the currents, or protecting the water taken from thermoelectric plants.

These maritime works, particularly rubble-mound breakwaters, are structures for which a certain risk is assumed in the design process, due to the degree of uncertainty associated with the loads these structures withstand, and considering the harsh environment where they are deployed. Although this risk can be accepted, since a possible breakdown is not usually associated with the loss of human life, the material damages are generally quite high (Silva and Capitão, 2015).

Therefore, it is assumed that at some point of the lifetime of a maritime structure, repairs will be necessary. Also, maintenance works possibly have to be pursued whenever a certain condition of fatigue of the elements and materials are attained (Figure 1).



Figure 1 - Signs of fatigue of the elements and materials in rubble-mound breakwaters

This is why LNEC's OSOM+ methodology (Capitão *et al.*, 2018) is employed. This decision supporting tool is used to characterize the Current Condition, Evolution Condition and Risk Condition of the observed maritime structures based on a series of systematic visual observation campaigns stored in the ANOSOM database (Lemos and Santos, 2007). Based on this information, it is possible to establish when, where and under what circumstances maintenance and/or repair works should be carried out.

Recently, the use of drones to obtain damage calculation and other relevant parameters on the breakwaters has steadily increased. With the recent acquisition of a drone by LNEC, the OSOM+ programme was consequently improved with aerial photographic surveys that now complement the information obtained through the visual observation campaigns and therefore a number of structural surveys with this new equipment have been carried out. The drone, besides providing more detailed and accurate information on the condition of the structures, it also allows the assessment of the evolution of structures' envelopes, as well as the production of representative profiles of the more problematic zones of such structures.

On the other hand, the drone may also be used to provide a similar analysis on the stability physical scale model tests (Figure 2), often necessary to optimize the hydraulic design of such structures.



Figure 2 - Examples of three-dimensional stability scale model tests

The present paper describes the results obtained from a drone field survey conducted at Ericeira breakwater, as well as the results from a survey conducted with a drone camera in a physical scale model in one of LNEC's wave tanks. Furthermore, some considerations are made on the necessary accuracy both in field and in laboratory.

Both in model and in prototype image processing tools based upon photogrammetric methods were used in order to compare erosion profiles and determine eroded areas.

## 2 - DRONE SURVEYS

### 2.1 - Ericeira breakwater

The Ericeira harbour is located on the west coast of Portugal, between Cabo da Roca and Cape Carvoeiro. This harbour is mainly intended to shelter a small fleet of artisanal fishing boats and consists on a single breakwater, which also functions a mooring berth (Figure 3).



Figure 3 - Location of Ericeira's breakwater

By the year 1987, having suffered the action of several storms, the Ericeira breakwater was badly damaged. Its reconstruction works began only in 2009. However, that reconstruction was delayed by the action of storms during that winter, being concluded in 2010. Since then, several monitoring campaigns were carried out, revealing some armour units displacement, mainly in the armour layer of the breakwaters head, warning for the need of a close monitoring.

In order to test the feasibility of the monitoring of breakwaters with aerial surveys, a trial flight was carried out in 2013 by a team composed by LNEC and the SINFIC company using a fixed-wing SenseFly Swinglet CAM drone, with a Canon IXUS 220 HS camera (Henriques et al., 2014 and 2016). During the flight, conducted at a height of 185 m, 72 photos were taken with an overlapping area of around 80% between consecutive photos. The point clouds were obtained using the Lisa Foto, the Bluh software (Fonseca et al, 2013) and Pix4D (Henriques et al., 2014)

Recently, under the project OSOM+ (Capitão et al, 2018), in April of 2018, another survey of the same breakwater was carried out. It comprised the use of a quadcopter DJI Inspire V1 Pro drone (Figure 4a) with a ZENMUSE X3 camera. During the flight, conducted at a height of 40 m, 221 photos were taken with an overlapping area of around 80% between consecutive photos, according to a pre-defined flight plan (Figure 4c). The MicMac software was used to obtain the cloud of points.

In order to georeference the obtained models and to allow comparisons between surveys or models taken in different dates, it is always necessary to coordinate ground control points (GCP) at specific positions on the structure, by using high-precision positioning equipment. In the case of Ericeira the points were coordinated using a pair of GNSS receivers operating in RTK mode.

More usually a total station to coordinate the GCP with centimetre accuracy is used, being the observations complemented with the coordination of two points by GNSS (static mode, more accurate than RTK) for transformation of the coordinates in the national reference frame. In the case of

Ericeira breakwater, the GCP were located in the crown wall of the breakwater (Figure 4b). One condition *sine qua non* for the GCP is that they must be recognizable in the photos.

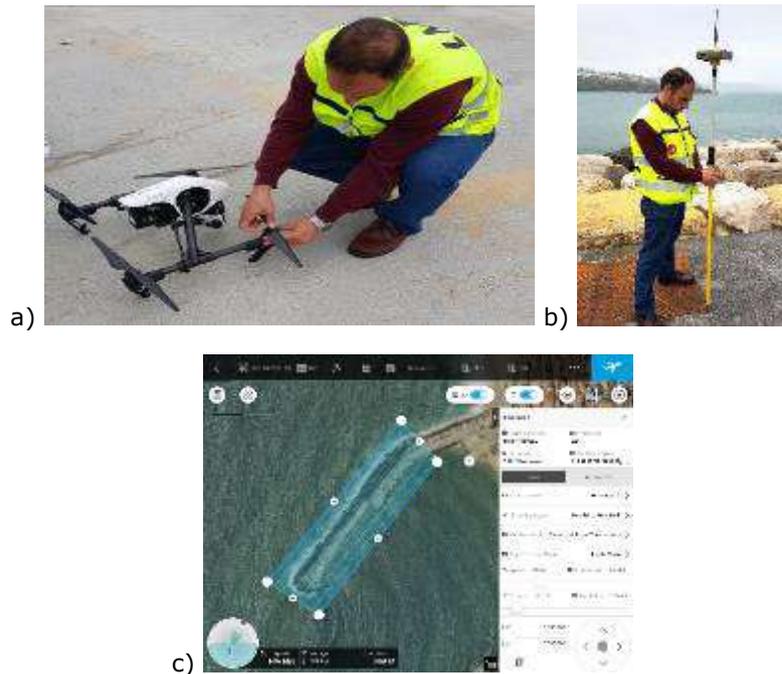


Figure 4. Preparing the drone flight at Ericeira's breakwater a) LNEC's drone, b) Ground Control Points at the superstructure c) Flight plan

Damage assessment was accomplished by determining the eroded depth, the eroded area and the non-dimensional damage parameter of a vulnerable zone of the breakwater, using algorithms similar to those developed for damage evaluation in scale model tests of breakwaters, whose parameters are described in the following section.

Results on these campaigns and corresponding discussion on the comparison between them are shown in section 3.1.

## 2.2 - Scale model of a breakwater

The surveyed model was the three-dimensional physical scale model of the extension of Leixões breakwater, built in the Harbours and Maritime Structures Division (NPE) testing hall. The aim of those tests was to verify the hydraulic stability of the breakwater's extension.

The tests were conducted, after completion of the study, in one of the LNEC's irregular wave tanks, a basin with dimensions 44 m long, 23 m wide, with an operating height of 0.75 m, where two 6.0 m-length irregular wave generators may be used during the tests. The model was built and operated at a 1:63 scale according to Froude similarity law. The test model is a multi-layer rubble-mound breakwater, consisting of a trapezoidal core covered by an under layer of 30-60 kN rocks, protected by an armour layer of 550 kN and 645 kN Antifer cubes (prototype values). The Antifer cubes nominal diameter,  $D_n$  (approximately the dimension of the edge) at the model was of 0.045 m. The armour layer slope is approximately 2:1. The model has the following dimensions: 6 m long, 2.85 m wide and 0.58 m tall (Figure 5a and Figure 5b).

The aim of the described tests was to evaluate the applicability of stereo photogrammetry using drone surveys to access damage evolution in scale model tests of breakwaters, by comparing the undamaged model survey (before the test series) with the damaged model survey.

Unfortunately, it was not possible to survey the undamaged model and only the survey of the damaged model was conducted, after a test series (Figure 5c). Thus, two sections of the breakwater were evaluated thorough profiles: P1 representing a damaged profile after the test series and P2, representing an undamaged profile before the test series.



Figure 5 - a) Overview of the irregular wave tank b) Three-dimensional scale model c) Detail of the breakwater's roundhead

Ground Coordinated Points (GCP) and also check points, located on the surface of some armour units, model crest and on the tank's concrete floor were determined using a total station (Figure 6).



Figure 6 - Topographic survey of the model

Photos were initially meant to be taken by LNEC's drone, a DJI Inspire V1 Pro quadcopter equipped

with a ZENMUSE camera, model X3. However, one found out that due to the proximity of Lisbon Airport and its geofence restrictions, the drone radio signal was blocked and the drone was not allowed to fly, although indoors. Thus, one simulated the use of the drone by mounting the camera in a DJI Osmo handle, which was attached to a 5.0 m metal bar frame that was moved manually by two persons hovering 1.5 m above the model, as to enable zenith photos to be taken (Figure 7b). Therefore, 95 zenith photos were taken by guaranteeing an overlapping area of about 80% between consecutive photos. As for the survey of the model of the breakwater, the point clouds were obtained using the MicMac software.

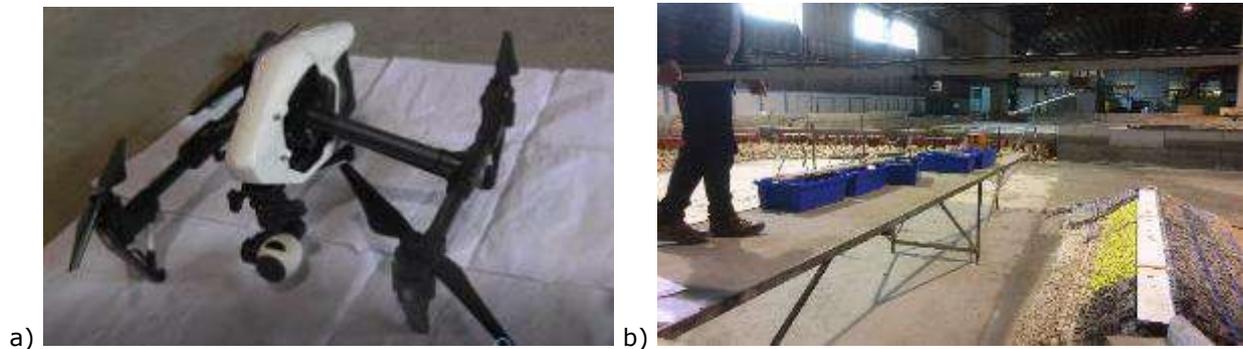


Figure 7 - a) LNEC's drone b) Photos's acquisition

Damage in physical scale models of rubble-mound breakwaters can be characterized by three methods: counting the number of displaced units, measuring the eroded area and measuring the damage depth of the profile. In the last case, Broderick (1983) and Van der Meer (1988) defined a dimensionless damage parameter,  $S=Ae/D_{n50}^2$ , where  $Ae$  is the eroded cross-section area around the still water level (SWL) and  $D_{n50}$  is the nominal diameter of rock units (Figure 8). Melby and Kobayashi (1998) defined the local damage depth,  $e = (z_{before} - z_{after}) \cos \alpha$ , where  $z_{before}$  and  $z_{after}$  are the structure elevation before and after a test run, respectively, and  $\alpha$  is the structure slope. The non-dimensional damage depth,  $E$ , can be defined as the ratio between the local damage depth,  $e$ , and the nominal diameter of the armour units ( $D_{n50}$ )

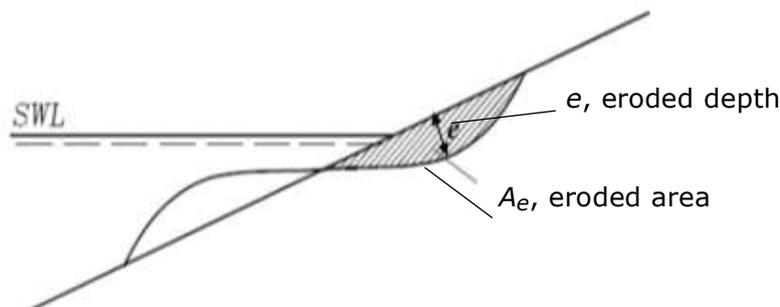


Figure 8 - Eroded area ( $Ae$ ) and eroded depth ( $e$ ) (adapted from U.S. Army Corps of Engineers, 2006).

When profile surveys are needed, image processing tools, based upon photogrammetric methods, can be a good alternative to the use of mechanical profilers, due to a much simpler use and much less expensive equipment.

To access the advantages and limitations of photogrammetric methods, in previous works (Lemos et al., 2018) and (Henriques et al., 2017 and 2018), several tests were conducted at LNEC, using different 3D image survey techniques and image sources.

In the present study, the assessment of the damage evolution was accomplished by comparing the erosion profiles, which are representative of the tested sections, and by determining the eroded area of the tested section between consecutive surveys, using image processing tools, whose results are presented in section 3.2.

### 3 - RESULTS AND DISCUSSION

#### 3.1 - Ericeira breakwater

Based on aerial photographs of the structure acquired during the flights (Figure 9), orthomosaics (ortho) and point clouds were produced (Figure 10) for both campaigns (2013 and 2018).

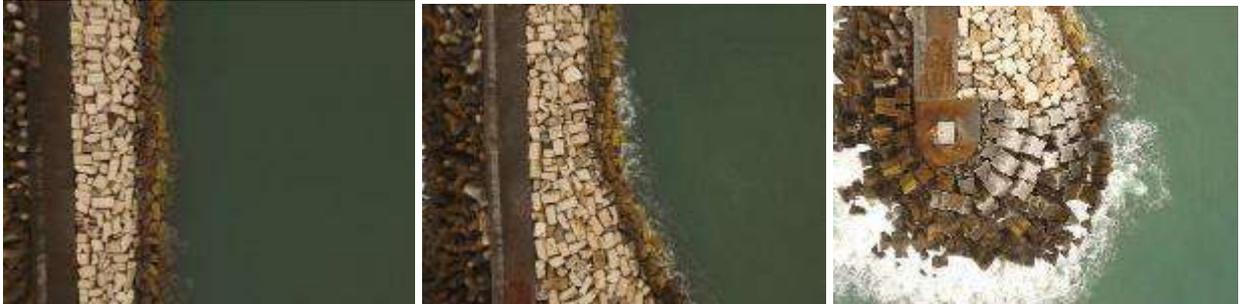


Figure 9 - Aerial photographs acquired during the 2018 survey of Ericeira breakwater

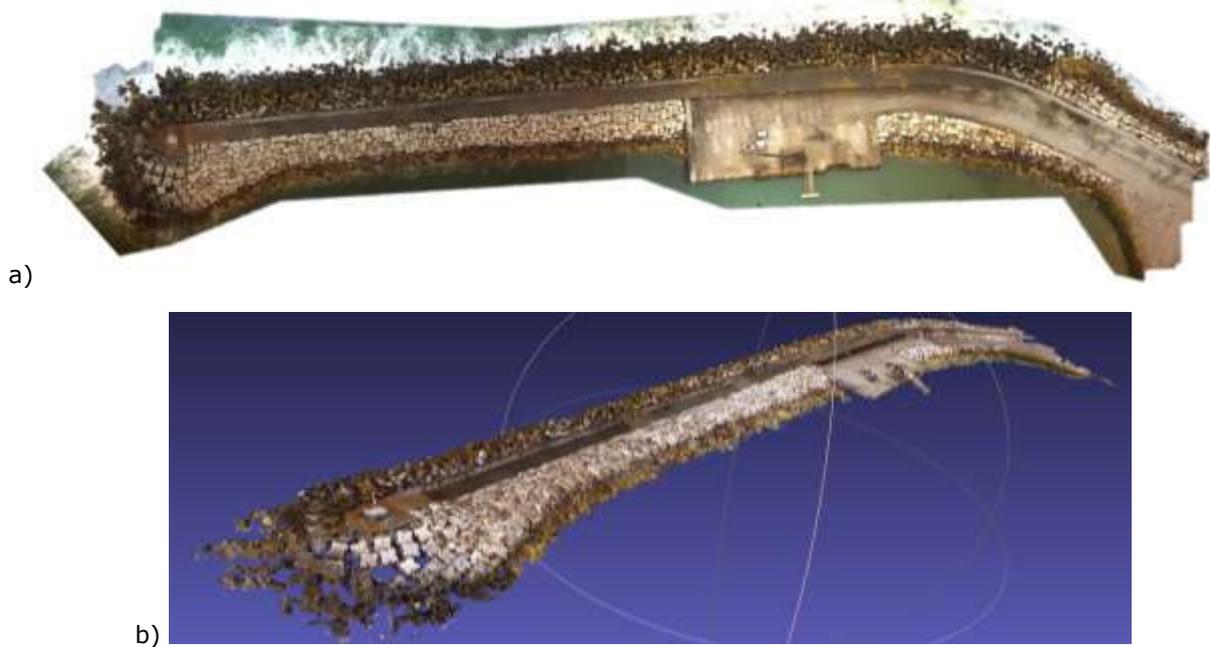


Figure 10 - a) Orthomosaic map b) point clouds

Since the generated models (both the ortho and the point cloud) are georeferenced, it is possible to compare data resulting from flights of different campaigns.

Due to a lack and poor distribution of ground control points surveyed in naturally visible locations, it was not possible to infer the accuracy of the survey. The analysis of shapes of well-known dimensions (for example, the superstructure or the crown-wall) can be a possible solution.

In future aerial surveys, it is recommended the painting of visible, well-defined, shapes on previously selected points (check points) to enable to evaluate the survey accuracy. Figure 11 shows a comparison of aerial photos of the Ericeira's breakwater taken during campaign of February 9, 2013, and during the more recent campaign of April 24, 2018.

Using a MatLab code (Lemos, 2013), profiles from the clouds of points of the two campaigns, at vulnerable points of the structure, can be obtained. With another algorithm of the same MatLab code, one may also compare the eroded area as well as the eroded depth of the two campaigns (Figure 12).



Figure 11 - Aerial photos of Ericeira's breakwater in February 2013 and April 2018. Definition of a vulnerable section (P1)

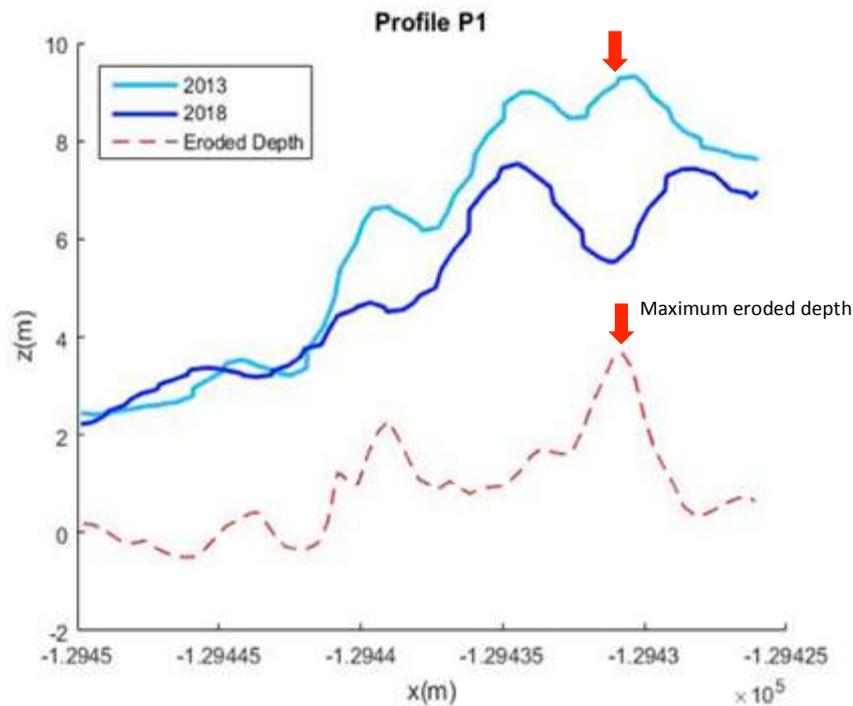


Figure 12 - Comparative profile of the vulnerable section obtained from 2013 and 2018 surveys

Table 1 summarizes damage parameters resulting from the comparative profiles of the studied section represented by profile P1.

Table 1 - Damage parameters resulting from the comparative profiles (2013 and 2018 surveys)

$A_e$ ( $m^2$ )	$S=A_e/D_n$	$e_{max}$ (m)	$e_{mean}$ (m)	$E= e_{max}/D_n$
23.35	2.6	3.66	2.75	1.22

The maximum erosion depth ( $e_{max}$ ) of section P1 occurred nearby the crest, where an armour unit suffered a rotation, and was displaced from its original position, as illustrated above in Figure 11.

The values of maximum and mean erosion depth were of 3.66 m and 2.75 m respectively and are consistent with the dimensions of the displaced Antifer cube ( $D_n=2.9$  m). Note that those statistic parameters were obtained in a 2D analysis approach and that the maximum eroded depth

corresponds to a single point located in the most damaged area of profile P1. A more accurate analysis should comprise a 3D analysis of the eroded depth, by using volume differences, over the damaged zone to be studied.

Figure 13 presents the contour maps resulting from 2013 and 2018 surveys, as well as the differences between the two point clouds, where considerable changes become apparent. Purple areas, corresponding to erosion of around 3.0 m, are consistent with local damage, corresponding to the removal of part of the first layer (external layer) of the armour.

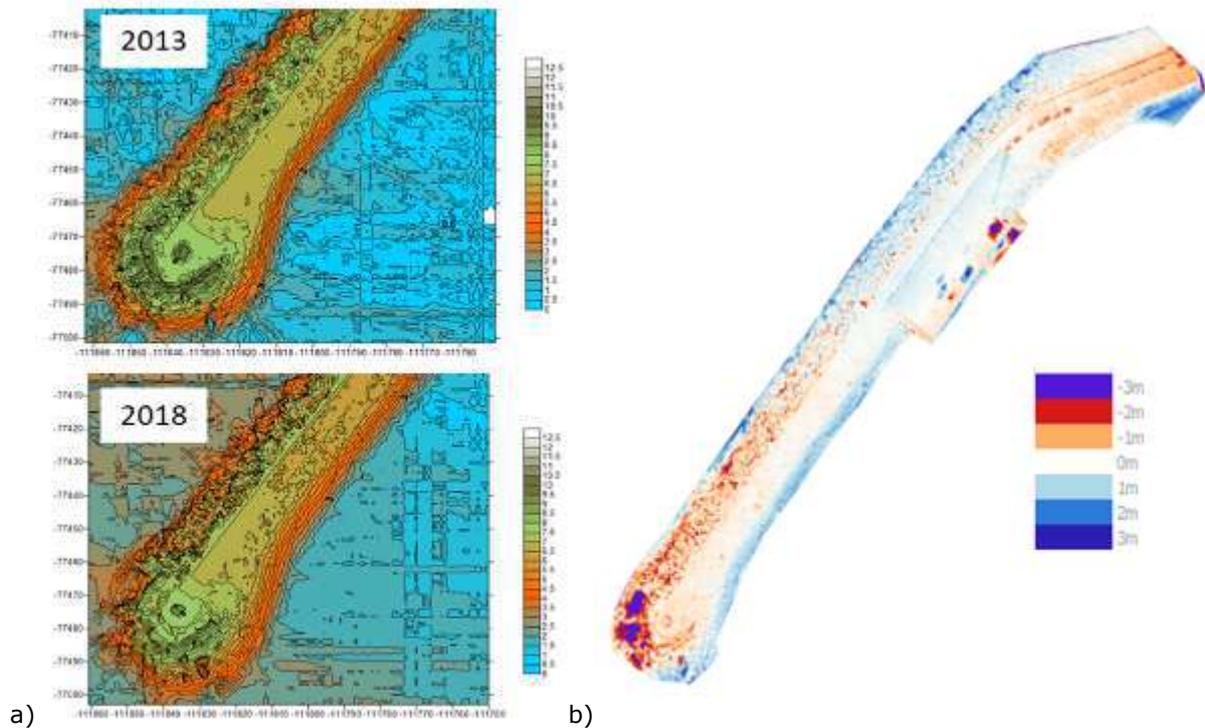


Figure 13 - Contour maps (a) and differences of point clouds (b) of Ericeira's breakwater between 2013 and 2018

### 3.2 - Scale model of a breakwater

Figure 14 illustrates a set of photos taken with the drone camera, resulting from the drone survey of the scale model of the breakwater.



Figure 14 - Set of photos taken with the drone camera

Figure 15 shows the model surface and the contour map resulting from the cloud of points. The

images were obtained by manipulating the cloud with the commercial software Golden Software Surfer® in order to create a regular grid, 0.005 m spaced.

For the comparison of profiles, two profiles (P1 and P2) were extracted at  $y = 5.1$  m and at  $y=5.4$  m, respectively, in order to represent a damaged and a non-damaged profile.

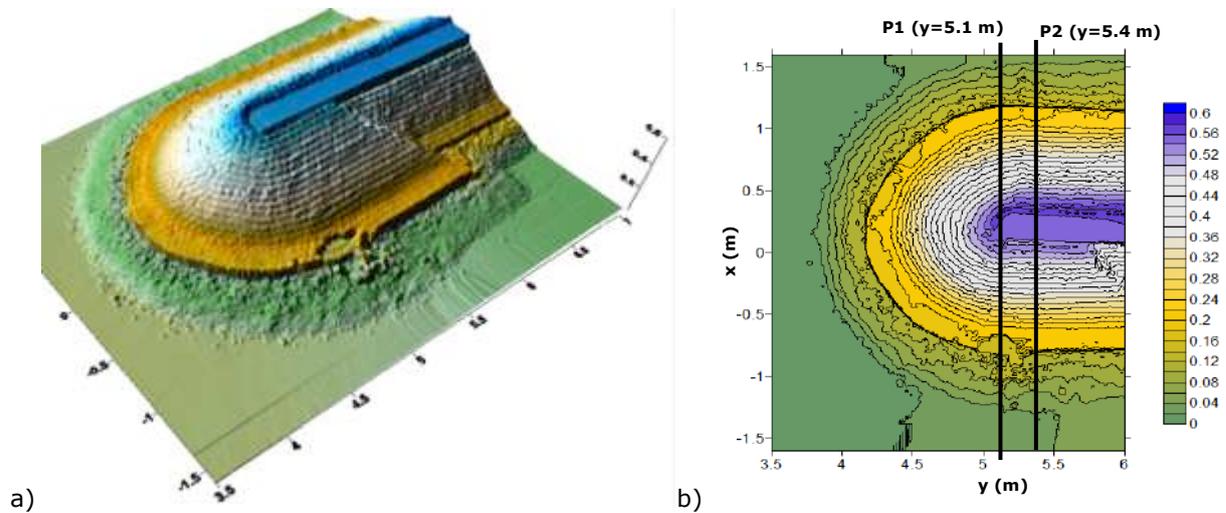


Figure 15 - Surface (a) and contour maps (b) resulting from the model survey, conducted with the drone camera, after a test series

For profile extraction and comparing, the same MatLab algorithm referred to in the section above was used.

As stated before, several check points were coordinated on the surface of the blocks. These points were materialized by duct tape crosses glued on the front faces of the blocks. Since its position in the point cloud is known, it was possible to determine the differences between these coordinates and the coordinates measured by surveying. The average difference was 0.08 m (Henriques et al., 2018). Taking into account the scale of the model (1:63) and the dimension of an armour unit (0.045 m), the error found seems to be quite high. This error can result from several sources, as number of reference points in overlapped photos, but mostly from the distance of the camera to the surveyed scene, as lens distortion increases with the distance from the sensor. Nevertheless, since damage evaluation is a comparative process, one can accept this error, as long this error is constant for all the surveys during a test series.

Figure 16 illustrates depth differences between profiles P1 and P2, extracted from the point clouds, which represent the model before and after the test series, respectively.

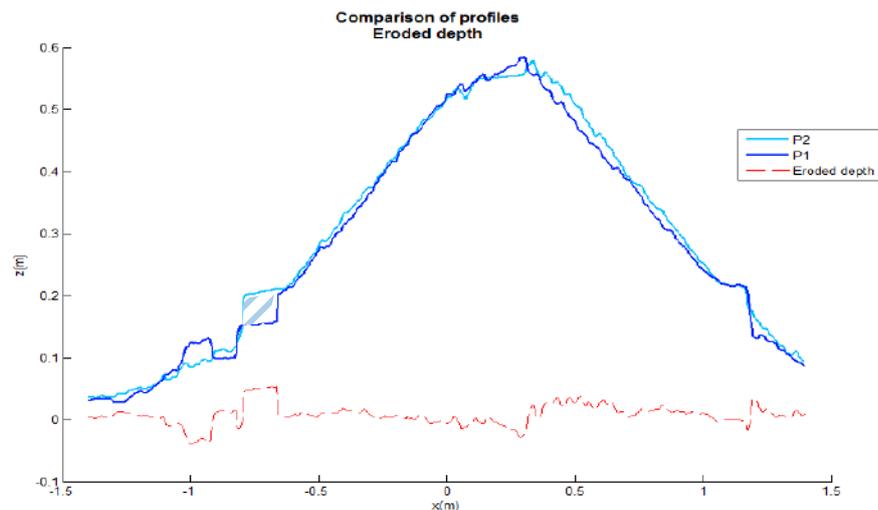


Figure 16 - Depth differences between profiles P1 and P2, extracted from the cloud of points representing the damages at the toe of the structure

Table 2 summarizes Damage parameters resulting from the comparative profiles P1 and P2.

Table 2 - Damage parameters resulting from the comparative profiles P1 and P2

Ae (m <sup>2</sup> )	S=Ae/D <sub>n</sub>	e <sub>max</sub> (m)	e <sub>mean</sub> (m)	E= e <sub>max</sub> /D <sub>n</sub>
0.0067	3.3	0.048	0.043	1.06

The maximum and the mean erosion depth at the profile most eroded zone (hatched area at the toe of the structure), were of 0.048 m and 0.043 m respectively and correspond approximately to an armour unit displacement.

## 5 CONCLUSIONS

In this paper we described tests to access the applicability of aerial surveys, with a quadcopter drone, both "in situ", in the Ericeira breakwater, and in the laboratory, in a three-dimensional scale model of a breakwater.

In both cases surfaces and profiles were extracted from the clouds of points obtained from the surveys. The damage evaluation was made by computing the eroded area, the eroded depth and the dimensionless eroded depth from a profile selected on a vulnerable zone.

The post-processing methodology to obtain the clouds of points resulting from "in situ" and model aerial surveys was a time-consuming procedure. On the other hand, manipulating the clouds of points using MatLab algorithms and the Golden Software Surfer was quite time-effective.

In the case of the aerial survey of Ericeira breakwater, it was not possible to determine the accuracy of the survey, due to a lack and poor distribution of ground control points surveyed in naturally visible locations. Nevertheless, the value obtained for the maximum eroded depth is in accordance to the real dimensions of the eroded elements.

During recent aerial surveys, one painted visible, well-defined shapes on previously selected points to enable a good distribution of ground control points in order to check the survey accuracy. Furthermore, a 3D analysis based on the comparison of eroded volumes between consecutive surveys is recommended to have a more precise damage evaluation.

Concerning the scale model survey, the average difference between the coordinates of the ground control points and the coordinates measured by surveying was 0.08 m.

With this survey, the eroded depth corresponding to a displaced Antifer cube (0.043 m) was consistent with its nominal diameter (D<sub>n</sub>=0.045 m).

Future work for scale model surveys should comprise:

- Performing several tests in order to evaluate the error consistency to infer on the applicability in a comparative process as damage evolution in scale model tests;
- Performing a 3D analysis based on the comparison of the eroded volumes between consecutive surveys.

## ACKNOWLEDGMENTS

The authors acknowledge the project BSafe4Sea - Breakwaters SAFETY control through a FOREcast and decision support SystEm Analysis and to the project To-SEAlert - Wave overtopping and flooding in coastal and port areas: Tools for an early warning, emergency planning and risk management system.

## REFERENCES

- Broderick, L., & Ahrens, J.P. (1982). *Rip-rap stability scale effects*. Technical Paper 82-3, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Capitão, R, Lemos, R., Fortes, C.J, Neves, M.G Silva, L.G., Reis, M.T. (2018). Systematic Observation of Maritime Works. The New OSOM+ (2018). *Proceedings of 5as Jornadas de Engenharia Hidrográfica, 19-21 de June. Instituto Hidrográfico*, Lisbon

- Fonseca, A., Roque, D., Santos, Lima, N., Marnoto, J., Henriques, M.J (2013). *Utilização de veículos aéreos não tripulados para a monitorização de infraestruturas. Aplicação ao quebra-mar da Ericeira. National Laboratory for Civil Engineering (LNEC). Report DBB/NGA 409/2013*
- Henriques, M.J., Fonseca, A., Roque, D., Lima, J.N., Marnoto, J. (2014). Assessing the Quality of an UAV-based Orthomosaic and Surface Model of a Breakwater. FIG Congress, Kuala Lumpur, Malaysia.
- Henriques, M.J, Roque, D., Santos, A. (2016) – Monitorização de quebra-mares com veículos aéreos não tripulados. *Proceedings of I Seminário Internacional de UAV, Lisbon.*
- Henriques, M.J., Lemos,L., Capitão,R., Fortes,C., Santos,A. (2017). The monitoring of rubble mound breakwaters. An assessment of UAV technology. *Proceedings of INGEO2017, the 7th International Conference on Engineering Surveying, Lisbon.*
- Henriques, M.J., Lemos,L., Capitão,R., Jonatas,R., Fortes,C., Silva, H. (2018). Accessing the Accuracy of Surveying/Photogrammetric Methods to Identify Damages on Physical Models of Rubble Mound Breakwaters. *Proceedings of FIG Working Week, Istanbul, Turquia.*
- Lemos, R. & Santos, J.A. (2007). ANOSOM - Análise da observação sistemática de obras marítimas. *Proceedings of 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, Lisbon, 11-12 October.*
- Lemos, R. (2013). *Aplicação da Modelação Computacional em MATLAB ao Pós-processamento de Dados de Levantamentos Estereofotogramétricos em Modelos Físicos de Quebra-Mares de Taludes.* HIDRALERTA Report 04/2013 (in Portuguese).
- Lemos, R., Henriques, M., Muralha, A., Jónatas, R., Fortes, C., Capitão, R (2018). Using 3D Modelling Techniques for Surveys in Two Dimensional Scale Model Tests of Breakwaters. *Slovak Journal of Civil Engineering* Vol. 26, 2018, No. 2, 15 – 23, DOI: 10.2478/sjce-2018-0009.
- Silva, L.G. (1995). *Observação Sistemática de Obras Marítimas.* Acção de Formação de Observadores de Obras Marítimas. Report 203/95, NPP, LNEC, Lisbon.
- Silva, L.G. and Capitão, R. (2015). *OSOM. Estruturas Marítimas da Costa Oeste de Portugal Continental. Campanhas de Observação Visual Efetuadas em 2015.* Report 369/2015 - DHA/NPE, LNEC, Lisbon.
- USACE - U.S. Army Corps of Engineers (2006). *Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110 2 1100*, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (6 volumes).
- Van der Meer, J.W. (1988). *Rock Slopes and Gravel Beaches Under Wave Attack.* Ph.D. thesis, Delft University of Technology, The Netherlands; also Delft Hydraulics Publ. 396.

## **ESTUDOS RECENTES ENVOLVENDO MODELAÇÃO FÍSICA E NUMÉRICA APLICADA À ENGENHARIA COSTEIRA, MARÍTIMA E OFFSHORE**

### **RECENT STUDIES USING PHYSICAL AND NUMERICAL MODELLING APPLIED TO COASTAL, MARITIME AND OFFSHORE ENGINEERING**

Taveira-Pinto, Francisco; *Centro Interdisciplinar de Investigação Marinha e Ambiental e Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, fpinto@fe.up.pt*

Rosa-Santos, Paulo; *Centro Interdisciplinar de Investigação Marinha e Ambiental e Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, pjrsantos@fe.up.pt*

Fazeres-Ferradosa, Tiago; *Centro Interdisciplinar de Investigação Marinha e Ambiental e Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, dec12008@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

A modelação física e numérica são, atualmente, ferramentas indispensáveis nos estudos e projetos de investigação e desenvolvimento realizados nos domínios da engenharia costeira, marítima e *offshore*, dentro da Engenharia Civil. Os conversores de energia das ondas e do vento, as estruturas *offshore* para aproveitamento de energias renováveis, as intervenções de proteção costeira e as infraestruturas portuárias, são alguns dos exemplos de áreas estratégicas para o desenvolvimento sustentável de Portugal. No entanto, a inovação e o desenvolvimento destes setores colocam desafios consideráveis ao nível das técnicas de experimentação. Neste contexto, o *Núcleo de Estruturas Hidráulicas e Energia do Mar* (NEMAR) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e o grupo de investigação em *Energia Marinha* do Centro Interdisciplinar de Investigação Marinha e Ambiental (CIIMAR), têm realizado diversos estudos e projetos de investigação e desenvolvimento, que permitiram aplicar novas técnicas e identificar oportunidades neste domínio. Este artigo apresenta resultados e conclusões de alguns desses projetos mais recentes, com especial ênfase nas oportunidades identificadas ao nível das técnicas de modelação física e numérica aplicadas às áreas da engenharia costeira, marítima e *offshore*.

#### **ABSTRACT**

The physical and numerical modelling tools are currently indispensable in the research and development studies and projects in the fields of coastal, maritime and offshore engineering, within Civil Engineering. The wave and wind energy converters, the offshore structures for renewable energy harvesting, the coastal protection interventions and the harbour infrastructures are some of the examples of strategic areas for the sustainable development of Portugal. However, the innovation and development of these sectors poses considerable challenges to the experimental techniques. In this context, the *Hydraulic Structures and Marine Energy Group* (NEMAR) of the Faculty of Engineering of the University of Porto (FEUP) and the *Marine Energy* research subgroup of the Interdisciplinary Centre of Marine and Environmental Research (CIIMAR), have performed several studies and innovation and development projects, which enabled the application of novel techniques and the identification of new opportunities in this domain. This article presents the results and conclusions of some of the most recent projects, with a particular focus in the opportunities identified regarding the techniques of physical and numerical modelling applied to the fields of coastal, maritime and offshore engineering.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

O estudo e investigação do ambiente marítimo, bem como a sua relação com as infraestruturas, e até com a própria dinâmica da sociedade humana, constituem-se como uma das áreas privilegiadas da Engenharia Civil, nomeadamente no que respeita à especialidade de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente.

Do ponto de vista dos estudos e projetos realizados pelo NEMAR no Laboratório de Hidráulica da Secção de Hidráulica Recursos Hídricos e Ambiente (SHRHA), a elevada importância do elemento "mar" advém de diversos problemas, aos quais a Engenharia Civil almeja dar resposta. Seja pela necessidade de aproveitar o seu potencial energético, ou de providenciar estruturas costeiras que nos protejam da sua capacidade erosiva/destrutiva, seja pela necessidade de construir e explorar estruturas que interagem com o ambiente marinho, ou pela importância de compreender a sua interação com a orla costeira, são inúmeras as razões que tornam pertinente e indispensável a

realização de estudos de modelação física e numérica, na tentativa de compreender e melhorar a utilização deste recurso natural.

Os trabalhos de natureza científica desenvolvidos no âmbito da engenharia costeira, marítima e offshore, do NEMAR, têm abordado uma panóplia considerável de tópicos, dos quais se destacam, por exemplo, a modelação de conversores de energia das ondas (e.g., Rosa-Santos *et al.*, 2015; Oliveira *et al.*, 2016; López *et al.*, 2017) e de fundações offshore de turbinas eólicas (e.g., Fazer-Ferradosa *et al.*, 2018), a modelação de estruturas de protecção costeira, como os quebra-mares portuários (Ciocan *et al.*, 2017) ou as baseadas na utilização de geotêxteis no confinamento de areia (Moreira *et al.*, 2016), a modelação de erosões localizadas em fundações do tipo monopilar (e.g., Fazer-Ferradosa, 2018), entre outros, que se encontram detalhados em Taveira-Pinto *et al.* (2017).

Importa reconhecer, à partida, que os estudos anteriormente referidos implicam uma importante componente de modelação física e numérica. No exercício destas atividades de modelação surgem diversas oportunidades e desafios, que são abordados no presente artigo à luz dos projetos que têm vindo a ser desenvolvidos, num passado recente, pelo NEMAR. Não obstante às dificuldades e desafios inerentes à modelação física e numérica, no caso da engenharia offshore, projetos recentes como o PROTEUS (Troch *et al.*, 2018) ou o ORACLE têm contribuído para um aprofundar dos conhecimentos da interação do escoamento com os fundos móveis marinhos e com a própria estrutura, bem como o estudo dos efeitos de escala, da modelação de rugosidades e do comportamento dinâmico de mantos de enrocamento, entre outras questões práticas como a fiabilidade dos equipamentos de medição e a instrumentação utilizada nos modelos físicos, que seguem habitualmente a semelhança de *Froude*.

No âmbito da engenharia costeira, o projeto EnviCOP, contribuiu para o estudo e desenvolvimento de atividades de modelação relacionadas com estruturas de protecção costeira (e.g., Taveira-Pinto *et al.*, 2014), nomeadamente no que respeita à interação da agitação marítima com quebra-mares destacados. O projeto SE@PORTS tem-se orientado para o estudo da implementação de conversores de energia das ondas híbridos em estruturas portuárias usando modelação física e numérica. No âmbito da modelação de conversores de energia das ondas offshore, são diversos os desafios que têm vindo a ser abordados pelos projetos presentemente em curso. Por exemplo, o projeto OPWEC tem-se dedicado à otimização de duas tecnologias distintas, considerando a influência do sistema de extração de energia (PTO) e do sistema de amarração na dinâmica das mesmas, enquanto o projeto i.nano.WEC, iniciado recentemente, inclui a modelação física de conversores de energia das ondas baseados na utilização de nanogeradores triboelétricos.

O presente artigo foca-se nalguns dos aspetos mais relevantes, do ponto de vista da modelação física e numérica, abordados no âmbito dos projetos de investigação mais recentes do NEMAR, com especial enfoque para aqueles que se prendem com o estudo das fundações de estruturas offshore e de conversores de energia das ondas (WECs).

## 2 - FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS OFFSHORE

Em virtude do potencial teórico total disponível nos oceanos ser superior ao consumo mundial de energia primária (Taveira-Pinto *et al.*, 2015), a comunidade científica tem-se dedicado de modo sistemático ao estudo das estruturas de suporte utilizadas para a instalação de equipamentos de extração de energia do mar. A modelação de estruturas e fundações offshore oferece como principais desafios a necessidade de representar corretamente a interação do escoamento com os fundos móveis, limitar ou controlar os efeitos de escala relacionados com o tamanho dos sedimentos no modelo físico, bem como a precisão das técnicas de medição utilizadas na obtenção de dados para a avaliação de danos nas proteções da fundação, entre outros. Na presente seção são apresentados 3 projetos de investigação, recentemente desenvolvidos ou atualmente em execução no NEMAR, que recorrem à modelação física.

### 2.1 - Análise de fiabilidade aplicada a proteções dinâmicas contra erosões localizadas em fundações de parques eólicos offshore

O projeto "Reliability Analysis Applied to Dynamic Scour Protections of Offshore WindFarm Foundations", desenvolvido entre 2014 e 2018, dedicou-se ao estudo da fiabilidade de proteções dinâmicas contra erosões localizadas em fundações offshore do tipo monopilar, que correspondiam, em 2017, a mais de 80% das fundações eólicas offshore instaladas na Europa (Wind Europe, 2017).

Este estudo de proteções dinâmicas contra erosões localizadas teve uma forte componente de modelação física, como reportado em Fazer-Ferradosa (2018). As atividades de modelação almejam, essencialmente à medição do parâmetro de danos da protecção ( $S_{3D}$ ), conforme

apresentado por De Vos *et al.* (2012). As proteções do tipo dinâmico correspondem a um manto resistente, em torno da fundação, sob o qual se coloca um filtro granular que impede a passagem dos sedimentos através do referido manto. No caso das proteções dinâmicas, pretende-se que os blocos de enrocamento, utilizados no manto, possam ter algum grau (controlado) de movimento. Essa liberdade de movimentos permite a diminuição do tamanho médio dos blocos do manto, o que potencia a diminuição do custo global da proteção, desde que a espessura da mesma se mantenha inalterada.

A modelação física do comportamento dinâmico deste tipo de estrutura hidráulica foi efetuada no tanque de ondas do Laboratório de Hidráulica da SHRHA, para escoamentos com ondas apenas, à escala geométrica de 1/50, respeitando a semelhança de *Froude* (Figura 1). Ainda no âmbito do presente projeto, procedeu-se à modelação física do fenómeno sob a ação de ondas e correntes, no canal de ondas da Universidade de Aalborg, como se observa na Figura 2.

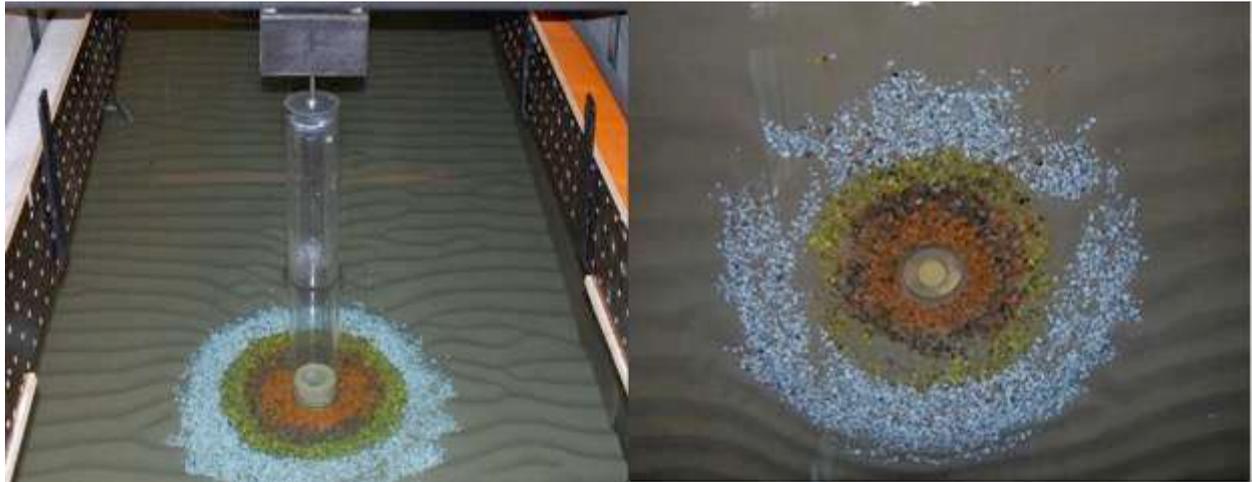


Figura 1 - Modelação física de erosões localizadas em fundação monopilar. À esquerda - monopilar com proteção; à direita - proteção pós-ensaio de a agitação marítima e correntes e sem monopilar (Fazeres-Ferradosa, 2018).



Figura 2 - Modelação física de erosões localizadas em fundação monopilar, sujeita à ação de ondas e correntes na Universidade de Aalborg (Fazeres-Ferradosa, 2018).

Apesar de existirem recomendações na bibliografia da especialidade para o presente tipo de problemas, nomeadamente, Whitehouse (1998) ou Frostick *et al.* (2011), a comunidade científica encontra-se ainda distante de uma uniformização das técnicas e procedimentos para a obtenção de grandezas e aspetos fundamentais, que vão desde a construção do modelo em si próprio, até ao equipamento utilizado para a medição do dano no manto resistente. Um dos casos paradigmáticos, no

que respeita aos desafios e oportunidades em modelação física deste tipo de estruturas, passa pela melhoria dos equipamentos utilizados para a medição de perfis batimétricos, que conduzem, em última análise, a diferenças nos valores reportados para o parâmetro  $S_{3D}$  entre diferentes estudos.

De acordo com Taveira-Pinto *et al.* (2017), nos modelos físicos de maiores dimensões, os perfiladores com sonda de contacto ou com rolamento surgem como opções viáveis para a medição de perfis batimétricos, principalmente pelo facto de a sua utilização ser independente de variáveis como o nível e a temperatura da água ou a quantidade de sedimentos em suspensão. Acresce-se ainda a facilidade com que se pode efetuar medições, tanto nas zonas de solo sedimentar, como nas zonas mais rígidas do fundo, *i.e.* no manto resistente da proteção. No entanto, devido ao peso do instrumento, ou em situações de mau funcionamento, nas quais a sonda ultrapassa a superfície do solo, este tipo de perfilador pode danificar o perfil batimétrico, invalidando medições posteriores ou até mesmo as experiências em curso na sua totalidade. De facto, este tipo de ocorrências veio a verificar-se no decorrer do presente projeto. Importa mencionar que dos 12 testes realizados no Laboratório de Hidráulica da SHRHA, no âmbito deste projeto, 2 deles foram invalidados, em virtude dos danos causados no modelo por parte de um mau funcionamento da sonda de pressão (ver Fazer-Ferradosa, 2018). Ainda durante este projeto, no modelo construído na Universidade de Aalborg, foi utilizado um laser scanner perfilador 3D com o software EPro (Whitehouse *et al.*, 2014). Equipamento este, de natureza muito menos intrusiva, que permite um menor risco de dano induzido no modelo por falhas de instrumentação.

Presentemente, as técnicas de fotogrametria e as técnicas óticas têm-se revelado como as alternativas menos intrusivas. A sua utilização tem-se estendido, gradualmente, da medição de erosões localizadas para outros fenómenos, também eles importantes na modelação física, como é o caso da monitorização de dunas ou a avaliação de danos no manto resistente de estruturas de defesa costeira e de quebramares (Hofland *et al.*, 2014, como citado em Taveira-Pinto *et al.*, 2017). Embora estas técnicas sejam afetadas pela reflexão gerada pela superfície livre da água, a mesma pode ser atenuada quando as medições são efetuadas através de paredes de vidro, nas zonas laterais da instalação experimental. O seu esvaziamento entre testes, para facilitar a medição, sendo também uma alternativa, levanta problemas operacionais. Note-se que no caso do tanque de ondas da SHRHA, estima-se um acréscimo de 24 a 48 horas por teste, dependendo da sequência de ondas utilizada. Mais recentemente têm surgido trabalhos que se focam no desenvolvimento de equipamentos óticos à prova de água, que transportam a fonte de luz e o sistema de aquisição de imagem para baixo do nível da água (Paredes & Taveira Pinto, 2016).

Por outro lado, a própria forma como o modelo da proteção é construído também contribui para a disparidade na avaliação do parâmetro de danos obtido em modelo físico. Aquando da introdução deste parâmetro adimensional, De Vos *et al.* (2012) havia reportado configurações dinâmicas cujo  $S_{3D}$  variava aproximadamente entre 0.25 e 1.00. Mais tarde, em Fazer-Ferradosa *et al.* (2018), para um novo conjunto de ensaios em modelo físico, foram obtidas configurações dinâmicas para valores de  $S_{3D}$  até 3.53 (ao fim de 3000 ondas e com atuação simultânea de correntes). Se por um lado os equipamentos de medição utilizados para a obtenção deste parâmetro contribuem para esta disparidade de valores, por outro, a própria construção do modelo, frequentemente feita manualmente e por diferentes pessoas, também se preconiza como um fator de incerteza nos resultados. Estes aspetos, somados aos efeitos de escala e do modelo, entre outros, justificam os esforços na melhoria dos procedimentos utilizados nos estudos em modelo físico de fundações de estruturas *offshore*.

No que concerne aos desafios da modelação física, crescem-se, ainda, alguns aspetos particulares. Por exemplo, os efeitos de escala causados ao nível da pressão intersticial da camada de filtro, que podem afetar o comportamento do manto resistente e os mecanismos de falha da proteção, relacionados com a tensão de corte no manto ou com o afundamento do mesmo. Este é um problema que se encontra ainda pouco estudado na literatura da especialidade, nomeadamente, no que diz respeito às proteções dinâmicas. Outro exemplo, passa pela análise do efeito acumulado e sequencial de séries de onda no dano da proteção. Ainda que a literatura, *e.g.* De Vos *et al.* (2012), Schoesitter *et al.* (2014) ou Fazer-Ferradosa (2018), reporte uma grande quantidade de ensaios entre as 3000 e as 5000 ondas, e muito pontualmente até às 7000 ou 9000 ondas (Schendel *et al.* 2014), não se encontram estudos consolidados que se dediquem à modelação da evolução do dano para sequências com durações mais longas, o que dificulta a perceção de entrada em estado de equilíbrio por parte do sistema. Estes são alguns dos aspetos em que o NEMAR se encontra a trabalhar ativamente, no sentido de providenciar respostas com base em atividades de modelação e técnicas de experimentação. Prova disso, é o início dos projetos ORACLE e PROTEUS abordados de seguida. Os resultados detalhados do projeto "Reliability Analysis Applied to Dynamic Scour Protections of Offshore WindFarm Foundations", incluindo a discussão detalhada dos aspetos inerentes à modelação

física realizada podem ser consultados em Fazeres-Ferradosa (2018) e Fazeres-Ferradosa *et al.* (2018a, 2018b e 2018c).

## 2.2 - Testes de larga escala para a otimização do dimensionamento de proteções contra erosões localizadas adaptadas às alterações climáticas em fundações monopilar - PROTEUS

O presente projeto assume a designação internacional "*Large scale experiments to improve monopile scour protection design adapted to climate change*". No que respeita ao estudo de fundações *offshore*, atualmente ainda existem lacunas importantes ao nível do conhecimento dos efeitos de escala associados à modelação da interação solo-estrutura-fluido. Ainda que este seja um aspeto clássico da literatura de engenharia marítima, costeira e *offshore*, veja-se por exemplo Hughes (1993) ou Sutherland & Whitehouse (1998), muito se encontra por clarificar no que concerne aos efeitos de escala em testes experimentais sobre erosões localizadas e suas proteções.

O projeto PROTEUS, iniciado recentemente, tem como parceiros a Universidade do Porto, o NEMAR, a Universidade de Ghent, na Bélgica, a HR Wallingford, no Reino Unido, a International Dredging and Marine Consultants (IMDC), na Bélgica, a Universidade de Leibniz, na Alemanha, e o Departamento de Mobilidade e Trabalhos Públicos, na Bélgica. O plano de trabalhos do projeto incluiu ensaios a uma escala geométrica grande (1/8.33, monopilar de 0.6 m) e intermédia (1/16.67, monopilar de 0.3 m), tendo em vista aumentar o conhecimento sobre os efeitos de escala associados a este tipo de estudos e melhorar as metodologias de dimensionamento de proteções de monopilares, nomeadamente através da consideração dos efeitos das alterações climáticas. O estudo em modelo físico incluiu a simulação de valores extremos de agitação marítima e correntes, na *Fast Flow Facility* (30 m de comprimento e 4 m de largura) da HR Wallingford, bem como o estudo de proteções constituídas por duas camadas (manto e filtro granular) ou apenas por uma camada (material de granulometria extensa e sem o uso de filtro).

Este estudo tem por base os testes experimentais realizados por De Vos *et al.* (2012) e Whitehouse *et al.* (2014), à escala geométrica 1/50, considerando as escalas "grande" e "intermédia" anteriormente referidas. De facto, em testes a uma escala geométrica pequena, a reprodução correta do gradiente de pressão no interior da proteção torna-se difícil, dado que o material granular utilizado toma dimensões reduzidas, para os quais o volume de vazios pode não corresponder ao do filtro real. Uma reprodução não exata do gradiente de pressão conduz a diversos efeitos, nomeadamente, no que respeita às forças de sustentação exercidas nos blocos do manto, contribuindo para o seu arrastamento, *i.e.*, para a falha da proteção. Nesta medida, a realização dos ensaios previstos no PROTEUS adquire especial importância, já que permitem o estudo deste aspeto a escalas geométricas (com semelhança de *Froude*) que se esperam mais capazes de reproduzir a interação solo-fluido no interior da proteção (Troch *et al.*, 2018). A Figura 3 apresenta um esquema da instalação experimental utilizada no PROTEUS, fazendo referência aos sensores de pressão colocados no interior da proteção, bem como ao equipamento Aquadopp e ao equipamento de anemometria acústica Doppler (ADV), utilizados para a monitorização da velocidade de escoamento.

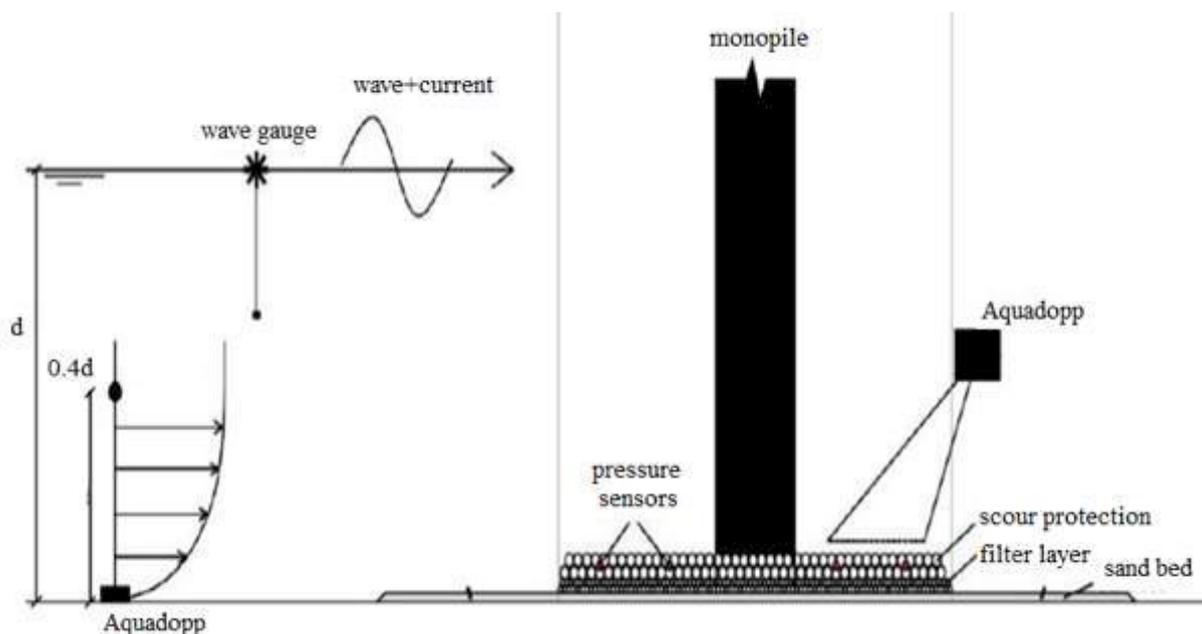


Figura 3 – Instalação experimental utilizada no projeto PROTEUS (Troch *et al.*, 2018).

Ainda no âmbito das oportunidades inerentes às atividades de modelação física, o PROTEUS incluiu o estudo de materiais de granulometria extensa, neste caso com parâmetro de uniformidade de 4.8 e 7.66. A realização de testes com materiais desta natureza permitirá a aquisição de conhecimento no que respeita a proteções dimensionadas sem o uso da camada de filtro, que se afiguram como uma área recente da modelação em erosões localizadas em ambiente marítimo e *offshore* (e.g., Schendel *et al.*, 2014). Acresce-se ainda, entre outros aspetos, a possibilidade de utilizar a *Fast Flow Facility* para a reprodução de condições ambientais extremas, o que permitirá enquadrar os resultados do PROTEUS na gama de projetos realizados pelo NEMAR, nomeadamente o ORACLE, no que respeita à adaptação de fundações *offshore* às alterações climáticas. Um resumo dos trabalhos experimentais desenvolvidos no PROTEUS pode ser consultado em Troch *et al.* (2018).

### 2.3 - Sistema de análise de risco e otimização de fundações offshore, para adaptação às alterações climáticas e extensão do período de vida útil - ORACLE

O projeto ORACLE, de designação internacional “*Offshore Risk Analysis for Climate Change and Lifetime Extension*”, visa o desenvolvimento de um sistema de suporte à decisão no âmbito da otimização do dimensionamento de proteções dinâmicas e proteções sem o uso de filtro, para fundações *offshore*, com recurso a metodologias de análise de risco e com implementação online. Este projeto enquadra-se no setor das energias renováveis marítimas, e na necessidade, por parte dos *stakeholders*, de baixar o peso do custo das proteções contra erosões localizadas no *Levelized Cost of Energy* (LCoE). Tendo em vista este objetivo, o projeto incluí um vasto conjunto de atividades de modelação, que vão desde a modelação física da proteção, sob a ação de ondas e correntes, à modelação estatístico-numérica de potenciais situações de colapso da proteção. O projeto prevê um enfoque na modelação das condições de agitação para os casos de estudo de Horns Rev III e da Aguçadoura. O projeto ORACLE iniciou-se em junho de 2018 e decorre até meados de 2020.

As atividades de modelação focam-se essencialmente em dois grandes objetivos/oportunidades, do ponto de vista das lacunas da modelação física e numérica deste tipo de sistemas: i) a modelação física do comportamento dinâmico do manto resistente (cf., Fazeres-Ferradosa, 2018), e ii) a modelação numérica e estudo dos modos de falha do colapso de proteções. No âmbito do primeiro grupo de atividades, prevê-se a realização de ensaios à escala geométrica 1/50 e 1/40, respeitando a semelhança de *Froude*, através dos quais se pretende adquirir dados relativos à pressão intersticial da proteção, às condições de agitação marítima e correntes, tensões de arrastamento no manto resistente e profundidades de erosão, entre outras variáveis importantes para a definição do dano na proteção. A partir da análise multivariada desta informação e com base na metodologia de fiabilidade introduzida em Fazeres-Ferradosa *et al.* (2018b, 2018d), pretende-se desenvolver uma metodologia de dimensionamento baseada na análise de risco, que culmine com a obtenção do diâmetro médio dos blocos ( $D_{50}$ ) a serem utilizados na proteção, efetuando-se a comparação de fiabilidade (Figura 4) entre soluções otimizadas e o dimensionamento feito de acordo com as metodologias de dimensionamento estático (e.g., Fredsøe & Deigaard, 1992; Soulsby, 1997). A referida comparação será efetuada com base na associação entre a “probabilidade de falha” medida ( $P_f$ ) e o  $D_{50}$ , cujos primeiros resultados se encontram publicados em Fazeres-Ferradosa (2018, 2018b), para o caso de estudo do parque eólico *offshore* Horns Rev III.

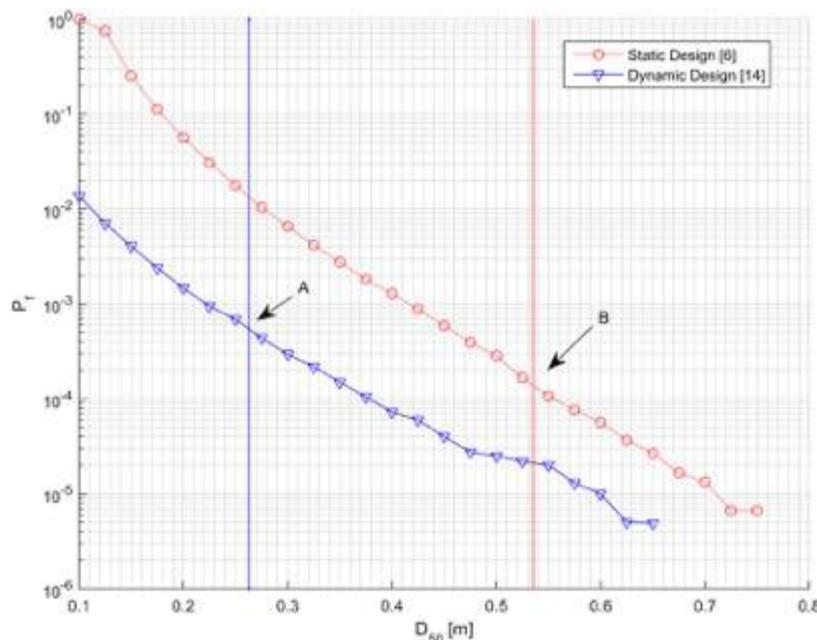


Figura 4 – Análise de fiabilidade baseada na associação entre  $P_f$  e  $D_{50}$  (Fazeres-Ferradosa *et al.*, 2018b).

A par da metodologia de análise de risco a ser implementada no projeto ORACLE, espera-se que a modelação física, prevista no mesmo, venha ainda a contribuir para o esclarecimento de aspetos como: (i) a evolução do dano na proteção em tempestades de longa duração (acima de 7000 a 9000 ondas), (ii) o estudo das diferenças induzidas nos resultados do parâmetro  $S_{3D}$ , devido à aplicação de diferentes metodologias de medição e de processamento dos perfis batimétricos, (iii) o estudo do mecanismo de colapso em proteções constituídas por material de elevada gradação e sem filtro granular, bem como a sua função estado-limite, entre outras lacunas do conhecimento da especialidade.

### 3 - CONVERSORES DE ENERGIA DAS ONDAS

O passado recente do NEMAR atesta a importância que a modelação física e numérica de sistemas de conversão da energia das ondas têm. Com efeito, têm sido diversos os projetos realizados nesta matéria, que vão desde a prova de conceito de novos conversores (e.g., Rosa-Santos *et al.*, 2015) até ao estudo detalhado da influência do PTO no comportamento dos mesmos (e.g., López *et al.*, 2017b). De seguida passam-se em revista alguns dos projetos de I&D iniciados recentemente, ou atualmente em curso, no âmbito das atividades de investigação do NEMAR.

#### 3.1 - Energia Sustentável em Portos Marítimos – SE@PORTS

O projeto “Sustainable Energy at Sea Ports” - SE@PORTS - procura avaliar o potencial de integração de conversores de energia das ondas já existentes em estruturas portuárias. Nesta medida, o projeto em causa destaca-se não só pela inovação do ponto de vista do aproveitamento do potencial energético do mar, mas também pela sua relação com a sustentabilidade dos portos, que é um dos assuntos na ordem do dia, no que respeita ao desenvolvimento da economia azul. Se no caso dos projetos anteriores a componente de engenharia *offshore* se torna óbvia, no caso do SE@PORTS é importante realçar a combinação das estruturas portuárias (engenharia costeira) com as tecnologias de conversão da energia das ondas. Este projeto decorre da colaboração do NEMAR com vários parceiros nacionais e internacionais, neste caso, o INEGI - Instituto de Ciência e Inovação em Engenharia Mecânica e Gestão Industrial, Portugal, o IHCantabria, Espanha, a IMDC, Bélgica, o Fórum Oceano, Portugal, e a PLOCAN, Espanha.

O SE@PORTS inclui a modelação física, à escala geométrica 1/50, de um conversor de energia das ondas híbrido, integrado num quebramar de taludes. Este conversor híbrido combina dois princípios de funcionamento (galgamento e coluna de água oscilante) e foi desenvolvido tendo como referência uma potencial aplicação na estrutura proposta para a extensão do atual quebramar norte do Porto de Leixões (Figuras 5 e 6). Neste projeto, para além da produção de energia do conversor híbrido, pretende-se ainda estudar os efeitos da sua integração na estrutura portuária, nomeadamente, no que respeita às interferências causadas do ponto de vista da estabilidade estrutural e desempenho funcional.



Figura 5 – Modelo físico do quebramar sem (à esquerda) e com (ao centro) o WEC híbrido antes do ensaio, e (à direita) o modelo com o WEC híbrido durante a realização do ensaio.

O estudo experimental 2D do dispositivo híbrido, que inclui testes para condições normais de operação e condições ambientais extremas, com agitação regular e irregular, encontram-se ainda numa fase inicial. No entanto, à presente data, foi possível constatar que a integração do conversor não prejudicou a estabilidade da risberma, nem se refletiu num aumento da magnitude dos eventos de galgamento da estrutura. Pôde-se ainda constatar que a inclusão do WEC na estrutura não provocou erosões localizadas junto à risberma do quebramar. Os resultados afiguram-se como promissores e

favoráveis à integração deste tipo de conversores em estruturas de natureza e condições ambientais semelhantes.

O projeto SE@PORTS pretende, assim, constituir-se como uma referência na modelação de conversores híbridos, que não só combinam diferentes conceitos de geração de energia, mas que simultaneamente procuram colmatar os pontos fracos das tecnologias constituintes quando consideradas individualmente. Acresce-se a isso, a aquisição de conhecimento no que respeita à integração do WEC noutros tipos de estruturas hidráulicas, o que se afigura como um ponto de partida essencial para poder atingir estados de desenvolvimento mais avançados que diz respeito ao "Technology Readiness Level" (TRL).

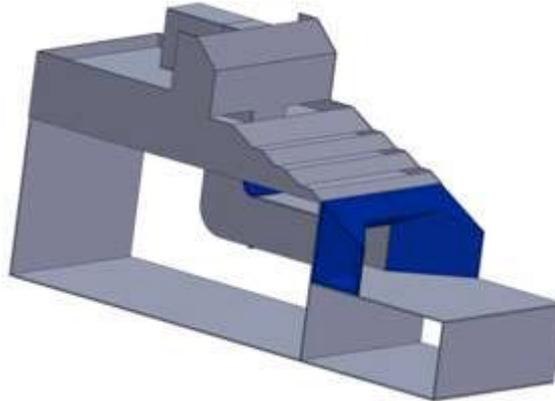


Figura 6 – Esquema 3D do WEC híbrido.

Ainda do ponto de vista dos desafios da modelação física de WECs, importa referir que o conhecimento adquirido, no âmbito de projetos como o SE@PORTS, ajuda a esclarecer algumas questões que surgem de problemas como: a dificuldade de modelar corretamente o comportamento hidrodinâmico do WEC e as perdas de energia no mesmo (e.g., Taveira-Pinto *et al.*, 2017), ou a eventual não linearidade do PTO, que nem sempre é considerada nos modelos computacionais. Outro aspeto interessante da modelação do WEC, passa pela dificuldade que certos modelos numéricos do tipo *Computational Fluid Dynamics* (CFD) têm na modelação de turbinas e outros elementos oscilantes, nomeadamente, no que respeita à utilização de malhas computacionais. Pela natureza conceptual do SE@PORTS, que procura combinar conceitos híbridos com estruturas também elas complexas, quer do ponto de vista estrutural, quer em termos das solicitações ambientais a que estão sujeitas, surgem desafios óbvios, relacionados com as adaptações necessárias à geometria, disposição e integração dos diversos elementos.

### 3.2 - Otimização de Conversores de Energia das Ondas – OPWEC

O projeto "Optimising Wave Energy Converters" - OPWEC - resulta da colaboração entre o NEMAR e o Centro de Engenharia Tecnológica e Naval (CENTEC) do Instituto Superior Técnico (IST), tendo como principal objetivo o desenvolvimento, a otimização e a avaliação preliminar da viabilidade económica de dois conversores de energia das ondas distintos, quer nos princípios de funcionamento, quer nas condições de aplicação. Os WECs analisados são o CECO (Rosa-Santos *et al.*, 2015) e o FOWC (Taveira-Pinto *et al.*, 2018). Ambos requerem a utilização de sistemas de amarração quando aplicados em águas profundas, onde o potencial energético é normalmente maior. Neste projeto são desenvolvidos e aplicados vários modelos numéricos, calibrados e validados com resultados de estudos em modelo físico, que incluíram o teste e a otimização dos WECs em causa, de forma realista, bem como a simulação do sistema de amarração e de conversão da energia das ondas (PTO) (Fig. 7).

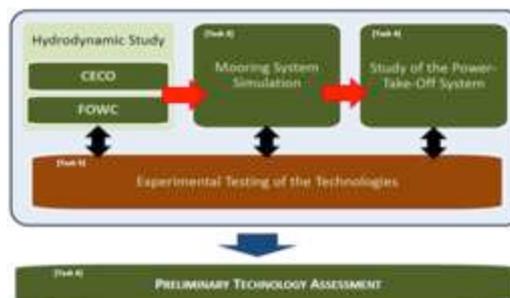


Figura 7 – Plano de trabalhos considerado no projeto OPWEC (Taveira-Pinto *et al.*, 2018).

Neste projeto, o desenvolvimento e a otimização das duas tecnologias de conversão atendeu a aspetos como o comportamento hidrodinâmico do conversor, a dinâmica do sistema de amarração, a influência do PTO e as características da agitação no local de instalação. Os detalhes relativos aos resultados da modelação física e numérica realizada podem ser consultados, entre outras publicações, em López *et al.* (2017; 2017b; 2018), Ramos *et al.* (2017; 2018), Rodríguez *et al.*, (2018;2019) ou Rosa-Santos *et al.* (2017; 2018).

Relativamente à tecnologia CECO, o projeto evidenciou uma boa concordância entre os resultados das simulações numéricas e os resultados obtidos através de modelo físico, Figura 8. Entre outros aspetos, a modelação efetuada permitiu o estudo de diferentes PTOs sujeitos a condições de agitação regular e irregular, tendo-se concluído que o CECO é capaz de absorver mais de 30% da potência da onda incidente (Fase I de Conversão) e transmitir ao gerador elétrico até 18% dessa potência (Fase de Conversão II), Lopez *et al.*, 2017b.

Atendendo às condições de ensaio, a eficiência energética do CECO excedeu, nalguns casos, os 40%, valor este que se revela como extremamente promissor e que permite justificar a continuidade da linha de investigação do OPWEC.

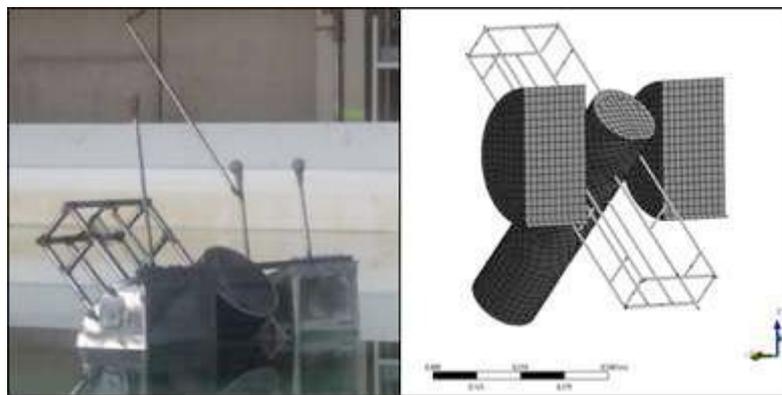


Figura 8 – Conversor da energia das ondas CECO: (à esquerda) modelo físico no tanque de ondas e (à direita) malha computacional usada no modelo numérico ANSYS/AQWA (Taveira-Pinto *et al.*, 2018).

Neste momento, as atividades de modelação numérica e física no que respeita ao desenvolvimento e otimização do CECO passam pelo estudo detalhado de fatores, como por exemplo, a influência do ângulo de inclinação do PTO, o uso de geometrias alternativas ou os efeitos de escala, tendo já sido obtidos resultados que abrem portas a novas perspetivas e desafios no âmbito da temática dos conversores de energia das ondas. A título de exemplo, a Figura 9 demonstra a importante influência do ângulo de inclinação do PTO na amplitude de resposta do sistema e na sua frequência de ressonância.

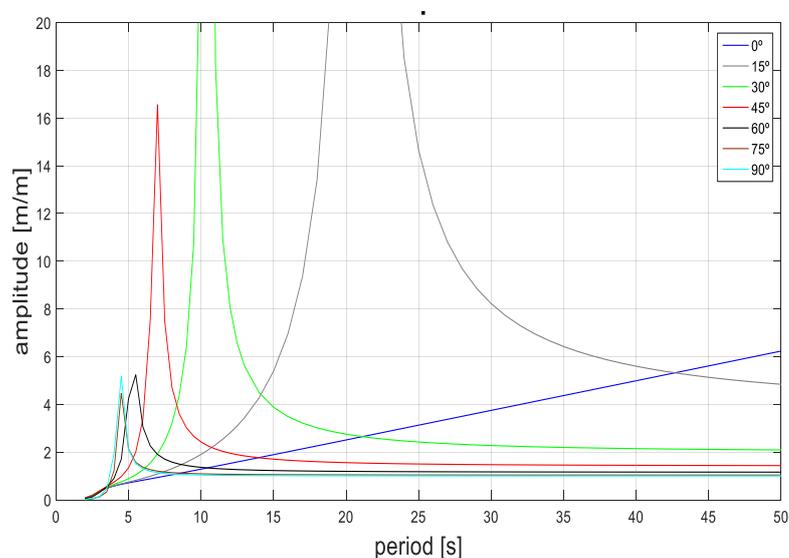


Figura 9 – Efeito da inclinação do CECO na sua frequência natural.

### 3.3 - Nano-tecnologia inovadora para a Conversão da Energia das Ondas – i.nano.WEC

Mais recentemente, o NEMAR, em consórcio com a i.nano.Energy e o INEGI, deram início ao projeto “*Innovative nano-tecnology for Wave Energy Conversion*” – i.nano.WEC - que procura desenvolver o primeiro WEC do tipo flutuante baseado na integração de nano-geradores triboelétricos. A gênese do i.nano.WEC prende-se com a necessidade premente dos sectores ligados ao *offshore* terem acesso a energia elétrica, através da produção local com sistemas de elevada eficiência, usando tecnologia disruptiva. Espera-se que os resultados deste projeto possam contribuir para a monitorização contínua das dinâmicas ambientais e das atividades humanas em localizações oceânicas mais remotas, abrindo portas para a utilização de equipamentos energeticamente autónomos para diversos fins, como por exemplo, a aquacultura.

Do ponto de vista da modelação, o i.nano.WEC comporta as recorrentes dificuldades inerentes a este tipo de estudos, algumas delas anteriormente discutidas, às quais se acresce o desafio da integração de novos materiais na materialização do PTO. Note-se que a utilização de nano-geradores triboelétricos levanta inúmeras questões que carecem ainda de resposta, nomeadamente: (i) qual a sua fiabilidade e durabilidade em água salgada, (ii) de que modo pode ser feita a sua integração atendendo ao tipo de bóias já utilizadas no mercado, (iii) quais os problemas que advêm da necessidade de efetuar ensaios em modelo reduzido à escala com nano-tecnologias.

À semelhança do OPWEC, o projeto i.nano.WEC recorre a um plano de trabalhos baseado na modelação compósita, *i.e.* modelação física combinada com ensaios experimentais. Se por um lado, a modelação compósita trás o melhor das duas abordagens de modelação, por outro, acarreta desafios consideráveis no que concerne ao *workflow* da própria investigação. Torna-se assim essencial a existência de um planeamento detalhado das atividades, bem como a noção clara sobre a forma como os resultados experimentais vão ser utilizados para efeitos de validação e calibração dos modelos numéricos. Nesta medida, importa por fim compreender que a modelação física e a modelação numérica apresentam não só desafios/opportunidades de natureza técnica, mas também de natureza operacional. Aspeto este que é deveras importante para garantir o sucesso dos trabalhos de investigação no setor das energias renováveis marítimas.

## 4 - CONCLUSÕES

As atividades de modelação física e numérica são um elemento essencial para o desenvolvimento do setor das energias renováveis marítimas, no qual o NEMAR tem vindo a trabalhar nos últimos anos e a apresentar contribuições muito relevantes em diversos domínios. O presente artigo abordou algumas dessas contribuições em duas das áreas prediletas dos projetos de I&D mais recentes: as estruturas e fundações *offshore* e os conversores de energia das ondas.

A par dessas contribuições, analisaram-se alguns dos desafios, oportunidades e perspetivas futuras, no que respeita à modelação física e numérica em estudos de engenharia costeira, marítima e *offshore*, dos quais se destacou a dificuldade da medição de perfis batimétricos, os efeitos de escala em estudos de erosões localizadas, as incertezas relacionadas com a construção do modelo e a instrumentação de medição de dano, o uso de materiais disruptivos e inovadores em conversores de energia das ondas, o desenvolvimento e a integração de conversores híbridos em estruturas portuárias, a complexidade e a importância da modelação compósita nos estudos de otimização desses conversores, entre outros.

Os desafios apresentados embora pertinentes e, por vezes, de difícil resolução constituem, em igual medida, oportunidades para a criação de conhecimento, inovação e desenvolvimento que, em última análise, contribuem para o avanço do setor das energias renováveis marítimas, no contexto de uma Economia Azul, como peça vital de um desenvolvimento sustentável.

## AGRADECIMENTOS

Os autores do presente trabalho manifestam o seu agradecimento a todas entidades que de algum modo compõem os consórcios dos projetos que foram abordados no presente artigo. As atividades do autor T. Fazeres-Ferradosa no projeto “*Reliability Analysis Applied to Dynamic Scour Protections of Offshore WindFarm Foundations*” foram financiadas pelo Programa Doutoral FCT INFRARISK – *Analysis and Mitigation of Risks in Infrastructures*, cuja bolsa de doutoramento tem a referência PD/BD/113454/2015. O projeto ORACLE é financiado através do Programa P2020|COMPETE com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia, sob a referência POCI-01-0145-FEDER-032170. O projeto PROTEUS é financiado pelo HYDRALAB+ *Adapting to Climate Change* através Programa H2020-EU1.4, sob o Contrato nº 654110. O Se@PORTS é financiado através do Programa ERA-NET –

European Research Area Networks com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia, sob a referência OCEANERA/0004/2016. O projeto OPWEC é financiado pelo Programa P2020|COMPETE com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia, com a referência PTDC/MAR-TEC/6984/2014 - POCI-01-0145-FEDER-016882. O projeto i.nano.WEC é financiado pelo Fundo Azul sob a referência FA\_02\_2017\_002.

## REFERÊNCIAS

- Ciocan, C.-S., Pinto, F. T., Neves, L. d., & Rosa-Santos, P. (2017). Experimental study of the hydraulic efficiency of a novel perforated-wall caisson concept, the LOWREB. *Coastal Engineering*, 126, 69-80. doi: 10.1016/j.coastaleng.2017.06.001
- De Vos, L., De Rouck, J., Troch, P., & Frigaard, P. (2012). Empirical design of scour protections around monopile foundations - Part 2 - Dynamic approach. *Coastal Engineering*, 60, 286-298. doi:10.1016/j.coastaleng.2011.11.001
- Fazeres-Ferradosa, T. (2018). Reliability Analysis Applied to the Optimization of Dynamic Scour Protections for Offshore Windfarm Foundations. Porto: Faculty of Engineering, University of Porto.
- Fazeres-Ferradosa, T., Taveira-Pinto, F., Reis, M. T., & das Neves, L. (2018a). Physical modelling of dynamic scour protections: Analysis of the Damage Number. *Proceeding of the Institution of Civil Engineers - Maritime Engineering*, 171(1), 11-24. doi: 10.1680/jmaen.2017.26
- Fazeres-Ferradosa, T., Taveira-Pinto, F., Romão, X., Reis, M. T., & das Neves, L. (2018d). Reliability Assessment of Offshore Dynamic Scour Protections using Copulas. *Wind Engineering*, In Press.
- Fazeres-Ferradosa, T., Taveira-Pinto, F., Romão, X., Vanem, E., Reis, T., & Neves, L. d. (2018b). Probabilistic Design and Reliability Analysis of Scour Protections for Offshore Windfarms. *Engineering Failure Analysis*, 91, 291-305. doi:10.1016/j.engfailanal.2018.04.035
- Fazeres-Ferradosa, T., Taveira-Pinto, F., Vanem, E., Reis, M. T., & Neves, L. d. (2018c). Asymmetric Copula-based Distribution Models for met-ocean data in offshore wind engineering applications. *Wind Engineering*, 42(4), 304-334. doi:10.1177/0309524X18777323
- Fredsøe, J., & Deigaard, R. (1992). *Mechanics of Coastal Sediment Transport - Advanced Series on Ocean Engineering* (Vol. 3). Singapore: World Scientific. doi: 10.1142/1546
- Frostick, L., McLelland, S., & Mercer, T. (2011). (eds) *Users Guide to Physical Modelling and Experimentation: Experience of the HYDRALAB Network*. Leiden: International Association for Hydro-Environment Engineering and Research. CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Hofland, B., Disco, M., & Gent, M. V. (2014). Damage characterization of rubble mound roundheads. *5th International Conference on the Application of Physical Modelling to Porto & Coastal Protection*. 2, pp. 326-335. Varna: Coastlab14 (ed. V Panchev & F Taveira-Pinto).
- Hughes, S. (1993). Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering. Em *Advanced Series on Ocean Engineering*, 7 (p. 568). Singapore: World Scientific. doi:10.1142/2154
- López, M., Ramos, V., Rosa-Santos, P., & Taveira-Pinto, F. (2018). Effects of the PTO inclination on the performance of the CECO wave energy converter. *Marine Structures*, 61, 452-466. doi:10.1016/j.marstruc.2018.06.016.
- López, M., Taveira-Pinto, F., & Rosa-Santos, P. (2017). Numerical modelling of the CECO wave energy converter. *Renewable Energy*, 113, 202-210. doi: 10.1016/j.renene.2017.05.066
- López, M., Taveira-Pinto, F., & Rosa-Santos, P. (2017b). Influence of the power take-off characteristics on the performance of CECO wave energy converter. *Energy*, 120, 686-697.
- MARINET. (2014). *MARINET proposal 61 - Optimising the design of dynamic scour protection around offshore foundations*. Antwerp, Belgium: International Marine & Dredging Consultants.
- Moreira, A., Vieira, C. S., Neves, L. d., & Lopes, M. L. (2016). Assessment of friction properties at geotextile encapsulated-sand systems' interfaces used for coastal protection. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(3), 278-286. doi:10.1016/j.geotexmem.2015.12.002
- Oliveira, P., Taveira-Pinto, F., Morais, T., Rosa-Santos, P., 2016. "Experimental evaluation of the effect of wave focusing walls on the performance of the Sea-wave Slot-cone Generator", *Energy Conversion and Management*, Vol.110, pp. 165-175, doi: 10.1016/j.enconman.2015.11.071.
- Paredes, G., & Taveira-Pinto, F. (2016). An experimental technique to track mooring cables in small scale models using image processing. *Ocean Engineering*. *Ocean Engineering*, 111, 439-448. doi:10.1016/j.oceaneng.2015.11.014
- Ramos, V., López, M., Taveira-Pinto, F., & Rosa-Santos, P. (2017). Influence of the wave climate seasonality on the performance of a wave energy converter: A case study. *Energy*, 135, 303-316. doi:10.1016/j.energy.2017.06.080.
- Ramos, V., López, M., Taveira-Pinto, F., Rosa-Santos, P., 2018. "Performance assessment of the CECO wave energy converter: Water depth influence". *Renewable Energy*. Vol.117, pp.341-356. doi:10.1016/j.renene.2017.10.064. ISSN: 0960-1481
- Rodríguez, C., Rosa-Santos, P., Taveira-Pinto, F., 2019. "Assessment of damping coefficients of power

- take-off systems of wave energy converters: A hybrid approach". *Energy*. Vol.169, pp. 1022-1038, doi: 10.1016/j.energy.2018.12.081. ISSN: 0360-5442.
- Rodríguez, C., Rosa-Santos, P., Taveira-Pinto, F., 2018. "Assessment of the power conversion of wave energy converters based on experimental tests". *Energy Conversion and Management*. Vol.173, pp. 692-703, doi: 10.1016/j.enconman.2018.08.009. ISSN: 0196-8904.
- Rosa-Santos, P., Rodrigues, C. A., Taveira-Pinto, F., López, M., & Ramos, V. (2018). Em A. Armanini, & E. Nucci (Ed.), *Proceedings of the 5th IAHR Europe Congress. New challenges in hydraulic research and engineering*, (pp. 669-670). doi:10.3850/978-981-11-2731-1\_318-cd
- Rosa-Santos, P., Taveira-Pinto, F., López, M., & Ramos, V. (2017). Assessing the performance of the CECO wave energy converter in the Portuguese near-shore. *Proceedings of the 12th EWTEC - European Wave and Tidal Energy Conference Series*, (pp. 718-1-718-10). Cork.
- Rosa-Santos, P., Taveira-Pinto, F., Teixeira, L., & Ribeiro, J. (2015). CECO wave energy converter: experimental proof of concept. *Journal of Renewable and Sustainable Energy*, 7(6). doi: 10.1063/1.4938179
- Schendel, A., Goseberg, N., & Schlurmann, T. (2014). Experimental study on the performance of coarse grain materials as scour protection. *Coastal Engineering Proceedings - 34th International Conference on Coastal Engineering* (pp. 1-14). Seul: American Society of Civil Engineers.
- Schoesitter, P., Audenart, S., Baelus, L., Bolle, A., Brown, A., Neves, L. d., . . . Whitehouse, R. (2014). Feasibility of a dynamically stable rock armour layer scour protection for offshore wind farms. *International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering* (pp. 1-10). San Francisco, California: American Society of Mechanical Engineers.
- Soulsby, R. (1997). *Dynamics of marine sands: a manual for practical applications*. London: Thomas Telford.
- Sutherland, J., & Whitehouse, R. (1998). *Scale effects in the physical modelling of seabed scour*. Wallingford: HR Wallingford.
- Taveira-Pinto, F., Iglesias, G., Rosa-Santos, P., & Deng, Z. D. (2015). Preface to Special Topic: Marine Renewable Energy. (A. P. LLC, Ed.) *Journal of Renewable and Sustainable Energy*, 7(6), pp. 1-4. doi:10.1063/1.4939086
- Taveira-Pinto, F., Rosa-Santos, P., Fazeris-Ferradosa, T., López, M., & Paredes, G. M. (2017). Recentes avanços e perspectivas futuras na modelação física e numérica aplicadas a estudos de sistemas de extração de energia do mar. *Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões*, 28, 63-72.
- Taveira-Pinto, F., Rosa-Santos, P., Rodríguez, C. A., López, M., Ramos, V., Xu, S., . . . Guedes-Soares, C. (2018). Optimization of wave energy converters in the OPWEC project. *Proceedings of the 4th International Conference on Maritime Technology and Engineering (MARTECH 2018)* (pp. 657-666). Lisbon: CRC Press.
- Taveira-Pinto, F., Vicinanza, F., Penchev, D., Ferrante, V., & Silva, R. (2014). Review of hydraulic performance studies on detached breakwaters. *Proceedings of the 3rd IAHR Europe Congress*. Porto: Portugal.
- Troch, P., Stratigaki, V., Arboleda, C., Wu, M., Rosa-Santos, P., Fazeris-Ferradosa, T., . . . Haerens, P. (2018). Large scale experiments to improve monopole scour protection design adapted to climate change - methodology and first results. *5th IAHR Europe Congress. New challenges in hydraulic research and engineering*. Trento. doi:10.3850/978-981-11-2731-1\_288-cd
- Whitehouse, R. (1998). *Scour at marine structures: A manual for practical applications*. London: Institution of Civil Engineers.
- Whitehouse, R., Brown, A., Audenaert, S., Bolle, A., Schoesitter, P., Haerens, P., . . . Taveira-Pinto, F. (2014). Optimising scour protection stability at offshore foundations. *Proceedings of the 7th International Conference on Scour and Erosion* (pp. 593-600). Pearth, Australia: CRC Press.
- Wind Europe. (2017). *Offshore Wind in Europe - key trends and statistics 2017*. Brussels: Wind Europe.

## **AVANÇOS RECENTES NA MONITORIZAÇÃO DE OBRAS MARÍTIMAS EM PORTUGAL**

### **RECENT ADVANCES IN LNEC'S MONITORING OF MARITIME WORKS IN PORTUGAL**

Capitão, Rui; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, rcapitao@lnec.pt*  
Lemos, Rute; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, rlemos@lnec.pt*  
Fortes, Conceição; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, jfortes@lnec.pt*  
Henriques, Maria; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, mjoao@lnec.pt*

#### **RESUMO**

Este artigo descreve um programa, sob responsabilidade do LNEC, de observação e monitorização sistemática de obras marítimas, denominado OSOM+, que tem sido aplicado com sucesso a um grande número de estruturas marítimas na costa continental portuguesa e no estrangeiro.

O programa OSOM+ inclui as seguintes componentes principais, para cada estrutura: inspeções visuais periódicas, com um técnico experiente; inspeções aéreas periódicas, com um VANT/drone; uma base de dados ANOSOM-GIS, para armazenar e/ou consultar informações obtidas nas campanhas de observação, bem como para diagnosticar os estados atual, de evolução e de risco da estrutura; uma aplicação informática móvel, portátil, para preenchimento em tempo real e visualização das informações da base de dados.

Esta metodologia, recentemente atualizada, engloba uma série de ferramentas e funcionalidades que são ilustradas neste documento com aplicações a um caso de estudo real, os quebra-mares de Faro-Olhão, na costa sul de Portugal.

#### **ABSTRACT**

This paper describes a programme under the responsibility of LNEC for the systematic observation and monitoring of maritime works that has successfully been applied to an extensive number of maritime structures on the Portuguese mainland coast and abroad.

The now-called OSOM+ programme comprises the following four main components for each structure: periodic visual inspections by an experienced technician; periodic aerial inspections with a UAV/drone; a ANOSOM-GIS database, to store and/or query obtained information on the observation campaigns, as well as to diagnose present, evolution and risk conditions of the structure; a mobile, portable, application, for real-time input and visualization of the database information.

This recently updated methodology encompasses a number of tools and functionalities that are illustrated in this paper with applications to a real case, the Faro-Olhão's entrance breakwaters, in the south coast of Portugal.

#### **1 - INTRODUCTION**

The National Laboratory for Civil Engineering (LNEC) has developed a programme for Systematic Observation of Maritime Works (OSOM+) for a set of rubble-mound breakwaters along the Portuguese coastline (Capitão *et al.*, 2018) and abroad. This monitoring programme follows a previous one, named OSOM, that was developed in the early 80's, Silva and Capitão (2015).

The objective of this kind of programmes is to monitor the behaviour of those maritime structures and recommend timely interventions for their maintenance and/or repair. Actually, in the design of this kind of maritime structures, in particular for rubble-mound breakwaters, it is assumed that during the lifetime of the structure damage may occur in some of its sections and therefore maintenance and repair works will be quite certainly needed. However, to successfully carry out these interventions, in a timely and cost-effective manner, it is imperative that the structures are observed and monitored in a systematic way throughout their lifetime. This enables one to follow up their structural behaviour and, through diagnosis analysis, to specify the most suitable (and preferably the less expensive) timespan to undertake any necessary intervention.

The current OSOM programme comprises the four main components below (with features recently introduced underlined):

- Periodic visual inspections by a trained technician, supported by systematic photos and video taking, all GPS-tagged;
- Periodic aerial inspections, through vertical-oriented photographs with an Unmanned Aerial Vehicle (UAV), or drone;
- The ANOSOM-GIS database, to store and/or query all information obtained during the visual and aerial inspections and to perform a diagnosis analysis of each section of the structures, namely its Present, Evolution and Risk Conditions. Based on this information, it is then possible to establish when, where and under what circumstances maintenance or repair works should be carried out;
- A mobile, portable, application, for real-time input and visualization of the database information obtained during visual and aerial inspections.

The OSOM+ was recently applied to Faro-Olhão's harbour entrance and to the Portimão harbour, both located on the south coast of Portugal, under the framework of a research contract between LNEC and the APS - Ports of Sines and the Algarve Authority, S. A.. Following the work of Capitão *et al.* (2018), the present paper describes the main features of the OSOM+ methodology and its application to the breakwaters of the entrance of Faro-Olhão's port.

## 2 - Faro-Olhão's entrance breakwaters

The Port of Faro is an important port infrastructure serving the Algarve region (APS, 2018). It is located in the south coast of Portugal, between the Atlantic Ocean and the Mediterranean, endowed for serving the region, and being essential for the Algarve economy. Its commercial quay, 200 m long, offers water depths of -8m (CD), and a covered storage capacity of 3.500 m<sup>2</sup>, and is equipped with three electric cranes, with capacity up to 12 tonnes (Figure 1).



Figure 1 - General view of Faro's harbour (APS, 2018)

The cement produced on the Cimpor plant, in Loulé, is the principal export cargo of this port, especially for Algeria and Cabo Verde. The port also handles rock, iron and tile, sent to Gibraltar, as well as the Algarve's carob, exported to England, the salt from Olhão, the rock-salt from Loulé and the tuna fish, exported to Japan.

The harbor is sheltered by two breakwaters, west and east, of variable sections, whose heads are distant of about 170 m and whose construction was completed in 1959 (Figure 2).

The so-called Faro-Olhão bar was opened artificially between 1928 and 1931, due to the construction of two breakwaters that were to be extended for the current bar opening of about 170 m between 1947 and 1955 (Silva, 2014). The average water depths at the section between the two breakwater heads has undergone a rapid evolution over the years, as there was a clear deepening of the bar from approximately -12.5 m (CD) to -28 m (CD), between 1972 and 1985.



Figure 2 – The east and west breakwaters of Faro’s harbour entrance, in the protected area of Ria Formosa

The east breakwater is of the rubble-mound type, about 990 m long, and reaches maximum depths at the head. It consists of two straight alignments connected by a concordance curve with a reduced radius. The approximate characteristics of the straight and curved sections are: straight alignment of the breakwater root with length of 260 m and direction S-77°-E; transition curve of 45 m and radius of curvature of 80 m; straight head alignment 650 m long with S-20°-O direction. The armour layer consists of rockfill with weights ranging between 40 and 150 kN in almost all of its length, of tetrapods of 160 kN in the final zone of the trunk and Antifer cubes of around the head of the breakwater.

The west breakwater is also of the rubble-mound type, is rooted in the east extremity of the Barreta Island, has a south orientation and a total length of 400 m, although its main section (the end of the breakwater, slightly curved) is only about 80 m long. The outer armour layer consists of rockfill whereas the inner layer uses cubic blocks.

### 3 - The OSOM+ program at Faro-Olhão harbour

#### 3.1 - Visual Observations

The visual inspection allows, in a fast and intuitive way, to follow the structural behaviour of the breakwaters. It also allows, through subsequent analysis and data diagnosis, to infer on the evolution of damage on the observed structure and on the likely need of interventions, thus preventing future structural problems. The visual inspection of the structure (Santos *et al.*, 2003) is made usually every year and/or whenever a strong storm/typhoon hits the structure. The main objective is to better characterize the present condition of the structure.

For that purpose, the structure is firstly divided into several sections, according to their different physical and functional characteristics. In general, each section corresponds to a different cross-section along the breakwater, with the head of the breakwater always considered as a section. For the Faro-Olhão’s breakwaters, there are four sections for the west breakwater (A, B, C and C1), and five sections for the east breakwater (D, E, F, G and H), see Figure 3.

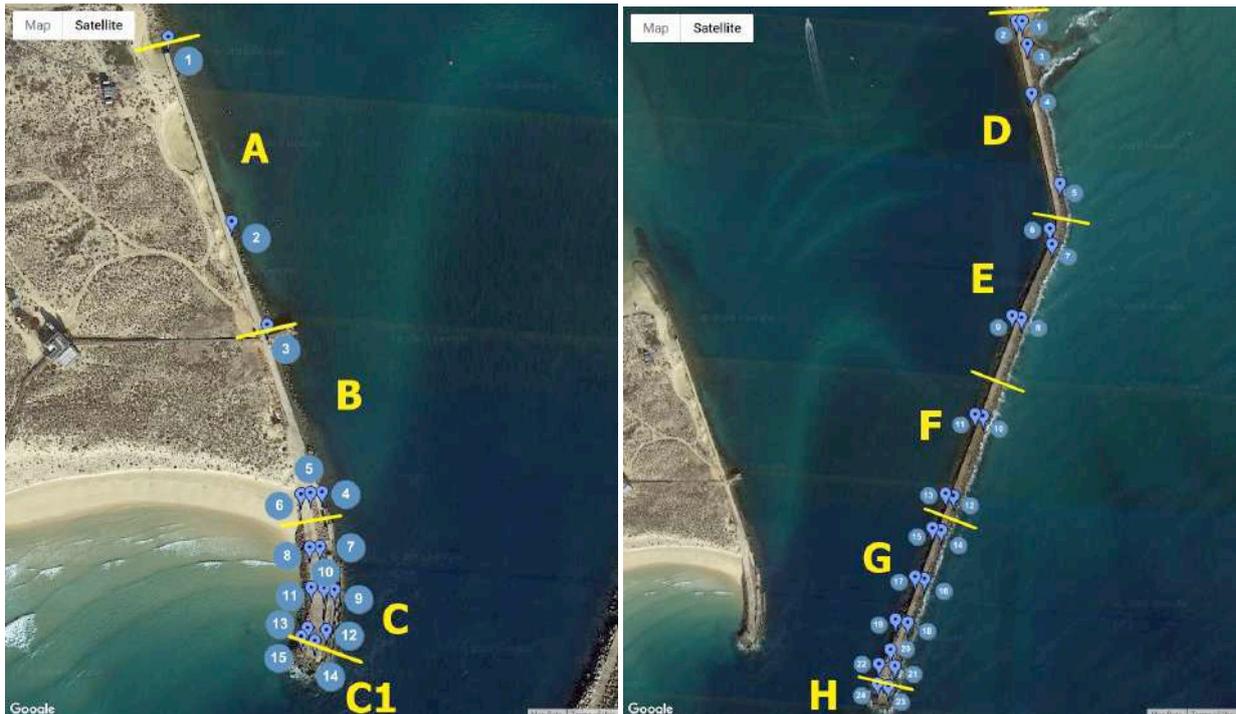


Figure 3 – Faro-Olhão's breakwaters with division into sections and visual observational points: west breakwater, sections A to C1 (left); east breakwater, sections D to H (right).

For each section, a set of notable points is established where photos and/or videos are taken in every campaign, with the same photo view parameters (notably the same camera focal length and view angle and the same photo framing). These points, in a total of 15 points for the west breakwater and 24 points for the east breakwater, are ink-marked on the breakwater in order to be used in subsequent campaigns.

At the field, the following main tasks are performed:

- a) visual observations are made by a technician who walks along the crest of the breakwater and looks at, at least, the following three main components of the breakwater: the outer armour layer, the superstructure and the inner armour (sometimes the filters may be seen). For each of these components, the observer is able to detect possible changes in the breakwater and its armour units, namely broken elements, changes in their placement, their relative location within the armour layers, etc., see Figure 4;
- b) a simple characterization is made by the technician. This characterization involves observing the deterioration of the breakwater elements due to the natural physical and chemical processes that is likely to occur in the harsh sea environment where these structures are located. All this information is then filled into a paper or electronic (using a mobile app) form. Each form usually corresponds to a single section of the structure and enables characterization of all its main components;
- c) a set of photos (and videos, if necessary) is taken at notable, predefined, points, shown in Figure 3. These photos are taken systematically, at exactly the same predefined locations and directions, through use of GPS-tagging provided by the GPS equipment. Also, the observer compares, in situ, the current state of the section at that location/direction and compares with previous photos taken in the last campaign, if available, see Figure 4. In addition, 360° handheld videos may be made for selected points that, during the course of the campaign, are somewhat considered relevant to better illustrate and characterize the present condition of the observed component, section or even the whole structure. Figure 5a and Figure 5b show photographs taken at a predefined point of Faro-Olhão's east breakwater (point 19, located in the interior part of section G), according to the southwest and northeast approximate directions, respectively.



Figure 4 – Visual observation technique used in the Faro-Olhão's east breakwater



Figure 5 – Systematic photographs taken at predefined points. Case of Faro-Olhão's east breakwater, point 19, according to two predefined directions: a) southwest; b) northeast

In general, in order to have the maximum depth of the armour slope visible to the observer, the visual inspections should be carried out preferably during low tide. Also, it is important to guarantee the security of the observer, so that the inspections should be performed under good weather conditions and, preferably, also under calm sea wave conditions.

The west breakwater shows a number of damaged areas, namely at sections C and C1 (near the breakwater head), at point 12 (Figure 6a), and point 15 (Figure 6b), where one can see large, varying, cracks and settlements on the breakwater's slabs and units.



Figure 6 – Faro-Olhão’s west breakwater – Sections with problems (see also Figure 3b): a) Point 12 (section C, interior); b) Point 15 (section C1, exterior)

For the east breakwater, three sections (F, G and H) clearly show problems, with a number of damaged areas clearly visible, although the most damaged sections are the latter two.

Considering the more relevant, main damages are located in section F, at several locations (see example in Figure 7a for point 10), in section G, mainly its last part, covered with tetrapods (see example in Figure 7b for point 19 and Figure 7c for point 22) and in section H, namely at the interior part of the breakwater head (see example in Figure 7d for point 24). It is clear from previous observations, when compared with the present one, that some units of these three sections have been removed in the recent years.

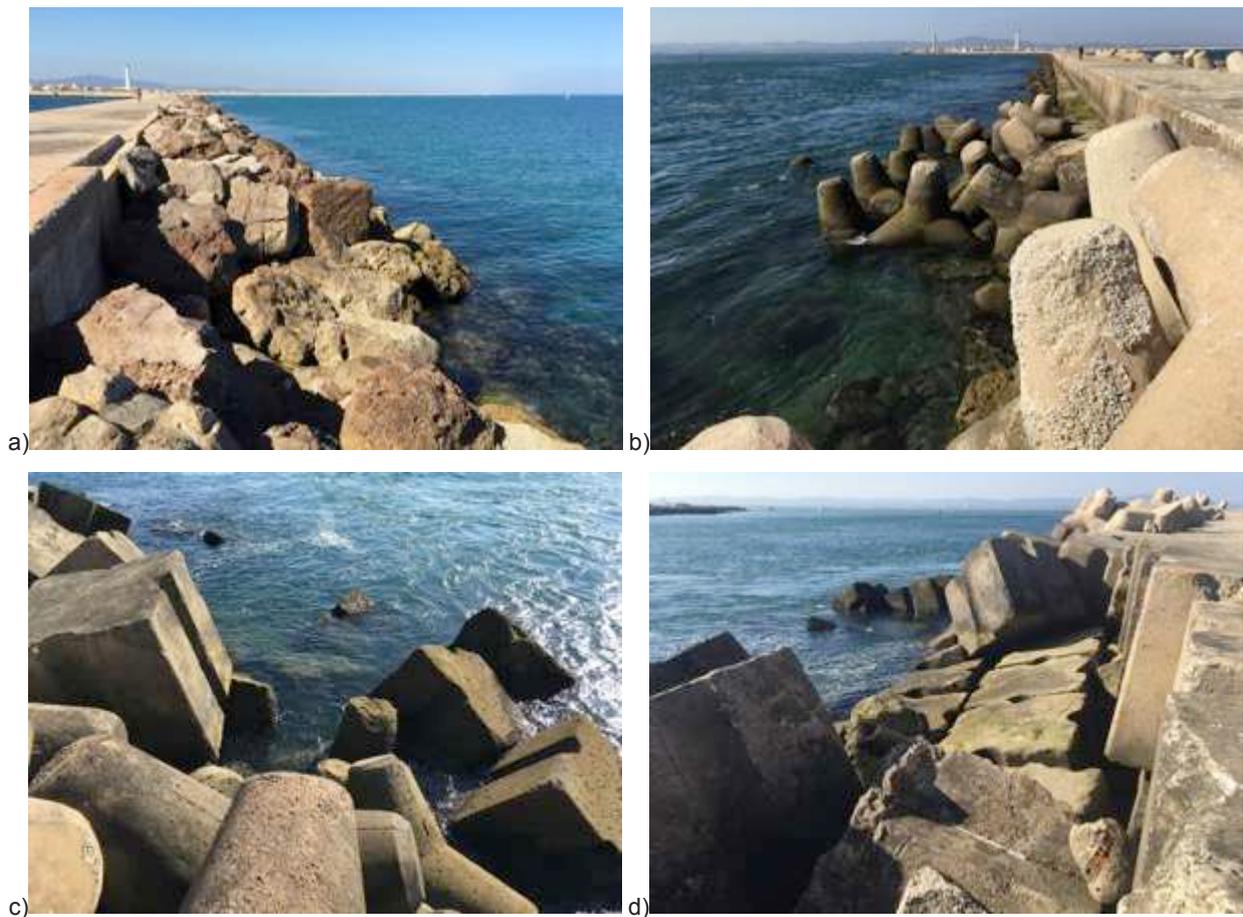


Figure 7 – Faro-Olhão’s east breakwater – Sections with problems (see also Figure 3a): a) Point 10 (section F, exterior); b) Point 19 (section G, interior); c) Point 22 (section G, interior); d) Point 24 (section H, interior)

### 3.2 - Aerial surveys

The use of a UAV/drone (Henriques *et al.*, 2014, 2016), provides more detailed and accurate information on the condition of the structures, but it also allows a better assessment of the evolution of the structures' envelopes as it produces more relevant representative profiles of the most problematic zones of the structures.

LNEC uses a professional UAV, model DJI Inspire V1 Pro, supporting a 12Mpixel ZENMUSE X3 camera. This UAV performs aerial photographic surveys of the maritime structures, being the flight plan established a priori at office (Figure 8). Due to the proximity of the airport of Faro, the Portuguese Aviation Authority authorized flights of up to 30 m of altitude only.

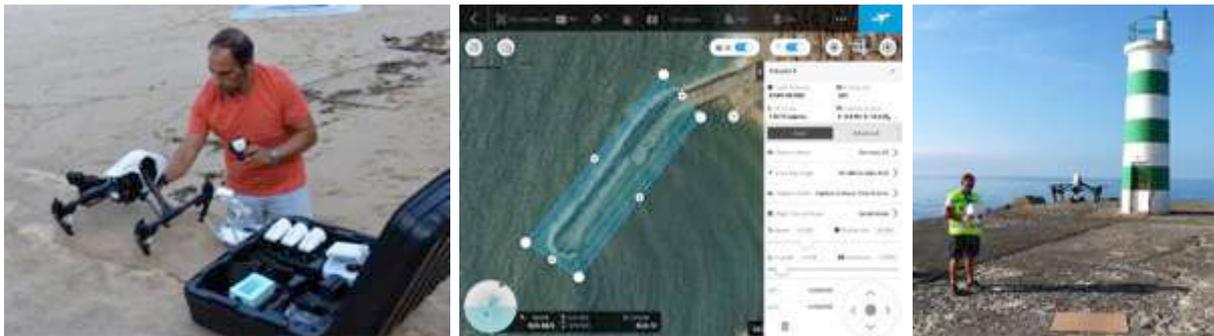


Figure 8 – Preparing an UAV flight (left), with flight plan (middle), and beginning of the flight survey (right)

The results of these observation campaigns are the individual aerial photographs, captured in a regular pattern and in the vertical direction (nadir), as well as the respective orthomosaic (i.e., each photo was corrected from geometric distortions and was orthorectified; then sections of these were stitched, forming the orthomosaic) and a point cloud from which the numerical surface model of the structure is derived. This complements the information obtained in visual observation campaigns and provides substantially more detailed information on the structure, since it covers hidden perspectives from a human observer walking on the structure.

In order to georeference the obtained models and to allow comparisons between surveys or models taken in different dates, it is always necessary to obtain data pertaining to specific positions on the structure called ground control points (GCP), by using high-resolution positioning equipment (a pair of GNSS receivers and/or a total station, with sub-centimetre accuracy). When the total station is used, which allows a higher internal accuracy, it is necessary to complement the observations with the coordination of two points by GNSS (static mode, more accurate than RTK) for transformation of the coordinates in the National reference frame. In this case, the GCP are located in the superstructure (the crown wall), and sometimes also on the units of the armour layers (Figure 9). Note that it is mandatory that all GCP must be recognizable in the photos.

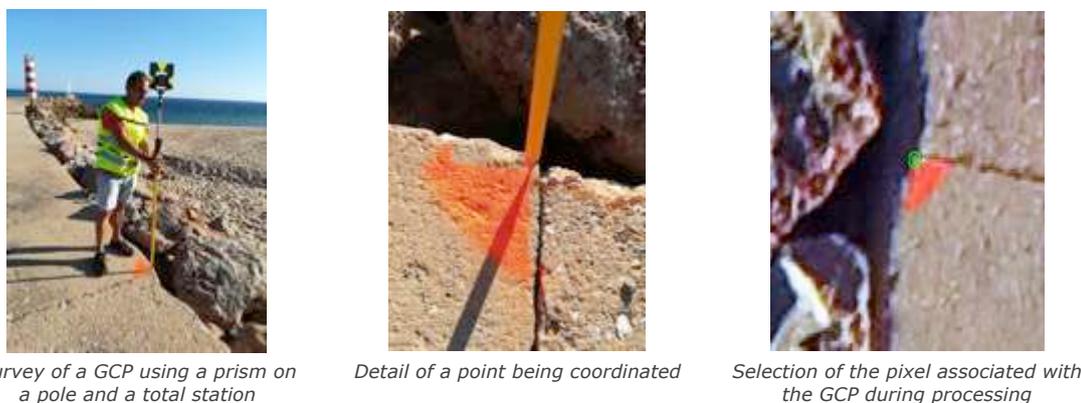


Figure 9 – Survey of Ground Control Points on the superstructure and on one of the units of the armour layer

The flights were automatic, programmed to be performed at an altitude of 30m and with an overlap of 80%. They were made during low tide to maximize the visible area above water. During the flights, 176 photos, for the west breakwater, and 720 photos, for the east breakwater, were taken by the drone (see some examples of photos in Figure 10). For both breakwaters the photogrammetric

software Micmac (Rupnik *et al.*, 2017) was used to produce the two orthomosaics (with pixel size of around 1.5 cm) shown in Figure 11 and Figure 12, respectively, and two point clouds (not shown in this paper).



Figure 10 – Aerial photos of Faro-Olhão’s breakwaters. West breakwater (left) and east breakwater (right). Drone campaigns of July 2018 25<sup>th</sup> and 26<sup>th</sup>



Figure 11 – Orthomosaic (with detail) of the west breakwater of Faro-Olhão for drone campaign of July 25<sup>th</sup> 2018

Orthomosaic (with details) of the east breakwater of Faro-Olhão for drone campaign of July 26<sup>th</sup> 2018



Figure 12 – Orthomosaic (with details) of the east breakwater of Faro-Olhão for drone campaign of July 26<sup>th</sup> 2018

Figure 13 shows the contour maps generated from the point clouds for west and east breakwaters. Also, profiles at more vulnerable points of the structure may be produced: see Figure 14 for an example of two profiles (P1 and P2) of current campaign. To monitor the breakwater evolution, point clouds of different campaigns may be compared and areas and volumes of changed sections may be computed.

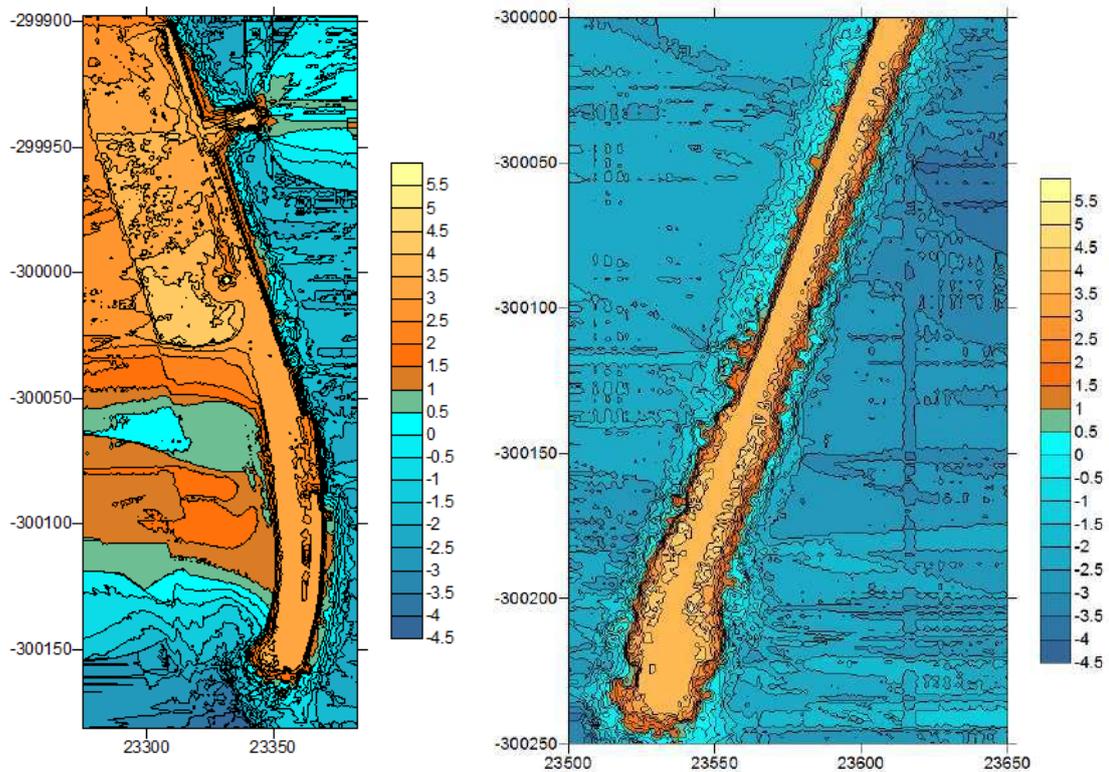


Figure 13 – Contour maps Faro-Olhão's breakwaters. Detail of west breakwater (left) and east breakwater (right)

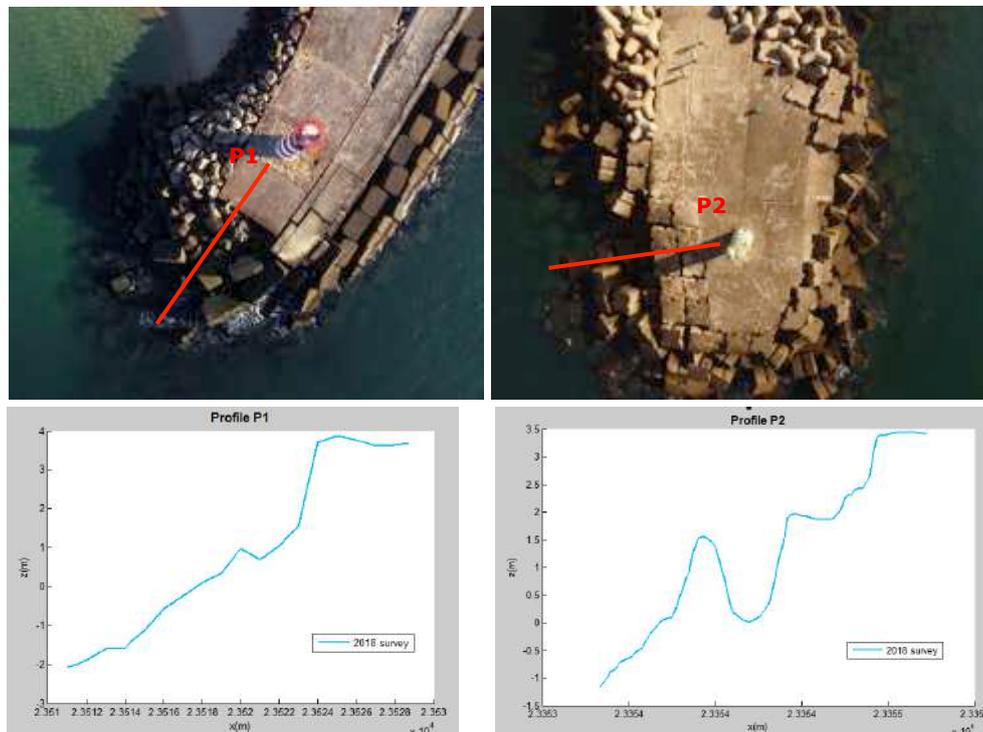


Figure 14 – Profiles (P1 and P2) of vulnerable sections of Faro-Olhão's breakwaters for campaigns of July 2018 25<sup>th</sup> and 26<sup>th</sup>. West breakwater (left) and east breakwater (right)

### 3.3 - ANOSOM\_GIS database

The associated OSOM+ database, grounded on the previous ANOSOM database (Reis & Silva, 1995; Santos *et al.*, 2003, Lemos & Santos, 2007) is now enhanced with a GIS interface and currently serves as an online tool for querying information on each section of the breakwater (Lemos *et al.*, 2016).

The main features of this now-called ANOSOM\_GIS database are:

- The storage, query and analysis of the information collected on the already observed breakwaters, in particular the data from the visual and drone observation campaigns as well as design project data and materials;
- The diagnosis of the structure, by processing the present condition of the section of the breakwater, as well as the evolution condition (corresponding to the degree of evolution for a certain period of time) and the risk condition (associated to the lack of intervention) for each section. This process is based on the application of properly calibrated pre-specified criteria.

ANOSOM\_GIS database (Lemos *et al.*, 2016) makes use of geographical information systems (GIS), allowing the assessment of the information stored in the database projected on a basemap, making use of information layers. Figure 15 shows a flow chart representing the currently implemented modules (with white foreground), as well as the modules to be implemented in the future (with pink foreground). In the interface base map, by selecting a layer and a corresponding section, it is now possible to check the information related to each section. Figure 16, Figure 17 and Figure 18 illustrate search operations on the database regarding, respectively, geometrical characteristics, construction materials and risk condition of both Faro-Olhão's breakwaters.

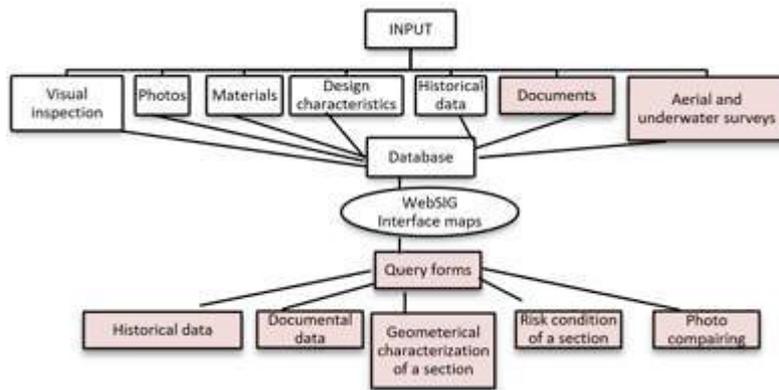


Figure 15 - Flow chart of the ANOSOM\_GIS database

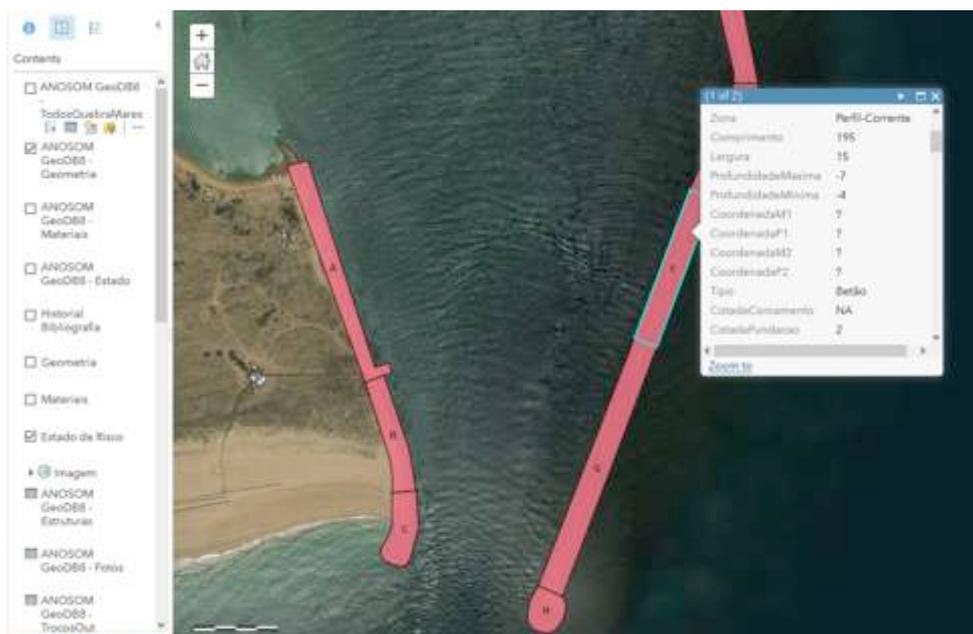


Figure 16 - Searching in ANOSOM\_GIS interface for geometrical characteristics of Faro-Olhão's breakwaters

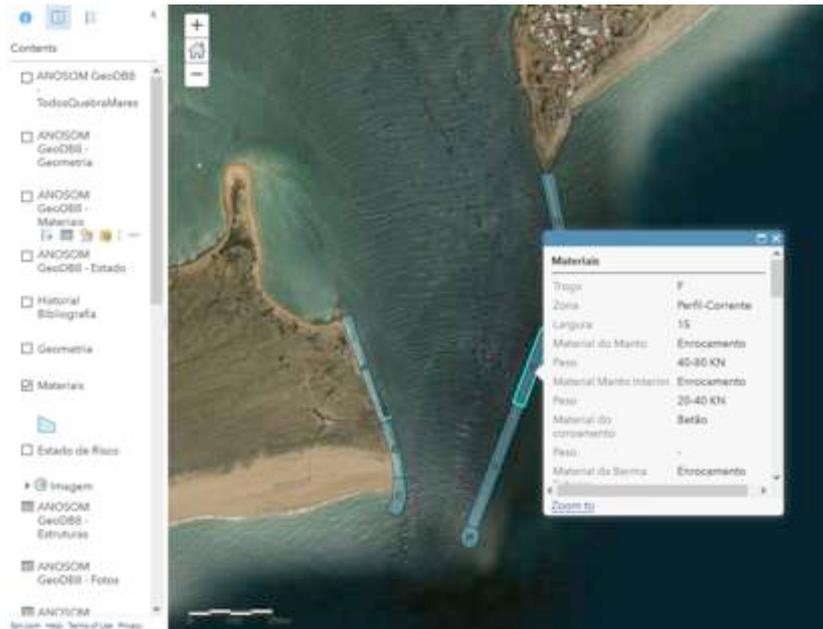


Figure 17 – Searching in ANOSOM\_GIS interface for construction materials of Faro-Olhão’s breakwaters

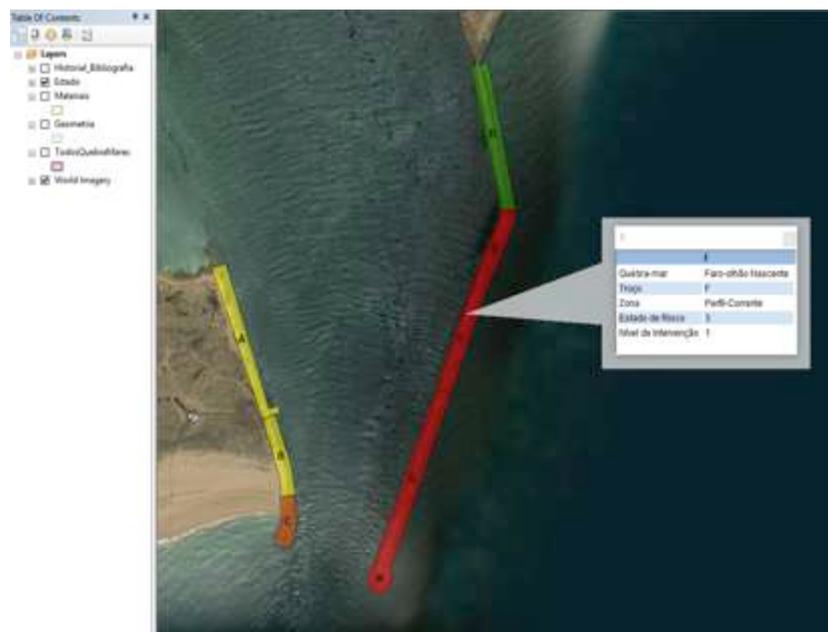


Figure 18 – Searching in ANOSOM\_GIS interface for risk condition of Faro-Olhão’s breakwaters

The ANOSOM\_GIS database, which was initially fed with info related to the structure’s project design only (project drawings, existing hydrographic surveys, underwater inspections, aerial photographs, historical data, etc.), was recently fed with information collected in the different observation campaigns and whenever changes resulting from relevant interventions on the structure were identified.

## 5 CONCLUSIONS

In this paper, the OSOM+ methodology was applied to Faro-Olhão’s harbour entrance, describing some of the main new features of the methodology and the obtained results for that real case.

The continued application of the OSOM+ methodology to other breakwaters considered in the programme will allow one to calibrate the evaluation criteria for interventions nation-wide. Those criteria are now being developed based on the quantitative information provided by the drones. This information will feed the also improved ANOSOM\_GIS database. During field campaigns, the use of a

Web-GIS mobile application (not described in this paper, under development, Maia *et al.*, 2016) also streamlines the programme processes and will increase productivity and efficiency of the inspections. In the end, both the provider of this information (LNEC) and the end-users (e.g., port and harbour administrations) will benefit from a more accurate information on the structural conditions in a predominantly quantitative nature, which complements the already existing detailed qualitative information obtained during the visual observation campaigns.

The OSOM+ is now able to evaluate the structures' risk condition during its lifetime and, based on it, to enable adequate planning of the maintenance and/or repair works to be done. This is extremely important from the management and planning standpoints. In fact, the timely identification of an anomalous behaviour of a maritime structure (e.g., an excessive movement of the armour layer) may allow for immediate or planned actions, which, in turn, avoid further degradation of the structure.

## ACKNOWLEDGMENTS

The authors wish to thank to APS - Ports of Sines and the Algarve Authority, S. A. for authorizing the use in this paper of some of the results of visual and aerial campaigns, that took place in Faro-Olhão's breakwaters on July 25<sup>th</sup> and 26<sup>th</sup> 2018. Luis Gabriel Silva, Hugo Silva and Nádia Braz, from LNEC, are acknowledged for their help during the Faro-Olhão's campaigns.

The authors also acknowledge the scientific support of *Fundação para a Ciência e a Tecnologia* (FCT) through projects "BSAFE4SEA – Breakwaters SAFETY control through a FORecast and decision support SystEm Analysis" and "To-SEAlert – Wave overtopping and flooding in coastal and port areas: Tools for an early warning, emergency planning and risk management system".

## REFERENCES

- APS (2018). Webpage: <http://www.portodefaro.pt/en>. Accessed on October 2018 22<sup>nd</sup>.
- Capitão, R.; Lemos, R.; Henriques, M.J.; Fortes, C.J.E.M.; Neves, M.G.; Silva, L.G. & Reis, M.T. (2018). Systematic observation of maritime works. The new OSOM+. In Proc. 5as Jornadas de Engenharia Hidrográfica, Lisbon, 19-21 June, pp. 466-469.
- Henriques, M.J.; Fonseca, A.; Roque, D.; Lima, J.N. & Marnoto, J. (2014). Assessing the quality of an UAV-based orthomosaic and surface model of a breakwater. In Proc. FIG Congress 2014, Kuala Lumpur. [http://www.fig.net/resources/proceedings/fig\\_proceedings/fig2014/techprog.htm](http://www.fig.net/resources/proceedings/fig_proceedings/fig2014/techprog.htm).
- Henriques, M.J.; Roque, D. & Santos, A.V. (2016). Monitorização de quebra-mares com veículos aéreos não tripulados. In Proc. I Seminário Internacional UAV, Lisbon, Portugal, 10pp. <https://uav2016.weebly.com/>
- Lemos, R. & Santos, J.A. (2007). ANOSOM - Análise da observação sistemática de obras marítimas. In Proc. 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, Lisbon, 11-12 October.
- Lemos, R.; Silva, J.; Fortes, C.J.E.M.; Reis, M.T. & Lopes, P. (2016). A aplicação ANOSOM\_SIG como ferramenta de gestão de risco em estruturas de proteção costeira e portuária. In Proc. 4as Jornadas de Engenharia Hidrográfica, Lisbon, 21-23 June, pp. 409-412.
- Maia, A.; Rodrigues, A.; Lemos, R.; Capitão, R. & Fortes, C.J.E.M. (2017). A Web platform for the systematic monitoring of coastal structures. In Proc. GISTAM 2017, Porto, pp. 102-111.
- Reis, M.T. & Silva, L.G. (1995). Systematic Observation of Maritime Works. ANOSOM Database: User's Manual. Report NPP, LNEC, Lisbon.
- Rupnik, E., Daakir, M. & Pierrot Deseilligny, M. (2017). MicMac – a free, open-source solution for photogrammetry Open Geospatial Data, Software and Standards 2: 14. <https://doi.org/10.1186/s40965-017-0027-2>.
- Santos, J.A.; Neves, M.G. & Silva, L.G. (2003). Rubble-mound breakwater inspection in Portugal. In Proc. Coastal Structures '03, Melby, J.F. (Ed.), Portland, ASCE, pp. 249-261.
- Silva, L.G. (2014). Observação Sistemática de Obras Marítimas. Quebra-mares de proteção da entrada da barra de Faro-Olhão. Report 249/2014 - DHA/NPE, LNEC, Lisbon.

Silva, L.G. and Capitão, R. (2015). OSOM. Estruturas Marítimas da Costa Oeste de Portugal Continental. Campanhas de Observação Visual Efetuadas em 2015. Report 369/2015 - DHA/NPE, LNEC, Lisbon.



## **ENSAIOS DE AGITAÇÃO NO PORTO DE LEIXÕES EM CENÁRIO DE ALTERAÇÃO CLIMÁTICA**

### **WAVE DISTURBANCE TESTS IN THE PORT OF LEIXÕES ON A CLIMATE SCENARIO**

Silva, Miguel; *Escola Profissional de Ciências Geográficas, Lisboa, Portugal, 96masilva@gmail.com*  
Fortes, Conceição J.E.M.; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, jfortes@lnec.pt*  
Lemos, Rute; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, rlemos@lnec.pt*  
Neves, Graça; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, gneves@lnec.pt*  
Caeiro, Carlos; *Escola Profissional de Ciências Geográficas, Lisboa, Portugal, carlos.caeiro@epcg.pt*

#### **RESUMO**

Para caracterizar a agitação marítima no Porto de Leixões após o prolongamento do quebra-mar exterior, sob condições de alterações climáticas foi realizado um extenso grupo de ensaios em modelo físico tridimensional de agitação, num tanque do LNEC, à escala 1:80, representando-se toda a bacia portuária e o prolongamento do quebra-mar exterior do Porto de Leixões. Foram realizados ensaios com diferentes condições de agitação incidente para o rumo W e com dois níveis de maré, que correspondem ao nível médio e a preia-mar com uma sobrelevação representativa dos efeitos das alterações climáticas e da sua influência na agitação marítima. Foi medida a agitação em 30 pontos localizados na entrada do porto e no interior da bacia portuária e analisou-se o abrigo da bacia portuária com a ampliação do quebra-mar norte e as diferenças entre o abrigo para os dois níveis de maré ensaiados.

As principais conclusões dos ensaios realizados foram que os maiores valores de alturas de onda ocorreram na zona exterior e de entrada do porto, diminuindo para o seu interior. Ao longo do canal de navegação, as alturas de onda vão diminuindo e no interior do porto obtiveram-se valores da altura de onda pequenos. A subida do nível do mar, para as condições ensaiadas, não afeta significativamente a agitação no interior da bacia portuária. No entanto, no exterior e zona de entrada do porto contribui para alterações da agitação que diferem consoante o período de pico e a altura de onda significativa incidente.

#### **ABSTRACT**

In order to characterize the sea wave characteristics in the Port of Leixões after the extension of the outer breakwater under conditions of climatic changes, an extensive group of tests was carried out in a three-dimensional physical model of agitation in a 1:80 scale. The tests were made at a LNEC's tank, reproducing the entire port basin and the extension of the outer breakwater of the Port of Leixões. Tests were carried out with different incident wave conditions coming from W and with two tide levels, corresponding to the average tide level and to the high tide level with elevation, as a climatic changes effect and its influence on the wave parameters. The wave characteristics were measured in 30 points located from the entrance of the port to the interior of the port basin. The shelter of the port basin with the expansion of the north breakwater was analyzed as well as the differences between the results for the two tide levels tested.

The main conclusions of the tests were that the highest values of wave heights occurred in the outer zone and at the entrance of the port, decreasing towards the interior. Along the navigation channel, the wave heights are decreasing and inside the port small values of the wave height were obtained. Rising sea levels for the conditions tested do not significantly affect waves inside the port basin. However, outside the port and at port entry zone, such increase on the sea level contributes to differences on wave characteristics that depend on the peak period and the significant incident wave height.

#### **1 - Introdução**

O Porto de Leixões, localizado na costa norte de Portugal, é um dos maiores do país, recebendo diariamente um grande número de navios de grandes dimensões. O crescimento económico que se perspetiva a nível mundial leva a antecipar que o número de navios e a sua dimensão continuarão a aumentar nos próximos anos.

Nesse sentido, a APDL – Administração dos Portos do Douro, Leixões e Viana do Castelo, S.A. (APDL) pretende prolongar o seu quebra-mar principal (exterior) bem como promover o aprofundamento e

alargamento do canal de acesso da bacia de rotação do porto de modo a criar as condições de abrigo e segurança necessárias para permitir a receção no porto de Leixões de navios com 300 m de comprimento, 40 m de boca e 13,5 m de calado.

Para estudar a agitação marítima no interior do porto recorreu-se, entre outros, à modelação física. Para tal, foi efetuado um modelo físico da zona envolvente do porto de Leixões bem como do seu molhe principal num dos tanques do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Neves et al. (2017). Considerou-se uma configuração para o prolongamento do quebra-mar exterior do Porto de Leixões com 300 m de comprimento e com um ângulo de abertura de 20º relativamente ao alinhamento do quebra-mar existente. A restante configuração portuária foi proposta pela APDL (2016).

A exploração do modelo reduzido foi realizada de acordo com a lei de semelhança de Froude, tendo sido utilizada a escala geométrica de 1:80. Testaram-se várias alturas de onda significativa ( $H_s=2, 3$  a 4 m), períodos de pico da onda incidente ( $T_p=10$  s, 14 s e 16 s) e duas direções de onda (W e SW), para o nível de maré correspondente ao nível médio e procedeu-se à medição da elevação da superfície livre, com recurso a sondas resistivas, em diferentes pontos da bacia. Com base nos resultados dos índices de agitação obtidos nos ensaios, foi possível concluir que, para as condições ensaiadas e em geral, o abrigo concedido pelo prolongamento do quebra-mar exterior no canal de navegação e na bacia portuária é maior para a agitação proveniente de W do que para a agitação de SW e para os períodos de pico de 14 s e 16 s (que apresentam resultados semelhantes), do que para  $T_p=10$  s. Tal como seria de esperar, verifica-se uma tendência de diminuição dos valores dos índices de agitação à medida que a agitação se propaga para o interior da bacia portuária.

Naqueles ensaios o número de pontos considerado foi de 8, o que não permitia uma caracterização espacial detalhada da agitação no interior do porto, embora da informação considerada relevante e suficiente para os objetivos propostos. Além disso, não foi testado um nível de maré (o nível médio) que tivesse em conta cenários de alterações climáticas correspondentes a uma possível subida do nível do mar.

Assim, para completar o trabalho realizado, procurou-se avaliar o impacto do futuro prolongamento do quebra-mar exterior do Porto de Leixões nas condições de abrigo do porto, considerando dois cenários de nível do mar: o cenário atual de nível médio do mar e o cenário de sobrelevação do nível de preia-mar, resultante de possíveis alterações climáticas, procurando uma melhor caracterização da agitação no interior do porto através da medição da agitação num maior número de pontos.

Para o efeito, foram realizados ensaios de agitação em modelo físico tridimensional considerando agitação incidente com diferentes alturas de onda significativas (4) e períodos de pico (3) e dois níveis de maré: o nível médio e o nível de preia-mar com sobrelevação, Silva (2018). A direção de agitação considerada foi a de oeste (W). Efetuaram-se medições da agitação marítima em 30 pontos localizados no porto, nomeadamente na bacia portuária, no canal de acesso ao porto, no terminal de cruzeiros, no terminal petrolífero e ainda nas imediações do quebra-mar exterior.

Com os resultados obtidos nos ensaios, foi possível avaliar:

- a proteção concedida pelo prolongamento do molhe no interior do porto, para cada condição de agitação incidente testada;
- o impacto da subida do nível do mar correspondente a um possível cenário de alterações climáticas nas condições do abrigo do porto.

Nesta comunicação descrevem-se os ensaios de agitação realizados no modelo bem como os resultados obtidos.

## **2 - O porto de Leixões**

O porto de Leixões (Figura 1), fica situada a cerca de 4 km a norte da foz do Rio Douro e nas proximidades da cidade do Porto, sendo enquadrado pelas povoações de Leça da Palmeira a norte, e Matosinhos a sul. O porto de Leixões é a maior infraestrutura portuária da Região Norte de Portugal e uma das mais importantes do país, dispondo de boas acessibilidades marítimas, rodoviárias e ferroviárias, bem como de modernos equipamentos e avançados sistemas informáticos de gestão de navios.



Figura 1 - Vista aérea do porto de Leixões

Ao beneficiar de uma localização estratégica, o porto de Leixões tem uma posição privilegiada no contexto do sistema portuário europeu. Opera 365 dias por ano, usufruindo de uma barra permanentemente aberta ao tráfego portuário. A carga movimentada pelo porto, de cerca de 18 milhões de toneladas de mercadorias por ano, representa 25% do comércio internacional português. Pelo porto passam cerca de três mil navios por ano e todo o tipo de cargas, das quais se destacam: têxteis, granitos, vinhos, madeira, automóveis, cereais, contentores, sucata, ferro e aço, álcool, aguardente, açúcares, óleos, melaços, produtos petrolíferos e ainda passageiros de navios de cruzeiro.

O porto é constituído por 2 molhes que protegem 3 terminais petrolíferos, 1 terminal de cruzeiros, 1 porto de pesca e 1 marina (Figura 1). De modo a aumentar as condições de abrigo que permitam a entrada de navios porta-contentores até 300 m de comprimento, 40,2 m de boca e 14,0 m de calado, foi sentida pela APDL a necessidade de prolongar o quebra-mar exterior do Porto de Leixões e, conseqüentemente, a necessidade de realização de ensaios em modelo físico para a caracterização da agitação no acesso ao porto e na sua bacia portuária.

### 3 - Ensaios em modelo físico

#### 3.1 - Batimetria e elementos reproduzidos

O modelo físico reduzido de agitação foi construído nas instalações experimentais do Departamento de Hidráulica e Ambiente (DHA) do LNEC, num tanque de ondas do Pavilhão de Hidráulica Marítima, Figura 2, com as dimensões de 44,0 x 23,0 m<sup>2</sup>, equipado com 4 geradores móveis de ondas irregulares com 6,0 m de comprimento cada, para profundidades de água até 75 cm.

Na construção do modelo reduzido, Figura 2, foi utilizada a escala geométrica de 1:80 e foram reproduzidos os seguintes elementos:

- Totalidade da bacia portuária até à Foz do Rio Leça;
- Totalidade dos terraplenos portuários da bacia portuária representada;
- Obras de proteção da agitação marítima atuais e o prolongamento do quebra-mar exterior em 300 m com um ângulo de 20º face ao seu alinhamento atual;
- Fundo fixo até à cota -20 m (ZHL).

A reprodução dos fundos foi feita de acordo com a batimetria e informações fornecidas pela APDL (APDL, 2016), Figura 2. Foi considerado um canal de acesso à cota -16,85 m (ZHL) e a bacia de rotação à cota -15,5 m (ZHL).



Figura 2 - Vista do modelo físico de agitação do Porto de Leixões com prolongamento do molhe norte.

### 3.2 - Condições de agitação ensaiadas e equipamento utilizado

Nos ensaios em análise foi reproduzida uma direção de agitação incidente, sobre a batimétrica -20.0 m (ZHL), correspondente a 270º (W), à qual se associou a reprodução de 3 valores de período de pico do espectro,  $T_p$ , de 10 s, 14 s e 16 s. Associados a cada um dos três períodos de pico de espectro considerados e a cada direção, foram efetuados ensaios com três valores de altura de onda significativa,  $H_s$ , próximos de 2 m, 3 m, 4 m e 6 m à saída do gerador de ondas irregulares, ou seja, sobre a batimétrica -20,0 m (ZHL). Cada um dos valores de  $H_s$  atuou no modelo durante um período correspondente a 3 horas no protótipo (aproximadamente 20 minutos no modelo físico). Os ensaios foram realizados para dois níveis de maré, correspondentes ao nível médio, +2,0 m (ZHL) e ao nível correspondente a preia mar com sobrelevação, 4,75 m (ZHL).

No Quadro 1 apresenta-se um resumo das condições de ensaio realizadas.

Quadro 1 – Condições de ensaio realizadas nos ensaios de agitação

NM = 2,0 m (ZHL)					PM = 4,75 m (ZHL)				
Hs (m) \ T(s)	10	14	16		Hs (m) \ T(s)	10	14	16	
2	x	x	x		2	x	x	x	
3	x	x	x		3	x	x	x	
4	x	x	x		4	x	x	x	
6	x	x	x		6	x	x	x	

Para a verificação da tranquilidade portuária da bacia protegida pelo quebra-mar exterior prolongado em 300 m com o alinhamento de 20º face ao quebra-mar atual, procedeu-se à medição das características da agitação marítima, com sondas de condutância, para cada uma das condições de agitação marítima incidente atrás referidas.

A medição foi feita em dois pontos à saída do gerador, na batimétrica de -20.0 m (ZHL) e em 5 grupos de pontos (Figura 3), cada um dos quais com 6 pontos cada, perfazendo um total de 32 pontos.

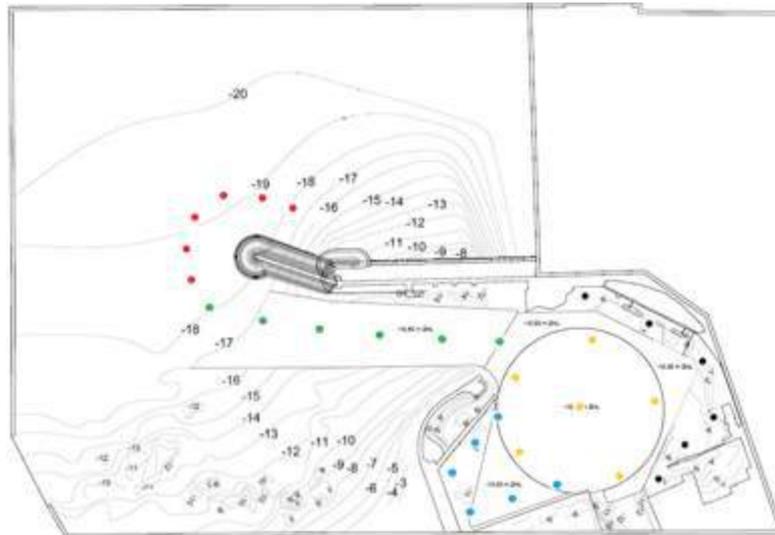


Figura 3 – Grupos de pontos de medição da agitação no modelo físico de agitação do Porto de Leixões

Os procedimentos necessários à realização dos ensaios são:

- Verificação do nível de água correspondente ao nível de maré pretendido;
- Ligar (desligar) o gerador de ondas;
- Calibração de sondas;
- Realização do ensaio;
- Tratamento da agitação.

Todos os ensaios foram repetidos, perfazendo um total de ensaios realizados de 250.

#### 4 - Resultados dos ensaios de agitação em modelo físico

##### 4.1 - Alturas de onda significativas

Os resultados dos ensaios realizados foram analisados em termos de alturas de onda significativas,  $H_s$ , medidas nos pontos distribuídos na bacia portuária e imediações do talude exterior do quebra-mar.

Na Figura 4 e na Figura 5 apresenta-se a variação da altura de onda significativa ao longo dos pontos correspondentes aos cinco grupos de sondas para as condições de agitação incidente ensaiadas e para o nível de maré de +2,0 m (ZHL) e +4,75 m (ZHL), respetivamente.

De acordo com os resultados das alturas de onda significativas obtidos e apresentados na Figura 4 e na Figura 5, constata-se que:

- Em geral, a proteção concedida pelo quebra-mar exterior no canal de navegação e na bacia portuária é muito semelhante para todos os  $T_p$  ensaiados;
- Verifica-se uma tendência de diminuição dos valores das alturas de onda à medida que a agitação se propaga para o interior do porto;
- Em geral, verifica-se que o grupo onde se mediram as maiores alturas de onda significativas é o Grupo 1 (em redor da cabeça do quebra-mar exterior, em frente ao batedor), seguido do Grupo 2 (ao longo do canal de acesso do porto). Os grupos 4 (que percorre o Terminal Petrolífero, posto B e C\* até a Marina), 5 (situado na Bacia portuária) e, finalmente, o 3 (no terminal de cruzeiros) apresentam valores significativamente inferiores aos restantes grupos;
- A bacia portuária goza de uma boa tranquilidade, na medida em que a agitação marítima aí medida é bastante inferior à altura de onda incidente.

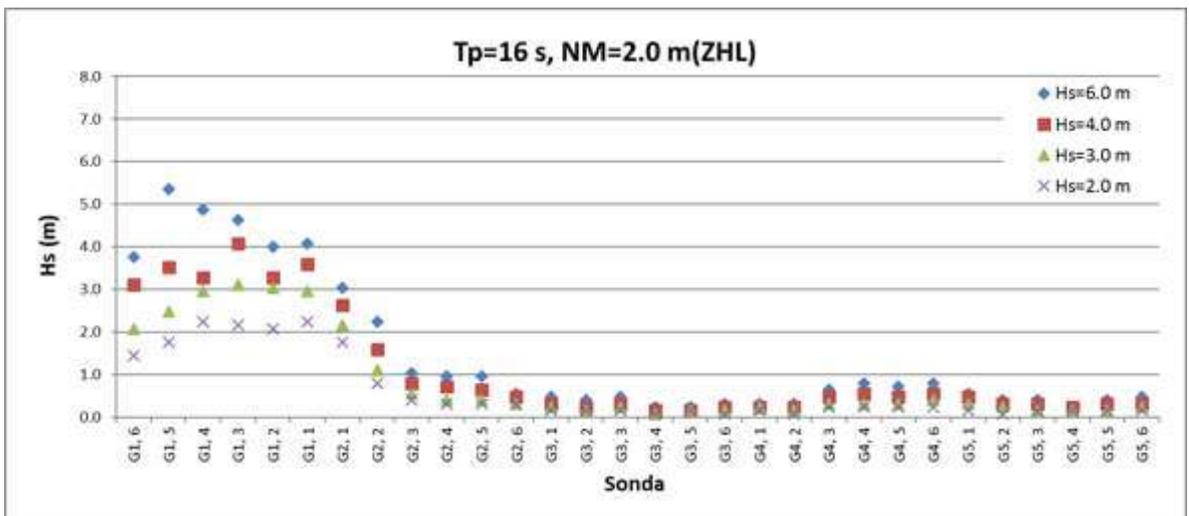
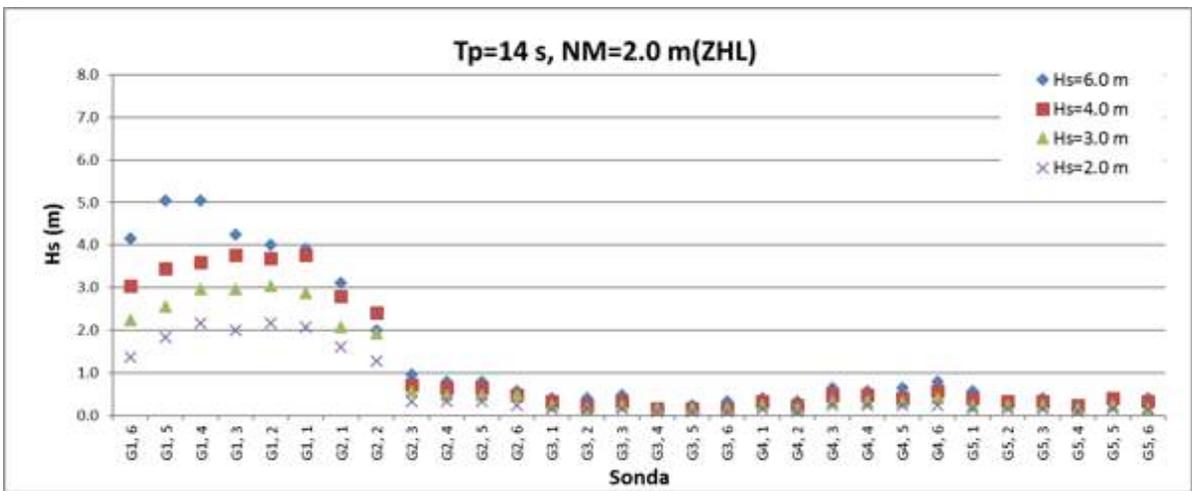
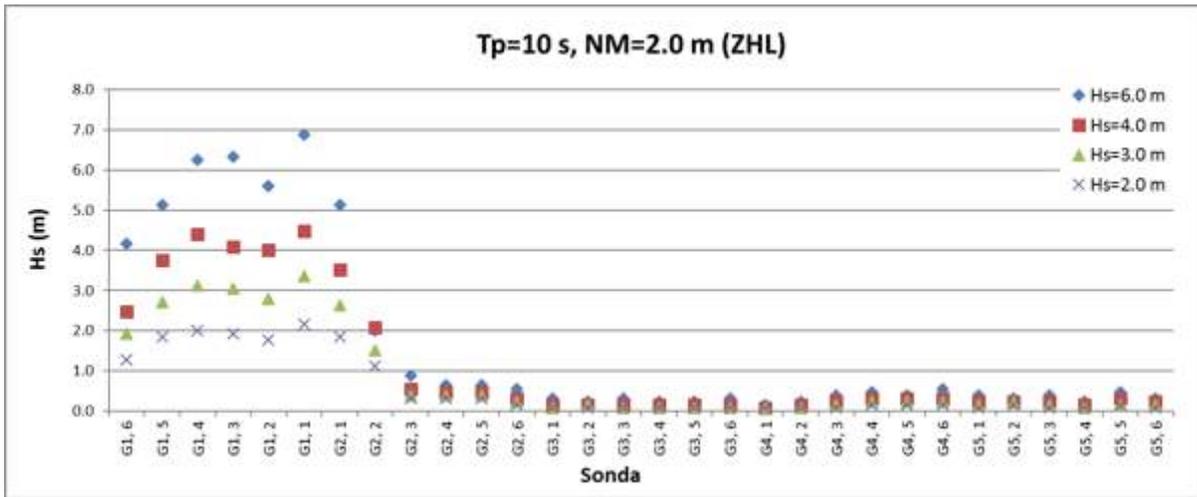


Figura 4 – Alturas de onda significativas ao longo dos pontos de medição para NM=2.0 m (ZH) e para Tp=10 s, 14 s e 16 s

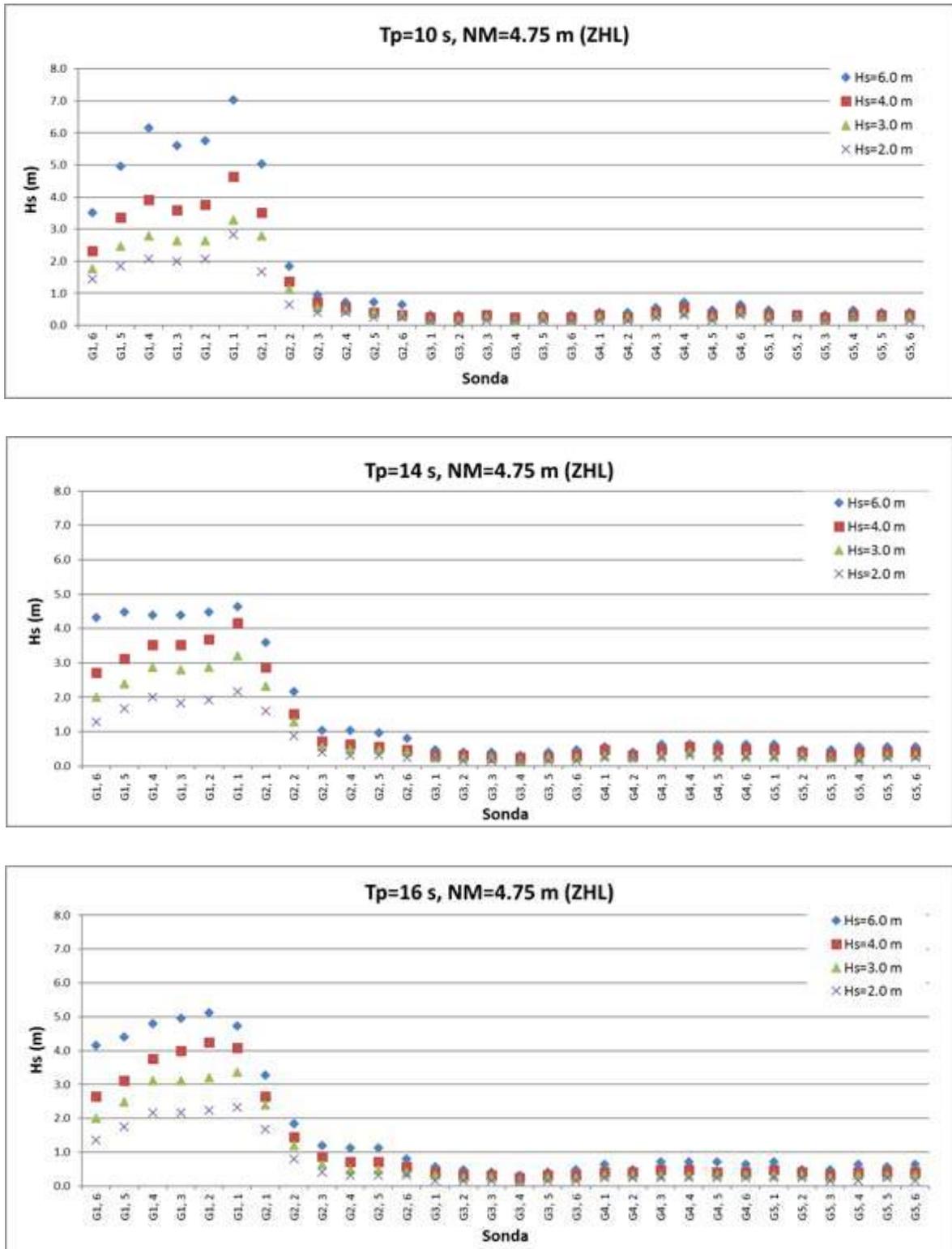


Figura 5 - Alturas de onda significativas ao longo dos pontos para NM=4,75 m (ZHL) e Tp=10 s, 14 s e 16 s

É de salientar que a sonda 6 do grupo 1 (G1, 6) apresenta menores alturas de onda significativas que as demais sondas deste grupo, como se ilustra na Figura 6 para Hs=6 m, Tp=10 s e nível médio de maré, provavelmente devido à influência da abertura da guia adjacente ao gerador, a qual eventualmente provocou alguma perda de energia nessa zona. Esta guia apresenta uma abertura muito acentuada e muito próxima do bater, logo a onda gerada perde muito rapidamente a energia inicial, uma vez que esta se dissipa por uma maior área. Assim, registam-se ondas com Hs inferior ao esperado e que podem estar afetadas por estes efeitos de modelo.

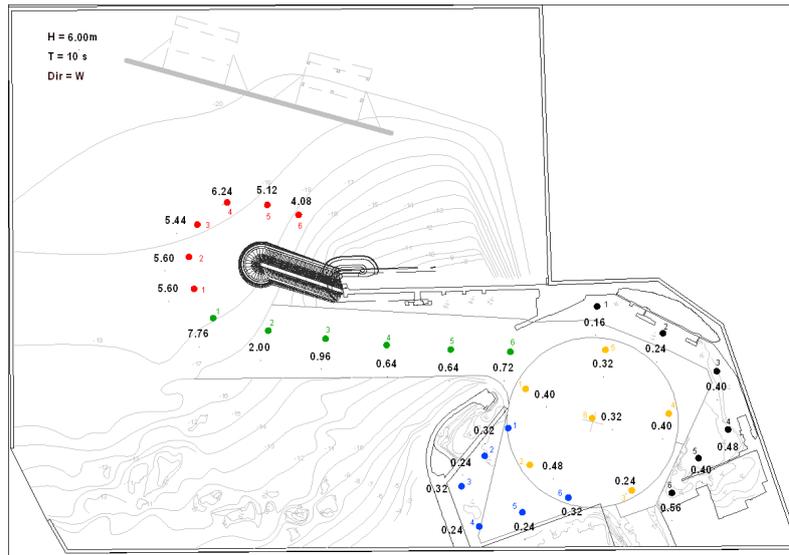


Figura 6 - Alturas de onda significativas nos pontos de medição, para uma onda incidente com  $H_s=6$  m,  $T_p=10$  s e nível de maré  $NM=2,0$  m (ZHL)

#### 4.2 - Índices de agitação

Nesta secção são apresentados os resultados dos ensaios realizados em termos dos índices de agitação, isto é, da relação entre as alturas de onda significativas num ponto de interesse no porto de Leixões e a altura de onda significativa incidente.

A Figura 7 e a Figura 8 apresentam os valores dos índices de agitação obtidos ao longo dos pontos correspondentes aos cinco grupos de sondas para os três períodos de pico ensaiados e para o nível de maré de +2,0 m (ZHL) e + 4,75 m (ZHL), respetivamente.

Na Figura 8 apresentam-se as diferenças entre os valores dos índices obtidos com cada um dos dois níveis de maré ensaiados nos grupos de pontos 1 a 3, que são os grupos para os quais se obtiveram os maiores índices de agitação.

De acordo com os resultados dos índices de agitação obtidos e apresentados nas figuras anteriores:

- Verificou-se que, para qualquer condição de agitação incidente ensaiada:
  - Os maiores valores dos índices de agitação ocorrem na zona exterior e de entrada do porto (Grupos 1 e 2) e diminuem para o interior do porto (Grupos 3 a 5);
  - Ao longo do canal de navegação (Grupo 2), em geral, os índices de agitação vão diminuindo à medida que se afastam da entrada do porto;
  - No interior do porto (Grupos 3 a 5), os valores do índice de agitação são da mesma ordem de grandeza e de baixo valor e, em geral, não variam com a altura de onda incidente.
- Verificou-se que a subida do nível do mar de 2.75 m, Figura 8 e Figura 9:
  - Não afeta significativamente os índices de agitação no interior da bacia portuária (grupos 3 a 5);
  - Contribui para alterações dos índices de agitação no exterior e na zona de entrada do porto (grupos 1 e 2). No entanto, não foi possível encontrar uma correlação entre a variação do nível do mar e o dos índices de agitação, pois o comportamento difere consoante o período de pico e a altura de onda significativa incidente.

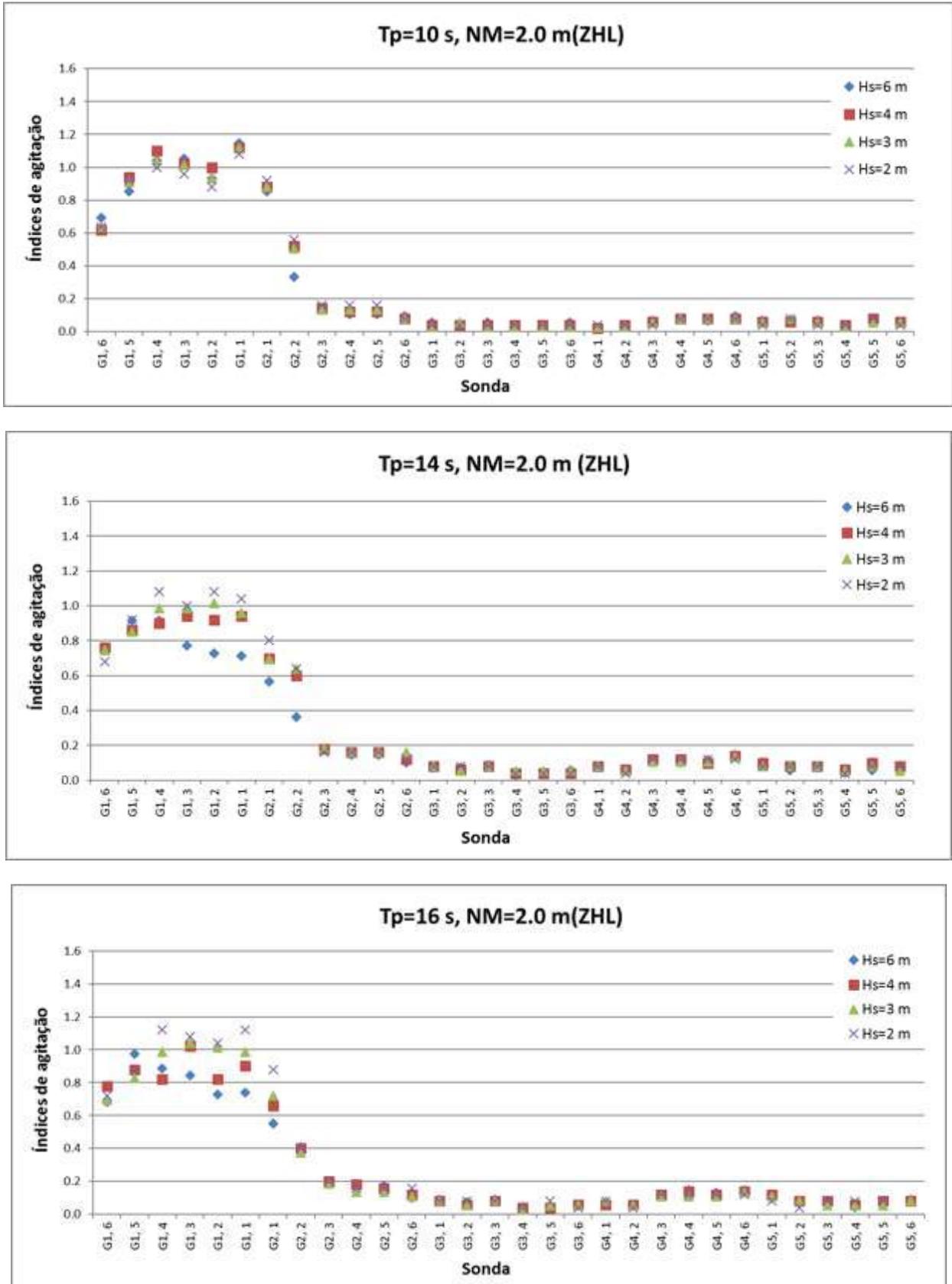


Figura 7 - Índices de agitação ao longo dos pontos para  $NM=2.0$  m (ZH) e  $T=10$  s, 14 s e 16 s

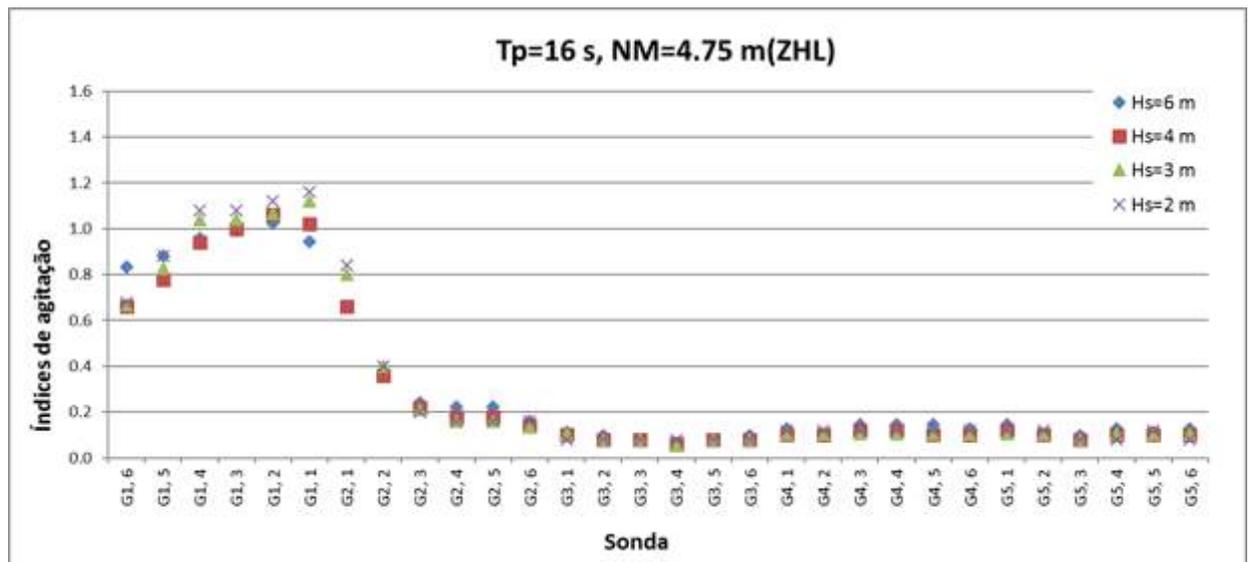
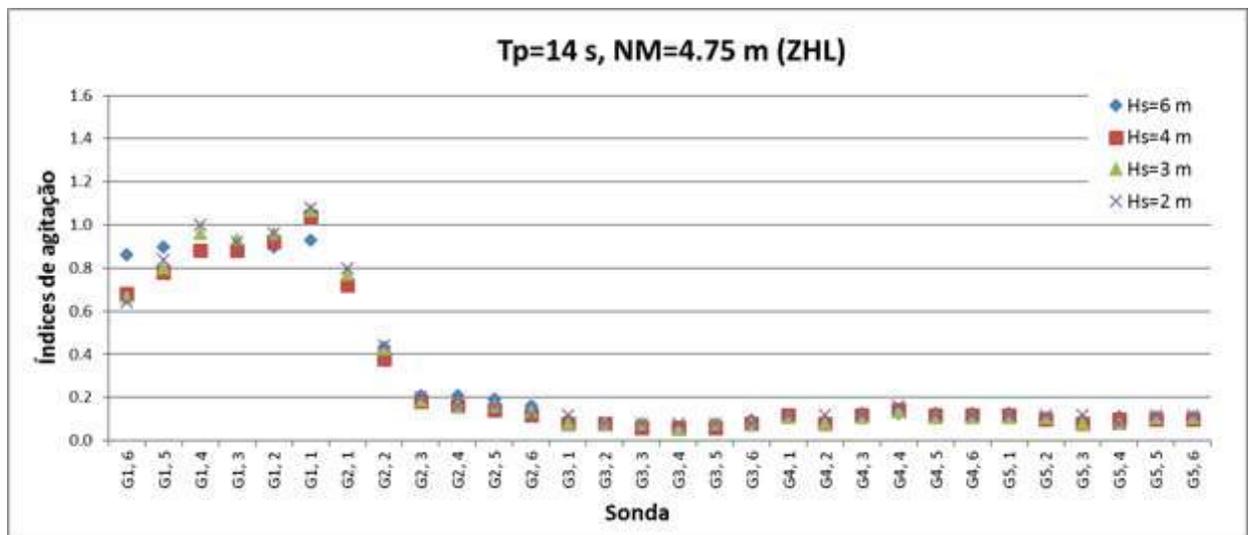
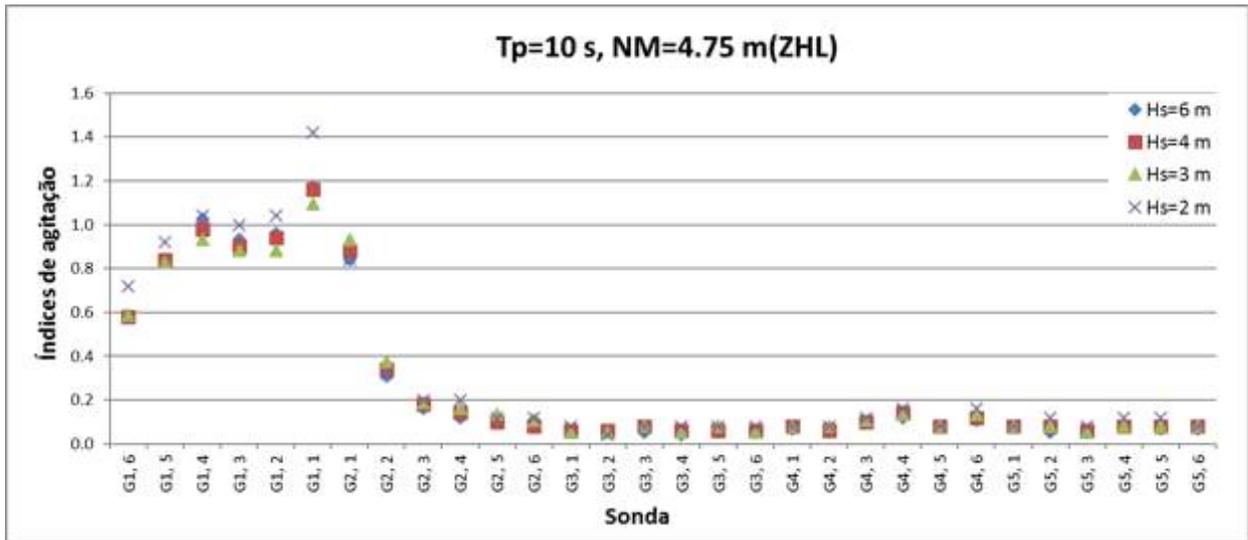


Figura 8 - Índices de agitação ao longo dos pontos para NM=4.75 m (ZHL) e T=10 s, 14 s e 16 s

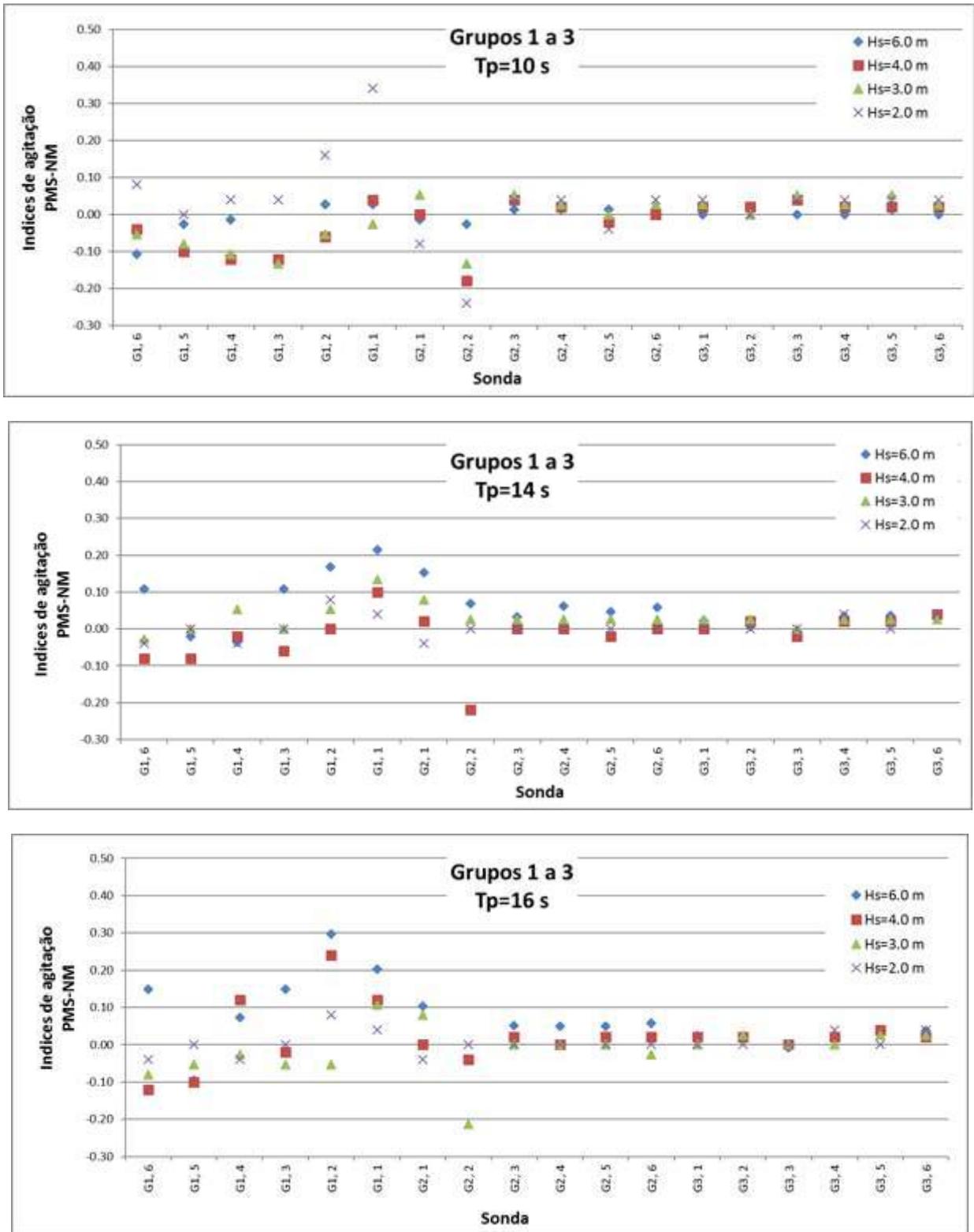


Figura 9 - Diferenças nos índices de agitação verificadas nos grupos 1 a 3 com os níveis de maré de +2,0 m (ZHL) e +4,75 m (ZHL) e com Tp=10 s, 14 s e 16 s.

## **5 - CONCLUSÕES**

A caracterização da agitação marítima no porto de Leixões após o prolongamento do quebra-mar exterior, sob condições de alterações climáticas foi feita recorrendo à modelação física. Foi realizado para tal um extenso grupo de ensaios em modelo físico tridimensional de agitação, num tanque do LNEC à escala 1:80, representando-se a bacia portuária até à foz do Rio Leça e o prolongamento do quebra-mar exterior do Porto de Leixões. Foram realizados ensaios com diferentes condições de agitação incidente para o rumo W e com dois níveis de maré, que correspondem ao nível médio e a preia-mar com sobrelevação. Com os resultados obtidos nos ensaios, analisou-se o abrigo da bacia portuária com a ampliação do quebra-mar norte e as diferenças entre o abrigo para os dois níveis de maré ensaiados.

As principais conclusões dos ensaios foram que, para as condições ensaiadas:

- Para qualquer condição de agitação incidente:
  - Os maiores valores de alturas de onda ou índices de agitação acontecem na zona exterior e de entrada do porto e diminuem para o seu interior;
  - Ao longo do canal de navegação, esses valores vão, em geral, diminuindo;
  - No interior do porto, os valores são da mesma ordem de grandeza e de baixo valor. Em geral, não variam com a altura de onda incidente.
- Em geral, a proteção concedida pelo quebra-mar exterior no canal de navegação e na bacia portuária é menor para  $T_p=10$  s e muito semelhante para  $T_p=14$  s e  $16$  s;
- A subida do nível do mar:
  - Não afeta significativamente os resultados (altura de onda ou índices de agitação) no interior da bacia portuária;
  - Contribui efetivamente para alterações dos resultados no exterior e zona de entrada do porto. Não foi, no entanto, possível obter uma correlação entre o nível do mar e a agitação na zona abrigada pelo quebra-mar, pois o comportamento difere consoante o período de pico e a altura de onda significativa incidente.

## **AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem à APDL a disponibilização dos dados necessários aos estudos, e em especial ao Eng.º Hugo Lopes pelo apoio dado ao trabalho.

## **REFERÊNCIAS**

- APDL (2016). Pedido de apresentação de proposta. Estudos em modelo físico e numérico do prolongamento do quebra-mar exterior e do novo terminal de contentores do Porto de Leixões, julho.
- Neves, M.G.; Fortes, C.J.E.M.; Lemos, R. (2017) Estudos em modelo físico e numérico do prolongamento do quebra-mar exterior e das acessibilidades marítimas do Porto de Leixões. Estudo I - Ensaios tridimensionais de agitação marítima. Relatório 315/2017 - DHA/NPE, LNEC, abril.
- Silva, M.A. (2018) Ensaios de agitação em condições de alterações climáticas no modelo físico do Porto de Leixões após o prolongamento do quebra-mar exterior. Relatório da prova de aptidão profissional do Curso Profissional de Técnico de Gestão do Ambiente. Escola Profissional de Ciências Geográficas, julho.

## **EXTENSÃO DO MOLHE NORTE DO PORTO DE LEIXÕES: MODELAÇÃO FÍSICA DE UM NAVIO AMARRADO NO POSTO A**

### **LEIXOES NORTH BREAKWATER EXTENSION: PHYSICAL MODELLING OF A MOORED SHIP AT BERTH A**

Pinheiro, Liliana V.; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, lpinheiro@lnec.pt*  
Pedro, Francisco; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, fpedro@lnec.pt*  
Abdelwahab, Hossam; *S. Centre of Marine Technology and Ocean Engineering, IST, Lisboa, Portugal, hossam.abdelwahab@centec.tecnico.ulisboa.pt*  
Fortes, Conceição J.E.M.; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, jfortes@lnec.pt*  
Santos, João A.; *Instituto Superior de Engenharia de Lisboa - IPL, Lisboa, Portugal, jasantos@dec.isel.ipl.pt*  
Capitão, Rui; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, rcapitao@lnec.pt*

#### **RESUMO**

O Porto de Leixões, localizado na costa norte de Portugal, é um dos maiores do país, recebendo diariamente um grande número de navios de grandes dimensões. Um dos principais postos de acostagem situa-se à entrada do porto e encontra-se sujeito à agitação marítima que é difratada pelo olhe principal de proteção do porto. Para avaliar dos movimentos induzidos no navio estacionado nesse posto de acostagem e as forças exercidas nas suas amarras e defensas pela agitação incidente, utilizou-se o modelo físico de Leixões, construído num dos tanques do LNEC. Neste modelo físico, encontra-se representada a envolvente do porto de Leixões, assim como a sua batimetria. O modelo do navio "Esso Osaka" tnum comprimento de 3,43 m, uma boca de 0,53 m e um calado máximo de 0,23 m. A medição da elevação da superfície livre foi realizada com um conjunto de sondas resistivas. Os movimentos do Esso Osaka foram medidos segundo os seis graus de liberdade com recurso a um Sistema ótico de medição de movimentos, Optitrack™. Efetuou-se ainda a determinação das forças nas amarras e defensas com recurso a células de carga. Foram efetuados um conjunto de ensaios com o navio Esso-Osaka para diferentes períodos de onda e alturas de onda incidente. Nesta comunicação descrevem-se os ensaios realizados e os resultados obtidos.

#### **ABSTRACT**

The Port of Leixões, located on the north coast of Portugal, is one of the largest in the country, receiving large numbers of large ships daily. One of the main berths is located at the entrance of the port and is subject to the maritime agitation that is diffracted by the main breakwater. In order to evaluate the incident agitation induced ship movements and the forces on its moorings and defences, a scale model of the port was built in one of the LNEC wave tanks. In this physical scale model, the surroundings of the port of Leixões are represented, as well as its bathymetry. A model of a tanker ship, "Esso Osaka", was also placed in the tank, moored to berth A. The ship's model has a length of 3.43m, a mouth of 0.53m and a maximum draft of 0.23m. Measurements included: free surface elevation, using a set of resistive probes; movements according to the six degrees of freedom of the ship using an optic motion capture system, Optitrack™; forces in the mooring lines and fenders, using load cells. A set of tests were carried out with the Esso-Osaka vessel for different wave periods and incident wave heights. This paper describes the tests performed and the results obtained.

#### **1. INTRODUÇÃO**

Este artigo descreve o estudo experimental do comportamento de um petroleiro amarrado no porto de Leixões. Este é um dos principais portos marítimos portugueses, localizado a 4 km a norte da foz do rio Douro, no município de Matosinhos, perto da cidade do Porto, recebendo grandes navios quase diariamente. O atual layout do porto de Leixões, com as suas principais instalações, é apresentado na Figura 1. O porto de Leixões é um dos portos mais expostos ao clima severo de agitação marítima que atingem a costa oeste portuguesa. Durante as tempestades, as alturas de onda significativas podem exceder os 8 m e os períodos médios das ondas podem estar na faixa de 16 a 18 s, com as tempestades persistindo por até 5 dias (Rosa-Santos *et al.*, 2010).

O terminal de petrolífero, atualmente explorado pela Galp Energia, é usado principalmente para carregar e descarregar petróleo bruto e produtos refinados. Localiza-se ao longo do quebra-mar norte e, com um comprimento de 1,6 km, possui três postos, sendo o posto "A", "B" e "C" como mostra a

figura 1. O posto "A", localizado próximo á cabeça do quebra-mar norte, à entrada do porto de Leixões, é submetido às ondas do mar difratadas pelo quebra-mar. Note que interrupções nas operações de carga e descarga são comuns devido a movimentos excessivos dos navios amarrados lá.



Figura 1 - Porto de Leixões, Localização dos postos A, B e C do terminal de petróleo do porto de Leixões (adaptado de Google Earth)

Para a proteção do terminal e para permitir a amarração de navios maiores (até 300 m de comprimento) foi realizado um conjunto de estudos, utilizando simulações numéricas e ensaios físicos, para avaliar o impacto nas condições das ondas do mar dentro do porto, aumentando o comprimento do quebra-mar norte em 300 m (Neves *et al.*, 2017). Um modelo reduzido do porto de Leixões foi construído no LNEC como apresentado na Figura 2 e na Figura 3 e várias condições de ondas do mar incidentes para três diferentes profundidades de água foram estudadas.

Após este estudo, e porque o modelo reduzido da nova estrutura ainda estava disponível, decidiu-se estudar o comportamento de um navio amarrado no posto "A" submetido a ondas do mar incidente. O objetivo foi caracterizar o campo de ondas ao redor do navio amarrado, os movimentos dos navios e as cargas nos elementos do sistema de amarração (amarras e defensas). Um estudo semelhante com esquema esquemático foi feito por Rosa-Santos *et al.* (2010) sem aumentar o comprimento do quebra-mar norte.

Os ensaios do modelo reduzido foram realizados com o modelo de navio petroleiro denominado "Esso Osaka". Vários valores de condições de ondas incidentes (altura de onda significativa,  $H_s$  e período de pico,  $T_p$ ), para a direção oeste, e para o nível médio de água foram testados. Um conjunto de diferentes equipamentos e métodos de medição foi utilizado para caracterizar as diferentes variáveis. A elevação da superfície livre foi medida com um conjunto de sondas resistivas. Os componentes das velocidades das ondas foram medidos com um Velocímetro Acústico Doppler (ADV), localizado na entrada do porto. Os movimentos do modelo "Esso Osaka" foram medidos ao longo de cada um dos seis graus de liberdade com o sistema ótico de captura de movimento OptiTrack™. Forças em defensas e amarras foram medidas com células de carga ligadas a um complexo sistema de molas desenvolvido no LNEC para simular as relações constitutivas dos elementos de amarração.

Este artigo apresenta os dados e resultados medidos obtidos num conjunto de ensaios preliminares projetados para explorar as capacidades dos equipamentos e procedimentos de ensaio disponíveis. Após esta introdução, o layout do modelo físico, o equipamento utilizado e o procedimento de ensaio são apresentados. Então, como exemplo, os resultados obtidos em cada equipamento são apresentados e discutidos, para a condição de onda incidente de  $H_s = 6$  m e  $T_p = 14$  s.

## 2. ENSAIOS EM MODELO FÍSICO

O principal objetivo dos ensaios em escala é caracterizar o campo de ondas em vários locais do porto, os movimentos do modelo do navio amarrado no posto "A" do porto de Leixões e as forças nas amarras e nas defensas.

## 2.1. Aparato Experimental

Os ensaios foram realizados num tanque de 23 m de comprimento e 22 m de largura da sala de ensaios de hidráulica marítima da unidade portuária e de estruturas marítimas do LNEC, como mostra a Figura 2.

O modelo físico do porto de Leixões foi construído e operado de acordo com a lei de similaridade de Froude, com uma escala geométrica de 1:80, para garantir efeitos de escala reduzidos (com alturas de onda que levam a valores do Reynolds  $Re > 3 \times 10^4$ ). O layout do porto de Leixões inclui a nova extensão do quebra-mar do Norte, como mostra a Figura 2.

## 2.2. Equipamento de medição

O equipamento de medição usado nos ensaios incluiu: um modelo reduzido do petroleiro “Esso Osaka”, oito sondas resistivas, um Velocímetro Doppler Acústico (ADV), o sistema de captura de movimento OptiTrack™, seis células de carga e uma câmara de ação (tipo GoPro™).

Para monitorizar, registrar e sincronizar os sinais das sondas e ADVs, foi utilizado um módulo Compact-RIO da National Instruments, usando o LabVIEW®. A localização do equipamento é apresentada na Figura 2 e na Figura 3.

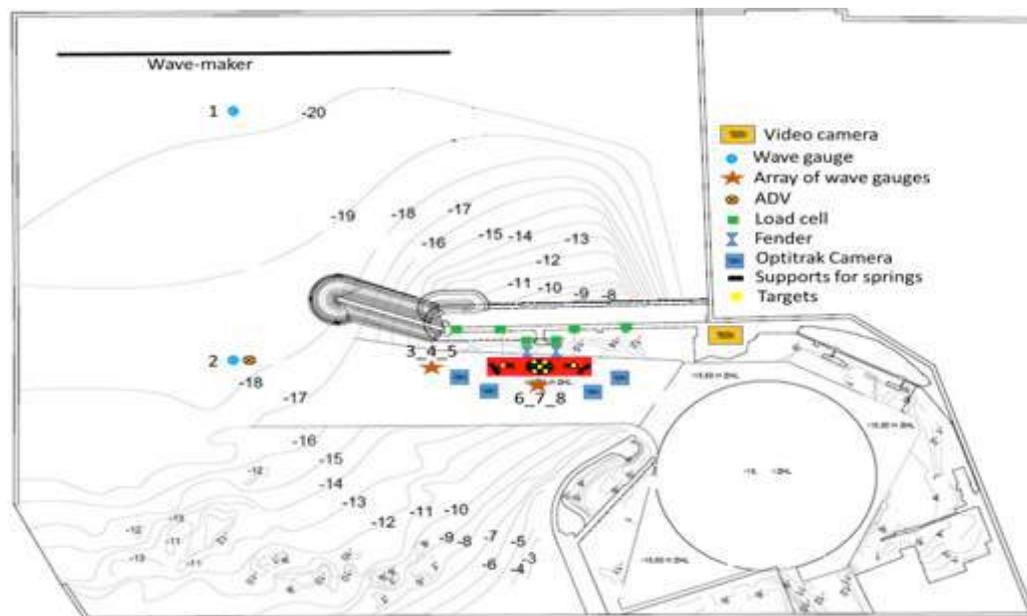


Figura 2 - Aparato experimental e localização dos equipamentos

### 2.2.1. Modelo do navio

O navio-modelo “Esso Osaka” de 3,43 m utilizado durante o conjunto de ensaios numa largura de 0,54 m, um calado de 0,135 m e uma profundidade total de 0,23 m. O modelo “Esso Osaka” estava amarrado perto do Posto A, quase paralelo ao lado mais comprido do tanque, como na Figura 3.

O peso leve do modelo “Esso Osaka” (apenas a estrutura do casco), medido com uma balança digital, é de 56,06 kg. Para simular uma condição de carga intermediária, 8 blocos cúbicos de concreto, com um peso total de 152,65 kg, foram colocados dentro do casco do navio. O peso total do casco do navio-conjunto + blocos de concreto + equipamento foi de 214,15 kg.

Ensaio de inclinação foram realizados para avaliar a altura metacêntrica e o centro de gravidade em 0,135 m de calado. Ensaio de decaimento foram realizados para avaliar o período natural de rolo e cabeceio. Os ensaios foram realizados em lâmina d'água de 23,75 cm, na escala do modelo.

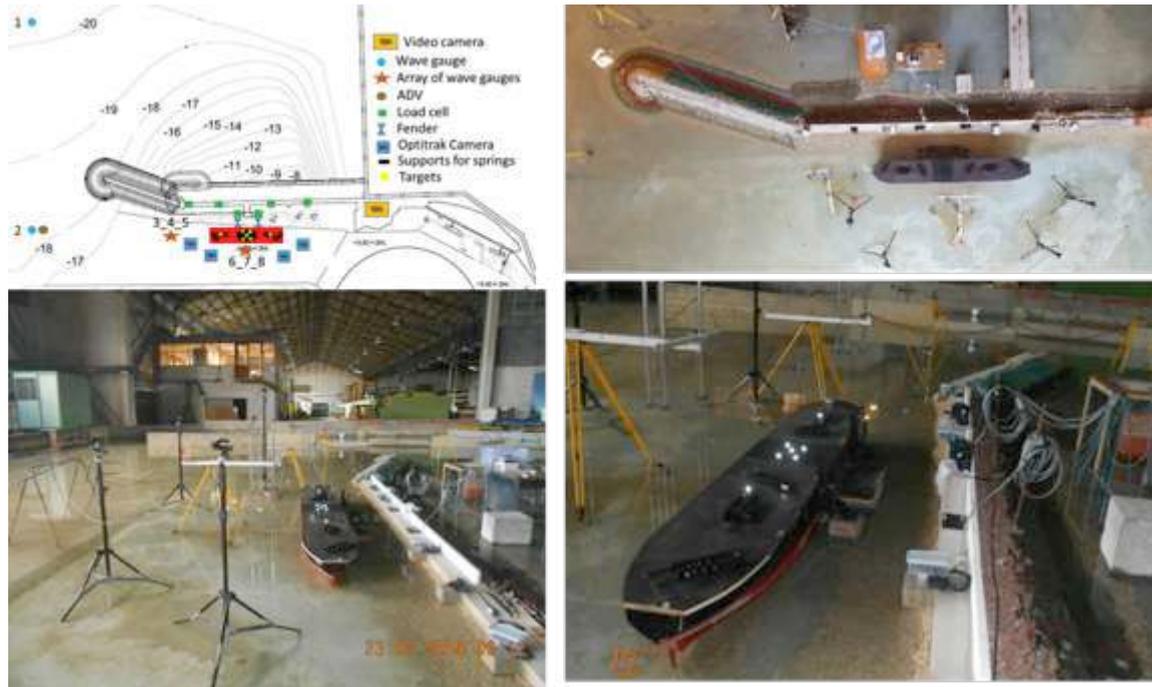


Figura 3 - Navio Esso Osaka e equipamentos de medição

#### 2.2.2. Sondas e ADV

As 8 sondas mediram a elevação da superfície livre com uma frequência de amostragem de 25 Hz. Elas foram usadas para caracterizar o campo de ondas (altura, período e direção) em diferentes locais do tanque, ou seja, na entrada do porto, em frente à proa do navio e próximo ao navio amarrado. As 8 sondas resistivas foram implantadas como na Figura 4. Elas foram divididas em três grupos principais: uma sonda (1) perto do gerador de ondas para verificar a condição da onda incidente; outra sonda (2) na entrada do porto (junto com o ADV) para caracterizar a altura e direção da onda; dois grupos de três sondas (3, 4 e 5 e 6, 7 e 8), como na Figura 4b, um em frente ao navio e um junto à lateral do navio, perto do seu centro de gravidade. Esses dois grupos deram informações sobre as alturas das ondas e as direções junto ao navio.

Para medir a velocidade de das partículas devido á passagem das ondas na entrada do porto, um ADV foi instalado junto à sonda (2), como na Figura 4a. Este ADV pode medir as componentes da velocidade ao longo de cada um dos três eixos (x, y e z) 6 cm abaixo do nível da superfície livre não perturbado, com uma frequência de amostragem de 25 Hz.

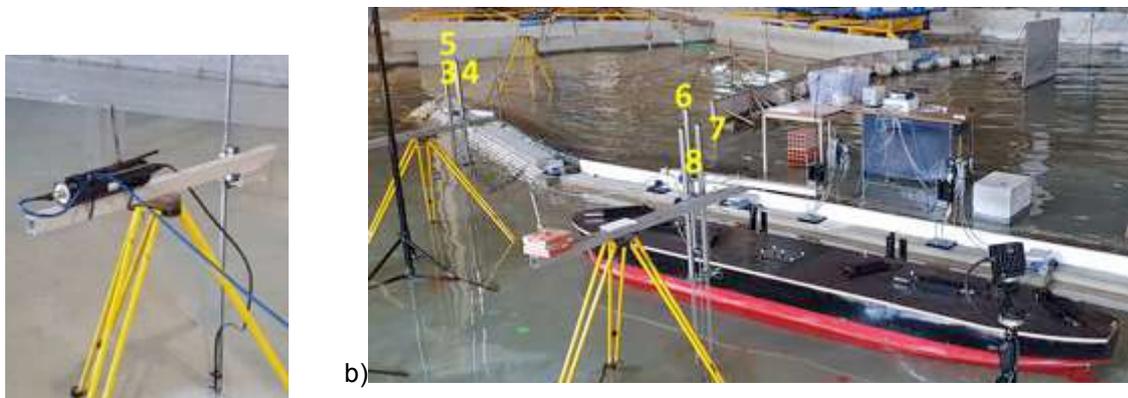


Figura 4 - a) ADV; b) Grupos de sondas resistivas (3, 4 e 5 e 6, 7 e 8)

### 2.2.3. OptiTrack™

O OptiTrack é um sistema de captura de movimento pré-calibrado com múltiplas câmaras baseado num conjunto de alvos. O OptiTrack é conhecido pela sua alta precisão e capacidade de processamento (Thewlis *et al.*, 2013). Ele pode seguir marcadores com uma precisão submilimétrica e calcular séries temporais dos seis graus de liberdade de movimentos de um corpo rígido.

O estudo atual usa uma configuração de 4 câmaras de detecção de movimento, apoiadas por 4 tripés para capturar os movimentos do navio amarrado, seguindo o movimento de cinco pontos-alvo que descrevem o movimento do corpo rígido.

Outros 2 alvos localizados na proa e na popa do navio também foram seguidos usando o sistema para verificar a precisão das medições. O software Motive™ proprietário do OptiTrack™ foi usado para registrar os resultados como na Figura 5. O sistema é capaz de capturar com precisão os movimentos do navio nos seis graus de liberdade: avanço, deriva, abatimento, rolo, cabeceio e guinada. As quatro câmaras foram colocadas em torno do navio. A frequência de aquisição foi de 50 Hz. A Figura 6 apresenta o layout do sistema OptiTrack™.

Antes de iniciar uma série de ensaios é necessário definir o plano horizontal que define o sistema de coordenadas global usando um sistema de alvos padrão com três marcadores coplanares. Para calibrar o sistema OptiTrack™ utiliza-se um alvo móvel com 3 marcadores colineares em frente da área de medição das câmaras que se movimenta de forma aleatória. A redundância das 4 câmaras vai possibilitando a correção dos erros de medição até se atingir a precisão desejada. Um dos cuidados a ter antes dos ensaios é o de minimizar e evitar o reflexo das luzes na superfície da água para evitar que estes sejam interpretados como alvos.



Figura 5 - Componentes do Sistema OptiTrack



Figura 6 - Disposição do Sistema OptriTrack

#### 2.2.4. Amarras e defensas

O modelo do navio está amarrado com quatro amarras e duas defensas, como mostra a Figura 7. As defensas foram simuladas, como mostra a Figura 8, com um sistema de alavanca com uma extremidade que toca o modelo do navio e outra ligada através de um cabo rígido a uma mola não linear, pré-calibrada de modo a simular a relação carga-deflexão da defesa simulada. O mesmo sistema de mola simula a relação força-extensão das amarras. Seis células de carga medem então as forças.



Figura 7 - Defensas e amarras

O sistema de mola não linear foi obtido com uma lâmina de aço embutida num suporte onde são colocados vários parafusos progressivamente de tal maneira que o comprimento entre o parafuso e a ponta da lâmina é capaz de impor a curva desejada de força-deslocamento (Marcos-Rita, 1984). A localização dos parafusos foi ajustada num processo de calibração onde pesos conhecidos são pendurados na extremidade livre da lâmina e o deslocamento dessa extremidade deve corresponder ao desejado.

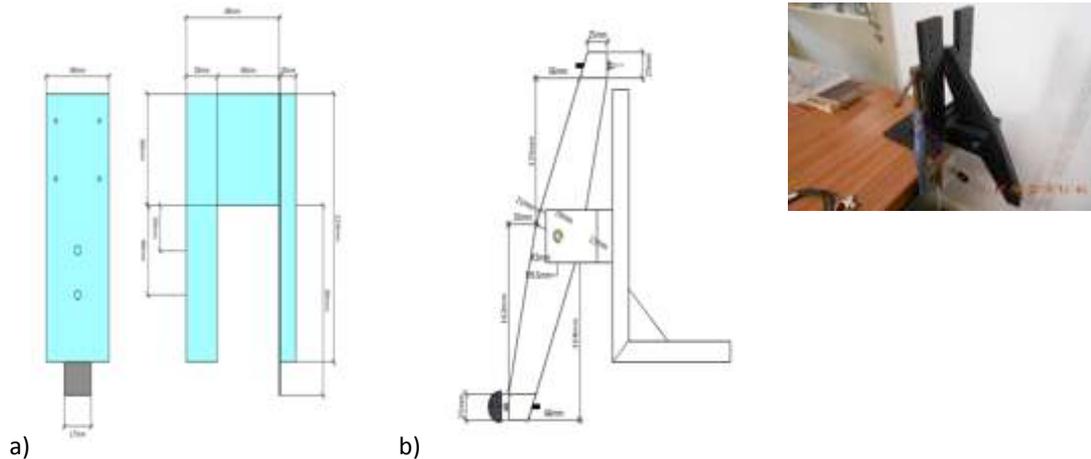


Figura 8 - a) Sistema de modelação das amarras, b) Sistema de modelação das defensas

### 2.3. Condições de ensaio

As condições de ensaio são mostradas na tabela. 1, em que  $H_s$  representa a altura de onda significativa em frente ao gerador e  $T_p$  é o período de pico de onda do espectro de ondas JONSWAP, com um fator de aumento de pico de 3.3. A duração do ensaio foi de 2400 s para o período de pico do protótipo de 12 s (cerca de 1000 ondas). A direção da onda incidente foi W. Todos os ensaios foram repetidos uma vez. Os ensaios 4, 5, 6 e 9 foram repetidos 10 vezes. Um total de 48 ensaios foram realizados.

Tabela 1 - Condições de ensaio (em frente ao quebra-mar)

Ensaio	Protótipo		Modelo	
	$T_p$ (s)	$H_s$ (m)	$T_p$ (s)	$H_s$ (cm)
1	10	3.0	1.34	3.75
2	10	4.0	1.34	5.00
3	10	6.0	1.34	7.5
4	14	3.0	1.57	3.75
5	14	4.0	1.57	5.00
6	14	6.0	1.57	7.5
7	16	3.0	1.79	3.75
8	16	4.0	1.79	5.00
9	16	6.0	1.79	7.5

Nos ensaios realizados foi introduzida uma pré-tensão no sistema de amarração e após cada ensaio, com o navio em repouso, essa pré-tensão foi retirada nas células de carga de forma a confirmar sempre os zeros das medições. A pré-tensão no sistema de amarração foi estabelecida impondo uma deformação na mola, isto é, uma dada força na célula de carga correspondente.

A calibração/determinação das inércias do navio (que dependem da distribuição de massas) foi feita recorrendo a ensaios de decaimento para as oscilações de rolo e cabeceio. Esses ensaios foram realizados a priori em condições de águas paradas.

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Por razões práticas, apenas um dos ensaios é apresentado em detalhes neste documento. O ensaio escolhido foi o Ensaio 6, para condição de onda de  $T_p = 14$  se  $H_s = 6$  m. Os dados e resultados correspondentes são apresentados e discutidos.

### 3.1. Alturas de onda e direções

A análise espectral das séries de elevação de superfície livre usando análise de Fourier forneceu as alturas de onda significativas e os períodos de pico, como na Tabela 2. Pode-se ver que a amplitude da onda decai à medida que se propaga para o canal de navegação.

Tabela 2 - Ensaio 6. Características da agitação marítima

Parâmetro		Sonda							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Análise espectral (ondas incidentes e refletidas)	$H_s$ (m)	6.212	4.286	1.156	1.173	1.16	1.143	1.087	1.008
	$T_p$ (s)	1.531	1.492	1.796	1.754	1.753	1.764	1.716	1.715
Espectro direcional (apenas onda incidente)	$H_s$ (m)	-	4.66	1.30			1.08		
	$T_p$ (s)	-	1.46	1.47			1.46		
	Dir(°)	-	22 (+ADV)	134			141		

Uma análise de espectro direcional para os dois conjuntos de sondas permitiu separar as ondas de acordo com suas direções e, assim, identificar ondas incidentes e refletidas. A Figura 9a mostra o espectro direcional para o conjunto de sondas 3\_4\_5 (em frente à proa do navio), enquanto na Figura 9b o espectro direcional para o conjunto de sondas 6\_7\_8 (ao lado da popa do navio) é apresentado. As características da onda incidente são apresentadas na Tabela 2

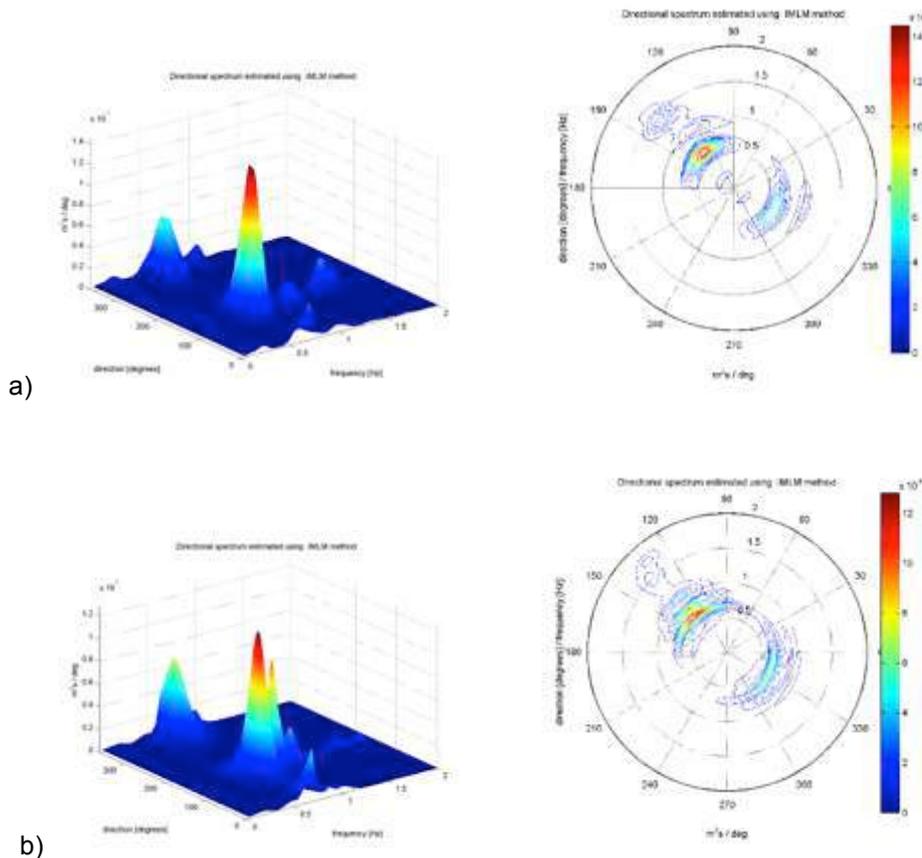


Figura 9 - Espectros direcionais nos conjuntos de sondas. Ensaio 6: a) 3\_4\_5; b) 6\_7\_8,

O ADV localizado no mesmo ponto da sonda S2, na entrada do porto, forneceu também informações sobre as características e direção da onda. As principais características das diferentes componentes de velocidade são apresentadas na Tabela 3

Tabela 3 - Velocidades. Ensaio 6

Parâmetros	Componentes de velocidade (m/s)		
	$V_x$	$V_y$	$V_z$
$V_{Min}$	-0.031	-0.068	-0.010
$V_{Max}$	0.028	0.053	0.011
$V_{med}$	-0.002	-0.011	0.000
$V_{rms}$	0.021	0.049	0.08

A análise do espectro direcional deste sistema sonda-ADV na Figura 10 resultou numa altura de onda significativa de 4,66 cm, um período de pico de 1,46 s e uma direção de onda associada ao período de pico em torno de 22º, indicando o início da rotação da onda ao redor da cabeça do quebra-mar. É possível identificar a onda refletida com uma direção quase oposta da onda incidente.

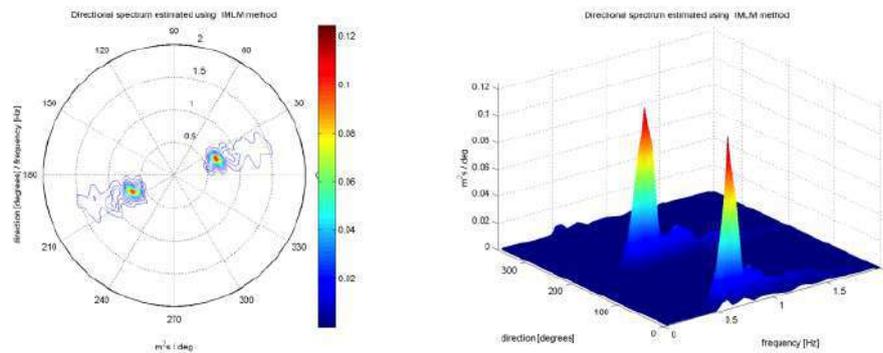


Figura 10 - Espectro direcional no ADV. Ensaio 6

### 3.2. Movimentos do navio

A Figura 11 mostra os resultados do Ensaio 6 na translação X, Y e Z (avanço, deriva e abatimento) do centro de gravidade de "Esso Osaka". A Figura 12 mostra a série temporal dos movimentos de rolo, cabeceio e guinada, conforme registado com o OptiTrack™, ao longo de seus seis graus de liberdade, de 400 a 500 s.

Como se pode ver, os movimentos do navio no plano horizontal estão principalmente na direção X (eixo longitudinal do navio) e menores na direção Y (eixo da transversal), ou seja, o movimento de translação é maior do que o movimento oscilante. Na direção Z (movimento vertical), o movimento do navio é muito pequeno em comparação com os movimentos horizontais.

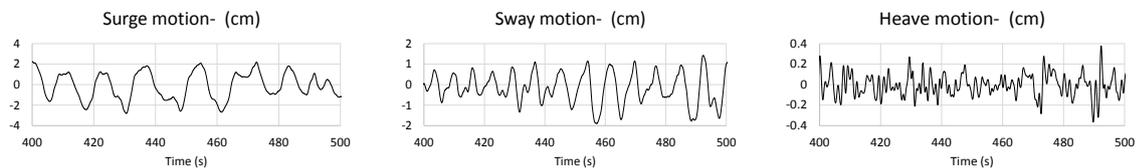


Figura 11 - Séries temporais para os movimentos de translação do modelo "Esso Osaka". Ensaio 6

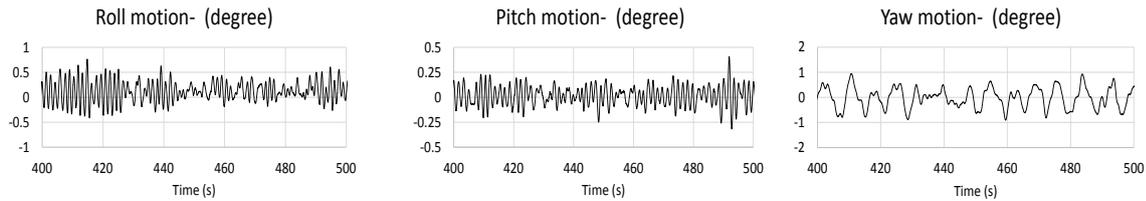


Figura 12 - Séries temporais para os movimentos de rotação do modelo "Esso Osaka". Ensaio 6

Quanto aos movimentos de rolo, cabeceio e guinada, têm amplitudes semelhantes, mas frequências diferentes. A Tabela 4 mostra os valores mínimo e máximo, bem como as amplitudes totais são apresentadas para cada grau de liberdade.

Tabela 4 - Amplitude de movimentos no centro de gravidade. Ensaio 6

Variáveis	Avanço-X (cm)	Deriva-Y (cm)	Abatimento-Z (cm)	Rolo (°)	Cabeceio (°)	Guinada (°)
Min	-3.669	-2.752	-0.365	-0.644	-0.317	-0.938
Max	3.217	1.711	0.378	0.821	0.406	1.008
Total	6.885	4.463	0.743	1.465	0.723	1.947

### 3.3. Forças de amarração

A Figura 13 apresenta uma amostra das séries temporais das forças nas defensas e amarras no Ensaio 6 de 400 s a 500 s. As forças de amarração são apresentadas em gramas (g). A Tabela 5 apresenta as forças máximas de amarração para o ensaio 6, bem como a força inicial ou pré-tensão. Note-se que 200 gf de carga no modelo corresponde a, aproximadamente, 2000 kN de força no protótipo para uma escala de 1:80. Assim, as forças medidas para esta onda incidente ( $H_s = 6m$ ) são relativamente altas, o que era esperado para um espectro de ondas de alta energia.

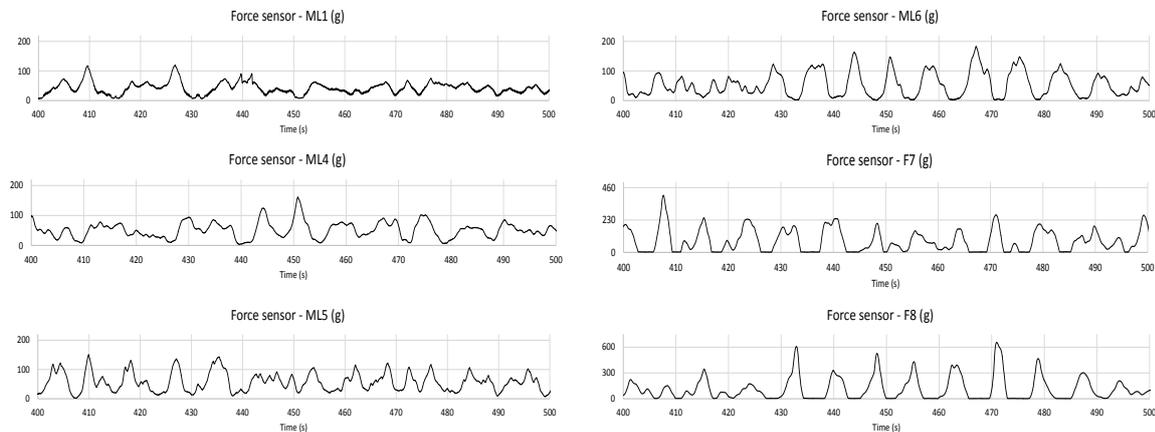


Figura 13 - Séries temporais das forças de amarração nas amarras (ML1, ML4, ML5, ML6) e defensas (F7 e F8). Ensaio 6.

Tabela 5 - Forças de amarração. Ensaio 6.

Tipo de amarração	ML1	ML4	ML5	ML6	F7	F8
Pré-tensão inicial (g)	34.29	46.72	45.69	41.73	70.37	88.13
Carga máxima (g)	122.99	162.05	215.07	183.39	491.14	745.3
Carga mínima (g)	0	0	0	0	0	0

#### **4. COMENTÁRIOS FINAIS**

Este artigo descreve a configuração do modelo físico e os ensaios realizados para medir as características das ondas, para diferentes estados do mar, os movimentos de um navio amarrado no porto de Leixões e as forças atuantes no seu sistema de amarração. Os ensaios foram realizados num dos tanques de ondas do LNEC, onde o layout do porto de Leixões foi implementado na escala 1:80. O navio é um modelo reduzido do petroleiro "Esso Osaka" e está amarrado ao Posto A do Terminal de Petrolífero deste porto. Vários tipos de medições foram efetuados, incluindo, a elevação da superfície livre, velocidades, movimentos do navio e forças em defensas e amarras foram medidas com um sistema complexo desenvolvido em grande parte no LNEC.

A aplicação de um conjunto de três sondas permitiu estimar a direção das ondas e descrever o espectro de ondas curtas. O espectro direcional resultante pode identificar as ondas incidentes e refletidas de acordo com sua direção.

Os resultados preliminares mostram que o equipamento utilizado foi capaz de medir com precisão e sem falhas todas as variáveis pretendidas. Em particular, o sistema de medição Optitrack™ foi considerado bastante eficaz para medir os movimentos do navio, lineares e angulares. O sistema também garante alta frequência de aquisição e boa precisão.

Um sistema de molas lineares não é capaz de simular o que realmente acontece durante a amarração de navios sob a ação de ondas irregulares, principalmente durante as tempestades. O caráter não-linear da relação de forças-deflexões ou extensões das amarras e defensas obrigou ao desenvolvimento de um complexo sistema de molas para simular corretamente essas relações.

Os resultados mostram que o sistema desenvolvido no LNEC é capaz de simular o comportamento não linear das amarras e das defensas. A sincronização correta entre os diferentes modos de movimento e entre movimentos e forças mostra que os resultados são realistas. Uma análise aprofundada das repetições dos ensaios permitirá avaliar não apenas a repetibilidade, mas também a consistência e a precisão das medições.

O valor de pré-tensão nas amarras é um parâmetro fundamental que afeta os resultados das forças nas amarras e nas defensas. Os efeitos de um arranjo diferente das amarras e defensas deverá ser estudada de futuro, assim como o efeito de fatores de atrito diferentes para as defensas.

#### **AGRADECIMENTOS**

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia através do projeto M & M SHIPS "Navios em Manobra e Amarrados em Portos" (PTDC / EMSTRA / 5628/2014). Agradece-se ainda a colaboração no desenvolvimento e montagem dos equipamentos experimentais de Nuno Aires, Diogo Neves e Carlos Costa.

#### **REFERÊNCIAS**

- Bingham, H.B. (2000). A hybrid Boussinesq-panel method for predicting the motion of a moored ship. *Coastal Engineering*, vol 40 (1), pp. 21-38.
- Marcos-Rita, M. (1984). On the behaviour of moored ships in harbors: Theory, practice and model tests. Thesis, LNEC, Lisbon.
- Neves, M.G., Fortes, C.J.E.M. e Lemos, R. (2017). Estudos em modelo físico e numérico do prolongamento do quebra-mar exterior e das acessibilidades marítimas do porto de Leixões. Estudo I - Ensaios tridimensionais de agitação marítima. Report 315/2017 - DHA/NPE, LNEC, April.
- OptiTrack system. (2018) Retrieved July 30, 2018, from <http://www.optitrack.com>
- Rosa-Santos, P., Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F., & Brògueira-Dias, E. (2010). Physical modelling of Leixões oil terminal – Portugal. Conference of Harbour Infrastructure Seminar (PIS), Delft, Netherlands.
- Thewlis, D., Bishop, C., Daniell, N. & Paul, G. (2013). Next-Generation low-cost motion capture systems can provide comparable spatial accuracy to high-end systems. *Journal of Applied Biomechanics*, 29 (1), pp.112-117.



## **ESTUDO EM MODELO REDUZIDO DO ESPRAIAMENTO, GALGAMENTO E DANO EM QUEBRA-MARES DE TALUDE**

### **SCALE-MODEL STUDY OF WAVE RUN-UP, OVERTOPPING AND DAMAGE IN RUBBLE-MOUND BREAKWATERS**

Santos, João A.; *ISEL, Instituto Politécnico de Lisboa, Lisboa, Portugal, jasantos@dec.isel.ipl.pt*  
Pedro, Francisco; *ISEL, Instituto Politécnico de Lisboa, Lisboa, Portugal, a32643@alunos.isel.pt*  
Coimbra, Mário; *ISEL, Instituto Politécnico de Lisboa, Lisboa, Portugal, a39777@alunos.isel.pt*  
Figueró, Andrés; *Universidade da Coruña, CITEEC, A Coruña, Espanha, andres.figueró@udc.es*  
Fortes, Conceição J.; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, jfortes@lnec.pt*  
Sande, José; *Universidade da Coruña, CITEEC, A Coruña, Espanha, jose.sande@udc.es*  
Körner, Moritz; *Tech. Universität Dresden, Dresden, Alemanha, koerner.moritz96@icloud.com*  
Lemos, Rute; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, rlemos@lnec.pt*  
Bornschein, Antje; *Tech. Universität Dresden, Dresden, Alemanha, antje.bornschein@tu-dresden.de*  
Weimper, Julius; *Universität Trier, Trier, Alemanha, weimper@uni-trier.de*  
van den Bos, Jeroen; *Technische Universiteit Delft, Delft, Países Baixos, J.P.vandenBos@tudelft.nl*  
Dost, Bastian; *Universität Trier, Trier, Alemanha, s6jodost@uni-trier.de*  
Hofland, Bas; *Technische Universiteit Delft, Delft, Países Baixos, B.Hofland@tudelft.nl*  
Carvalho, Rita F.; *Universidade de Coimbra, Coimbra, ritalmfc@dec.uc.pt*  
Alvarellos, Alberto; *Universidade da Coruña, CITEEC, A Coruña, Espanha, alberto.alvarellos@udc.es*  
Peña, Enrique; *Universidade da Coruña, CITEEC, A Coruña, Espanha, epena@udc.es*  
Pohl, Reinhard; *Tech. Universität Dresden, Dresden, Alemanha, reinhard.pohl@tu-dresden.de*  
Reis, M. Teresa; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, treis@lnec.pt*

#### **RESUMO**

A caracterização da rebentação / espraio / galgamento e do seu impacto na estabilidade de quebra-mares de taludes, quer no tronco, quer na cabeça, ainda é deficiente para cenários de alterações climáticas. O mesmo acontece com a influência nestes fenómenos de grandes ângulos de incidência da agitação marítima. A experiência RODBreak envolveu uma equipa de 23 pessoas de 8 instituições europeias e pretendeu criar um conjunto de dados para:

- estender ou melhorar a gama de validade das fórmulas empíricas existentes para a estabilidade do manto protetor, o que facilitará a avaliação do desempenho das estruturas existentes;
- calibrar e validar fórmulas empíricas para o espraio e galgamento, bem como modelos numéricos para a interação onda-estrutura.

Além disso, esta foi uma oportunidade única para testar e melhorar algumas técnicas não intrusivas para medir quantidades relacionadas com aqueles fenómenos. Esta comunicação descreve os testes realizados no tanque de ondas 3D do Ludwig-Franzius-Institut für Wasserbau, Ästuar- und Küsteningenieurwesen da Leibniz Universität Hannover em outubro e novembro de 2017.

#### **ABSTRACT**

The characterization of wave breaking / run-up / overtopping and their impact in the stability of rubble mound breakwaters (both at trunk and roundhead) are still to be done for climate change scenarios. The same happens with the influence of large incidence angles on such phenomena. The RODBreak experiment, which involved a team of 23 people from 8 European institutions, aimed to provide a set of data to:

- Extend or improve the validity range of the available empirical formulas for armor layer stability, which will enable the assessment of existing structures performance;
- Calibrate and validate empirical formulas for wave run-up and overtopping, as well as numerical models for wave-structure interaction.

In addition, this experiment was a unique scientific opportunity to assess and improve some non-intrusive techniques to measure quantities related to those phenomena. This paper describes experiments carried out in the 3D wave tank of the Ludwig-Franzius-Institut für Wasserbau, Ästuar- und Küsteningenieurwesen of the Leibniz Universität Hannover, in October and November 2017.

## 1. INTRODUÇÃO

Alterações climáticas a nível global são um cenário assumido no futuro (IPCC, 2014), com valores já reportados de elevação do nível médio do mar em costas europeias (Weisse *et al.*, 2014). Espera-se um aumento da frequência de acontecimentos extremos e de sobrelevações de tempestade (Lowe & Gregory, 2005), bem como daquelas que agora se designam agora por tempestades, incluindo alterações no rumo dominante da agitação marítima, Contudo, pouco se sabe da probabilidade de falha atual das estruturas existentes quando sujeitas a tais condições. Nesse âmbito, vale a pena destacar o trabalho de Burcharth *et al.* (2014) que estimou o custo de alteração das estruturas existentes para manter o seu nível de desempenho atual num cenário de alterações climáticas.

Com efeito, a rebentação / o espraçamento / o galgamento e o seus impactos na estabilidade de quebra-mares de taludes (quer no tronco, quer na cabeça) ainda não estão bem caracterizados para cenários de alterações climáticas. Algo semelhante acontece com a influência da incidência da agitação marítima nestes fenómenos, o que só pode ser estudado com ensaios em modelo físico de grande escala.

Alguns trabalhos anteriores sobre espraçamento e galgamento de estruturas (permeáveis e impermeáveis) tiveram como objetivo quantificar a influência de agitação marítima oblíqua no caudal médio galgado, na espessura da lâmina líquida e na velocidade do escoamento, tendo desenvolvido para o efeito fórmulas empíricas para o fator de redução associado à obliquidade da onda, (e.g. Nørgaard *et al.*, 2013). Contudo, a maioria das fórmulas não é válida para ângulos de incidência muito elevados.

Quanto à estabilidade do manto resistente, vários autores têm proposto diretivas para levar em conta os efeitos de ondas oblíquas (e.g. Van Gent, 2014). São muito poucos os dados disponíveis, especialmente para ângulos de incidência muito elevados, para os quais o aumento da estabilidade é mais importante.

Van Gent (2014) realizou um conjunto de testes em modelo reduzido, para avaliar o efeito de agitação oblíqua na estabilidade de mantos protetores, a maioria com um talude de 1:1,5, constituído por uma ou duas camadas de enrocamento ou cubos Antifer. Os testes varreram a gama de ângulos de incidência entre perpendicular (0°) e paralelo (90°) ao eixo longitudinal da estrutura, com estados de agitação de crista longa e curta. Uma série de ensaios foi realizada variando a altura da onda entre 0,025 m e 0,274 m, para uma declividade constante do estado de agitação de 0,03 ou 0,04 (apenas alguns testes).

Van Gent (2014) propõe o estudo da influência do ângulo de incidência na estabilidade de quebra-mares de taludes focando: a) outros declives do talude, especialmente taludes mais suaves de enrocamentos; b) outros valores da declividade dos estados de agitação, para contemplar valores do parâmetro de semelhança da rebentação fora da gama 2,2-3,5 para enrocamento e 3-3,5 para cubos; c) o imbricamento dos elementos do manto.

As lacunas existentes nos dados experimentais e a experiência dos membros da equipa no estudo do espraçamento e galgamento (Mase *et al.*, 2013; Hofland *et al.*, 2015) e no dano de quebra-mares de taludes (Mase *et al.*, 2015) bem como em diferentes técnicas para avaliar os movimentos dos elementos do manto (Hofland *et al.*, 2014; Courela *et al.*, 2015; Pedro *et al.*, 2015; Puente *et al.* 2014; Gronz *et al.* 2016), despertaram o interesse comum na realização do trabalho experimental agora apresentado. O objectivo principal deste trabalho é contribuir para a compreensão destes fenómenos para mitigar os efeitos da subida do nível médio da água do mar em estruturas costeiras da Europa, incluindo a caracterização do espraçamento e galgamento em taludes porosos e rugosos, bem como verificar e estender a aplicabilidade das fórmulas existentes para a estabilidade do manto protector.

O ponto principal é o alargamento da gama de declividades da agitação marítima incidente no estudo do espraçamento, galgamento e estabilidade dos elementos do manto, focando em estados de agitação extremos e com grande obliquidade em relação ao eixo longitudinal das estruturas e nas suas consequências no tronco e na cabeça de quebra-mares de taludes suaves, algo ainda pouco estudado na literatura. Com o estudo do espraçamento e do galgamento em mantos protectores porosos, pretende-se seguir as recomendações de Van Gent.

Esta comunicação descreve a experiência realizada que durou seis semanas, começando com um tanque vazio nas instalações de Marienwerden da Leibnitz Universitaet Hannover (LUH) e terminou com um quebra-mar de taludes num tanque vazio e envolveu dezoito pessoas de sete instituições de quatro países europeus. Nela descreve-se os vários passos da construção do modelo, bem como os equipamentos utilizados na experiência, os procedimentos experimentais e os dados recolhidos.

Depois deste capítulo inicial, apresenta-se a construção do modelo, no capítulo 2, sendo os instrumentos utilizados e bem como a operação do modelo, descritos no capítulo 3. O capítulo 4 contém algumas notas sobre os dados recolhidos durante a experiência enquanto o capítulo 5 termina a comunicação com algumas conclusões.

## 2. O MODELO FÍSICO

Um trecho de um quebra-mar de taludes (a cabeça e parte do tronco adjacente, com um declive de 1(V):2(H)) foi construído no tanque da Leibnitz Universitaet Hannover para se avaliar, com estados de agitação extremos (declividade de 0,055) e vários ângulos de incidência (de 40° a 90°), a resposta da estrutura no que se refere a espraiamento, galgamento e evolução do dano no manto protector. Testaram-se dois tipos de elementos do manto: enrocamento e cubos Antifer.

A figura 1 apresenta a vista em planta do modelo do quebra-mar bem como a secção transversal do mesmo. O tronco do quebra-mar tem um comprimento de 7,5 m e a cabeça tem a mesma secção transversal que a parte exposta do quebra-mar. O modelo tinha um comprimento total de 9,0 m, uma largura de 3,0 m e uma altura de 0,82 m. Com a construção de um modelo tão grande pretendeu-se tornar desprezáveis os efeitos de escala associados ao escoamento induzido pelas ondas através de modelos mais pequenos.

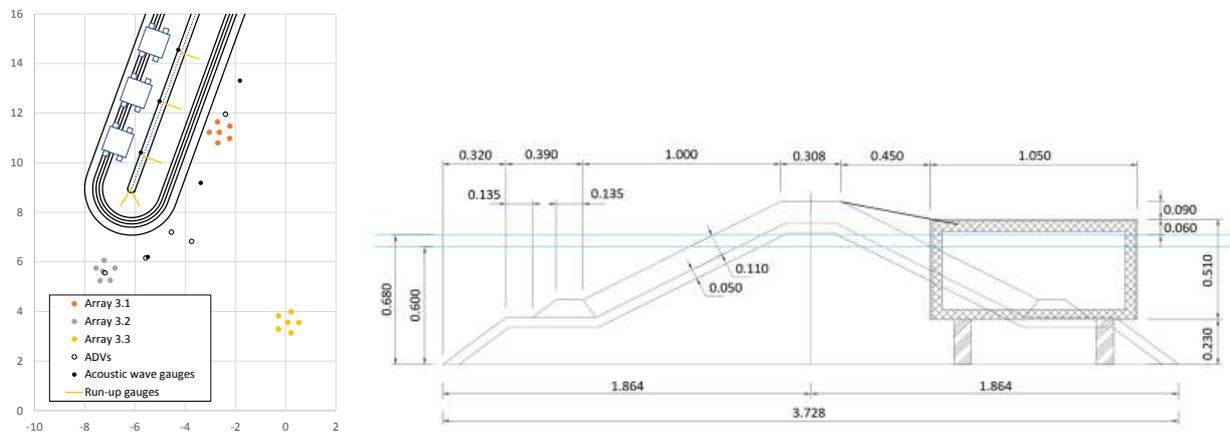


Figura 1. Planta e secção transversal do modelo de quebra-mar

### 2.1. Construção do modelo

A construção do modelo foi realizada nas duas primeiras semanas da experiência e envolveu elementos do LNEC e do ISEL, com o apoio do pessoal da LUH.

Todos os moldes necessários para a construção do modelo foram cortados pelo pessoal da LUH antes do início da experiência. A construção do modelo começou com a montagem da "gaiola" composta pelos moldes do núcleo do tronco e pelas vigas de ligação entre eles. Uma vez concluída a "gaiola", esta foi colocada no fundo do tanque com o alinhamento desejado para o eixo longitudinal do modelo.

Um molde adicional foi colocado perpendicularmente ao fim do tronco, para ajudar na construção da cabeça do modelo de quebra-mar.

Antes de se iniciar a descarga da gravilha utilizada na construção do núcleo (15 m<sup>3</sup> com um peso mediano de 6 gf), colocaram-se na sua posição os três reservatórios para recolha do volume de água galgado. Depois de construído o núcleo do modelo, colocaram-se os moldes para a camada de filtro sobre os moldes do núcleo e o material do filtro (gravilha com um peso mediano de 59 gf) foi despejado e dada forma como no núcleo.

Uma vez completa a construção do filtro, os seus moldes foram retirados de todas as secções transversais do tronco. Na cabeça do quebra-mar, foram retirados os moldes do núcleo e do filtro para assegurar que nada impedia a percolação através do núcleo da cabeça do quebra-mar. Na espessura dos restantes moldes do núcleo foram atarraxados parafusos de tal forma que a cabeça dos mesmos coincidia com o topo da camada de filtro.

Depois, os moldes para o pé do talude foram colocados em cima da cabeça desses parafusos ou directamente em cima da camada de filtro da cabeça. Tais moldes eram mantidos em posição com material do pé de talude (cascalho com um peso mediano de 260 gf) encostado de ambos os lados de cada molde, sendo o resto do pé de talude construído depois ao longo do quebra-mar.

A construção do manto protector iniciou-se na cabeça do quebra-mar e na faixa adjacente com 2,5 m de largura. Aqui foram utilizados cubos Antifer com um peso de 351 gf dispostos em duas camadas de tal forma que a porosidade do manto fosse 37%. Cascalho com um peso mediano de 351 gf foi utilizado na parte exposta e na parte protegida do manto protector de enrocamento.

Para facilitar a identificação visual dos cubos deslocados do manto protector, os cubos utilizados na camada exterior do manto protector foram pintados com seis cores diferentes e colocados em regiões rectangulares de cor uniforme, figura 2.



Figura 2. Várias etapas da construção do modelo

## **2.2. Equipamento de medição**

É possível identificar quatro categorias diferentes no equipamento de medição utilizado na experiência, de acordo com as variáveis medidas:

- Agitação marítima
- Espraimento
- Galgamento
- Dano no manto protetor

Na figura 1 apresenta-se uma vista em planta da posição dos principais instrumentos para aquelas medições (exceto para "dano no manto protector").

A agitação marítima produzida pelo gerador, bem como a agitação incidente na estrutura e a reflectida pela mesma, foram medidas com conjuntos de seis sondas acústicas dispostas nos vértices de um pentágono aproximadamente regular e no seu centroide. Um conjunto foi colocado frente ao gerador, outro frente à cabeça do quebra-mar, alinhado com o eixo do quebra-mar, e outro aproximadamente a meio do tronco, em frente à entrada do segundo reservatório para medição do galgamento.

Em frente à entrada do primeiro e do terceiro reservatórios para o galgamento, foram colocadas duas sondas acústicas isoladas. Uma terceira sonda acústica foi colocada em frente à cabeça do quebra-mar, aproximadamente a meio do diedro formado pelo plano que marca o fim do tronco e o plano que contém o eixo longitudinal da estrutura.

Cinco velocímetros acústicos por efeito de Doppler foram dispostos próximo do quebra-mar, para caracterizar aí o escoamento induzido pelas ondas. Três deles foram colocados junto a sondas acústicas, para se ter uma fonte alternativa de informação para cálculo da agitação incidente e reflectida. Os dois restantes foram colocados aproximadamente no plano vertical que marca o fim do tronco do quebra-mar. Apesar das diferenças na posição vertical do emissor acústico dos vários ADVs, todos os ADVs tinham o receptor acústico definidor do eixo x alinhado com a crista do quebra-mar.

Sondas capacitivas com 0,87 m de comprimento foram colocadas sobre o manto protector para medir o espraimento das ondas incidentes no quebra-mar. Três foram colocadas ao longo do tronco do

quebra-mar, próximo das secções onde era medido o galgamento, e duas foram colocadas na cabeça do quebra-mar (uma no plano que contém o eixo do quebra-mar e outra perpendicular à anterior).

Uma régua graduada com um padrão em xadrez foi utilizada próximo da sonda capacitiva do reservatório de medição do galgamento junto ao enraizamento do quebra-mar, para realizar uma medição alternativa do espraio através do processamento de imagens de vídeo obtidas durante a experiência. Esta régua foi embutida no manto protector e uma coluna com 20 quadrados brancos e pretos tem uma altura de 0,328 m.

Cada reservatório para medição do galgamento tinha uma capacidade de 500 l e foi colocado dentro de um contentor estanque. O volume dentro de cada reservatório era pesado com uma célula de carga colocada entre o fundo desse reservatório e o seu contentor. Um descarregador trapezoidal com 0,60 m de comprimento e uma entrada com 0,60 m de largura (e largura de saída de 0,50 m) levava a água que atingia o canto interior do coroamento para dentro do reservatório. Uma sonda acústica foi colocada acima da entrada de cada descarregador para identificar a ocorrência de galgamentos. Uma sonda capacitiva foi colocada dentro de cada reservatório para medição de galgamentos para se ter alguma redundância na medição do volume galgado fornecido pela célula de carga. Na secção transversal da figura 1 inclui-se o reservatório para medição do galgamento e o descarregador entre o coroamento do quebra-mar e o reservatório. Na figura 3 pode observar-se duas fases da construção do quebra-mar, em torno dos reservatórios para medição de galgamentos, bem como a entrada do reservatório junto ao enraizamento do quebra-mar. Além do descarregador, pode ver-se a sonda acústica para identificação de galgamentos e a régua graduada colocada em frente a esse reservatório.



Figura 3. Reservatórios para medição de galgamentos. a) e b) Colocação dos reservatórios durante a construção do modelo; c) Aspeto geral da entrada de um daqueles reservatórios (sonda para medição do espraio, sonda acústica para identificação de galgamentos, régua graduada)

Um novo procedimento para medição do volume galgado foi testado durante esta experiência: uma câmara térmica foi colocada acima da zona de entrada do descarregador que levava ao reservatório junto à cabeça do quebra-mar. A figura 4 a) mostra o suporte da câmara térmica, enquanto a figura 4 b) mostra essa câmara em funcionamento durante um dos testes. A ideia é avaliar a área molhada correspondente a um galgamento, que deve ser claramente identificada nas imagens de vídeo uma vez que a temperatura da água deve ser diferente do resto da cena observada pela câmara.



Figura 4. Câmara térmica. a) Suporte para a câmara térmica; b) Câmara térmica em funcionamento durante teste

Utilizaram-se três técnicas diferentes para medição do dano no manto protector durante os testes, para além da identificação visual de oscilações e deslocamentos de elementos do manto.

A primeira baseou-se em estereofotogrametria. Isso implica a suspensão de duas máquinas fotográficas acima do modelo do quebra-mar de forma que duas fotografias simultâneas de praticamente a mesma área possam ser tiradas pelas máquinas. Os procedimentos implementados para processamento dos pares de imagens permitem a reconstrução da cena correspondente à parte submersa do quebra-mar sem ser necessário retirar a água do tanque para obter fotografias com o talude a seco.

A segunda técnica baseia-se na utilização do sensor de movimentos Kinect que é deslocado sobre a área em estudo. A reconstrução da parte emersa do manto protector pode ser realizada a partir da informação recolhida. Além disso, como é possível “ver” abaixo da superfície livre, uma primeira estimativa da reconstrução da região submersa do manto também pode ser feita. Esta estimativa grosseira pode ser corrigida com a informação recolhida com o sensor de movimento Kinect depois de esvaziado o tanque.

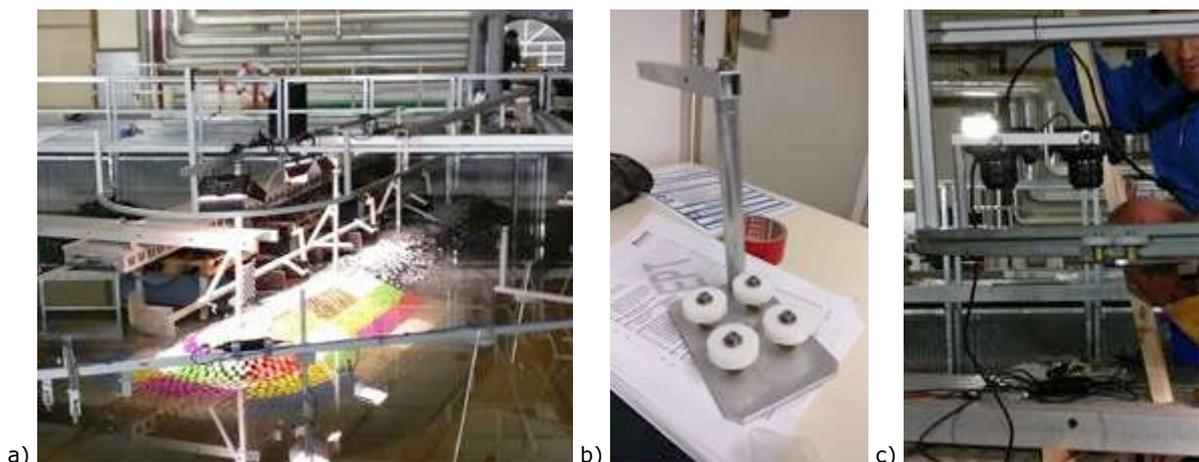


Figura 5. a) carril para apoio das máquinas fotográficas e do sensor de movimento Kinect; b) vagão para transporte desses instrumentos; c) vagão no carril com as duas máquinas fotográficas

Uma vez que estas duas técnicas implicavam o movimento do equipamento de medição acima da região em estudo, um carril de alumínio, composto por um trecho recto com 7,85 m de comprimento e uma semicircunferência com 1,80 m de diâmetro, foi suspenso 2,00 m acima do fundo do tanque. A figura 5 mostra o carril, bem como o vagão especial que era deslocado ao longo do carril e onde o conjunto de máquinas fotográficas ou o sensor de movimentos Kinect eram suspensos.

A terceira técnica consiste no uso de acelerómetros dentro de alguns elementos do manto protector. Nesta experiência 6 desses elementos artificiais foram utilizados, embora nem todos ao mesmo tempo.

### **3. PROCEDIMENTO DE ENSAIO**

Para cada ângulo de incidência da agitação marítima, uma sequência de pelo menos quatro estados de agitação distintos atuava no modelo do quebra-mar ( $H_s = 0.100$  m,  $0.150$  m,  $0.175$  e  $0.200$  m e os correspondentes períodos de pico do espectro  $T_p = 1.19$  s,  $1.45$  s,  $1.57$  s e  $1.68$  s)

Foi realizado um varrimento exaustivo dos ângulos de incidência de agitação marítima de crista longa, para uma profundidade de  $0,60$  m ( $40^\circ$ ,  $55^\circ$ ,  $65^\circ$ ,  $75^\circ$  e  $90^\circ$ ).

Uma vez que não eram expectáveis grandes espraamentos, galgamentos ou danos ao longo da estrutura para ângulos de incidência mais elevados, na série de testes com a profundidade de  $0,68$  m e ondas de crista longa, o número de ângulos de incidência foi reduzido para 3 ( $40^\circ$ ,  $55^\circ$  e  $65^\circ$ ).

A influência da dispersão direccional em ondas de crista curta foi investigada para a menor profundidade ( $0,60$  m) e ângulos de incidência de  $40^\circ$  e  $65^\circ$ . Estes são os valores da direcção média do período de pico, sendo  $50^\circ$  a dispersão direccional testada.

Por último, para o ângulo de incidência de  $40^\circ$  foram também obtidos resultados para a profundidade maior ( $0,68$  m) e ondas de crista curta com uma dispersão direccional de  $50^\circ$ .

No quadro 1 listam-se os parâmetros considerados na totalidade dos testes realizados. Habitualmente, a sequência de trabalho consistia em

1. Antes do início da série de testes (o tanque com a profundidade de água desejada para a série de testes e o quebra-mar reconstruído)
  - a. Levantamento com o Kinect da envolvente da cabeça do quebra-mar;
  - b. Obtenção de pares de fotografias do manto protetor em 4 pontos diferentes (em frente a cada reservatório e a meio da cabeça do quebra-mar)
  - c. Colocar os elementos artificiais instrumentados em pontos seleccionados da cabeça do quebra-mar e iniciar o procedimento de aquisição dos seus dados
2. Durante cada teste da série correspondente a um dado ângulo de incidência
  - a. Aquisição de dados dos conjuntos de sondas acústicas, das sondas acústicas isoladas (quer para elevação da superfície livre, quer para identificação de galgamentos), das sondas capacitivas (quer para o espraimento, quer para o nível da água no interior dos reservatórios), das células de carga debaixo dos reservatórios e dos velocímetros acústicos por efeito Doppler
  - b. Gravação de vídeo da câmara para medição do espraimento ao longo da régua graduada, bem como das duas câmaras (uma colocada no lado norte do tanque, outra no lado este) para identificar movimentos e deslocamentos dos elementos do manto
3. Depois de cada um dos testes em 2.
  - a. Levantamento, com o Kinect, da envolvente da cabeça "danificada";
  - b. Obtenção de pares de fotografias nos mesmos pontos de 1.b
4. Depois da série de testes
  - a. Remoção dos elementos artificiais instrumentados
5. Antes de esvaziar o tanque
  - a. Obtenção de pares de fotografias de placa com padrão xadrez colocada perto dos pontos de 1.b, para permitir a calibração de cada uma das máquinas fotográficas bem como do conjunto formado pelas duas máquinas

Quadro 1. Parâmetros considerados nos testes.

Data	Teste	d (m)	Hm0 (m)	Tp (s)	Dir (°)	Dispersão (°)
01-11-2017	13	0.60	0.100	1.19	40	0
	14		0.150	1.45		
	15		0.175	1.57		
	16		0.200	1.68		
02-11-2017	17	0.60	0.100	1.19	65	0
	18		0.150	1.45		
	19		0.175	1.57		
03-11-2017	20	0.60	0.200	1.68	90	0
	21		0.100	1.19		
	22		0.150	1.45		
	23		0.175	1.57		
06-11-2017	25	0.68	0.200	1.68	40	0
	26		0.250	1.88		
	27		0.100	1.19		
	28		0.150	1.45		
07-11-2017	29	0.68	0.175	1.57	65	0
	30		0.200	1.68		
	31		0.100	1.19		
	32		0.150	1.45		
08-11-2017	33	0.60	0.175	1.57	40	50
	34		0.200	1.68		
	35		0.100	1.19		
	36		0.150	1.45		
09-11-2017	37	0.60	0.175	1.57	65	50
	38		0.200	1.68		
	39		0.250	1.88		
	40		0.100	1.19		
10-11-2017	41	0.60	0.150	1.45	55	0
	42		0.175	1.57		
	43		0.200	1.68		
	44		0.250	1.88		
13-11-2017	45	0.60	0.100	1.19	75	0
	46		0.150	1.45		
	47		0.175	1.57		
	48		0.200	1.68		
14-11-2017	49	0.68	0.100	1.19	55	0
	50		0.150	1.45		
	51		0.175	1.57		
	52		0.200	1.68		
15-11-2017	58	0.68	0.100	1.19	40	50
	59		0.150	1.45		
	60		0.175	1.57		
	61		0.200	1.68		
	62		0.250	1.88		
	63		0.100	1.19		
	64		0.150	1.45		
	65		0.175	1.57		
	66		0.200	1.68		
	67		0.250	1.88		
	68		0.100	1.19		

- b. Obtenção de par de fotografias da placa com o padrão xadrez flutuando na vizinhança de cada um dos pontos de 1.b, para definir o nível da superfície livre

6. Esvaziamento do tanque

7. Repetir os passos 3.a e 3.b para obter informação sobre o manto protector “danificado” sem a perturbação introduzida pelo interface ar-água
8. Reconstrução do modelo
9. Repetir os passos 3.a e 3.b para obter informação sobre o manto protector “inicial” sem a perturbação introduzida pelo interface ar-água
10. Encher o tanque até ao nível pretendido

Embora em alguns dias a atividade não se tivesse iniciado no ponto 1. ou terminado em 10., nos 11 dias disponíveis para a realização dos testes foi sempre possível realizar uma série de pelo menos 4 testes para uma dada profundidade e ângulo de incidência, como pode ver-se no quadro 1, com os parâmetros de cada teste. O quadro mostra também que não foram consideradas repetições dos testes. Tal deveu-se ao tempo necessário para esvaziar o tanque e reconstruir o quebra-mar.

#### **4. DADOS OBTIDOS**

Todos os equipamentos eletrónicos de medição, aparte os ADVs, estavam ligados à mesma placa de aquisição de dados, o que permitiu a geração de um único ficheiro por teste com os dados medidos em 35 sensores (18 sondas acústicas em 3 conjuntos, 6 sondas acústicas, quer para medição isolada da agitação marítima junto ao modelo do quebra-mar (3), quer para detetar galgamentos (3), 8 sondas capacitivas, para medição de espraiamento (5) ou para medição de nível no interior dos reservatórios de galgamento (3) e 3 células de carga para medição do volume galgado).

O mesmo não é válido para os dados dos ADVs. Estes instrumentos estavam directamente ligados a um computador e o início do registo era comandado por um dos ADVs. Tal procedimento assegurava a sincronia do registo de dados de velocidade do escoamento. Em cada teste, um ficheiro de dados era produzido para cada ADV.

A posição e os ângulos de rotação medidos com os cubos artificiais eram armazenados no próprio instrumentos de medição e recolhidos após o fim da série de testes. Um processamento simples permitia a divisão dos ficheiros obtidos em ficheiros individuais de cada teste da série.

A câmara térmica gerava imagens que eram armazenadas directamente no computador ao qual estava ligada. Algo diferente ocorria com a câmara de vídeo dedicada ao espraiamento. Eram gerados ficheiros de vídeo com uma duração máxima de aproximadamente 20 minutos que tinham de ser divididos e rotulados com o número do teste.

Todos estes ficheiros de dados referem-se a informação recolhida durante cada teste. Já a informação relativa ao levantamento da envolvente do manto protector, ela era recolhida após o fim de cada teste com água no tanque. As excepções estão claramente identificadas no nome da directoria correspondente.

Toda a informação recolhida foi armazenada em directorias diárias que contêm uma directoria por grupo de dados, i.e. “ADV”, “kinect\_UdCoruna”, “mostly\_free\_surface\_elevation”, “photogrammetry\_LNEC”, “run\_up\_video\_LNEC”, “smartifers\_TUDelft”, “smartstones\_UTrier” e “thermal\_UdCoruna”. Em algumas directorias, dependendo da informação nelas contida, podem existir mais subdirectorias. É expectável que o número de ordem do teste esteja no nome do ficheiro ou do directório no seu nível mais interior. Na figura 6 apresenta-se um exemplo da estrutura de ficheiros para o dia 2017-11-08.

A maior parte dos instrumentos utilizados na experiência estavam disponíveis na LUH. As excepções foram a câmara térmica e o sensor de movimentos Kinect, ambos levados pela equipa da Universidad da Coruña (disponíveis para os testes até 2017-11-08), as máquinas fotográficas levados pela equipa do LNEC (disponíveis durante toda a experiência) e os cubos Antifer instrumentados, levados pela equipa da TUDelft (“Smartifer”, disponíveis até 2017-11-09) e os levados pela equipa da UTrier (“Smartstones” disponíveis até 2017-11-10). Isto implicou que as medições correspondentes não foram realizadas durante todo o intervalo de tempo reservado para os ensaios.

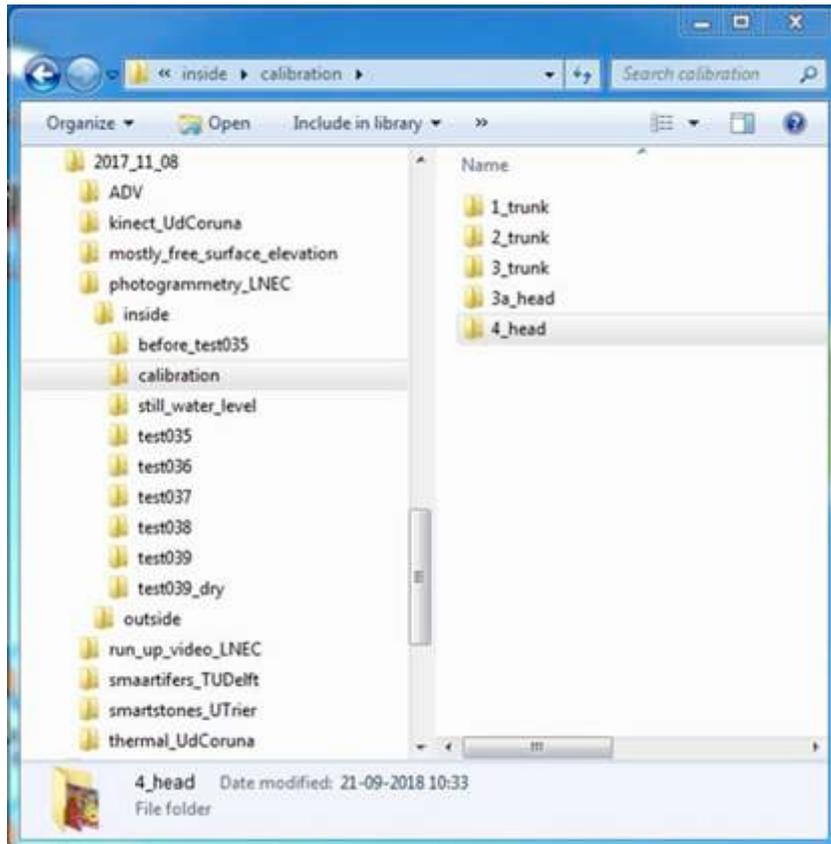


Figura 6. Estrutura de directorias utilizada no armazenamento de dados

## 5 COMENTÁRIOS FINAIS

Descreveu-se nesta comunicação um conjunto de ensaios projetado para esclarecer alguns detalhes da influência do ângulo entre a direcção dominante de um estado de agitação e a normal ao eixo de um quebra-mar de taludes no que se refere ao espriamento, ao galgamento e à evolução do dano nestas estruturas.

Pretendeu-se alargar a gama de declividades da agitação marítima incidente no estudo daqueles fenómenos, focando em estados de agitação extremos e com grande obliquidade em relação ao eixo longitudinal das estruturas e nas suas consequências no tronco e na cabeça de quebra-mares de taludes suaves, algo ainda pouco estudado na literatura.

Embora ainda esteja quase tudo por fazer no que se refere ao processamento dos dados obtidos, uma análise rápida permite concluir que os episódios de galgamento foram muito inferiores ao previsto com as formulações disponíveis, sendo necessário encontrar justificação para tal diferença.

Em todo o caso, importa realçar a oportunidade única que esta experiência constituiu para o teste de novas técnicas de avaliação do dano em quebra-mares de taludes, bem como para juntar a equipa de 18 pessoas autora desta comunicação.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi apoiado pelo Programa Horizonte 2020 da Comunidade Europeia através da Iniciativa de Infra-estruturas Integradas Hydralab+, contrato n.º 654110.

Os autores agradecem o apoio da LUH, nomeadamente do Dr.-Ing. Nils Kerpen e do Dr.-Ing. Sven Liebisch, bem como do pessoal em Marienwerden: Björn, Mareike, Mario, Raoul and Tom.

## **REFERÊNCIAS**

- Burcharth, H.F., Andersen, T.L., Lara, J.L., 2014. Upgrade of coastal defence structures against increased loadings caused by climate change: A first methodological approach. *Coastal Engineering*, 87, 112-121.
- Courela, J.M., Carvalho, R.F., Lemos, R., Fortes, J., Leandro, J., 2015. Rubble-mound breakwater armour units displacement analysis by means of digital images processing methods in scale models. *Proc. 2nd IWHS: Data Validation, IAHR, Coimbra, May*.
- Gronz, O., Hiller, P.H., Wirtz, S., Ries, J.B., 2016. Smartstones: A small 9-axis sensor implanted in stones to track their movements. *Catena*, 142: 245-251.
- Hofland, B., Disco, M., Van Gent, M.R.A., 2014. Damage characterization of rubble mound roundheads. *CoastLab2014, Varna*.
- Hofland, B., Diamantidou, E., Van Steeg, P., Meys, P., 2015. Wave runup and wave overtopping measurements using a laser scanner. *Coastal Engineering*, 106, 20-29.
- IPCC, 2014. *Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. (Eds) Pachauri RK, Meyer LA. IPCC, Geneva, Switzerland.
- Lowe, J.A., Gregory, J.M., 2005. The effects of climate change on storm surges around the United Kingdom. *Philosophical Transactions: Mathematical, Physical and Eng. Sciences*, 363(1831), 1313-1328.
- Mase, H., Tamada, T., Yasuda, T., Hedges, T.S., Reis, M.T., 2013. Wave runup and overtopping at seawalls built on land and in very shallow water. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 139(5), 346-357.
- Mase, H., Yasuda, T., Reis, M.T., Karunarathna, H., Yang, J.-A., 2015. Stability formula and failure probability analysis of wave-dissipating blocks considering wave breaking. *Journal of Ocean Engineering and Marine Energy*, 1(1), 45-54.
- Nørgaard, J.Q.H., Lykke Andersen, T., Burcharth, H.F., Steendam, G.J., 2013. Analysis of overtopping flow on sea dikes in oblique and short-crested waves. *Coastal Engineering*, 76, 43-54.
- Pedro, F., Bastos, M., Lemos, R., Fortes, C., Santos, J.A., 2015. Toe berm damage progression analysis using a stereophotogrammetric survey technique. *Proc. 7th SCACR - Int. Short Course/Conf. on Applied Coastal Research, Florence*.
- Puente, I., Sande, J., González-Jorge, H., Peña, E., Maciñeira, E., Martínez-Sánchez, J., Arias, P., 2014. Novel image analysis approach to the terrestrial LiDAR monitoring of damage in rubble mound breakwaters. *Ocean Engineering*, 91, 273-280.
- Van Gent, M.R.A., 2014. Oblique wave attack on rubble mound breakwaters. *Coastal Engineering*, 88, 43-54.
- Weisse, R., Bellafiore, D., Menéndez, M., Méndez, F., Nicholls, R.J., Umgiesser, G., Willemse, P., 2014. Changing extreme sea levels along European coasts. *Coastal Engineering*, 87, 4-14.



## **TÉCNICAS DE ANÁLISE E PÓS-PROCESSAMENTO DE IMAGEM APLICADA À EXTRAÇÃO DE DADOS LOCAIS DE ENSAIOS DE ROTURA DE BARRAGENS**

### **IMAGE ANALYSIS AND POST-PROCESSING TECHNIQUES APPLIED TO LOCAL DATA EXTRACTION OF DAM BREAK PHYSICAL MODELLING**

Amaral, Sílvia; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, samaral@Inec.pt*  
Alvarez, Teresa; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal /CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, talvarez@Inec.pt*  
Viseu, Maria Teresa; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, tviseu@Inec.pt*  
Ferreira, Rui M.L.; *CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, ruimferreira@tecnico.ulisboa.pt*

#### **RESUMO**

Este trabalho, de índole experimental, baseia-se na adoção de técnicas de análise e pós-processamento de imagem para a extração de dados de ensaios de rotura por galgamento de barragens de aterro homogéneas. A aplicação destas técnicas à caracterização da morfologia da brecha e da velocimetria superficial espacial do escoamento junto é apresentada.

#### **ABSTRACT**

This experimental work is based on the adoption of image analysis and post-processing techniques for data extraction from experimental tests on failure by overtopping of homogeneous embankments dams. The application of these techniques to the characterization of the breach morphology and spatial surface velocimetry near the breach is presented.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

As variáveis mais frequentemente caracterizadas em estudos experimentais de rotura de barragens de aterro, bem como os resultados decorrentes dependem dos objetivos da campanha experimental. Para além do hidrograma efluente da brecha (variável mais comumente caracterizada), a caracterização do processo de erosão da brecha (evolução morfológica 2D e, menos frequentemente, 3D) e da velocidade do escoamento na aproximação e na secção da brecha são também variáveis que têm sido caracterizadas experimentalmente de formas várias.

Vários autores caracterizaram a morfologia, nomeadamente os perfis longitudinais e/ou transversais e largura da brecha, com recurso a potenciómetros ou perfiladores de fundo (Hanson *et al.* 2005), métodos fotogramétricos e videografia subaquática (Walder *et al.* 2015) ou a técnicas de pós-processamento de imagem digital (Tabrizi *et al.* 2016). Embora menos frequente, também se tentou reconstruir a superfície da barragem em rotura (3D), nomeadamente com recurso a sensores de inclinação, de deformação e através de técnicas de pós-processamento aplicadas a imagens de alta velocidade (Yousof *et al.* 2018), à deteção digital de traçadores incluídos no corpo da barragem (Cestero 2015) e a varrimento 3D de laser (Rifai *et al.* 2016).

A velocidade do escoamento foi caracterizada por vários tipos de equipamentos e/ou métodos, nomeadamente sensores eletromagnéticos para medições discretas (velocidades locais - Zhao *et al.* 2013), deteção de traçadores em imagem digital por aplicação do método de Rantz (Orendorff *et al.* 2011), por aplicação de LSPIV (Zhao *et al.* 2013) ou através de métodos estereoscópicos para estimar velocidades - 3D DPTV (Elkholy *et al.* 2016).

Este artigo apresenta as técnicas de análise e pós-processamento de imagem utilizadas na caracterização experimental da evolução da morfologia da brecha e do campo superficial de velocidades do escoamento na aproximação e na secção de rotura.

## 2 - ENSAIOS EXPERIMENTAIS

### 2.1 - Instalação experimental

A campanha de ensaios de rotura por galgamento de barragens de aterro foi realizada numa instalação experimental de média escala localizada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), com cerca de 31.50 m de comprimento e 6.60 m e largura (Figura 1). Os ensaios foram realizados em condições de controlo hidráulico e geotécnico, o que foi conseguido, antes da construção, com a recolha de amostras de solo para caracterização (granulometria, Teste Proctor e índices de plasticidade do solo) e durante a construção, com a recolha de provetes para controlo das condições de implementação da barragem (i.e. das condições de humidade e grau de compactação do solo em relação aos valores de referência do Proctor). De acordo com Classificação Unificada de Solos, o solo adotado nos ensaios experimentais pode ser classificado como uma areia siltosa (SM) - ASTM D2487-11 - com cerca de 30% de finos.

A **evolução temporal da morfologia da brecha e da velocimetria superficial espacial** foi conseguida neste estudo com recurso a métodos óticos. Para tal foi necessário adquirir as seguintes variáveis: (1) caudal afluente; (2) níveis de água na albufeira, na bacia de retenção e na vizinhança da brecha; (3) campos de velocidade na aproximação e na secção da brecha (por monitorização dos deslocamentos relativos de partículas de esferovite entre imagens consecutivas); (4) processo de evolução da brecha (geometria da brecha e reconstrução 3D da barragem em rotura). A extração destas variáveis durante a campanha experimental foi conseguida com recurso à instrumentação (utilizada individualmente, ou de forma combinada) que consta do Quadro 1.

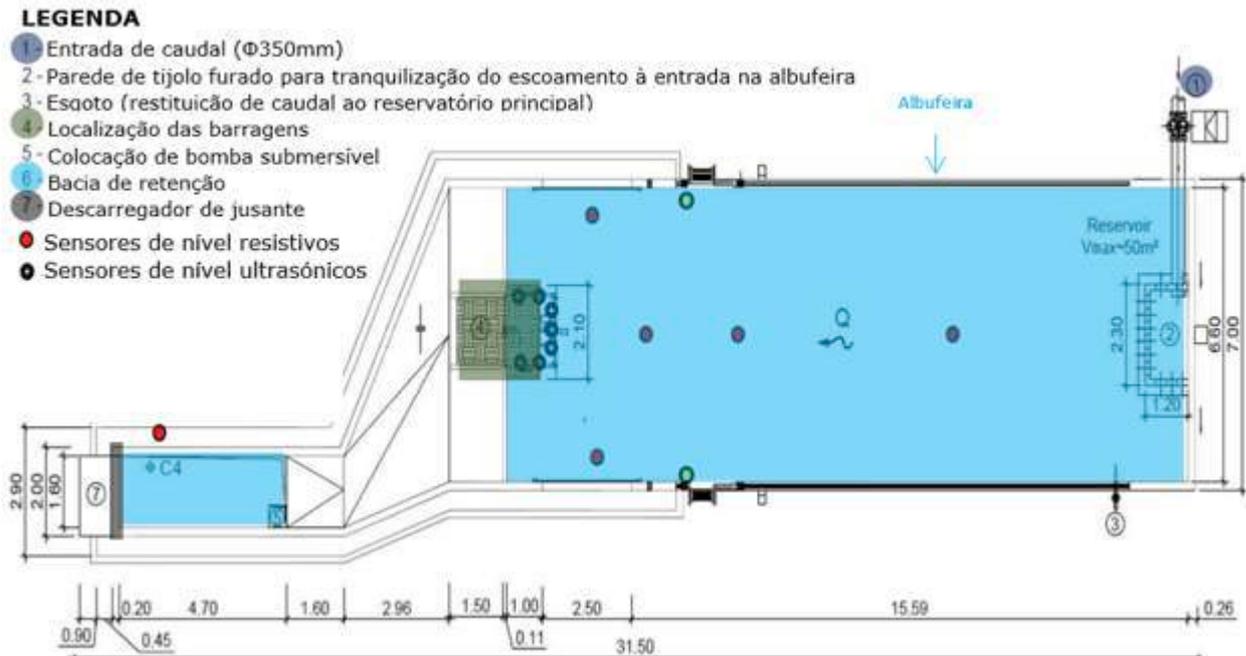


Figura 1 - Planta da instalação experimental dos ensaios de rotura de barragens de aterro

Quadro 1 - Variáveis monitorizadas durante os ensaios de rotura e equipamentos adotados

Variáveis	Equipamento adotado
caudal afluente	- caudalímetro
níveis de água: albufeira e vizinhança da brecha; bacia de retenção	- sensores de nível resistivos - sensores de nível ultrasónicos
deslocamentos das partículas de esferovite na vizinhança da brecha	- camara CMOS de alta velocidade - Mikrotron - dispensadores mecânicos de esferovite - iluminação de elevada potência (3 holofotes de 500W)
geometria da brecha e reconstrução 3D da barragem em rotura	- camara CMOS de alta velocidade - Photonfocus - folha de laser vertical criada por um feixe de laser contínuo de luz verde (532nm) acoplado a lente cilíndrica - Kinect sensor

## 2.2 - Sistema de monitorização

Nas Figuras 2 e 3 apresentam-se os equipamentos adotados.

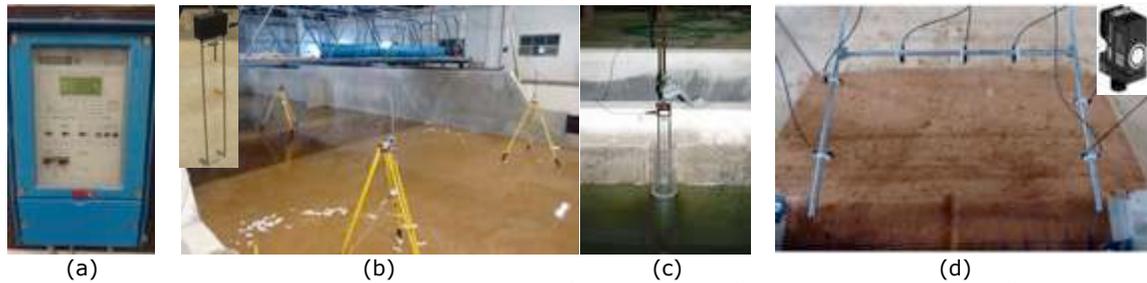


Figura 2 – Equipamento para medição de caudal e de níveis (a) caudalímetro; (b) sensores de nível resistivos na albufera e bacia de retenção; (c) sensores de nível ultrassónicos na vizinhança da brecha

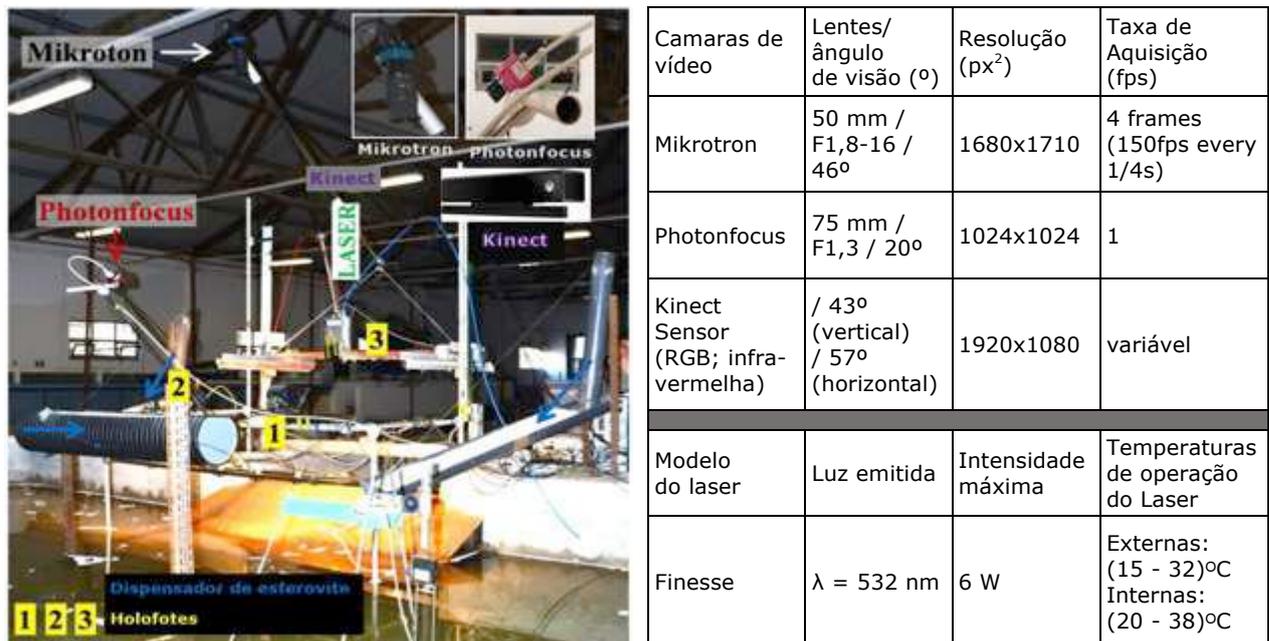


Figura 3 – (a) Esquema de montagem das câmaras de alta velocidade, do laser e da iluminação de elevada potência; (b) Principais características das câmaras de alta velocidade, do Kinect sensor e do laser

## 3 - CARACTERIZAÇÃO DA MORFOLOGIA DA BRECHA

### 3.1 - Detecção da brecha

A área da brecha foi determinada através de dois métodos distintos (A e B), ou seja, essencialmente baseados em técnicas de análise e de pós-processamento digital aplicadas às imagens adquiridas com ambas as câmaras monocromáticas de alta velocidade - Photonfocus e Mikrotron (Figura 3).

No Método A, designado como **secção transversal da brecha**, a determinação da área resulta simplesmente da interseção do traço da folha de laser com a superfície livre do escoamento e o corpo da barragem. As imagens utilizadas para detetar esta área foram obtidas com uma câmara CMOS de alta velocidade (Photonfocus). O local mais apropriado para a determinação desta secção transversal foi no alinhamento com a face de montante do coroamento da barragem (Figura 4 (a)). Esta área foi obtida através de técnicas de pós-processamento digital aplicadas às imagens de base para a deteção do contorno da brecha, enaltecido pela interseção da folha de laser com a superfície livre do escoamento e o fundo da brecha – Figura 5.

No Método B, designado como **secção radial da brecha**, assume-se a existência de uma linha de crista de uma brecha curva com uma elevação aproximadamente constante – um “rim”, de geometria aproximadamente circular, que divide a zona não perturbada do corpo da barragem da zona inclinada que conduz para o canal da brecha. Esta estrutura morfológica, que terá sido originada por erosão hidráulica, foi efetivamente observada por Cestero *et al.* (2015). Assumindo que esta linha de crista

submersa tem, efetivamente, uma elevação mais ou menos constante, tal como representado na Figura 4 (b) - linha tracejada -, o seu valor foi determinado pela intersecção de um plano vertical (no plano da folha do laser neste caso) com o corpo da barragem, como também esboçado na Figura 4 (b). A profundidade do escoamento é determinada de forma análoga. Assim, a secção radial da brecha é uma superfície curva caracterizada por um comprimento de crista (L) e uma profundidade de escoamento (h) ambos extraídos através de técnicas de pós-processamento de imagem aplicadas às imagens adquiridas com as camaras de alta velocidade Mikrottron (curvatura em planta da brecha) e Photonfocus (profundidade do escoamento). O procedimento de cálculo da evolução destas duas variáveis durante o processo de rotura encontra-se detalhado em Bento *et al.* (2017).

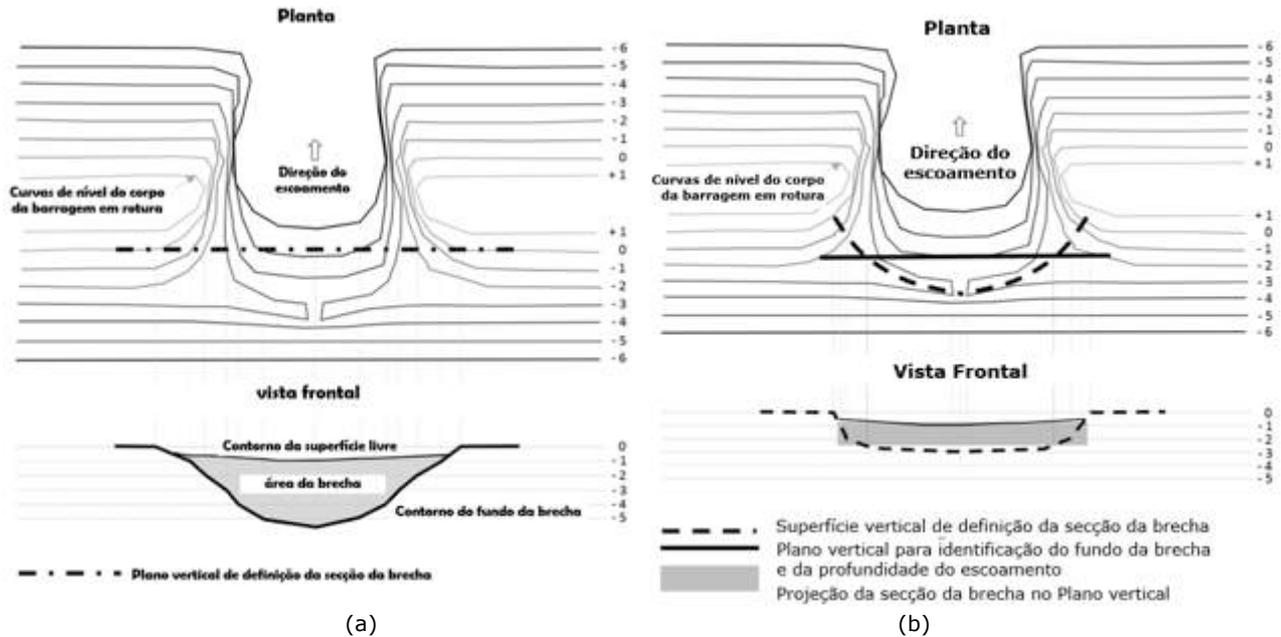


Figura 4 – Definição da área da brecha (a) Método A; (b) Método B

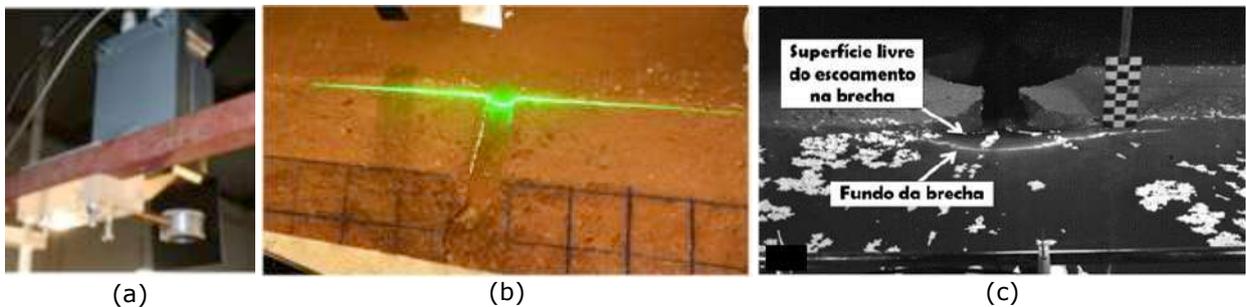


Figura 5 – Método A – Instrumentação adotada na deteção da brecha; (a) laser acoplado a lente cilíndrica; (b) folha de laser projetada no coroamento da barragem; (c) contorno da brecha (fundo e superfície livre)

Não foi possível automatizar o processo de deteção da área transversal da brecha ao longo da totalidade do ensaio uma vez que, para os maiores caudais, a coluna de água acima do fundo foi superior ao valor máximo que ainda permite que a folha de laser penetre na coluna de água e atinja o fundo (ou seja, que o contorno do fundo da brecha ainda seja detetável nas imagens adquiridas). Assim, enquanto o contorno do fundo da brecha (interface água-aterro) foi claramente detetado em todo o seu comprimento (linha curva brilhante), foi possível automatizar a extração da área através de uma simples filtragem espacial para deteção e realce de bordas. Quando o contorno da brecha deixou de ser visível na sua totalidade, foi determinado manualmente, sobre a imagem, recorrendo-se a algumas suposições nas zonas não visíveis por forma a conseguir caracterizar a totalidade do contorno do fundo da brecha durante todo o período dos ensaios.

A deteção do contorno da superfície livre em escoamentos com sedimentos coesivos em instalações de grande escala, como é o caso dos ensaios de rotura de barragens de aterro realizados neste estudo, é facilitada pela elevada turbidez do escoamento uma vez que se verifica uma variação brusca nos níveis de cinza que assinalam o local da superfície do escoamento na secção em estudo - Figura 5 (c).

Na Figura 6 apresenta-se uma sequência de imagens de um ensaio na qual se ilustram as duas situações: 1) contorno do fundo visível; 2) contorno do fundo não visível.

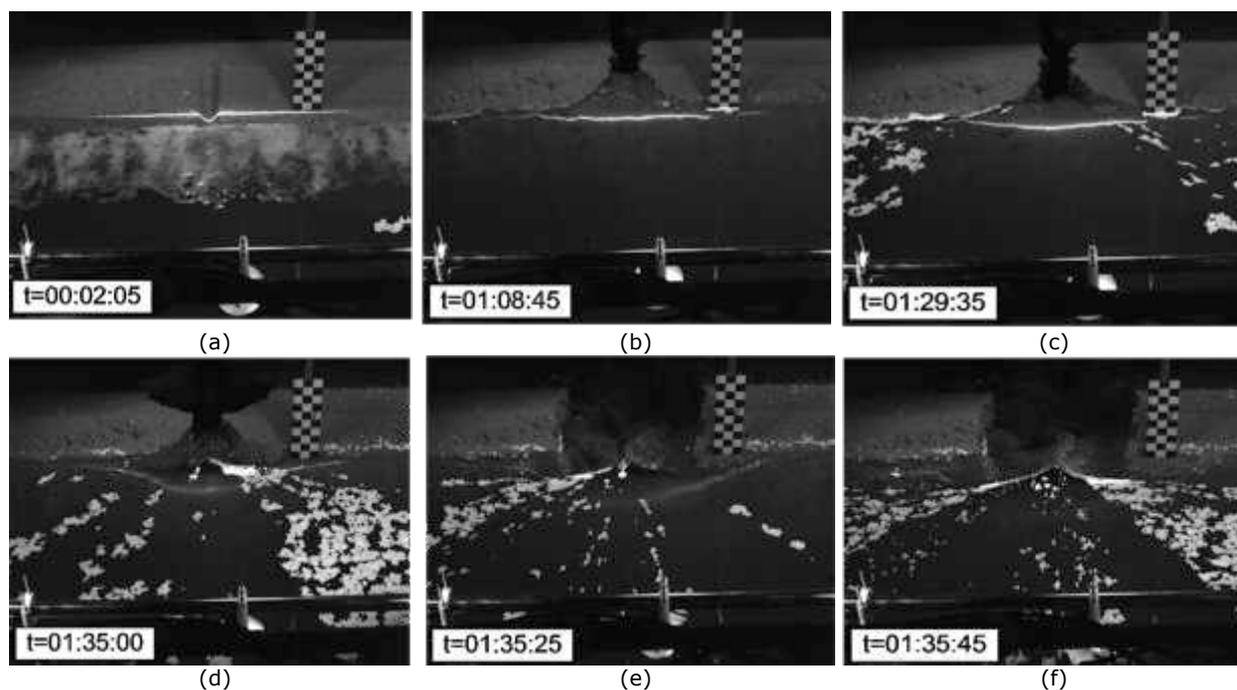
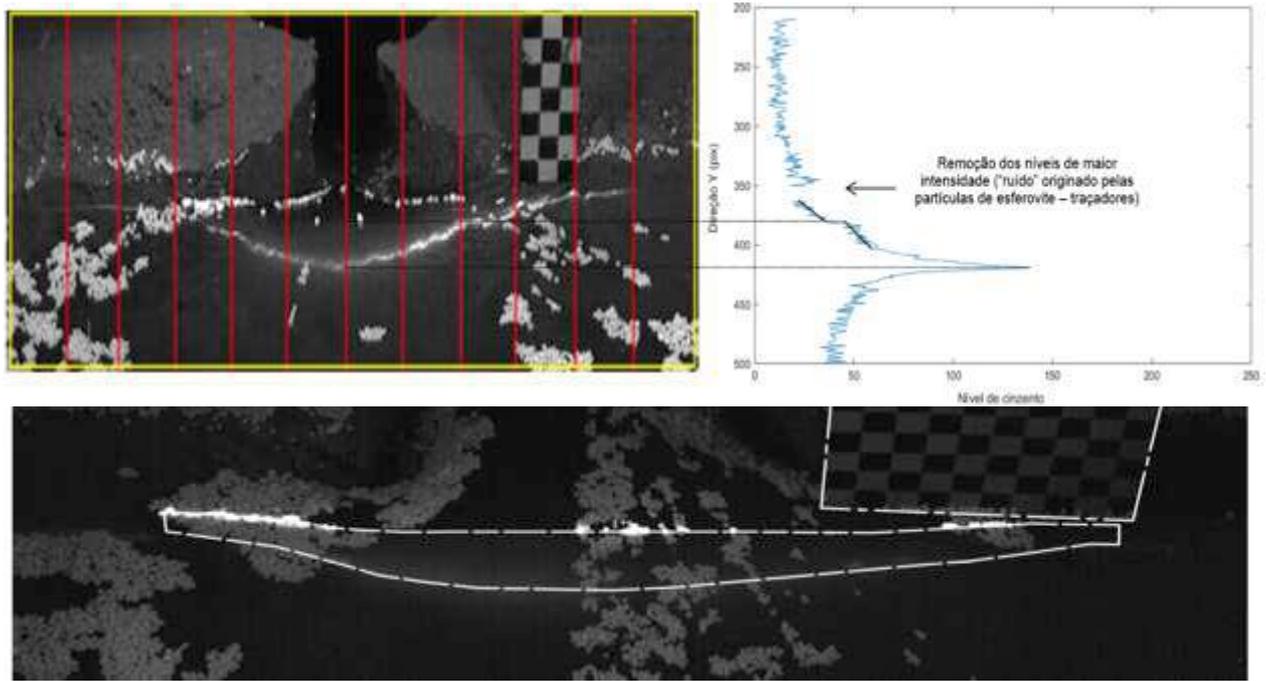


Figura 6 – Sequência de imagens adquiridas com a camera Photonfocus;  
(a), (b), (c) e (d) contorno da brecha visível; (e) e (f) contorno da brecha pouco visível ou não visível

Nas imagens de base onde o contorno da brecha era visível o processo foi automatizado para cada um dos Métodos A e B seguindo os procedimentos descritos no Quadro 2.

Quadro 2 - Metodologia de extração automática dos contornos da brecha

Método A	Método B
<p>1 - aplicação de um filtro passa-alto para realçar os pixels de alto contraste da imagem, contornos do fundo e da superfície livre (elevada luminosidade)</p> <p>2 - seleção da área de interesse a analisar (retângulo a amarelo na Figura 7 (a))</p> <p>3 - seleção do número de verticais e do espaçamento entre as mesmas (a vermelho na Figura 7 (a))</p> <p>4 - plotagem dos níveis de cinzento ao longo das verticais traçadas e deteção do ponto de maior intensidade (laser) e do ponto de mudança "brusca" do nível de cinzento localizado logo a seguir (correspondente à superfície do escoamento) - exemplificado na Figura 7 (b)</p> <p>5 - união dos pontos de maior nível de cinzento para obtenção do contorno do fundo da brecha e união dos pontos de mudança do nível de cinzento para obtenção da superfície livre do escoamento - Figura 7 (c)</p> <p>6 - determinação da área da brecha (área localizada entre o contorno do fundo e a superfície livre); a conversão para unidades métricas considera a área da placa em xadrez de dimensões conhecidas - Figura 7 (c)</p>	<p>1 - realização de equalização adaptativa do histograma com contraste limitado para enaltecimento do contraste da imagem monocromática</p> <p>2 - aplicação filtro de média móvel para suavização das flutuações de alta frequência (Figura 9 - esq.)</p> <p>3 - traçamento de linhas verticais equiespaçadas ao longo das quais se determina a série de variação espacial vertical dos níveis de cinza; pós-processamento de cada série para encontro dos pontos de inflexão, que assinalam a crista da brecha (isto é visível na própria imagem - o corpo da barragem aparece mais claro enquanto que a parte de jusante é marcadamente mais escura); a interseção da crista da brecha com cada linha vertical é definida como o ponto onde a derivada dos níveis de cinza se torna inclinada em direção ao centro da imagem; a operação de derivação é realizada sobre a linha de tendência dos níveis de cinzento, os picos de nível de cinza correspondem a reflexões das partículas de esferovite (traçadores) e são removidos pela aplicação de um filtro passa-baixa; este procedimento é exemplificado na Figura 9 - dir. para dois instantes temporais nos quais se traçaram duas linhas verticais</p> <p>4 - ajustamento de curva polinomial aos dados gerados no passo 3 (resulta no andamento da crista da brecha (L))</p>



(c)

Figura 7 – Método A (a) Área de interesse analisada em cada imagem representada por retângulo amarelo com posicionamento das verticais de análise dos níveis de cinzento; (b) Exemplo de visualização da variação dos níveis de cinzento ao longo de uma vertical com deteção dos pontos de maior intensidade (fundo da brecha) e de quebra “súbita” na intensidade (superfície do escoamento); (c) delimitação dos contornos do fundo e da superfície livre

Nas situações em que o contorno do fundo não foi inteiramente visível, utilizou-se a união entre as partes visíveis dos contornos, sendo que, nos casos em que o contorno do fundo não se detetava em toda a sua extensão, se admitiu que a taxa de erosão do fundo seguia uma tendência de crescimento uniforme, considerando-se a taxa ocorrida nos instantes anteriores para estimar a posição do fundo nos instantes ulteriores. Note-se que, embora se tenham aplicado vários filtros espaciais de deteção e realce de bordas às imagens nas quais o contorno do fundo não era inteiramente visível concluiu-se que as imagens pós-processadas não continham informação adicional à imagem pré-processada. Efetivamente, nem com a soma de uma série de imagens consecutivas (de 5, 10 ou 20) filtradas se conseguiu detetar o contorno do fundo. Na Figura 8 ilustra-se a evolução da secção transversal da brecha determinada pelo Método A para o ensaio correspondente às figuras apresentadas.

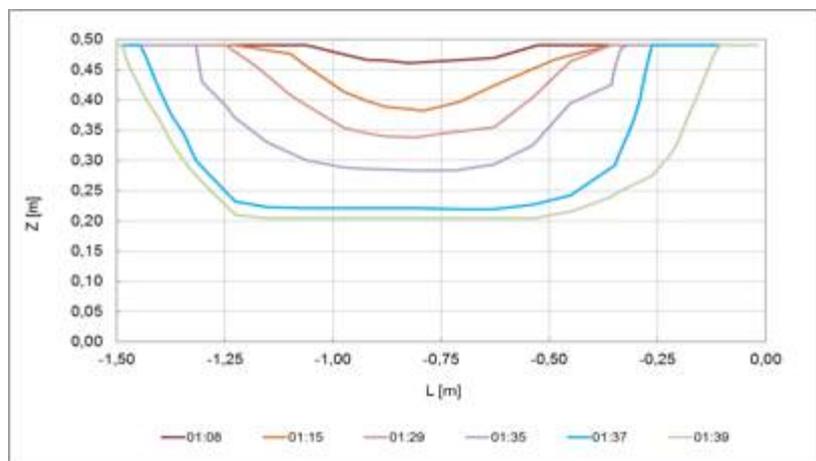


Figura 8 – Método A. Evolução da área da brecha no período de tempo [01H08-01H39]

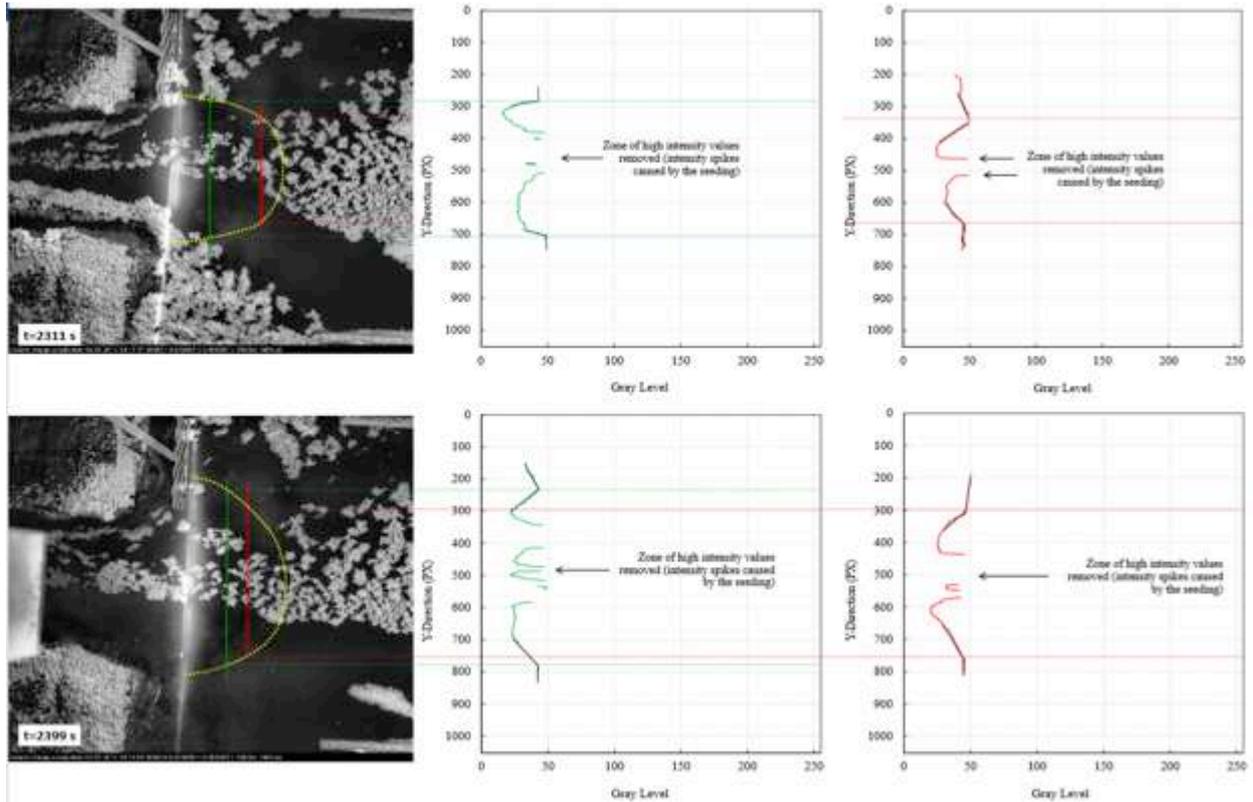


Figura 9 – Método B (a) Exemplo de pós-processamento de imagem para determinação da secção radial da brecha

A profundidade média do escoamento sobre a brecha ( $h$ ) foi estimada como a diferença entre as elevações da superfície livre e da crista da brecha submersa na secção da folha de laser. A construção gráfica pode observar-se na Figura 10, na qual se observa uma placa em xadrez de dimensões conhecidas que foi colocada parcialmente submersa, alinhada com a folha de laser, por forma a incorporar as imagens adquiridas com a Photonfocus para fins de calibração, nomeadamente, para correções de perspetiva e conversão de pixéis para unidades métricas. A parte submersa da placa permitiu determinar o índice de refração experimental ( $i_{\text{experimental}}=1.45$ ) que se revelou próximo do valor teórico ( $i_{\text{teórico}}=1.33$ ), diferença esta que se atribuiu à turbidez da água. A placa foi elevada acima da superfície livre do escoamento durante o ensaio, mas mantida na área de visão da Photonfocus, com a função de assinalar a posição da folha de laser.

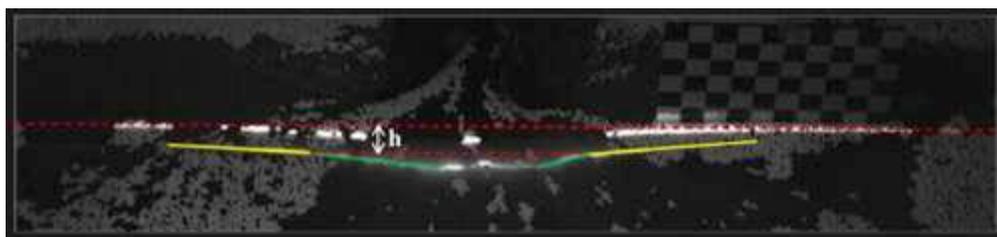


Figura 10 – Ilustração da construção gráfica da profundidade média do escoamento

### 3.2 - Reconstrução 3D da barragem em rotura

Neste trabalho explorou-se o potencial de realizar medições não intrusivas do corpo da barragem em rotura com vista à reconstrução 3D da superfície da barragem ao longo do tempo com o auxílio de um sensor de movimento – Kinect Sensor (2 camaras internas – 1 de profundidade (infravermelha) e 1 de cor (RGB) – Figura 11 (a)). Como este sensor não foi desenvolvido para aplicações experimentais, mas sim para videojogos (consola Xbox360), o controlo da aquisição foi efetuado em Matlab, através de um algoritmo desenvolvido para o propósito, tendo-se desenvolvido igualmente, um outro módulo de conversão dos dados adquiridos em nuvens de pontos.

O procedimento de obtenção das superfícies da barragem incluiu a aquisição de imagens, antes, durante e após a rotura da mesma. As imagens adquiridas durante a rotura, exigiram o corte do caudal, uma vez que o mesmo não consegue detetar a brecha se o caudal estiver a passar sobre a

mesma, sobretudo, porque o escoamento não é de água limpa (apresenta turbidez devido aos sedimentos emulsionados).

O levantamento da brecha foi conseguido através de um varrimento da totalidade da barragem em rotura em todos os instantes analisados, colocando o KINECT em vários pontos focais. Portanto, o Kinect foi mudado de posição as vezes necessárias para uma total cobertura da barragem. Note-se que não se consegue visualizar a totalidade da brecha em rotura com apenas uma posição do Kinect, uma vez que existem partes que ficam em zonas não visíveis do escoamento, como por exemplo, as cavidades que se formam durante o processo erosivo. As várias posições do Kinect foram escolhidas de forma a garantir que se conseguiam visualizar, pelo menos 3 dos 4 pontos alvo de coordenadas conhecidas para se poder posteriormente efetuar a fusão das várias nuvens de pontos ("merging operation") obtendo-se assim a caracterização total da barragem em rotura, incluindo as cavidades.

Para referir as diferentes aquisições com o Kinect ao mesmo referencial, introduziram-se quatro alvos de coordenadas conhecidas (Figura 11 (b)) na área de visualização do Kinect que foram utilizados no software de manipulação da nuvem de pontos para efeitos de alinhamento e georreferenciação. Para facilitar a deteção do centro do alvo na nuvem de pontos colocou-se um círculo escuro com brilho assinalando o centro do alvo, contornado por um círculo branco de maior raio (Figura 11 (c)).

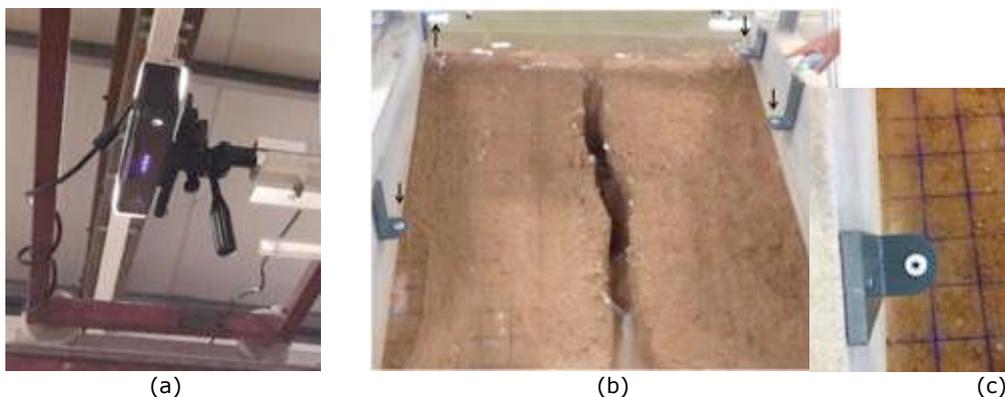


Figura 11 – (a) Kinect sensor posicionado de topo; (b) posição dos alvos de coordenadas conhecidas; (c) visão de pormenor de alvo de georreferenciação

O pós-processamento das nuvens adquiridas nos vários instantes analisados foi efetuado com recurso a um software comercial de uso livre de processamento de malhas e nuvens de pontos 3D, o Cloud Compare. Os passos seguidos neste software foram: 1) abriu-se a nuvem de pontos no software; 2) removeram-se todas as zonas que não eram barragem e ainda os pontos que eram claramente erros de medição; 3) efetuou-se um alinhamento da nuvem, identificando os 4 pontos de coordenadas conhecidas na mesma e atribuindo-lhe as coordenadas reais; 4) aplicou-se um filtro de ruído ("noise filter") para remoção dos "outliers" e do ruído.

As nuvens de pontos resultantes foram ainda posteriormente utilizadas na criação de mapas altimétricos da barragem em rotura (planta com curvas de nível). Este último passo foi efetuado com um software de mapeamento de contornos e superfícies 3D – o Surfer® 13 (Golden Software). Na Figura 12 apresentam-se imagens pré e pós rotura assim como uma imagem da nuvem de pontos final correspondente à reconstrução 3D da rotura da barragem no final do ensaio (pós-processada no Cloud Compare). Na Figura 13 (a) apresenta-se uma vista de topo da nuvem de pontos da barragem após a rotura, sendo que na Figura 13 (b) se apresenta o respetivo mapa altimétrico processado no Surfer® 13.



Figura 12 – Processamento dos dados adquiridos com o KINECT no software Cloud Compare

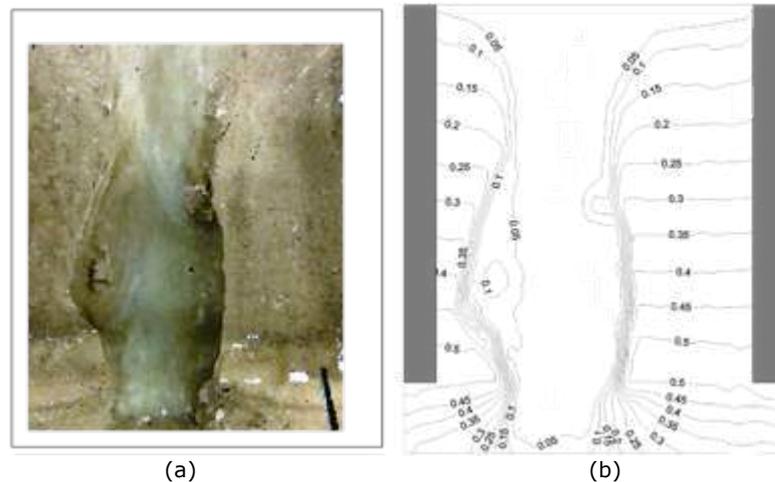


Figura 13 – Reconstrução 3D da superfície da barragem em rotura (a) vista em planta da nuvem de pontos; (b) altimetria - reconstrução da topografia da vista em planta (Surfer 13®)

#### 4 - CARACTERIZAÇÃO DA VELOCIMETRIA SUPERFICIAL ESPACIAL

##### 4.1 - Large-scale Particle Image Velocimetry (LSPIV) para obtenção dos campos superficiais de velocidade na vizinhança da brecha

A caracterização geral do campo superficial de velocidades assim como a tendência do escoamento na vizinhança da brecha foi obtido com num algoritmo de *Large Scale Particle Velocimetry (LSPIV)* (Thielicke and Stamhuis, 2014). O LSPIV é um método não intrusivo comumente utilizado em medições instantâneas da velocidade em regiões extensas do escoamento. Uma análise deste tipo baseia-se na aplicação de técnicas de correlação-cruzada a pares de imagens consecutivas para definir a velocidade com base no movimento médio de partículas no espaço disponível.

O campo superficial de velocidades na vizinhança da brecha foi obtido através de um algoritmo do LSPIV com base nas imagens da camera CMOS Mikrotron, colocada perpendicularmente ao escoamento (Figura 3) para monitorizar os deslocamentos relativos das partículas traçadoras (esferovite). Garantiu-se uma concentração adequada de traçadores para a aplicação de LSPIV por recurso a uma alimentação contínua e constante utilizando dispensadores mecânicos (Figura 3). Foram também utilizados três holofotes para aumento do contraste da imagem (1 a 3 na Figura 3). As imagens de base para o LSPIV foram previamente filtradas para aumento da qualidade, i.e. para aumento do contraste, redução do ruído e remoção dos picos (Raffel *et al.* 2007). As imagens filtradas foram a base para a estimativa dos campos de velocidade superficial com o PIVlab (Thielicke and Stamhuis 2014) seguindo os passos típicos de uma análise de LSPIV (Figura 14).

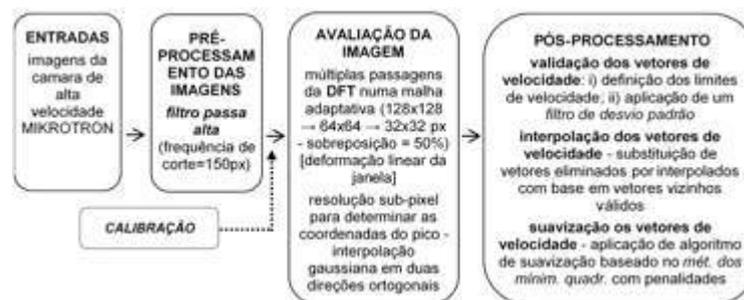


Figura 14 – Principais passos de uma análise de LSPIV com recurso ao software PIVlab

A obtenção de mapas de velocidade em unidades métricas foi conseguida por recurso à calibração das imagens adquiridas com a Mikrotron. Esta calibração foi efetuada em duas etapas: 1) colocação de uma placa em xadrez de dimensões conhecidas (6x6cm) a várias alturas antes da realização do ensaio (Figura 15 (a) - (c)); 2) reconstrução da variação temporal da posição da superfície livre no interior do volume de controle (Figura 15 (d)) para avaliação da distância entre a câmara e a superfície do escoamento para correlacionar as imagens em cada instante com a respetiva imagem de calibração (à cota correspondente). Este passo 2 foi realizado considerando os níveis de água sobre a brecha, extraídos através de métodos de pós-processamento das imagens adquiridas com a câmara de alta velocidade de montante (Photonfocus – Figuras 3 e 15 (b)) e os dados de níveis de água adquiridos com os sete sensores de nível ultrassónicos posicionados em torno da brecha (Fig. 15 (c)).

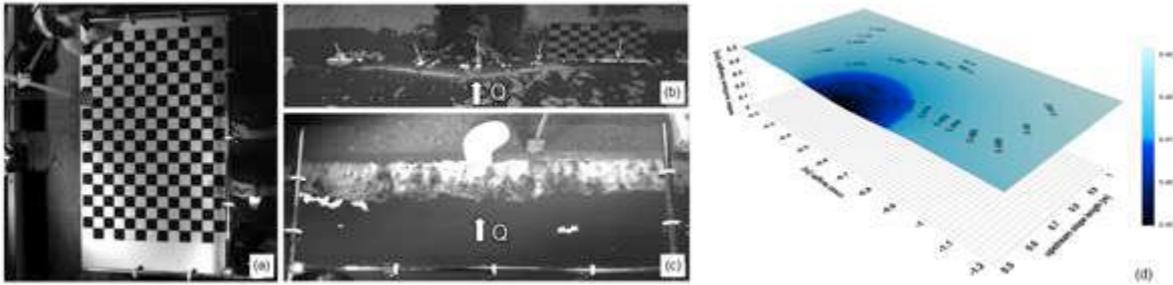


Figura 15 – Calibração das imagens de base para aplicação do algoritmo de LSPIV (a) placa em xadrez (6x6cm); (b) níveis de água na secção da brecha; (c) sensores de nível ultrassónicos distribuídos em torno na brecha; (d) superfície do escoamento no interior do volume de controlo (azul escuro representa o local da brecha)

A Figura 16 mostra um exemplo de cálculo de um campo de velocidades usando uma abordagem de LSPIV. Em primeiro lugar apresenta a definição do domínio de cálculo (Figura 16 (a)), de seguida o campo de velocidades calculado com o PIVlab, sem as áreas com reduzida concentração de traçadores ou com elevadas reflexões (Figura 16 (b)) e por fim, o campo de velocidades final convertido em unidades métricas após o processo de calibração e interpolação (Figura 16 (c)).

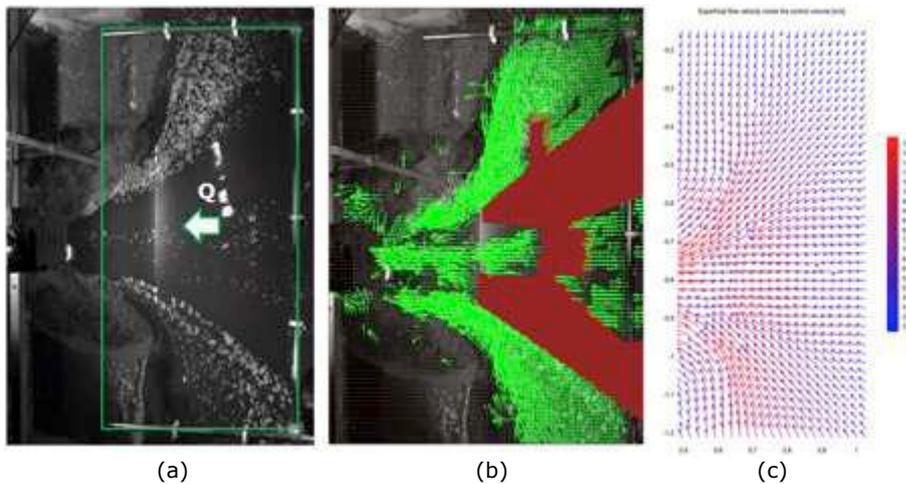


Figura 16 – Exemplo de aplicação de LSPIV (a) definição do domínio de cálculo (verde); (b) campo de velocidades calculado; (c) campo de velocidades final (após calibração e interpolação)

#### 4.2 - Particle tracking velocimetry (PTV) para a obtenção de velocidades locais

A determinação de vetores de velocidade em posições específicas, onde se pretende um maior rigor, foi efetuada por recurso à aplicação de um algoritmo de *Particle Tracking Velocimetry (PTV)*. O LSPIV demonstrou ser adequado para a obtenção de uma visão global do comportamento do escoamento mas para avaliações mais rigorosas o PTV é mais apropriado na medida em que permite efetuar uma análise fina. Por outro lado, quando se pretende uma caracterização rigorosa em locais pontuais do escoamento, como ilustrado na Figura 17 (a), não é necessário proceder a uma análise fina na totalidade do domínio porque possui demasiada informação o que terá um custo computacional superior ao necessário. Neste contexto o foco da análise pode reduzir-se ao retângulo assinalado a vermelho na Figura 17 (b).

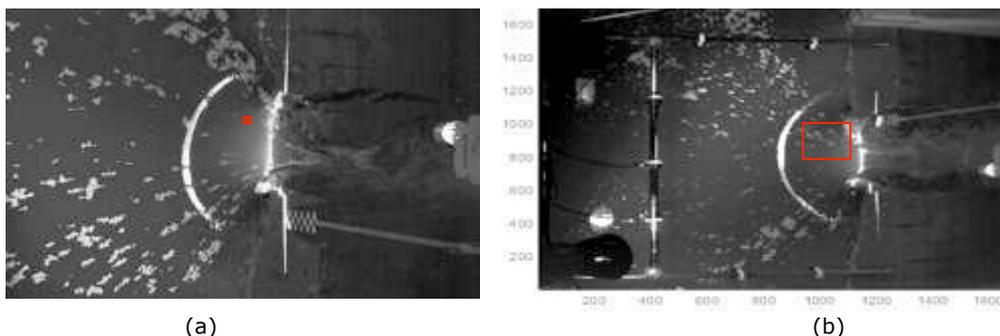


Figura 17 – Imagens de topo (a) representação a vermelho do ponto de interesse de cálculo do vetor de velocidade (junto à queda de um bloco); (b) foco da aplicação do algoritmo de PTV (retângulo vermelho)

A Figura 18 (a) apresenta um detalhe do movimento dos traçadores após a aplicação de algumas técnicas básicas de pós-processamento de imagem, nomeadamente: i) remoção do ruído de fundo; ii) passagem de um filtro gaussiano; e iii) enaltecimento da escala de cinzentos da imagem. A Figura 18 (b) demonstra a existência de picos claramente identificáveis (também se observa que o padrão é estável entre as duas imagens). Na Figura 18 (c) e (d) representam-se as localizações dos picos em imagens consecutivas, A e B, respetivamente. Cada pico move-se da cor vermelha para a azul no intervalo temporal  $\Delta t$  (Figura 18 (d)). Foi possível encontrar o vizinho mais próximo através da adoção de um  $\Delta t$  extremamente reduzido (utilizou-se uma taxa de aquisição muito elevada) para que os deslocamentos das partículas (deslocamento dos picos) entre as imagens fossem relativamente reduzidos. A Figura 18 (e) apresenta os vetores de velocidade obtidos através de uma análise de PTV e o círculo vermelho representa uma posição possivelmente desejada onde os vetores de PTV poderão ser interpolados para estimar a velocidade local.

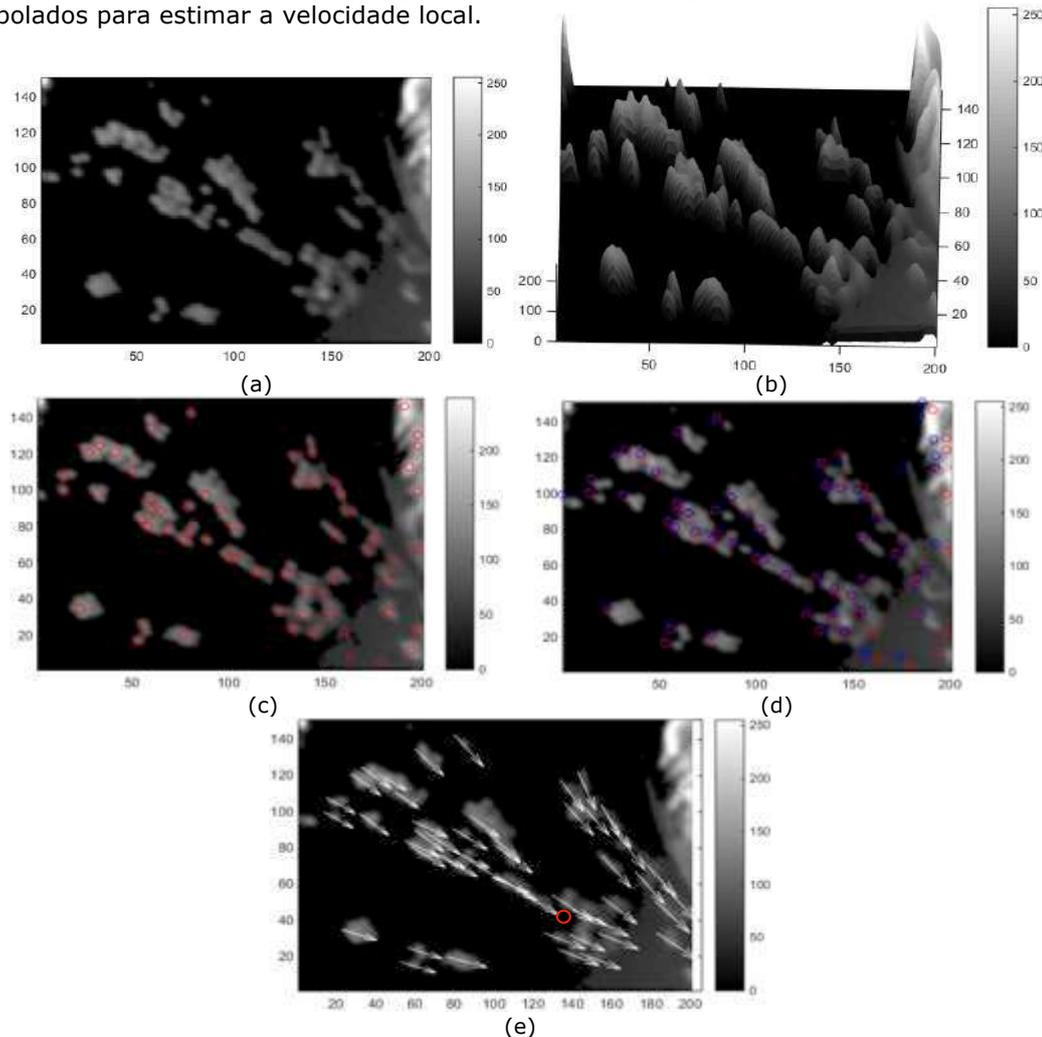


Figura 18 – Exemplo de aplicação de PTV (a) detalhe de imagem pós-processada; (b) distribuição das intensidades de níveis de cinzento (c) e (d) localização de picos nas imagens A e B, (círculos vermelhos e azuis, respetivamente); (e) imagem B com representação de vetores de velocidade das partículas e respetivas trajetórias

## 5 - CONCLUSÕES

A caracterização adequada de variáveis locais, i.e. variáveis adquiridas junto à zona de rotura, que permitam caracterizar a brecha localmente, isto é, a respetiva morfologia e hidrodinâmica do escoamento, tem sido difícil, sobretudo por razões de ordem tecnológica. Embora estudos anteriores já se tenham debruçado sobre estas variáveis, muitas vezes esta caracterização foi efetuada por métodos intrusivos e/ou em pontos discretos do escoamento, i.e., não caracterizando a globalidade da evolução morfológica da brecha (reconstrução 3D da barragem em rotura) nem o campo de velocidades superficial. Assim, o presente artigo apresenta um resumo do layout instrumental, bem como os seus principais componentes e métodos de medição que foram usados e/ ou desenvolvidos para caracterizar a evolução temporal da morfologia da brecha e da velocimetria espacial superficial de forma não intrusiva.

Foi possível extrair as áreas correspondentes às secções radial e transversal da brecha das imagens adquiridas com câmaras de elevada resolução e alta-velocidade com recurso a métodos de análise e pós-processamento de imagem especificamente desenvolvidos para este propósito. A caracterização da velocimetria superficial espacial foi igualmente conseguida por recurso à aplicação de ambos os algoritmos de PIV e PTV na forma exposta. A reconstrução 3D da superfície da barragem em rotura com recurso à utilização de um varrimento espacial com o Kinect sensor foi bem conseguida na medida em que esta reconstrução corresponde efetivamente ao estado de rompimento da barragem que foi observado *in situ*. Assim a utilização de sensores de movimento para este fim apresenta-se como uma alternativa viável a soluções mais dispendiosas, como sejam o varrimento com laser ou sensores de movimento industriais.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pela FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P., nomeadamente pelo Projeto PTDC/ECI-EGC/31618/2017 e pelas bolsas de doutoramento SFRH/BD/47694/2008 e PD/BD/127801/2016.

## REFERÊNCIAS

- ASTM D2487-11 (2011). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org), DOI: 10.1520/D2487-11
- Bento, A. M., Amaral, S., Viseu, T., Cardoso, R., & Ferreira, R. M. L. (2017). Direct Estimate of the Breach Hydrograph of an Overtopped Earth Dam. *Journal of Hydraulic Engineering*, 143(6), DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001294
- Elkholy, M., LaRocque, L. A., Chaudhry, M. H., & Imran, J. (2016). Experimental investigations of partial-breach dam-break flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 142(11) DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001185
- Feliciano Cestero, J. A., Imran, J., & Chaudhry, M. H. (2015). Experimental investigation of the effects of soil properties on levee breach by overtopping. *Journal of Hydraulic Engineering*, 141(4), DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000964
- Hanson, G. J., Cook, K. R., & Hunt, S. L. (2005). Physical modeling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments. *Transactions of the ASAE*, 48(5), DOI: 10.13031/2013.20012, pp. 1783–1794.
- Orendorff, B., Rennie, C. D., & Nistor, I. (2011). Using PTV through an embankment breach channel. *Journal of Hydro-environment Research*, 5(4), doi:10.1016/j.jher.2010.12.003, pp. 277–287
- Raffel, M., Willert, C. E., & Kompenhans, J. (2007). *Particle image velocimetry: a practical guide*. Springer Science & Business Media, DOI: 10.1007/978-3-662-03637-2
- Schmocker, L. (2011). Application of a videometric measurement system to investigate spatial dike breach. In *Experimental Methods in Hydraulic Research* Springer. DOI: 10.1007/978-3-642-17475-9\_17, pp. 247–254
- Thielicke, W. and Stamhuis, E.J., 2014. PIVlab – Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB. *Journal of Open Research Software*, 2(1), DOI: 10.5334/jors.bl, pp. e30
- Walder, J. S., Iverson, R. M., Godt, J. W., Logan, M., & Solovitz, S. A. (2015). Controls on the breach geometry and flood hydrograph during overtopping of noncohesive earthen dams. *Water Resources Research*, 51(8), DOI: 10.1002/2014WR016620, pp. 6701–6724
- Yusof, Z. M., Wahab, A. K. A., Ismail, Z., & Amerudin, S. (2018). Characteristics of Non-Cohesive Embankment Failure. In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* (Vol. 140, p. 12044). IOP Publishing. <http://iopscience.iop.org/article/10.1088/1755-1315/140/1/012044/meta>
- Zhao, G., Visser, P. J., & Peeters, P. (2013). Large scale embankment breach experiments in flume. Report of Delft University of Technology, Flanders Hydraulics Research and Rijkswaterstaat.

## **ANÁLISE DE SENSIBILIDADE À GEOMETRIA DO CANAL PILOTO NA ROTURA DE BARRAGENS POR GALGAMENTO**

### **SENSITIVITY ANALYSIS TO THE PILOT CHANNEL GEOMETRY IN DAM BREACH BY OVERTOPPING**

Alvarez, Teresa; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil / CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, talvarez@lnec.pt*

Mendes, Solange; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, svmendes@lnec.pt*

Amaral, Sílvia; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, samaral@lnec.pt*

Viseu, Maria Teresa; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, tviseu@lnec.pt*

Ferreira, Rui M.L.; *CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, ruimferreira@tecnico.ulisboa.pt*

#### **RESUMO**

O presente trabalho consiste na comparação de dois ensaios experimentais de rotura por galgamento de barragens de aterro homogéneas realizados em condições idênticas de composição do solo (mesma curva granulométrica), condições do aterro (grau de compactação e teor em água) e de dimensões da albufeira e caudal afluente. O parâmetro variado entre ensaios foi a dimensão do canal piloto (entalhe inicial para originar o galgamento). A análise dos ensaios baseou-se na comparação da evolução do processo de rotura, através da reconstrução 3D da brecha com recurso a um sensor de movimento (Kinect). Esta reconstrução requereu a interrupção do processo de rotura em diversos instantes, através do corte de caudal e do esvaziamento da albufeira, uma vez que o sensor KINECT não consegue fazer leituras sob o escoamento da barragem em rotura.

#### **ABSTRACT**

The present work consists in the comparison of two homogeneous dam breach experimental tests, performed under identical conditions of soil composition (same grain-size distribution curve), of conditions of the embankment material (compaction degree and water content), reservoir dimensions and inflow. The pilot channel (initial notch to start the overtopping) was the varied parameter throughout the experiment. The tests analysis was based on the comparison of the breaching process evolution, through 3D reconstructions of the breach. A motion sensing input device (Kinect sensor) was used for this purpose. The 3D reconstruction of the breach required to stop the breaching process by cutting the inflow and emptying out the reservoir, since KINECT sensor is no able to acquire under the breach outflow.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

A rotura de barragens causa perdas de vidas e danos materiais elevados (Wahl, 2004; Yochum et al., 2008). O estudo da rotura de barragens de aterro é de particular relevância já que estas totalizam cerca de 3/4 das grandes barragens a nível mundial (ICOLD, 2003), sendo o galgamento responsável por cerca de 34% dos acidentes (ASCE, 2011).

Estudos experimentais anteriores permitiram caracterizar os principais mecanismos de rotura em barragens de aterro, evidenciando as diferenças entre o comportamento de aterros com solos coesivos e não coesivos: nos aterros não coesivos a rotura processa-se essencialmente por erosão superficial, enquanto nos aterros coesivos esta ocorre maioritariamente por erosão regressiva, associada a infraescavação e instabilização dos blocos sobrejacentes (Morris *et al.*, 2009; Visser, 1998; Zhu, 2006; Amaral, 2018). Estudos anteriores analisam também a influência de parâmetros como a dimensão do diâmetro das partículas do solo (Pickert *et al.*, 2011), a inclinação dos taludes do aterro e caudal afluente (Schmocker, 2011; Frank, 2016) no processo de rotura.

No que respeita à monitorização dos ensaios, as variáveis mais comumente estudadas são a caracterização do hidrograma efluente da rotura e do processo de erosão da brecha. A morfologia 2D da brecha foi caracterizada por vários autores com base em perfis longitudinais e/ou transversais e pela largura da brecha (Hanson *et al.*, 2005; Walder *et al.*, 2015). A reconstrução 3D da superfície em rotura foi caracterizada por recurso a sensores de inclinação, de deformação e através de técnicas de pós-processamento aplicado a imagens de alta velocidade (Yusof *et al.*, 2018), à deteção digital de traçadores incluídos no corpo da barragem (Cestero *et al.*, 2015) e a varrimentos 3D de laser (Rifai *et al.*, 2017) e com sensor KINECT (Amaral *et al.*, 2018).

Apesar de a maioria dos estudos referidos dar início ao galgamento da barragem, e, portanto, ao processo de rotura, com um entalhe inicial no coroamento do aterro – o canal piloto – a influência da geometria e dimensão deste canal no processo de rotura não tem sido analisada, assumindo-se normalmente como sendo desprezável.

No presente trabalho avalia-se a influência da geometria do canal piloto no processo de rotura de barragens de aterro pela comparação dos resultados de dois ensaios realizados em condições idênticas de composição e geometria do corpo da barragem. Esta análise é efetuada com recurso à reconstrução 3D da brecha utilizando um sensor de movimento (Kinect).

## 2 - INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL E VARIÁVEIS MONITORIZADAS

Os ensaios experimentais foram realizados nas instalações do Laboratório Nacional de Engenharia Civil. A instalação experimental é constituída por um canal com 1.20 m de largura, na qual são construídos os aterros que representam as barragens (Figura 1).

O canal é alimentado por um reservatório elevado, que permite a alimentação de um caudal de máximo de cerca de 30 l/s. A montante do aterro é criada uma albufeira com cerca de 2.1 m<sup>3</sup>. Na zona da albufeira, existe um orifício de fundo, DN200, que permite o seu esvaziamento rápido.

A jusante do local de implantação do aterro existe uma bacia de retenção de sedimentos com 2.90 m de comprimento, 2.00 m de largura, e 0.60 m de profundidade. Os caudais afluentes a esta bacia são lançados para o circuito de recirculação através de um canal de descarga com cerca de 8.50 m de comprimento e 0.55 m de largura.

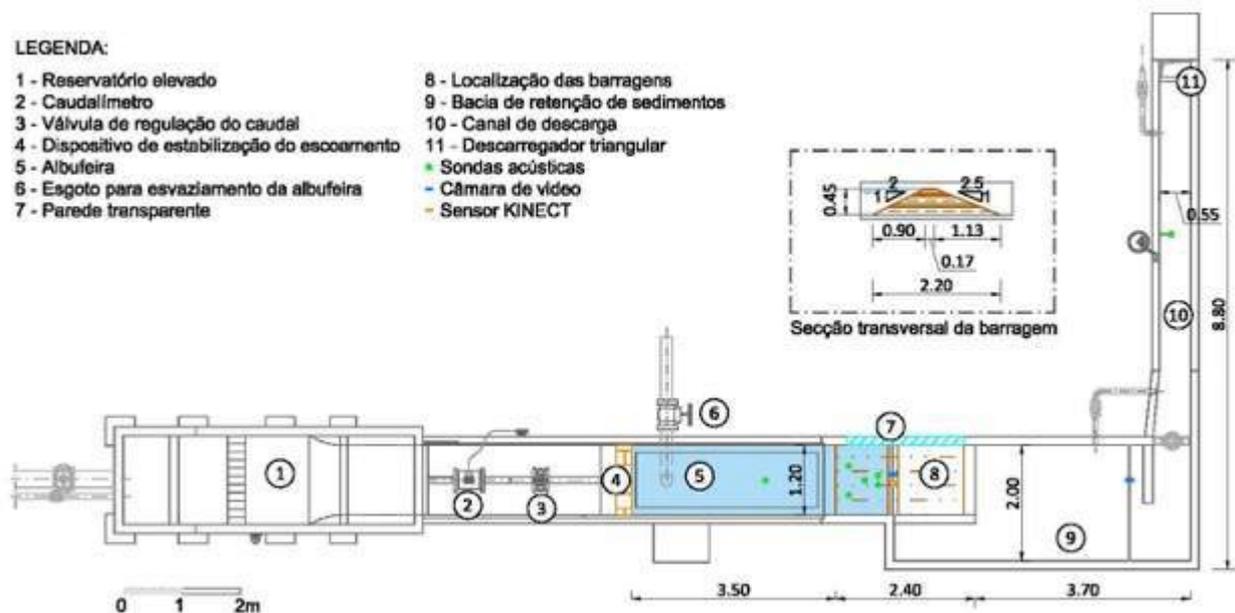


Figura 1 – Planta da instalação experimental e secção transversal da barragem

Foram realizados dois ensaios de rotura por galgamento de aterros homogéneos com dreno de pé de talude em condições idênticas de composição do solo (mesma curva granulométrica), de material do aterro (compactação relativa e teor em água). O parâmetro variado entre ensaios foi a dimensão do canal piloto (entalhe inicial para iniciar o galgamento).

Os aterros ensaiados, com altura e largura respetivamente iguais a 0.45 m e a 1.2 m, são constituídos por uma areia siltosa (SM – ASTM D2487-11) com 25% de finos; foram compactados com 90% e um teor em água de -2.1% dos valores de referência do Proctor Standard. Os canais pilotos ensaiados apresentam geometria triangular, com profundidade x altura de 2x2.5cm no Ensaio 1 e de 10x13cm no Ensaio 2 (Figura 2).



Figura 2 – Comparação dos canais pilotos ensaiados: a) profundidade x altura de 2x2.5cm (Ensaio 1);  
b) profundidade x altura de 10x13cm (Ensaio 2).

Antes do início do ensaio, o canal piloto é obstruído com solo pouco compactado e com uma placa em PVC e a albufeira é cheia até à cota de coroamento da barragem. O início do ensaio dá-se com a remoção instantânea do solo e da placa, e conseqüente o início do galgamento da barragem. A partir deste instante, o ensaio é conduzido com nível da albufeira constante, mantido através da regulação manual do caudal afluente. Apesar de a albufeira a montante ter uma dimensão reduzida, visto não ocorrerem aumentos bruscos do caudal efluente da brecha, é possível manter o nível sensivelmente constante durante todo o ensaio.

Durante os ensaios foram monitorizadas as seguintes variáveis:

1. Caudal afluente ao canal, com recurso a um caudalímetro digital;
2. Níveis de água na albufeira, com recurso a sondas de nível acústicas;
3. Caudal efluente do canal de descarga, através da medição do nível neste canal com recurso a uma sonda acústica;
4. Evolução da morfologia da brecha, com recurso a duas câmaras de vídeo HD, uma instalada sobre o aterro e outra a jusante;
5. Caracterização 3D da morfologia da brecha em diversos instantes com recurso a dois sensores de movimento KINECT, um instalado numa posição fixa sobre o aterro, para efetuar a caracterização de topo, e outro com cariz móvel, designado para efetuar o varrimento lateral da área a caracterizar.

A monitorização das variáveis 1, 2 e 3 permite a obtenção dos hidrogramas efluentes da brecha através do balanço de massa na albufeira.



Figura 3 – Instrumentação colocada a montante da barragem de aterro: a) sondas de nível acústicas;  
b) posição fixa do sensor KINECT e câmara de vídeo HD (de topo, ligeiramente a montante do coroamento)

Os ensaios foram interrompidos três vezes, de forma quase instantânea, para caracterização da morfologia da brecha (com o sensor KINECT). Para este efeito, cortou-se o caudal afluyente e simultaneamente abriu-se o orifício de fundo na albufeira, interrompendo assim o processo de rotura.

### 3 - EVOLUÇÃO DA MORFOLOGIA DA BRECHA

#### 3.1 - Reconstrução 3D da morfologia da brecha

Conforme referido anteriormente, foi efetuada a reconstrução 3D da morfologia da brecha com recurso a dois sensores KINECT, da Microsoft. Estes sensores são dispositivos de deteção de movimento, compostos por 2 câmaras internas (1 RGB e 1 IR - gama dos infravermelhos) que permitem a captura de imagens de cor (RGB) e de profundidade (distância ao ponto focal) simultaneamente.

Apesar do sensor KINECT proporcionar uma medição não intrusiva das superfícies da brecha, este não consegue fazer leituras sob o escoamento da barragem em rotura, uma vez que a elevada turbidez do escoamento originada pelos sedimentos em suspensão não permite a visualização das superfícies submersas.

Assim, para a correta caracterização da evolução da brecha foi necessário interromper o processo de rotura, através do corte de caudal e esvaziamento da albufeira.

A reconstrução 3D da morfologia da brecha foi conseguida através da aquisição de várias imagens de topo e vistas de jusante que permitiram a total visualização das cavidades de erosão e dos diversos pontos alvo de coordenadas conhecidas para efeitos de alinhamento e georreferenciação (Figura 4).

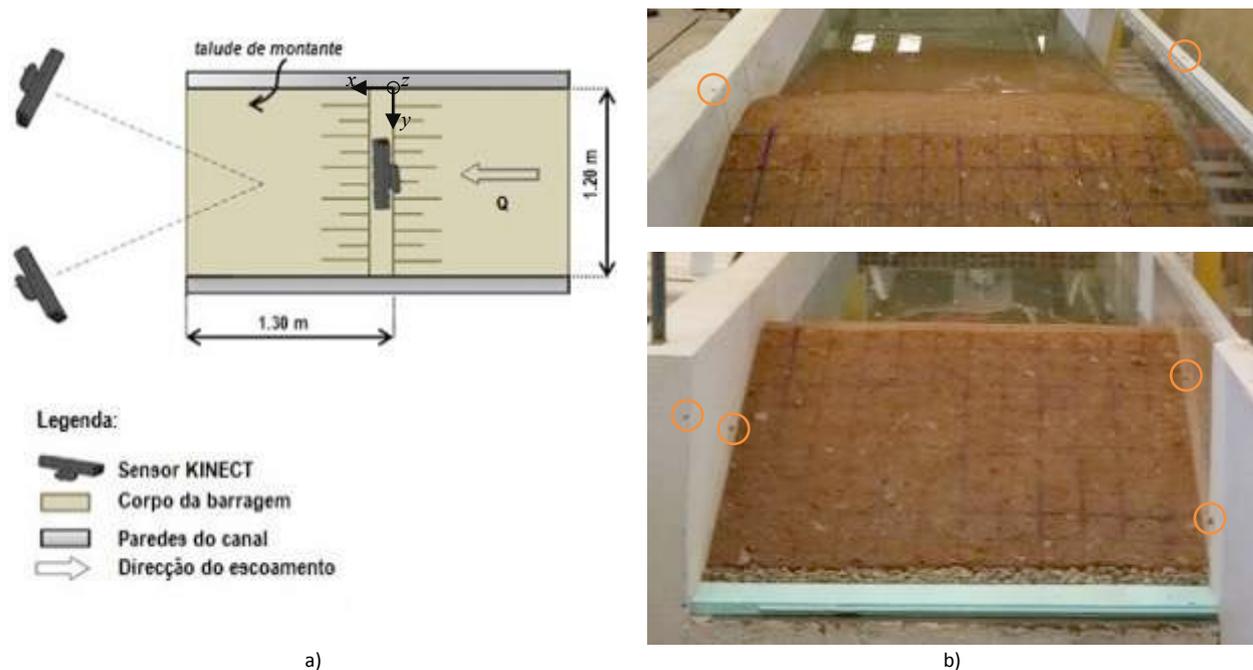


Figura 4 – Disposição do sensor Kinect: a) posições focais adotadas no varrimento da área a caracterizar; b) localização dos alvos de coordenadas conhecidas.

O processo de georreferenciação e limpeza dos dados adquiridos foi efetuado com recurso ao software *CloudCompare*, que incluiu as seguintes etapas:

1. Identificação dos pontos alvo em cada nuvem de pontos;
2. Associação das coordenadas reais aos pontos identificados, georreferenciando assim as nuvens de pontos com o mesmo sistema de coordenadas;
3. Remoção dos pontos localizados nas áreas "sem interesse", isto é, os pontos que claramente não correspondem à barragem;
4. Junção das diversas nuvens adquiridas numa única nuvem de pontos;
5. Aplicação de um filtro de ruído para remover os pontos de *outliers*, ou seja, os pontos que são claramente erros de medição.

A nuvem de pontos assim obtida foi posteriormente importada para o software *ParaView*, no qual se procedeu à reconstrução do modelo digital da brecha e à obtenção de curvas de nível (Figura 5).

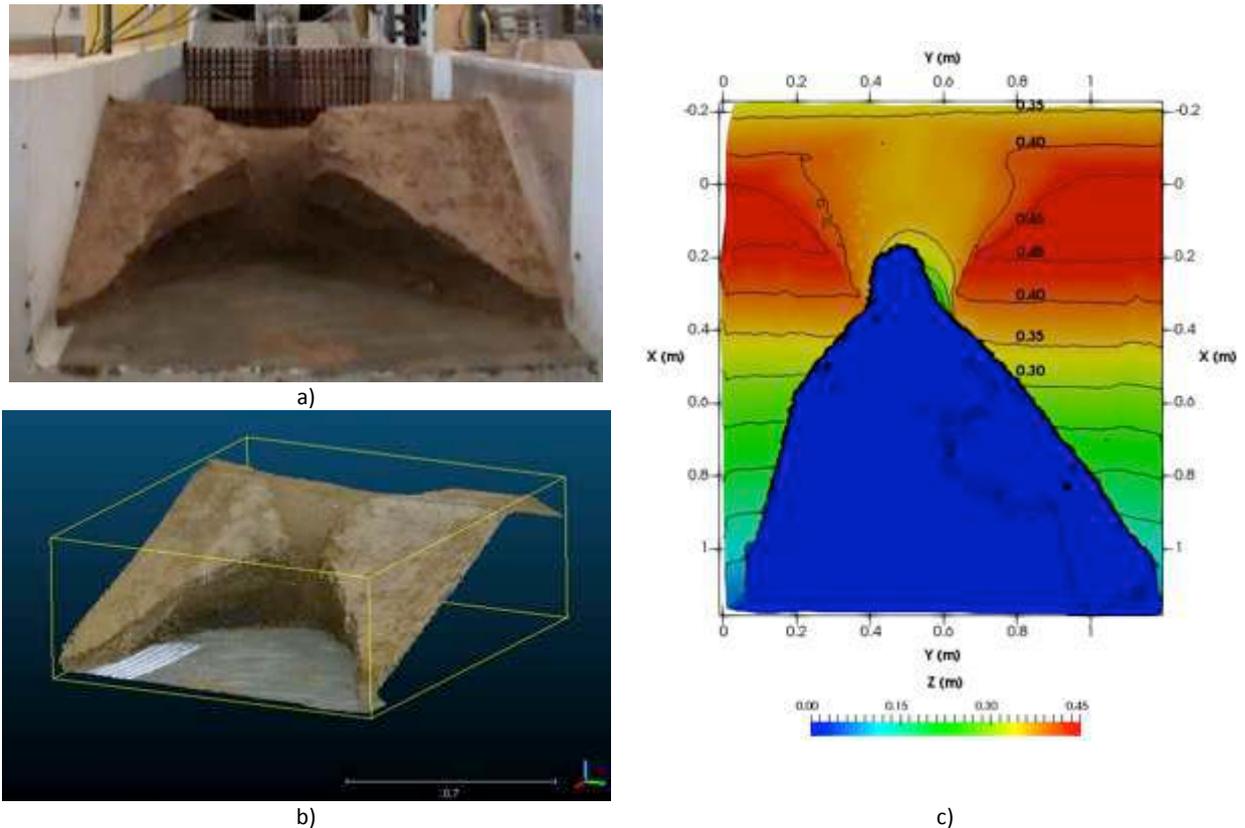


Figura 5 – Reconstrução 3D da brecha: a) fotografia do ensaio experimental; b) perspectiva da nuvem de pontos obtida no *CloudCompare*; c) vista de topo do modelo digital da brecha e das curvas de nível obtidas no *ParaView*.

### 3.2 - Comparação dos resultados dos ensaios

Em ambos os ensaios realizados foi observado o processo de rotura de barragens de terra homogéneas descrito na literatura: numa primeira fase formam-se pequenas ravinas e sulcos, após as quais a brecha tende a alargar por infraescavação com erosão regressiva, originada pelas cavidades que se formam no interior do corpo da barragem por ação do escoamento fortemente turbulento e tridimensional que se gera quando a erosão atinge a fundação da barragem.

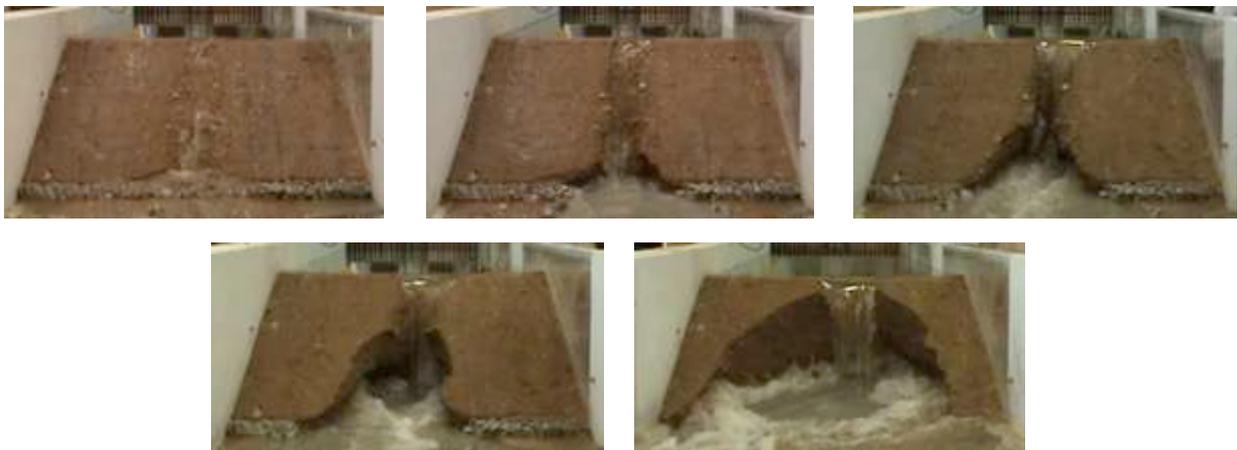


Figura 6 – Evolução da brecha no Ensaio 1.

Ambos os ensaios foram interrompidos para a caracterização 3D na morfologia da brecha em instantes com características semelhantes, sendo que o primeiro instante de paragem corresponde a uma fase inicial de erosão regressiva e ligeiro alargamento da brecha. A segunda e terceira paragens

foram feitas com a formação da queda vertical e com o término do ensaio, quando a superfície da queda vertical atinge o coroamento da barragem.

Nas Figuras 7 e 8 apresentam-se os modelos digitais do terreno obtidos através da reconstrução 3D da morfologia da brecha para o início e para os instantes de paragem dos ensaios.

Nos dois ensaios foram observados não só processos de rotura idênticos, como também a evolução temporal dos ensaios foi semelhante. A diferença de tempos finais dos dois ensaios é devida ao tempo necessário para que o canal piloto menos profundo (Ensaio 1) evolua para um canal com a profundidade do canal piloto do Ensaio 2.

A principal diferença observada entre os ensaios foi a dimensão da cavidade de erosão a jusante da barragem que, no segundo, ensaio se revelou de maiores dimensões (mais larga), atingindo as paredes laterais de confinamento do aterro no final do ensaio.

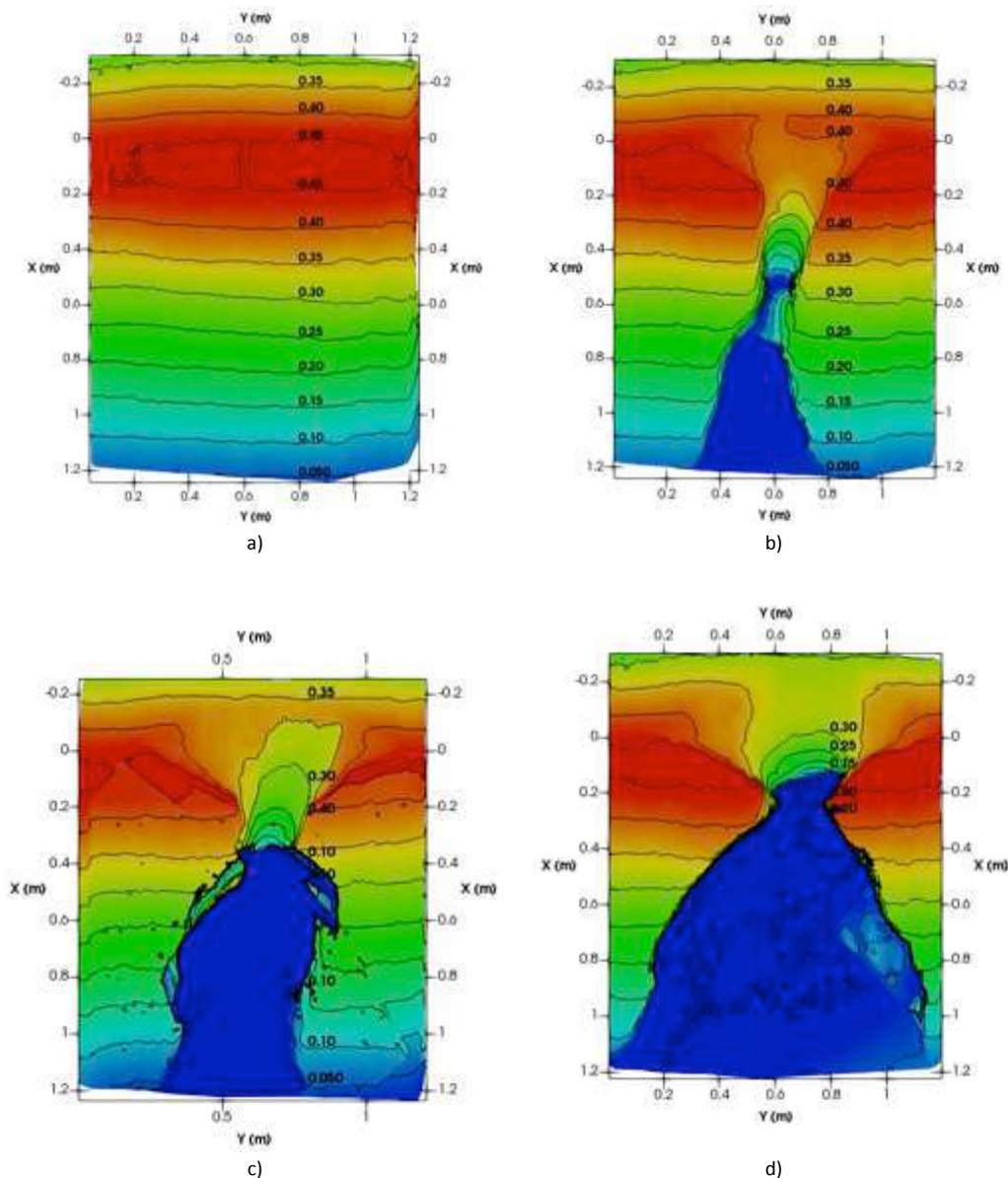


Figura 7 - Reconstrução 3D da brecha do Ensaio 1 (canal piloto com 2cm de profundidade):  
a) antes do ensaio; b) paragem 1 (t = 44min); c) paragem 2 (t = 1h 00m); final do ensaio (t = 1h 13m).

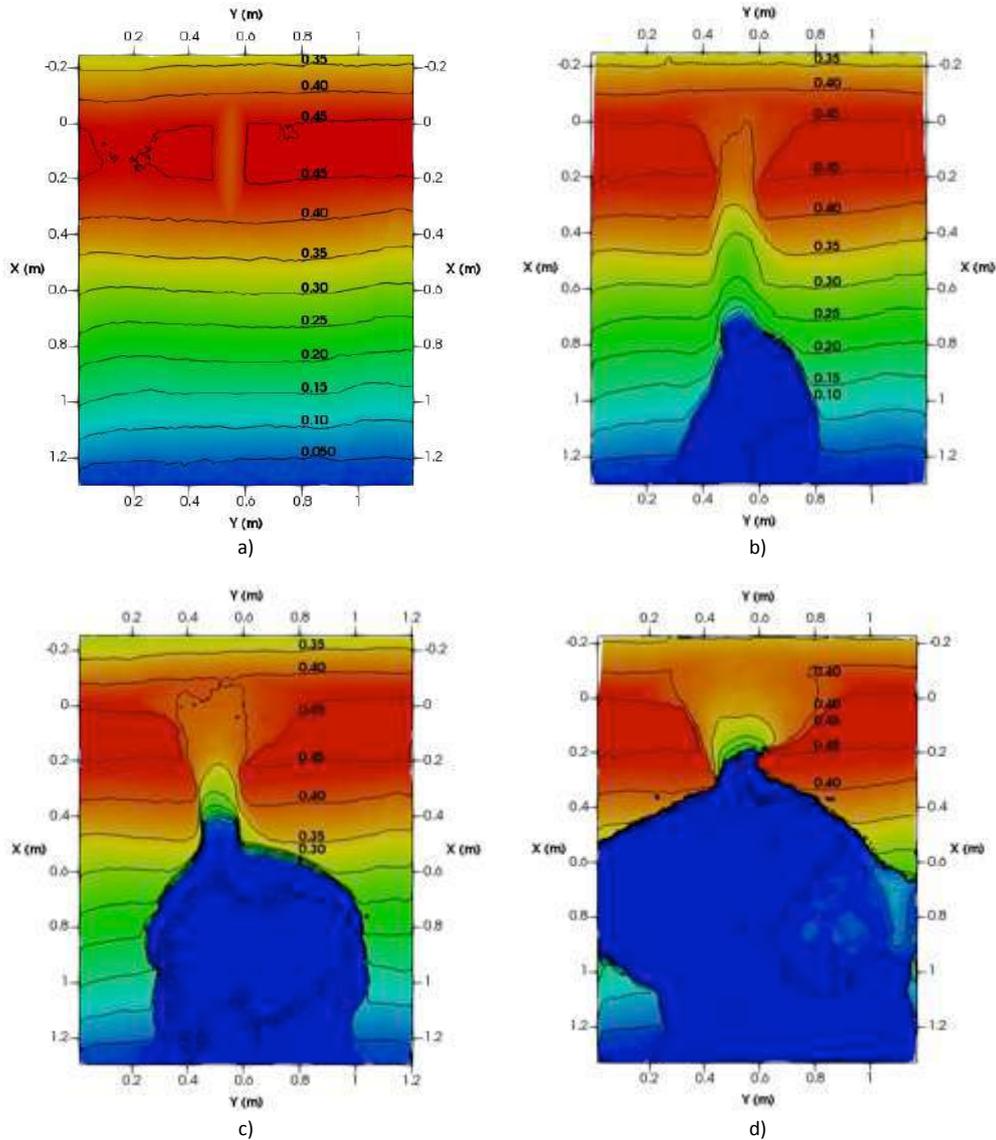


Figura 8 – Reconstrução 3D da brecha do Ensaio 2 (canal piloto com 10cm de profundidade):  
a) antes do ensaio; b) paragem 1 (t = 25min); c) paragem 2 (t = 47min); d) final do ensaio (t = 58min).

#### 4 - CONCLUSÃO

No presente trabalho comparam-se os resultados experimentais de dois ensaios de rotura por galgamento de barragens de aterro homogéneas, realizados com o mesmo solo (uma areia siltosa (SM) com 25% de finos) e com condições idênticas do estado do material aterro (compactação relativa e teor em água). A dimensão da albufeira assim como o caudal afluente à instalação foi igualmente idêntico em ambos os ensaios. O parâmetro estudado foi a dimensão do canal piloto (entalhe inicial para iniciar o galgamento). Adotou-se uma geometria triangular para o canal piloto sendo que a variação entre ensaios residiu nas dimensões do mesmo, ensaiando-se um menor e outro maior, Ensaio 1 e 2, respetivamente.

A caracterização 3D da morfologia da brecha nos instantes escolhidos (com características de evolução da rotura semelhantes) foi obtida com a interrupção dos ensaios e com o consequente varrimento da área a caracterizar com um sensor de movimento, o KINECT.

Em ambos os ensaios realizados foi possível reproduzir experimentalmente os principais mecanismos de rotura geralmente observados em barragens de terra homogéneas, nomeadamente a erosão ravinosa: após a formação das primeiras ravinas e sulcos, a brecha tende a alargar, essencialmente por infraescavação com erosão regressiva (para montante). Esta última é originada pelas cavidades que se formam no interior do corpo da barragem por ação do escoamento fortemente turbulento e tridimensional que se gera quando a erosão atinge a fundação da barragem.

Adicionalmente constatou-se que a evolução temporal da rotura nos dois ensaios foi semelhante, tendo o ensaio com canal piloto mais profundo um tempo total um pouco menor, que é consequência do tempo necessário para o canal piloto de menor dimensões erodir até às dimensões do canal mais profundo.

Apesar de nos dois ensaios se terem observado processos de rotura idênticos, no ensaio com canal piloto de maiores dimensões, a cavidade de erosão a jusante alargou mais rapidamente.

Deste modo julga-se que a influencia do canal piloto no processo de erosão será pouco significativa. No entanto o tema carece de maior investigação, nomeadamente com a repetição dos ensaios e a realização de ensaios com diferentes canais piloto.

## **AGRADECIMENTOS**

Este trabalho foi parcialmente financiado pela FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P., nomeadamente pelo projeto PTDC/ECI-EGC/31618/2017 e pelas bolsas de doutoramento SFRH/BD/47694/2008 e PD/BD/127801/2016.

## **REFERÊNCIAS**

- Amaral, S., Alvarez; T., Viseu, T., Ferreira, R.M.L. (2018). Image analysis detection applied to dam breach experiments. 5th IAHR Europe Congress - New challenges in hydraulic research and engineering, Trento, Itália, 12-14 June 2018
- ASCE Task Committee on Dam/Levee breaching. (2011). Earthen embankment breaching. *Journal of Hydraulic Engineering*, 137(12), 1549–1564
- Cestero, J. A., Imran, J., & Chaudhry, M. H. (2015). Experimental investigation of the effects of soil properties on levee breach by overtopping. *Journal of Hydraulic Engineering*, 141(4), 1–14. DOI:10.1061/ (ASCE)HY.1943-7900.0000964
- Frank, P.-J. R. (2016). Hydraulics of spatial dike breaches. PhD Thesis. ETH Zurich. Switzerland. DOI:10.3929/ethz-a-010803310
- Hanson, G. J., Cook, K. R., & Hunt, S. L. (2005). Physical modeling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments. *Transactions of The ASAE*, 48(5), 1783–1794. DOI:10.13031/2013.20012
- ICOLD (2003). In International Commission on Large Dams - Bulletin on Risk Assessment in Dam Safety Management (ICOLD)
- Morris, M., Hassan, M., Kortenhaus, A., & Visser, P. (2009). Breaching Processes: A state of the art review. FLOODsite Report T06-06-03
- Pickert, G., Weitbrecht, V., & Bieberstein, A. (2011). Breaching of overtopped river embankments controlled by apparent cohesion. *Journal of Hydraulic Research*, 49(2), 143–156. DOI:10.1080/00221686.2011.552468
- Rifai, I., Ercicum, S., Archambeau, P., Violeau, D., Piroton, M., Abderrezzak, K. E. K., & Dewals, B. (2017). Overtopping induced failure of noncohesive, homogeneous fluvial dikes. *Water Resources Research*, 53, 3373–3386
- Schmocker, L. (2011). Hydraulics of dike breaching. PhD Thesis. ETH Zurich. Switzerland
- Visser, P. J. (1998). Breach growth in sand-dikes. *Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering*. Retrieved from [http://www.impact-project.net/cd/abstract/print/023\\_apr\\_Visser.pdf](http://www.impact-project.net/cd/abstract/print/023_apr_Visser.pdf)

- Wahl, T. L. (2004). Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. *Jour. of Hydr. Eng.*, 130(5), 389–397
- Walder, J. S., Iverson, R. M., Godt, J. W., Logan, M., & Solovitz, S. A. (2015). Controls on the breach geometry and flood hydrograph during overtopping of noncohesive earthen dams. *Water Resources Research*, 51(8), DOI: 10.1002/2014WR016620, pp. 6701–6724
- Yochum, S. E., Goertz, L.A., & Jones, P.H. (2008). Case study of the big bay dam failure: accuracy and comparison of breach predictions. *Jour. of Hydr. Eng.*, 134(9), 1285–1293
- Yusof, Z. M., Wahab, A. K. A., Ismail, Z., & Amerudin, S. (2018). Characteristics of Non-Cohesive Embankment Failure. In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* (Vol. 140, p. 12044). IOP Publishing. <http://iopscience.iop.org/article/10.1088/1755-1315/140/1/012044/meta>
- Zhu, Y. (2006). Breach growth in clay-dikes. PhD Thesis. Delft University of Technology. Delft, the Netherlands



## **DETERMINAÇÃO DOS CAMPOS DE VELOCIDADES DE ESCOAMENTOS BIFÁSICOS USANDO PIV-PTV**

### **DETERMINATION OF VELOCITY FIELDS OF TWO-PHASE FLOWS USING PIV-PTV**

Aleixo, Rui; *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, raleixo@fe.up.pt*  
Carvalho, Elsa; *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, elsac@fe.up.pt*  
Lima, Maria Manuela C.L.; *Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, mmlima@civil.uminho.pt*  
Ferreira, Rui M.L.; *CERIS Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, ruimferreira@ist.utl.pt*

#### **RESUMO**

No domínio da hidráulica fluvial é fundamental conhecer o campo de velocidades das fases sólidas e líquidas (sedimentos e água). A partir do campo de velocidades é possível quantificar diversas variáveis, nomeadamente as tensões de corte, identificar zonas de recirculação, entre outras.

O desenvolvimento de técnicas óticas permitiu o desenvolvimento de técnicas de medida baseadas na aquisição e no processamento de imagem, nomeadamente o PIV (particle image velocimetry) e o PTV (particle tracking velocimetry).

Neste artigo apresenta-se um algoritmo que combina ambas as técnicas, PIV e PTV, permitindo assim, juntar os pontos fortes de cada uma das técnicas e possibilitando a medição simultânea do campo de velocidades da água e dos sedimentos e estudar mais detalhadamente a interação fluido-sedimentos.

As vantagens e limitações do algoritmo proposto são exploradas e discutidas com recurso a um conjunto de experiências laboratoriais.

#### **ABSTRACT**

In the domain of fluvial hydraulics, it is critical to know the velocity field of both solid and liquid phases (sediments and water). From the velocity field it is possible to determine different variables such as shear stresses, identify recirculation regions, among others.

The development of optical techniques allowed for measurement techniques based on image acquisition and processing, namely PIV (particle image velocimetry) and PTV (particle tracking velocimetry).

In this paper an algorithm combining both PIV and PTV techniques is presented, allowing in this way to profit from each technique strong points and allowing the simultaneous measurement of the water and sediment layer velocity fields and to obtain a better know how of the fluid-sediment interaction.

The advantages and limitations of the proposed techniques are explored and debated by means of a laboratory experiment.

#### **1 - VELOCIMETRIA POR IMAGEM DE PARTÍCULAS (PIV)**

A velocimetria por imagem de partículas (Particle Image Velocimetry, PIV na sigla inglesa) é uma técnica de medição baseada na aquisição e processamento de imagem de um fluido ao qual foram adicionadas previamente partículas traçadoras. Imagens consecutivas, separadas por um breve intervalo de tempo,  $\Delta t$  são divididas em pequenas áreas designadas por áreas de interrogação e, através da correlação de áreas de interrogação, é possível determinar o deslocamento do conjunto de partículas dentro de cada área. É necessário pelo menos um par de imagens para realizar a técnica PIV.

A técnica PIV teve o seu início nos anos 80 do século passado (Meynart, 1982) e é atualmente uma técnica estabelecida e comprovada (Adrian, 2005, Raffel et al., 2007, Adrian e Westerweel, 2011). Desenvolvimentos notáveis desta técnica foram os de Keane e Adrian (1992) que primeiro considerou o uso da função de correlação aplicada a imagens sucessivas e a deformação iterativa das áreas de interrogação proposta por Scarano e Riethmuller (2002). O facto de ser baseada na operação de correlação e esta última ser implementada através do algoritmo FFT, faz da técnica PIV uma técnica bastante eficiente do ponto de vista computacional.

O esquema da Figura 1 ilustra a técnica de PIV.

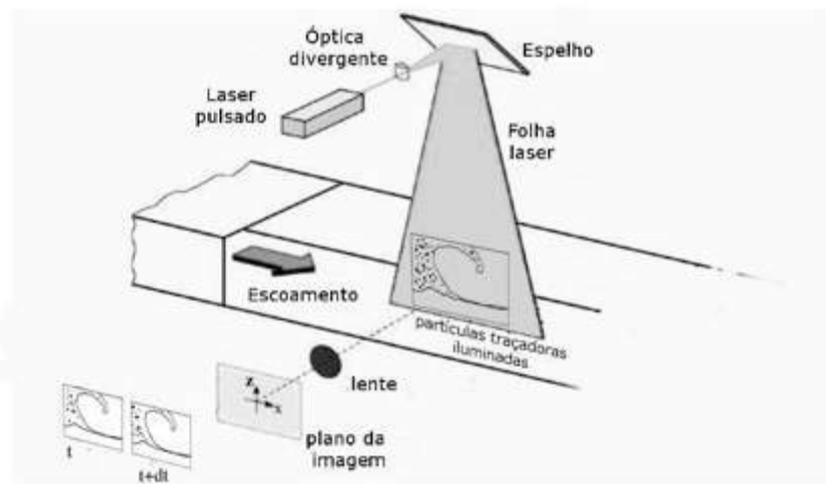


Figura 1 – Esquema da técnica PIV. Uma folha laser é gerada a partir de um feixe laser por meio de uma lente divergente (cilíndrica). Esta folha laser é depois projetada no escoamento iluminando uma secção bem definida.

A técnica PIV requer uma concentração elevada de partículas traçadoras, existindo um limite empírico de pelo menos 4 partículas na mais pequena janela de interrogação considerada.

O algoritmo de PIV usado neste trabalho foi o MatPIV 1.7, implementado em Matlab e disponível no seguinte endereço: [www.mn.uio.no/math/english/people/aca/jks/matpiv/](http://www.mn.uio.no/math/english/people/aca/jks/matpiv/)

## 2 - VELOCIMETRIA POR SEGUIMENTO DE PARTÍCULAS (PTV)

A velocimetria por seguimento de Partículas (Particle Tracking Velocimetry, PTV na sigla inglesa) é uma técnica que, como o nome indica, se baseia no seguimento de partículas traçadoras individuais previamente dispersas no escoamento como indicado na Figura 2. É, portanto, uma técnica lagrangeana. Esta técnica consiste em identificar partículas traçadoras e segui-las no tempo através de um algoritmo de correspondência. A posição inicial e final das partículas identificadas e bem correspondidas é memorizada e utilizada para a determinação da velocidade de cada partícula traçadora a partir da equação [1]:

$$\mathbf{v} = \frac{d\mathbf{x}}{dt} \quad [1]$$

Na equação anterior  $v$  representa a velocidade,  $d\mathbf{x}$  é o vetor deslocamento e  $dt$  é o intervalo de tempo entre imagens consecutivas.

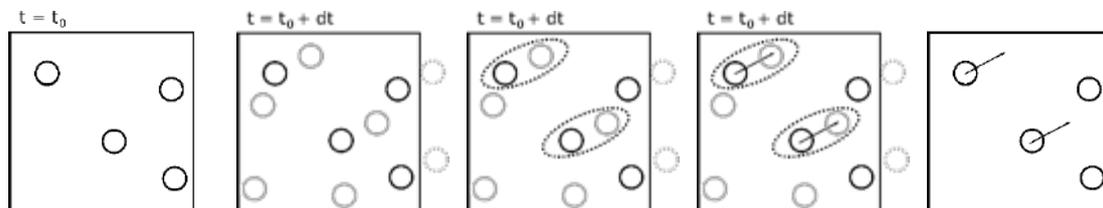


Figura 2 – Esquema da técnica PTV. Duas imagens consecutivas obtidas em  $t_0$  e  $t_0 + dt$  e a determinação da correspondência entre partículas.

Contrariamente à PIV, a técnica PTV não é baseada numa operação fundamental. Isto faz com que diversos métodos de seguimento de partículas tenham sido propostos ao longo dos anos por diferentes autores. Por outro lado, a operação partícula-a-partícula faz com que os algoritmos de PTV sejam, regra geral, computacionalmente muito pesados, contudo, realizáveis para concentrações pequenas de partículas.

Neste artigo o algoritmo de PTV utilizado foi o proposto por Capart et al. (2002), baseado na tesselação Voronoï do espaço. Este algoritmo considera que cada partícula detetada é o centro de um polígono de Voronoï. Dado um polígono de Voronoï, é possível definir a chamada estrela de Voronoï, através da união dos centros dos polígonos vizinhos, conforme ilustrado na Figura 3. O critério para correspondência entre polígonos de Voronoï,  $P_n$ ,  $P_m$ , é obtida a partir da distância entre as extremidades das respectivas estrelas de Voronoï:

$$\text{match}(P_n, P_m) = \min(\text{dist}(S_n, S_m)) \quad [2]$$

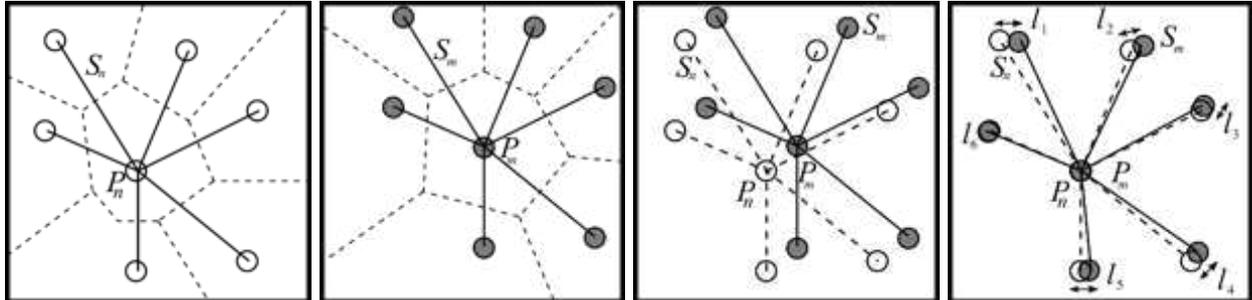


Figura 3 – Tesselação de Voronoï para dois instantes de tempos consecutivos e indicação das respectivas estrelas de Voronoï e a determinação do deslocamento (Aleixo, 2013).

Comparativamente a outros algoritmos de PTV este algoritmo provou ser mais robusto (Capart et al. 2002), nomeadamente porque o algoritmo de correspondência, baseado na distância entre as extremidades da estrela de Voronoï é mais insensível à perda de partículas entre imagens consecutivas.

### 3 - A COMBINAÇÃO PIV-PTV

Dadas as complementaridades entre ambas as técnicas, surge naturalmente a tentativa de as combinar para tentar aproveitar o melhor de cada, em particular no que se aplica a escoamentos bifásicos, por exemplo, água e sedimentos. Assim, a combinação desta técnica permitirá idealmente utilizar PIV onde a concentração de partículas é elevada e utilizar PTV onde a concentração de partículas é reduzida. Por outro lado, permite estender a resolução espacial da PIV utilizando para o efeito a PTV (Stitou e Riethmuller, 2001). Igualmente a técnica PTV pode tornar-se mais eficiente utilizando a PIV como primeira estimativa do deslocamento das partículas individuais. Esquemáticamente a combinação PIV-PTV é representada no fluxograma da Figura 4.

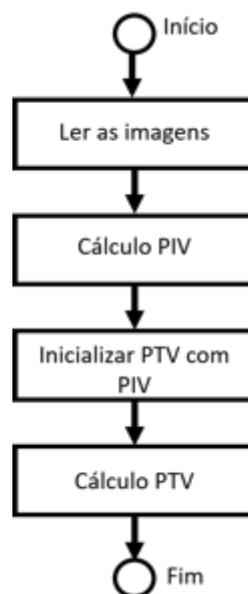


Figura 4 – Fluxograma para a implementação da combinação PIV-PTV.

#### 4 - CASO DE ESTUDO

Utilizaram-se imagens provenientes de um escoamento de ruptura de barragens para testar a aplicação desta técnica. As experiências de rutura de barragem foram realizadas no laboratório de hidráulica do Institute of Mechanics Materials and Civil Engineering da Université Catholique de Louvain, Bélgica.

As medições foram realizadas num canal com 6 m de comprimento, 0,25 m de largura e 0,5 m de altura. A meio do canal uma comporta ligada a um veio pneumático divide o canal em duas partes iguais. Uma das partes é usada como reservatório. A comporta move-se verticalmente para baixo, sendo completamente removida num intervalo de tempo de cerca de 120 ms, permitindo a sua remoção ser considerada como instantânea (Lauber e Hager, 1997). Este canal é descrito em Spinewine e Zech (2007) e foi usado em diversos estudos de rutura de barragem como por exemplo Aleixo et al. (2010), Aleixo (2013), Aleixo et al. (2018). Um esquema do canal é apresentado na Figura 5.

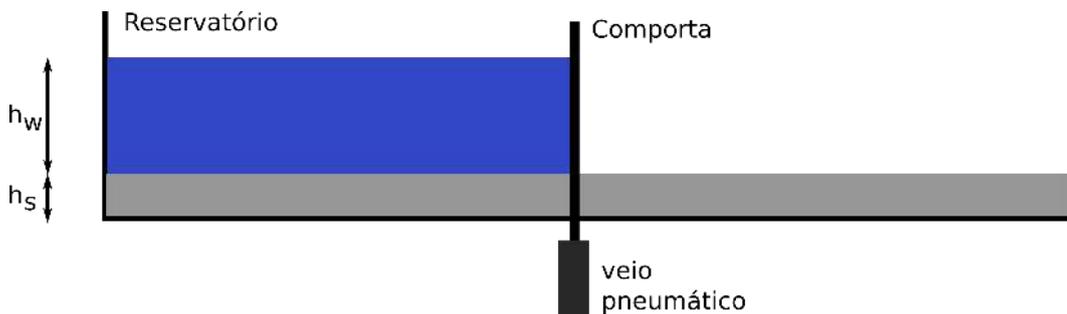


Figura 5 – Esquema do canal de rutura de barragem do laboratório de hidráulica do Institute of Mechanics, Materials and Civil Engineering. As variáveis  $h_w$  e  $h_s$  representam a altura de água e de sedimentos respetivamente.

O escoamento de rutura de barragem foi realizado considerando um leito de sedimentos móveis, com uma altura de 0,10 m ao longo de toda a extensão do canal. O reservatório foi cheio até atingir uma cota de 0,325 m de água acima do leito de sedimentos, como exemplificado na Figura 5.

Os sedimentos utilizados foram pellets de PVC com uma densidade  $s=1,63$  e um diâmetro médio de  $d=3,85 \times 10^{-3}$  m (Figura 6). Para descrever o movimento da água, partículas de pliolite ( $s=1.03$ ) foram adicionadas no reservatório.



Figura 6 – Pellets em PVC utilizados para modelar o leito móvel.

As imagens do escoamento foram adquiridas com uma máquina de aquisição rápida Photron equipada com uma lente Carl Zeiss de 50mm. A frequência de aquisição da câmara foi imposta a 1000 imagens por segundo. A limitação do buffer de memória limitou a aquisição de imagens a 2 s, suficientes para capturar os instantes iniciais da rutura de barragem.

## 5 - RESULTADOS

### 5.1 - IMAGENS DO ESCOAMENTO

Na Figura 7 mostram-se algumas imagens do escoamento de rutura de barragem em diferentes instantes de tempo. Nestas imagens é possível ver o carácter fortemente transiente do escoamento assim como a as variações da superfície livre e da interface água-sedimentos.

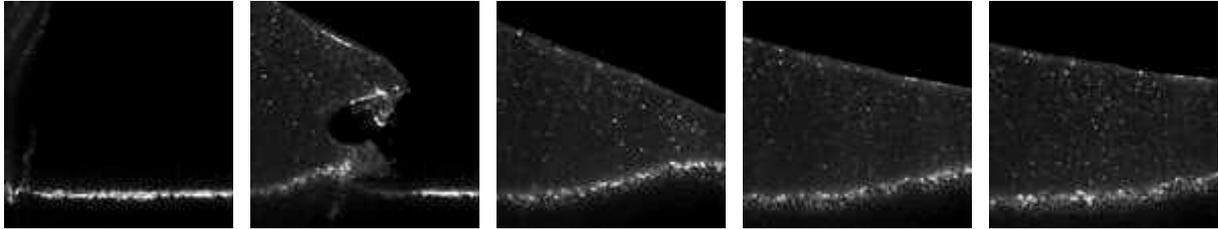


Figura 7 - Diferentes instantes da rutura de barragem:  $t = 0$  s,  $t = 0.1$  s,  $t = 0.2$  s,  $t = 0.3$  s e  $t = 0.4$  s

### 5.2 - RESULTADOS DE PIV

Utilizando a toolbox Matlab MatPIV 1.7 determinaram-se os campos de velocidade do escoamento de rutura de barragem para os instantes assinalados anteriormente. O processamento foi realizado utilizando um processo iterativo começando com áreas de interrogação de 128 pixéis  $\times$  128 pixéis até uma área de interrogação de 32 pixéis  $\times$  32 pixéis com 50% de sobreposição entre áreas de interrogação. Os resultados do campo de velocidade são ilustrados na Figura 8.

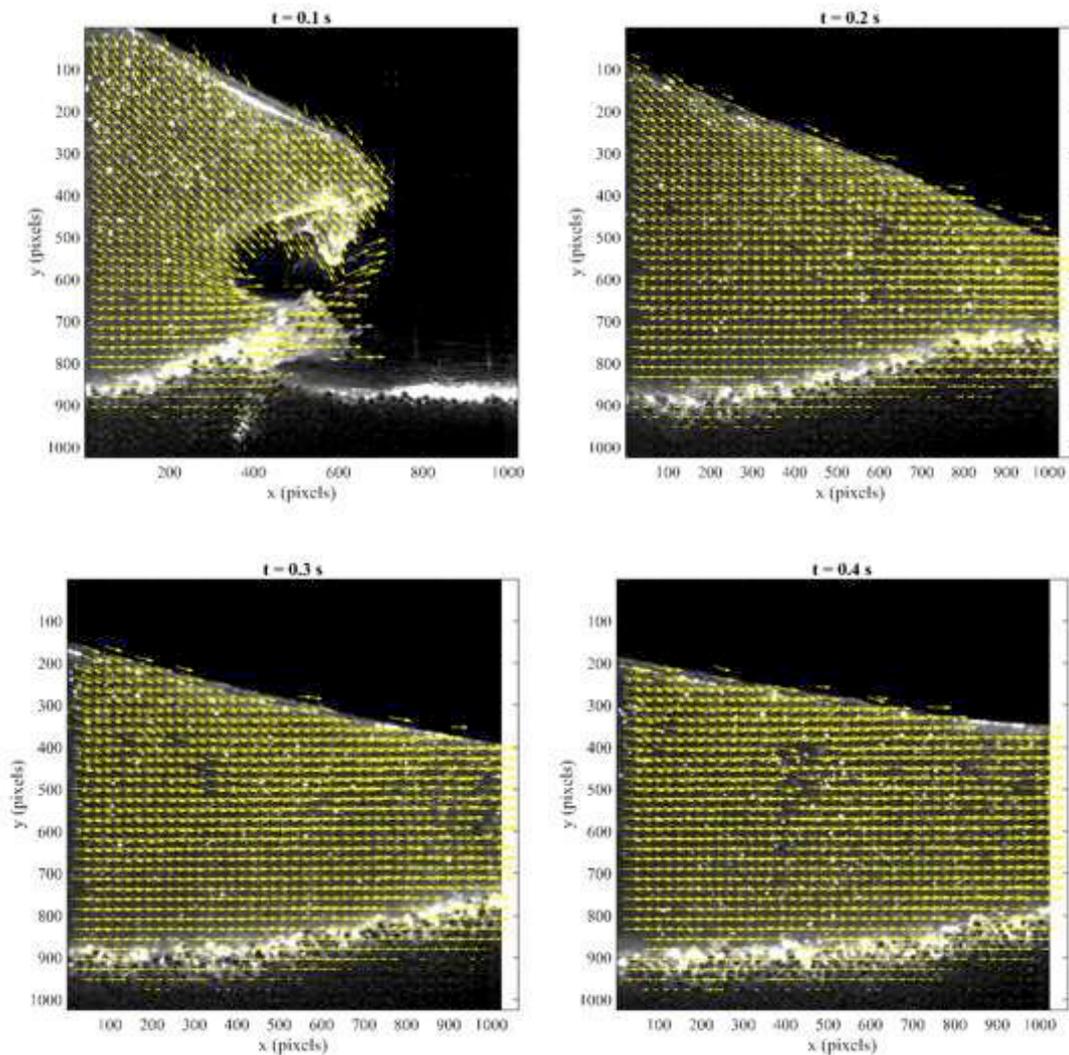


Figura 8 - Resultado da aplicação da técnica PIV para diferentes instantes:  $t = 0.1$  s,  $t = 0.2$  s,  $t = 0.3$  s e  $t = 0.4$  s

### 5.3 - RESULTADOS DE PTV

Uma região retangular junto ao leito foi selecionada para a aplicação do algoritmo de PTV baseado na tesselação de Voronoi. Os resultados são ilustrados na Figura 9. Das figuras nota-se que a iluminação do leito é um ponto crítico. Uma iluminação pouco uniforme, como é o caso, complica o processo de detecção de partículas em camadas inferiores do leito utilizando métodos baseados na intensidade luminosa e diâmetro.

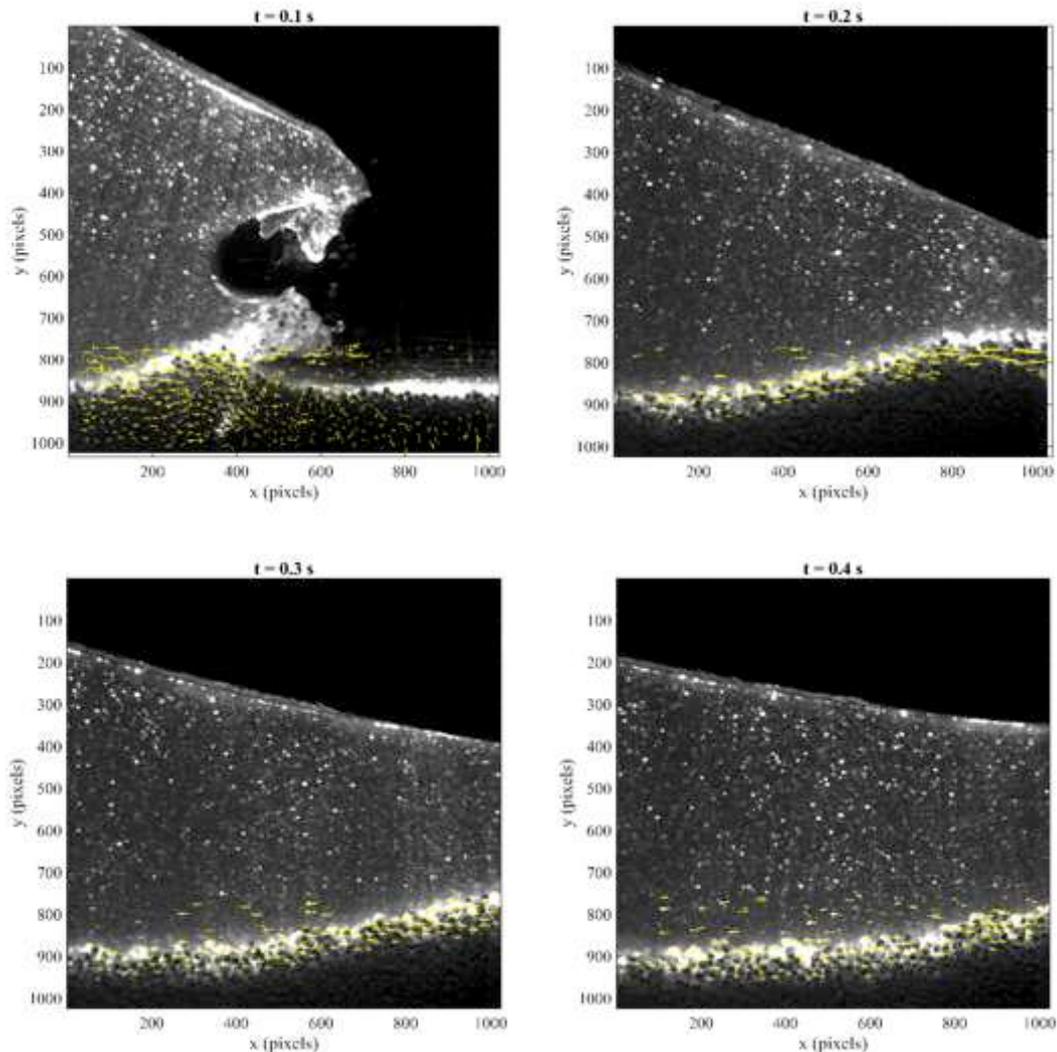


Figura 9 – Resultado da aplicação da técnica PTV a uma região junto ao leito para diferentes instantes:  $t = 0.1$  s,  $t = 0.2$  s,  $t = 0.3$  s e  $t = 0.4$  s

### 5.4 - RESULTADOS DA COMBINAÇÃO PIV-PTV

Os perfis da Figura 10 mostram a comparação direta entre os resultados da PIV e da PTV. Como é possível ver, as duas técnicas mostram resultados compatíveis, entre si. Contudo, para uma análise mais correta do leito de sedimentos, aplicou-se a combinação de ambas as técnicas. Os resultados são ilustrados na Figura 11.

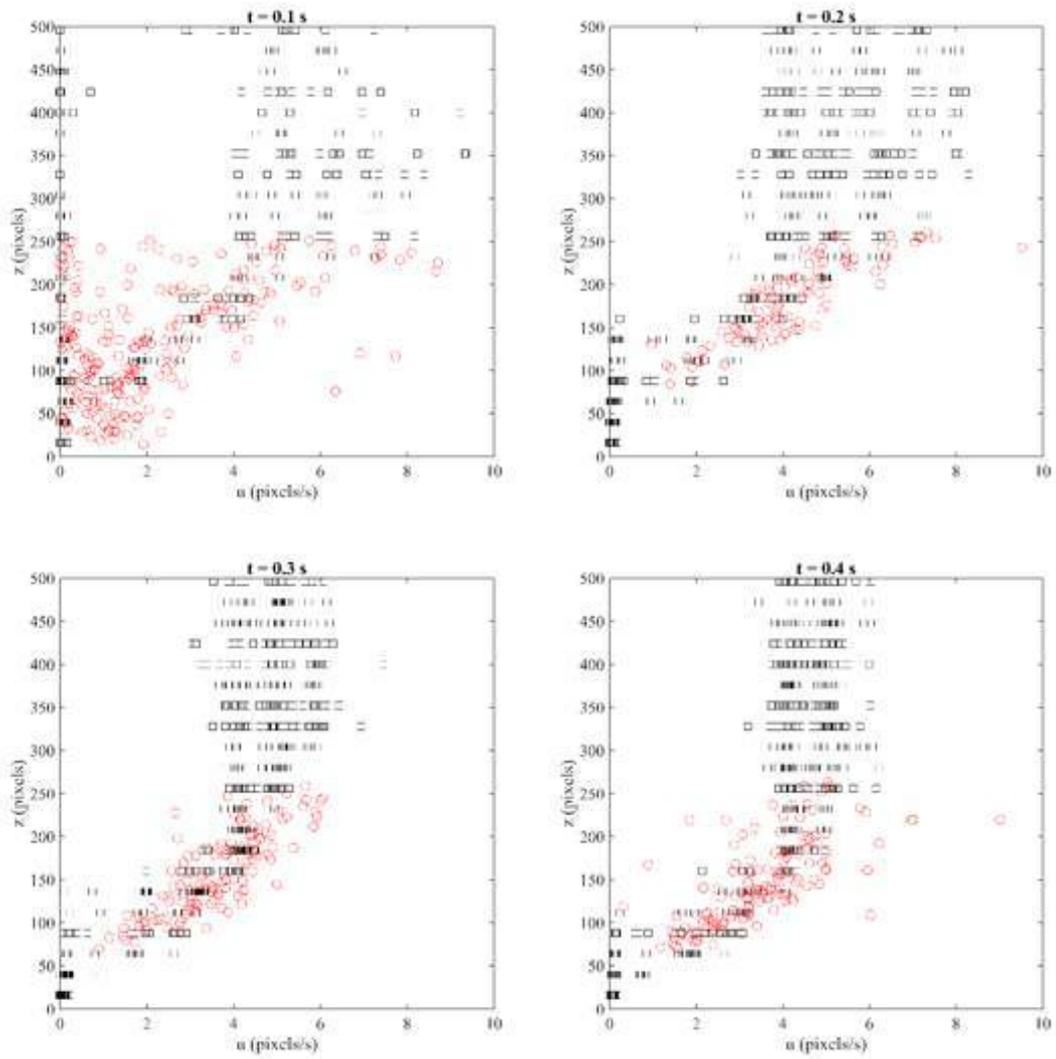


Figura 10 – Comparação dos perfis de velocidade obtidos com PIV e PTV em diferentes instantes:  $t = 0$  s,  $t = 0.1$  s,  $t = 0.2$  s,  $t = 0.3$  s e  $t = 0.4$  s.

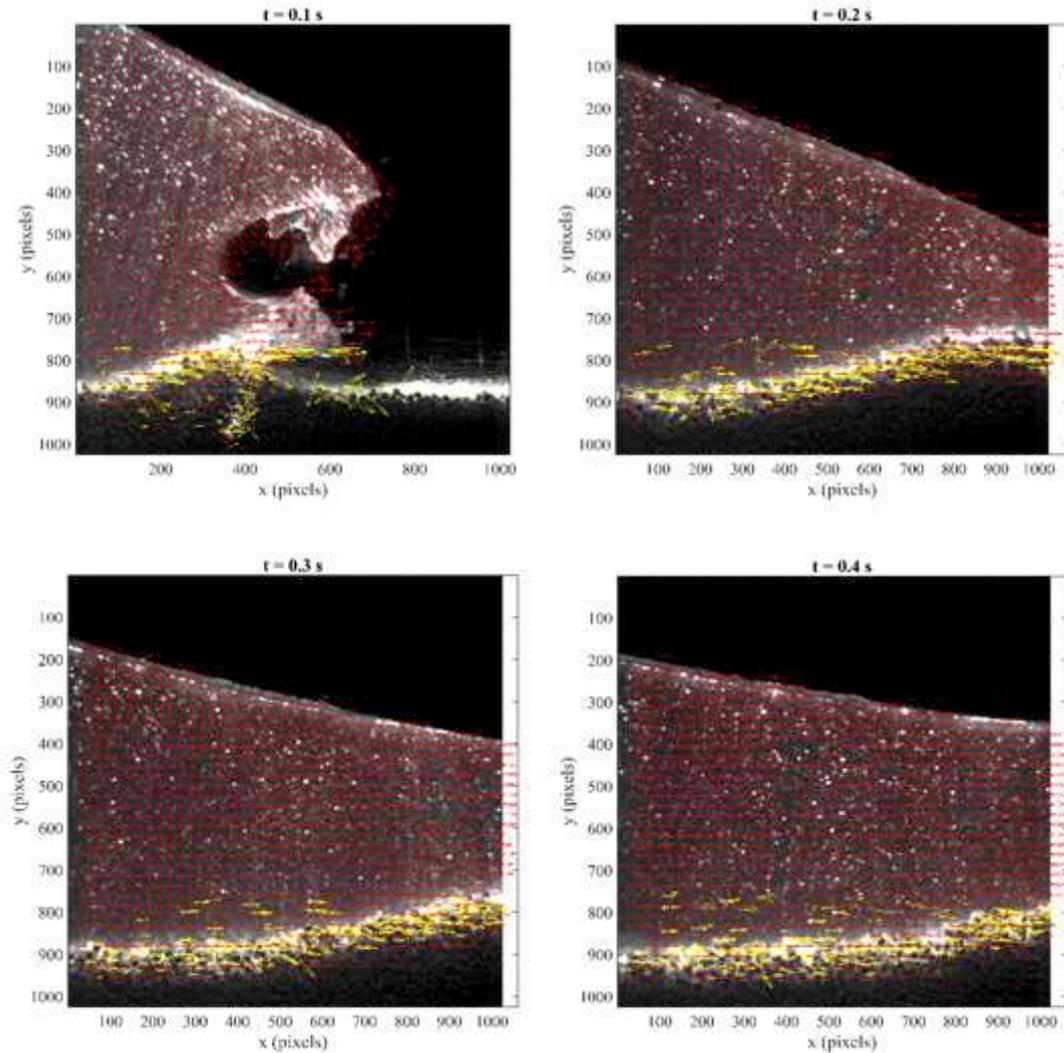


Figura 11 – Resultado do campo de velocidades medido com PIV-PTV em diferentes instantes:  $t = 0$  s,  $t = 0.1$  s,  $t = 0.2$  s,  $t = 0.3$  s e  $t = 0.4$  s.

## 6 - CONCLUSÕES

Apresentou-se neste artigo uma técnica combinada entre PIV e PTV. A vantagem desta técnica é contribuir para um aumento da resolução espacial da técnica PIV, aproveitando o ganho de resolução espacial trazido pela PTV, ao mesmo tempo que o processo de seguimento de partículas sedimentares se torna mais eficiente usando como estimativa o campo de velocidades determinado pela PIV.

A iluminação do leito de sedimentos deve ser igualmente uniforme para uma melhor deteção das partículas e conseguinte seguimento.

A determinação de um procedimento de máscara automático, isto é, um procedimento que permita reconhecer as diferentes regiões do escoamento: i) sem escoamento, ii) água e iii) sedimentos poderá contribuir para uma melhoria da eficiência do método aqui apresentado.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho teve o apoio financeiro do Projeto PTDC/ECM-HID/6387/2014 – POCI-01-0145-FEDER-016825 - financiado por fundos do FEDER através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P.

## REFERÊNCIAS

- Adrian, R. J. (2005). Twenty years of particle image velocimetry. *Experiments in Fluids* 39:2, pp. 159–169.
- Adrian, R. J. e Westerweel, J. (2011). *Particle Image Velocimetry*. Cambridge University Press, 586 p.
- Aleixo, R. (2013). *Experimental study of the early stages of a dam-break flow over fixed and mobile beds*. Tese de Doutoramento. Université catholique de Louvain. Bélgica
- Aleixo, R., Soares-Frazão, S. e Zech, Y. (2010). Velocity-field measurements in a dam-break flow using a PTV Voronoï imaging technique. *Experiments in Fluids* 50:6, pp. 1633–1649.
- Aleixo, R., Soares-Frazão, S. e Zech, Y. (2018). Statistical analysis methods for transient flows – the dam-break case. DOI:10.1080/00221686.2018.1516700.
- Capart, H., D. Young, and Y. Zech (2002). Voronoï imaging methods for the measurement of granular flows. *Experiments in Fluids* 32, pp. 121–135.
- Keane R.D. e Adrian R.J. (1992). Theory of cross-correlation analysis of PIV images. *Appl Sci Res* 49 pp. 191–215
- Lauber, G. e Hager, W.H. (1998). Experiments to dambreak wave: horizontal channel. *Journal of Hydraulic Research*, 36, pp. 291-307.
- Meynart, R. (1982). Digital image processing for speckle flow velocimetry. *Rev. Sci. Instrum.* 53. Pp. 110-111
- Raffel, M., Willert, C., Werely, S., Kompenhans, J. (2007). *Particle Image Velocimetry – A practical guide* 2nd Edition. Springer.
- Spinewine B. e Zech, Y. (2007). Small-scale laboratory dam-break waves on movable beds, *Journal of Hydraulic Research* Vol. 45 Extra Issue, pp. 73-86.
- Scarano, F. e Riethmuller M. (2000). Advances in iterative multigrid PIV image processing. *Experiments in Fluids* 29, pp. S051–S060.
- Stitou, A. e Riethmuller M. (2001). Extension of PIV to superresolution using PTV. *Measurements Science Technology* 13, pp. 1398–1403.



Tema 4

**GEOTÉCNIA E TRANSPORTES**



## **COMPARAÇÃO DA NORMALIZAÇÃO PORTUGUESA EM VIGOR COM A NOVA NORMALIZAÇÃO EUROPEIA PARA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS – ESTUDO LABORATORIAL**

### **COMPARISON OF THE PORTUGUESE STANDARDIZATION IN FORCE WITH THE NEW EUROPEAN STANDARDIZATION FOR GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION OF SOILS – LABORATORY STUDY**

Martins, Carla; *ISEP, Porto, Portugal, 1120280@isep.ipp.pt*  
Castro Neves, Eduardo; *CICCOPN, Porto, Portugal, edurado.neves@ciccopn.pt*  
Teixeira, Adriano; *ISEP e CICCOPN, Porto, Portugal, adriano.teixeira@ciccopn.pt*  
Carvalho, M. Manuela; *ISEP, Porto, Portugal, mmc@isep.ipp.pt*

#### **RESUMO**

A evolução tecnológica e o crescimento populacional centralizado em grandes cidades, a par de uma cada vez mais rigorosa consciência ambiental, exigem a utilização de todos os solos, mesmo os de menor qualidade, o que só é possível adotando metodologias de estudo e ensaios mais inovadores e adequadas aos tempos atuais. Assim, nos últimos anos, têm sido elaboradas normas europeias que, em breve, passarão a ter carácter obrigatório em Portugal. O objetivo desta comunicação é apresentar uma análise comparativa entre a normalização portuguesa em vigor e a nova normalização europeia para a caracterização laboratorial de solos, com a finalidade de avaliar o impacto desta alteração normativa nos procedimentos laboratoriais e nos resultados finais dos ensaios. No estudo realizado é avaliada a necessidade de investimento em recursos, que os laboratórios de geotecnia irão ter que realizar para se poderem adaptar às novas metodologias de ensaio. Este trabalho incidiu na realização de ensaios laboratoriais para caracterização física dos solos, designadamente a determinação do teor em água, da densidade/massa volúmica das partículas, da análise granulométrica e dos limites de consistência.

#### **ABSTRACT**

Technological evolution and population growth focused on large cities, together with an increasingly strict environmental awareness, require the use of all soils, even those of lower quality, which requires a thoughtful knowledge of their geological and geotechnical characteristics which is only possible adjusting research methodologies and more innovative and adequate trials to the current times. Thus, in recent years, European standards have been prepared and soon will become mandatory in Portugal. The aim of this communication is to make a comparative analysis between the Portuguese standardization in force and the new European normalization for the laboratorial characterization of soils, in order to evaluate the impact of this normative change in the laboratory procedures and in the final test results. In study performed is to evaluate the need for investment in resources that laboratories will have to carry out in order to adapt to the new test methodologies. This work focused on laboratory tests for physical characterization of soils, namely the determination of water content, density/density of particles, particle size analysis and Atterberg limits.

#### **1 - NORMALIZAÇÃO**

O conceito de normalização remonta à história da civilização. A primeira necessidade foi a da comunicação oral padronizando determinados sons e comportamentos sociais. Com o avançar dos tempos houve a necessidade de expandir a normalização a um nível internacional e a vários domínios técnicos e científicos.

No âmbito das obras de engenharia civil os solos são frequentemente utilizados não só como material de construção, mas também como terreno recetor das solicitações. Na maioria destas situações é indispensável caracterizar os solos pelo que, também nesta área científico-tecnológica, foi necessário definir procedimentos/normas onde se estabelecessem os métodos e técnicas necessárias. A normalização ao nível dos procedimentos laboratoriais para a caracterização de solos surgiu há várias décadas e é de uso comum e repetido em todo o mundo.

No que diz respeito à caracterização de solos, os organismos nacionais de normalização são responsáveis pela elaboração de:

- Normas internacionais: normas adotadas por uma organização internacional de normalização, ou, em certos casos, especificação técnica adotada por um organismo internacional com funções de normalização (exemplo: normas ISO);
- Normas regionais: normas adotadas por uma organização regional de normalização, ou, em certos casos, especificação técnica adotada por um organismo regional com funções de normalização (exemplo: normas EN);
- Normas nacionais: normas estabelecidas para todo um país, por um organismo nacional de normalização (exemplo: NP).

Em Portugal, existem ainda as Especificações LNEC desenvolvidas pelo Laboratório Nacional da Engenharia Civil. Hoje em dia, verifica-se que um elevado número destas especificações foram substituídas ou anuladas devido à elaboração e adoção de normas europeias.

Atualmente, os trabalhos de normalização com interesse mundial são habitualmente desenvolvidos pela Organização Internacional de Normalização (ISO) e, quando o interesse é a nível europeu são acompanhados pelo Comité Europeu de Normalização (CEN). Posteriormente, estas normas são adotadas como normas nacionais, pelos respetivos organismos nacionais de normalização (ONN).

## **2 - ENSAIOS REALIZADOS**

### **2.1 - Teor em água**

O teor em água dos solos, também conhecido como teor em humidade, é a relação, expressa em percentagem, entre a massa de água que se evapora do provete por secagem em estufa, a uma determinada temperatura, e a massa seca das partículas sólidas.

Os procedimentos para a determinação do teor em água estão definidos na NP-84: 1965 e na NP EN ISO 17892-1: 2018.

#### **2.1.1 - Análise comparativa das normas NP-84: 1965 e NP EN ISO 17892-1: 2018**

Neste subcapítulo, será apresentada uma comparação entre as normas mencionadas anteriormente no que respeita aos aspetos mais relevantes: equipamentos, preparação dos provetes e metodologias para a execução dos ensaios.

Relativamente aos equipamentos, os laboratórios terão de fazer alguns investimentos, essencialmente, na aquisição de peneiros. No entanto, estes investimentos não serão de grande monta.

As diferenças entre as metodologias de ensaio incidem essencialmente em:

- a) Preparações dos provetes de ensaio:
  - A norma NP-84: 1965 especifica os peneiros de abertura 2,38; 19,1; e 38,1 mm para a determinação das massas mínimas do provete de ensaio, impondo três limites, 30, 300 e 2000 g, respetivamente. A norma NP EN ISO 17892-1: 2018 altera estes peneiros para 0,063; 2,0; 10,0; 31,5 e 63 mm com as massas mínimas de provete de 30, 100, 500, 3000 e 21000 g, respetivamente. Na presença de solos finos, a massa de solo húmido não deve ser inferior a 30 g ou deve estar de acordo com os valores recomendados presentes na norma, caso se observem partículas grosseiras.
- b) Tempos de secagem dos provetes até obtenção de massa constante:
  - A norma antiga considera suficiente um tempo de secagem de 16 horas a 24 horas. Para confirmar se a massa se mantém constante devem-se efetuar pesagens a intervalos de cerca de quatro horas;
  - A norma recente aponta para solos finos, um tempo de secagem de 16 horas e para solos grosseiros 4 horas. Para confirmar se a massa se mantém constante, o provete deve ser sujeito a pesagens com intervalos de cerca de uma hora.
- c) Temperaturas de secagem para materiais que contenham gesso ou material orgânico:
  - A norma antiga limita esta temperatura a 80 °C;

- A norma recente não impõe limites, mas refere que deve ser inferior a 105 – 110 □C, por exemplo, 50 □C.

### 2.1.2 - Apresentação e análise de resultados obtidos

Da amostra de solo recolhida foi analisado, em primeiro lugar, o teor em água. Após a realização dos ensaios pelas duas normas para os três provetes representativos foi possível chegar aos valores apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 – Resumo e média dos resultados obtidos para a determinação do teor em água.

NP-84: 1965		NP EN ISO 17892-1: 2018	
Teor em água (%)		Teor em água (%)	
14,9	14,6	14,4	14,3
14,6			
14,3			

Os resultados obtidos apenas diferem em 0,3%, pelo que se conclui que os resultados pela nova normalização são semelhantes aos obtidos pelo método antigo. Tendo em conta que não existem diferenças significativas na técnica de ensaio, não seria expectável encontrar-se diferenças significativas nos resultados finais dos ensaios.

## 2.2 - Densidade / Massa volúmica das partículas

A densidade das partículas de um solo define-se como o quociente entre a massa de um dado volume de partículas à temperatura de ensaio e a massa de igual volume de água destilada a 20 □C. (NP-83: 1965) A determinação da densidade das partículas baseia-se na NP-83: 1965, que estabelece a avaliação da densidade das partículas do solo com dimensão inferior a 4,76 mm.

A massa volúmica das partículas é a massa seca das partículas sólidas a dividir pelo seu volume. Este ensaio é realizado aplicando a norma NP EN ISO 17892-3: 2018 e compreende a realização do ensaio com o picnómetro de líquido ou o picnómetro de gás.

### 2.2.1 - Análise comparativa das normas NP-83: 1965 e NP EN ISO 17892-3: 2018

A comparação entre as normas acima mencionadas no que respeita aos aspetos mais relevantes, ou seja, equipamentos, preparação do provete, calibração do picnómetro e execução do ensaio será seguidamente apresentada.

No que respeita aos equipamentos, conclui-se que o investimento a realizar pelos laboratórios para se adaptarem à nova normalização não será elevado, exigindo, no entanto, a aquisição de alguns equipamentos, sendo o mais relevante o banho-maria.

As duas principais diferenças entre as normas estudadas, dizem respeito à capacidade do picnómetro e à massa do provete de solo seco a ensaiar. Verifica-se que, a norma NP-83: 1965 refere a utilização de um picnómetro de pelo menos 100 ml ou de 500 ml para solos argilosos e o provete deverá ter, no mínimo, 25 g de massa seca. A nova normalização considera a utilização de um picnómetro de 50 ml e preconiza provetes com massa seca de, pelo menos, 10 g. Se no material a ensaiar existir matéria orgânica, deve ser utilizado um picnómetro de 100 ml ou superior e o provete deve ocupar pelo menos 75 % do volume do picnómetro.

Relativamente ao procedimento de ensaio destacam-se as seguintes diferenças:

- a) A norma antiga não menciona a necessidade de utilizar o banho-maria em nenhuma fase do ensaio. A nova normalização refere que o picnómetro deve ser colocado em banho-maria pelo menos 1h para a fase de calibração do picnómetro e para a determinação da massa volúmica das partículas;
- b) A NP EN ISO 17892-3: 2018 explica que devem ser realizadas pelo menos duas determinações tanto para provetes secos em estufa como para provetes húmidos. Os resultados não devem divergir em mais de 0,03 Mg/m<sup>3</sup>, caso contrário o ensaio deve ser repetido;
- c) A norma NP-83: 1965 refere que o provete deve repousar dentro do picnómetro, coberto até cerca de três quartos da capacidade com água destilada, pelo menos 12 horas antes de extrair o ar na bomba de vácuo. A nova normalização nada refere quanto a este procedimento;
- d) Para a extração do ar remanescente, a metodologia antiga define valores para a pressão de vácuo, o tempo de aplicação e o tempo de ebulição. A norma recente não especifica a pressão de vácuo nem o tempo de aplicação para extrair o ar dentro do picnómetro. No aquecimento também não especifica o tempo de aplicação nem a temperatura.

## 2.2.2 - Apresentação e análise de resultados obtidos

Após a realização dos ensaios pela NP-83: 1965 e pela NP EN ISO 17892-3: 2018 foi possível obter os resultados seguidamente apresentados no Quadro 2 e no Quadro 3.

Quadro 2 – Resumo e média dos resultados obtidos para provetes com secagem prévia.

NP-83: 1965		NP EN ISO 17892-3: 2018	
Densidade		Massa volúmica (Mg/m³)	
2,65	2,65	2,62	2,63
2,65		2,64	
2,64		2,62	

Quadro 3 – Resumo e média dos resultados obtidos para provetes sem secagem prévia.

NP-83: 1965		NP EN ISO 17892-3: 2018	
Densidade		Massa volúmica (Mg/m³)	
2,66	2,66	2,63	2,62
2,66		2,61	
2,66		2,62	

Os resultados obtidos aplicando a norma antiga e a norma recente apresentam diferenças, sendo que os valores obtidos pela nova norma são inferiores aos obtidos pela antiga. Estas diferenças podem dever-se às desigualdades que se registam ao nível do procedimento de ensaio, nomeadamente ao facto de na nova norma o provete não ficar coberto com água durante 12 horas antes de extrair o ar remanescente e, essencialmente, pelo facto da nova norma não referir a pressão de vácuo, a temperatura de aquecimento e os tempos de aplicação.

## 2.3 - Análise granulométrica

A análise granulométrica é definida como a distribuição ponderal das partículas do solo de acordo com as suas dimensões (Matos Fernandes, 2012).

Este ensaio consiste na determinação dos diâmetros das partículas que compõem o solo e geralmente são utilizados dois métodos: peneiração e sedimentação. A escolha do método a utilizar depende do tamanho das partículas constituintes do solo.

De acordo com a normalização portuguesa em vigor dispomos de três especificações LNEC para aplicar na determinação da composição granulométrica de um solo, designadamente, E 195-1966: "Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação", para aplicar na preparação de amostras; E 239-1970: "Análise granulométrica por peneiração húmida" e E 196-1966: "Análise granulométrica", para o método de peneiração seguido de sedimentação da fração fina.

Segundo a nova normalização, a determinação da análise granulométrica é estabelecida pela EN ISO 17892-4: 2016. Esta norma inclui os dois métodos anteriormente referidos. Prevê ainda que a sedimentação, possa ser realizada aplicando ou o método do densímetro ou o método da pipetagem.

### 2.3.1 - Análise comparativa das especificações LNEC e a EN ISO 17892-4: 2016

Seguidamente, será apresentada a comparação entre as normas acima mencionadas no que respeita aos aspetos mais relevantes, ou seja, equipamentos, preparação do provete, calibração do densímetro e da execução do ensaio.

Após comparação dos equipamentos preconizados pelas normas estudadas, foi possível concluir que os laboratórios não irão necessitar de um grande investimento para se adaptarem à nova norma de análise granulométrica, o investimento incide, essencialmente, na aquisição de peneiros.

#### A. Método de peneiração:

Seguidamente, é apresentada a comparação de ambas as normas no que respeita à preparação dos provetes a ensaiar.

- A especificação LNEC (E 195: 1966) refere que é necessária uma quantidade de material passado no peneiro de 2,00 mm (nº 10) de, aproximadamente, 115 g se o solo for arenoso e 65 g no caso de solos siltosos ou argilosos. Também é referido nesta especificação que é necessária uma dada quantidade de material retido no peneiro de 2,00 mm de acordo com o diâmetro nominal das maiores partículas;
- A EN ISO 17892-4: 2016 apresenta um quadro com as massas mínimas recomendadas para peneiração apenas em função do diâmetro máximo das partículas, se estas apresentarem di-

mensões inferiores a 20 mm. Caso as partículas apresentem dimensões superiores a 20 mm, a massa mínima recomendada deve ser determinada através da aplicação de uma equação proposta na referida norma;

- c) A norma recente permite que os solos possam ser pré-tratados antes de peneirar para remover sais dissolvidos e matéria orgânica, enquanto que a especificação LNEC não refere nada sobre este aspeto;
- d) A EN ISO 17892-4: 2016 não especifica qual o peneiro de separação, apenas recomenda que pode ser utilizado o peneiro de abertura 20 mm para a separação inicial. Esta norma permite também que sejam feitas reduções de material ao longo do ensaio através de um repartidor, ou de outro método semelhante, de modo a evitar a sobrecarga dos peneiros. A especificação LNEC fixa o peneiro de abertura 2,00 mm como o peneiro de separação.

Comparando os procedimentos das duas normas verifica-se que:

- a) A especificação LNEC obriga à dispersão do material passado no peneiro 2,00 mm com um agente antifloculante. Enquanto que, a norma recente não obriga, apenas permite a utilização de um agente antifloculante para dispersar argila intersticial do material passado no peneiro 20,0 mm.

**B. Método de sedimentação:**

A preparação dos provetes de ensaio segundo as duas normalizações difere em:

- a) A especificação LNEC refere que é necessária uma quantidade de material passado no peneiro de 2,00 mm (nº 10) de, aproximadamente, 100 g se o solo for arenoso e 50 g no caso de solos siltosos ou argilosos. Também é referido nessa especificação que é necessária uma quantidade de material retido no peneiro de 2,00 mm de acordo com o diâmetro nominal das maiores partículas;
- b) A EN ISO 17892-4: 2016 refere que a amostra de solo inicial, antes da preparação, deve ser suficientemente grande para se conseguir obter 20 a 30 g de material com dimensão inferior a 0,063 mm.

Em relação ao procedimento de ensaio as principais diferenças são:

- a) A especificação LNEC permite fazer uma preparação do solo de acordo com a quantidade de matéria orgânica e compostos de cálcio presentes no solo. A norma europeia não refere nada sobre este aspeto;
- b) Para a dispersão do solo, a especificação LNEC apresenta apenas uma solução antifloculante composto por dois reagentes, hexametáfosfato e carbonato de sódio. A nova norma descreve duas soluções, à escolha, uma composta por hexametáfosfato hexassódico e outra por difosfato tetrassódico;
- c) A especificação do LNEC refere que a suspensão com a solução antifloculante deve ser aquecida suavemente durante cerca de 10 min e depois transferida para o agitador onde será agitada pelo menos 15 min. A norma recente não menciona a necessidade da suspensão ser aquecida, sendo transferida diretamente para o copo do agitador;
- d) A especificação LNEC refere que, após a agitação, a suspensão deve ser transferida para o peneiro 0,074 mm. A norma recente altera este peneiro para o de abertura 0,063 mm;
- e) Os intervalos de leitura preconizados são ligeiramente diferentes nas duas normas. Para além das leituras em comum, a nova norma acrescenta leituras aos 0,5; 4; 8 min, 2 e 6 horas.

As calibrações do densímetro e correções associadas também sofrem algumas mudanças, designadamente:

- a) Calibração do volume:
  - A calibração do volume (V) do densímetro pela especificação LNEC pode ser efetuada por dois processos, por imersão ou por pesagem. A EN ISO 17892-4: 2016 apenas descreve um método que consiste na pesagem do densímetro.
- b) Calibração da escala:
  - O que difere entre as normas para a calibração da escala é apenas a designação dos termos.
- c) Correção do menisco:

- A correção do menisco é semelhante para ambas as normas em estudo. A única diferença é que, segundo a norma antiga, o densímetro deve ser colocado numa proveta com, aproximadamente, 700 ml de água, enquanto que pela norma recente este volume de água passa para cerca de 800 ml.

d) Correção do antifloculante:

- A especificação LNEC refere que a correção do antifloculante deve ser determinada a 20 °C e pode ser efetuada por dois métodos. Pela norma recente, esta correção está incluída na correção da leitura do densímetro para a solução de referência.

### 2.3.2 - Apresentação e análise de resultados obtidos

#### A. Método de peneiração:

Após a realização dos ensaios de peneiração para os três provetes representativos da amostra, foi possível obter o valor médio dos acumulados passados por peneiro, com os quais foi, posteriormente, traçada a curva granulométrica média, permitindo assim comparar os resultados obtidos com as duas normas em estudo. No Quadro 4 estão apresentados os valores médios dos acumulados passados em cada peneiro. No Gráfico 1 estão representadas as curvas granulométricas médias obtidas com a aplicação das normas estudadas.

Quadro 4 – Valores médios dos acumulados passados obtidos nos ensaios.

E 239: 1970		EN ISO 17892-4: 2016	
Abertura dos peneiros (mm)	% Acumulados passados	Abertura dos peneiros (mm)	% Acumulados passados
76,1	100	--	--
50,8	100	--	--
38,1	99	63,0	100
25,4	98	37,5	100
19,0	98	20,0	97
9,51	95	10,0	95
4,76	93	6,3	94
2,00	89	2,0	89
0,841	71	0,63	59
0,420	50	0,20	35
0,250	39	0,063	20
0,105	26	--	--
0,074	22	--	--

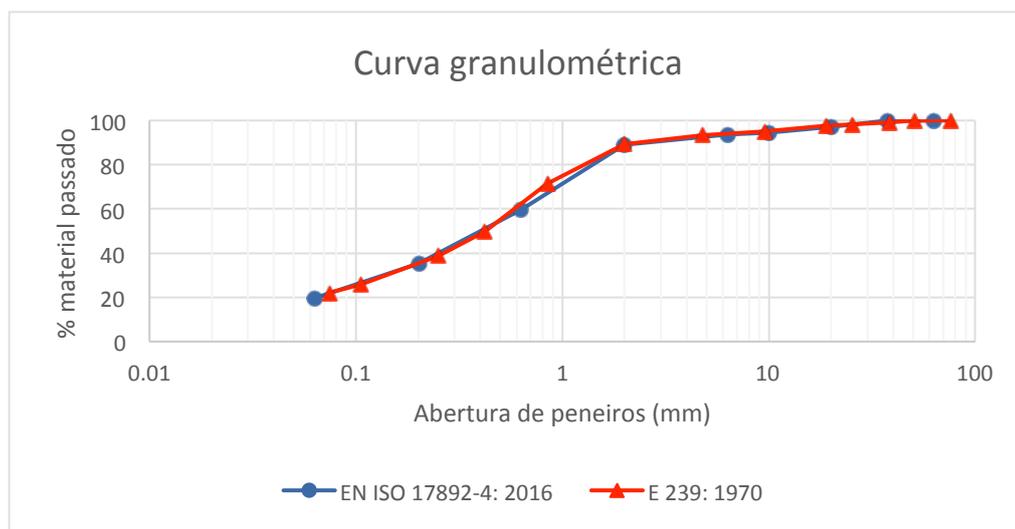


Gráfico 1 – Curvas médias obtidas por peneiração.

A observação do Gráfico 1 permitiu verificar que as curvas granulométricas ficam praticamente sobrepostas, o que revela a inexistência de diferenças significativas nos resultados obtidos com a aplicação dos métodos de peneiração preconizados por ambas as normas.

Poderá então concluir-se que, apesar de haver algumas diferenças na metodologia e se utilizarem peneiros com diferentes aberturas, não ocorrem diferenças significativas nos resultados finais.

## B. Método de sedimentação:

No Gráfico 2 estão representadas as curvas granulométricas médias obtidas com a aplicação das normas EN ISO 17892-4: 2016 e E196: 1966.

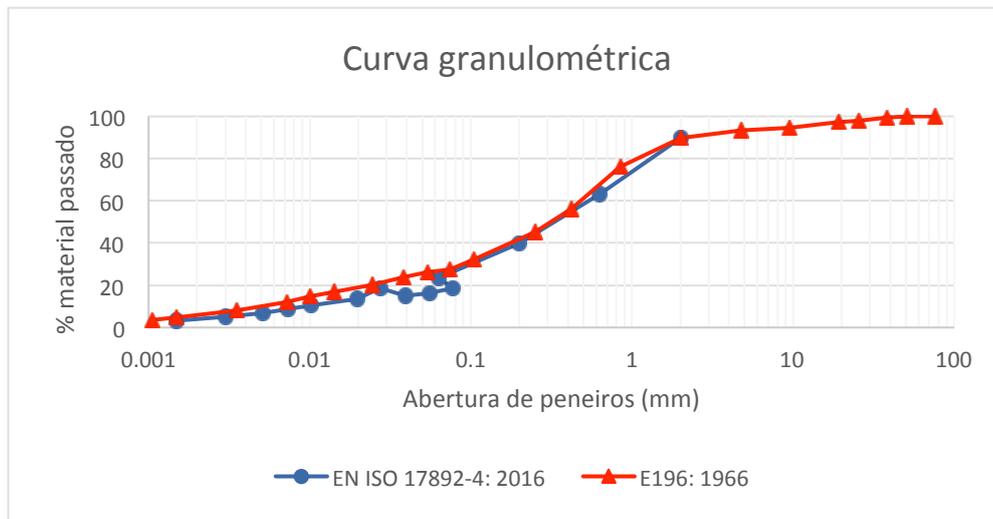


Gráfico 2 – Curvas médias obtidas pelos métodos de peneiração e sedimentação.

Da observação dos resultados sintetizados no Gráfico 2, constatou-se que na realização do ensaio de sedimentação pela EN ISO 17892-4: 2016, a curva granulométrica obtida não apresenta continuidade entre o peneiro de abertura 0,063 mm e o diâmetro equivalente da partícula imediatamente a seguir a este peneiro obtido no processo de sedimentação. Esta transição anómala, entre os resultados obtidos pelo método de peneiração e o método de sedimentação pode ter sido originado pelo densímetro utilizado aquando do ensaio de sedimentação não apresentar as características exigidas pela EN ISO 17892-4: 2016.

A deficiente transição entre a fase de peneiração e a fase de sedimentação dificultou a comparação dos resultados obtidos, no entanto, foi possível verificar que excluindo esta zona anómala, as curvas se encontram muito próximas, sendo quase coincidentes em algumas zonas.

## 2.4 - Limites de consistência

Os limites de consistência ou limites de Atterberg são recomendados, essencialmente, para solos com elevada fração fina e com presença de minerais argilosos.

Os procedimentos para estes ensaios estão definidos na norma portuguesa NP-143: 1969, aplicável a solos com cerca de 30%, ou mais, em massa, de partículas com dimensões inferiores a 0,05 mm, excluindo assim a sua aplicação a solos predominantemente arenosos; sendo estudada a fração de solo com dimensões inferiores a 0,420 mm. A nova normalização propõe a EN ISO 17892-12: 2018, sendo aplicável à fração do solo com dimensões inferiores a 0,4 mm.

### 2.4.1 - Análise comparativa das normas NP-143: 1969 e EN ISO 17892-12: 2018

Seguidamente, será apresentada a comparação entre as normas supracitadas no que respeita a equipamentos, preparação do provete e execução do ensaio.

No que se refere ao limite de liquidez, os laboratórios irão necessitar de um investimento considerável para se adaptarem à nova norma. Este investimento incide, essencialmente, na aquisição de uma nova concha de Casagrande e do cone de penetração. A nova normalização preconiza novas dimensões e características da concha de Casagrande e do riscador, assim como do cone de penetração. São também estabelecidas tolerâncias admissíveis na verificação destes mesmos equipamentos.

Relativamente ao limite de plasticidade, foi possível concluir que os laboratórios praticamente não irão necessitar de investimento para se adaptarem à nova norma.

## A. Limite de liquidez:

As diferenças na preparação dos provetes de ensaio entre as duas normas em estudo são:

- a) A norma portuguesa (NP-143: 1969) refere que são necessárias 100 g de material passado no peneiro 0,420 mm. A norma recente altera esta quantidade para 200 g;
- b) A EN ISO 17892-12: 2018 refere que o material com dimensões superiores a 0,4 mm não deve ser excluído e deve ser determinado o teor em água de um provete representativo da amostra original. Este material deve ser lavado e pesado. A norma portuguesa refere que os solos arenosos devem ser excluídos porque o ensaio perde significado;
- c) Entre as duas normas, o tempo de amassadura e tempo em que o provete deve estar em equilíbrio com água difere, uma vez que:
  - A norma antiga estabelece um tempo de amassadura de, pelo menos, 5 minutos de cada vez que se adiciona água ao provete;
  - A norma recente refere que se for necessário adicionar uma quantidade significativa de água para obter a consistência desejada, o provete deve estar no mínimo 4 horas em equilíbrio.

As diferenças entre os procedimentos de ensaio incidem essencialmente em:

- a) Pelo método da concha de Casagrande, a norma antiga refere que o teor em água deve ser determinado para, pelo menos, 10 g da zona de união do solo após as pancadas. A norma recente altera esta massa para, pelo menos, 15 g;
- b) O número de pancadas pela norma antiga pode variar entre 10 e 40, enquanto pela norma recente entre 15 e 40.

O limite de liquidez determinado pelo método do cone não pode ser comparado, uma vez que este método apenas é preconizado pela norma recente.

**B. Limite de plasticidade:**

A preparação dos provetes de ensaio entre as normas em estudo não sofre alterações.

O procedimento de ensaio regista a seguinte alteração:

- a) Pela norma antiga, cada esfera de solo deve ser transformada num filamento cilíndrico até atingir os 3 mm de diâmetro. Pela norma recente, a esfera de solo deve ser dividida em duas porções de massa aproximadamente igual, cada porção deve ser dividida em 3 sub-porções e cada sub-porção deve ser transformada num filamento cilíndrico com 3 mm de diâmetro.

**2.4.2 - Apresentação e análise de resultados obtidos**

Nestes ensaios foram utilizados dois solos, um solo residual granítico e um solo de granulometria mais fina, de origem sedimentar. A realização dos ensaios revelou que o solo residual granítico apresenta comportamento não-plástico, pelo que os resultados obtidos não podem ser comparados.

No Quadro 5 são apresentados os resultados obtidos para o solo de origem sedimentar.

Quadro 5 – Resumo e média dos resultados obtidos para a determinação dos limites de consistência.

<b>NP-143: 1969</b>									
<b>Limite de liquidez (%)</b>			<b>Limite de plasticidade (%)</b>			<b>Índice de plasticidade (%)</b>			
63	61		19	19		44	42		
61			18			43			
58			19			39			
<b>EN ISO 17892-12: 2018</b>									
<b>Limite de liquidez (%)</b>			<b>Limite de plasticidade (%)</b>			<b>Índice de plasticidade (%)</b>			
<b>Cone</b>		<b>Concha</b>				<b>Cone</b>		<b>Concha</b>	
59	60	60				20	39	40	40
60		63	20	40					
60		62	20	40					

Como é possível verificar pelo resumo apresentado no Quadro 5, os valores obtidos pela aplicação das duas normas são muito semelhantes. Não seria de esperar diferenças significativas nos resultados finais porque as técnicas de ensaio são semelhantes em ambas as normas. Também foi possível concluir que os limites de liquidez obtidos pelo método da concha de Casagrande dão ligeiramente superiores ao método do cone. Isto confirma o referido na EN ISO 17892-12: 2018 acerca dos valores aceitáveis para os limites de liquidez determinados para ambos os métodos.

Refira-se ainda que, para solos predominantemente arenosos, foi também possível concluir que o ensaio para determinar o limite de liquidez pelo método do cone é de difícil execução devido à fase de moldagem do solo no copo.

### **3 - CONCLUSÕES**

O trabalho desenvolvido teve como objetivo a realização de uma análise comparativa entre a normalização antiga e a recente para a caracterização geotécnica de solos. Após a realização dos ensaios laboratoriais e a análise dos resultados obtidos foi possível estabelecer as seguintes conclusões:

1. As metodologias previstas nas normas para a determinação do teor em água praticamente não diferem nos equipamentos e nos procedimentos, tendo-se também obtido resultados semelhantes em ambas as normas estudadas;
2. As normas para a determinação da densidade/massa volúmica das partículas apresentam algumas diferenças quer nas suas metodologias quer nos equipamentos. É também possível concluir que os valores obtidos pela nova normalização são ligeiramente inferiores (cerca de 0,04 Mg/m<sup>3</sup>) aos obtidos pela antiga, tanto para provetes secos em estufa como para provetes húmidos. Esta diferença de resultados, pode estar relacionada com a não descrição na nova norma da pressão de vácuo e tempo de aplicação, o que poderá aumentar as diferenças de resultados entre laboratórios;
3. Os ensaios para a determinação da distribuição granulométrica permitiram tirar as seguintes conclusões:
  - a. Os métodos de peneiração, apresentam diferenças ao nível das aberturas dos peneiros a utilizar. Na metodologia de ensaio registam-se também diferenças ao nível da preparação da amostra e da execução do ensaio. No entanto, os resultados finais praticamente não são influenciados, tendo-se obtido curvas de distribuição granulométrica muito semelhantes para os dois métodos;
  - b. Os métodos de determinação da granulometria por peneiração seguida de sedimentação, apresentam diferenças significativas para as normas estudadas. As diferenças incidem, essencialmente, nas características do densímetro a utilizar para a realização dos ensaios, nos agentes antifloculante a utilizar na fase de preparação da amostra e nos tempos de leitura durante o processo de sedimentação, passando as leituras a realizarem-se no máximo de 3 dias para apenas 2 dias.
4. Os métodos para a determinação dos limites de consistência apresentam pequenas diferenças entre a norma antiga e a norma recente, sendo possível concluir que:
  - a. Para o limite de liquidez, os equipamentos preconizados apresentam algumas diferenças entre as normas estudadas, sendo que a nova norma apresenta exigências para a concha de Casagrande que a norma antiga não prevê. Os resultados obtidos são praticamente idênticos entre a norma antiga e a recente, para o método da concha. É importante salientar que a nova normalização prevê um método alternativo, o cone de penetração. Este método foi igualmente utilizado neste trabalho sendo que se mostrou um método mais robusto, apresentando melhor repetibilidade, facto que não é de estranhar pois reduz a intervenção do operador. O trabalho permitiu ainda concluir que os resultados obtidos pela nova normalização para o método do cone de penetração são ligeiramente inferiores aos obtidos pela concha de Casagrande o que confirma o previsto na norma recente;
  - b. Para o limite de plasticidade, conclui-se que ao nível de equipamentos não há diferenças significativas e que, ao nível da metodologia de ensaio, o limite de plasticidade pela nova normalização é determinado pela média de apenas 2 provetes de ensaio, enquanto que pela norma antiga, o limite de plasticidade é dado pela média de 4 provetes de ensaio. Conclui-se, que esta diferença na metodologia de ensaio, não afeta os resultados finais, tendo-se obtido resultados semelhantes nas duas normas estudadas;
5. Realizados os ensaios e feita a comparação dos equipamentos preconizados pelas normas estudadas, é possível concluir que os laboratórios de geotecnia irão necessitar de realizar alguns investimentos para implementar as novas normas de ensaio, nomeadamente:
  - a. Na formação dos técnicos para obterem qualificações para aplicação das novas metodologias de ensaio;

- b. Na adaptação dos relatórios de ensaios às exigências das novas normas;
  - c. Na compra de algum equipamento.
6. Relativamente ao impacto que as alterações de metodologias de ensaios e equipamentos terão nos cadernos de encargos, conclui-se que, apesar de se registarem algumas modificações, não serão necessárias grandes alterações, destacando-se os aspetos relacionados com:
- a. Adaptação da dimensão máxima das partículas de 75 mm para 63 mm;
  - b. Definição de novos fusos granulométricos para atender à nova série de peneiros;
  - c. Caso a normalização portuguesa venha a optar pelo método do cone para a determinação do limite de liquidez, será necessário diminuir os valores atuais utilizados nas classificações dos solos e na aceitação ou rejeição dos níveis, por forma a manter os pressupostos atualmente definidos.

Considerando que no trabalho desenvolvido não foram encontradas diferenças significativas nos valores obtidos quando aplicadas ambas as normalizações, espera-se que o impacto das novas normas no estudo das características em foco e nos cadernos de encargos não seja muito significativo.

## **REFERÊNCIAS**

- LNEC (1966) – Especificação E 195 – Solos. Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação
- LNEC (1966) – Especificação E 196 – Solos. Análise granulométrica
- LNEC (1970) – Especificação E 239 – Solos. Análise granulométrica por peneiração húmida
- Matos Fernandes, M. (2012). Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais – Volume 1. Edições FEUP.
- NP 84 (1965) Solos – Determinação do teor em água
- NP 83 (1965) Solos – Densidade das partículas
- NP 143 (1966) Solos – Determinação dos limites de consistência
- NP EN ISO 17892-1 (2018) Reconhecimento e ensaios geotécnicos – Ensaios de laboratório em solos – Parte 1: Determinação do teor em água
- NP EN ISO 17892-3 (2018) Reconhecimento e ensaios geotécnicos – Ensaios de laboratório em solos – Parte 3: Determinação da massa volúmica das partículas
- EN ISO 17892-4 (2016) Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 4: Determination of particle size distribution
- EN ISO 17892-12 (2018) Reconhecimento e ensaios geotécnicos – Identificação e classificação de solos – Parte 12: Determinação dos limites de Atterberg

## **TRATAMENTO DE SOLOS COM CAL**

### **SOIL TREATMENT WITH LIME**

Afonso, João; *Mota-Engil Engenharia e Construção, Porto, Portugal, Joao.Afonso@mota-engil.pt*  
Cardoso, Sara; *Mota-Engil Engenharia e Construção, Porto, Portugal, Ana.Cardoso@mota-engil.pt*  
Pinto, Nuno; *Mota-Engil Engenharia e Construção, Porto, Portugal, Nuno.M.Pinto@mota-engil.pt*

#### **RESUMO**

Em obras do domínio rodoviário, tanto por razões ambientais como económicas, é fundamental maximizar o reaproveitamento dos materiais locais. Uma das formas para alcançar este objetivo é utilizar a maior quantidade possível dos solos existentes na própria obra (quando está em questão a execução de aterros e/ou leito do pavimento), o que requer um estudo detalhado das suas propriedades. Função das características determinadas, poderá ser necessário adotar tratamentos e medidas com o intuito de alcançar o comportamento satisfatório pretendido.

A aplicação de ligantes (hidráulicos, aéreos e até betuminosos) como produtos de tratamento das propriedades de solos e outros materiais de pavimentação é uma técnica com aplicação na construção rodoviária em Portugal. O presente estudo tem como principal objetivo comprovar e demonstrar a eficácia da adição de cal na melhoria do comportamento dos solos.

O estudo aborda os tipos de cal utilizados no tratamento de solos, nomeadamente a cal viva e a cal apagada (hidratada), bem como o tipo de tratamento de solos definido consoante o fim pretendido: modificação (melhoramento) de solos com cal e estabilização de solos com cal.

De igual forma, relata um estudo de caso, no âmbito das atividades de terraplenagem realizadas na construção dos arruamentos de um empreendimento habitacional situado na região de Lisboa. Apresenta a metodologia e os resultados obtidos no estudo laboratorial realizado por forma a avaliar a alteração no comportamento dos solos existentes com a adição de uma determinada percentagem de cal apagada. O objetivo do estudo foi determinar qual a percentagem de cal apagada necessária para que as propriedades básicas dos solos cumprissem com os requisitos especificados no Caderno de Encargos da ex-Estradas de Portugal bem como determinar a influência da adição da cal apagada na sua resistência.

#### **ABSTRACT**

In road works, both for environmental and economic reasons, it is fundamental to maximize the reutilization of the existing materials. One way to achieve this goal is to use, as much as possible, the soils existing on site (when the execution of earthworks and capping layers are at discussion) which requires a detailed study of their properties. Depending on the characteristics determined, it may be necessary to adopt treatments and other measures in order to achieve the desired satisfactory behavior.

The use of binders (hydraulics, aeriels or bituminous) as products to treat soil's properties and other paving materials is a technique with application in the Portuguese road construction. The present study aims to prove and demonstrate the effectiveness of the addition of lime in the improvement of the soil's behavior.

The study addresses the types of lime used in soil treatment, namely quicklime and slaked (hidrated) lime, as well as the definition of the soil treatment for the intended purpose: soil modification (improvement) with lime and soil stabilization with lime.

Likewise, a case study is reported, following the earthworks activities carried out in the construction of the streets of a housing project in the Lisbon area. The methodology and results of the laboratory testing undergone in order to evaluate the change in the existing soil's behavior with the addition of a certain percentage of slaked lime are presented. The objective of the study was to define the percentage of slaked lime needed for the soil's basic properties to meet the ex-Estradas de Portugal specifications as well as to determine the effect of the addition of slaked lime on its resistance.

## **1 - INTRODUÇÃO**

A utilização de cal no tratamento de solos é uma técnica rodoviária antiga com grande utilidade quando há escassez de materiais capazes de responder às exigências das boas regras de construção rodoviária. É neste sentido que o estudo da aplicação de cal no domínio rodoviário surge como uma necessidade de relevante importância científica, técnica, económica e ambiental.

## **2 - PROPRIEDADES DA CAL**

Segundo a norma NP 459-1 pode definir-se cal como um material contendo quaisquer formas físicas e químicas, sob as quais aparece óxido de cálcio e magnésio e/ou hidróxidos de cálcio e magnésio, produzidos por decomposição térmica (calcinação) de jazidas de carbonato de cálcio. De acordo com a mesma norma, a cal de construção surge na forma de cal aérea ou cal hidráulica.

### **2.1 - Caracterização dos diferentes tipos de cal**

A cal usada na construção rodoviária para tratamento e estabilização de solos é a cal aérea cálcica (CL), constituída principalmente por óxido de cálcio ou hidróxido de cálcio, sem qualquer adição hidráulica ou pozolânica, que endurece lentamente com o dióxido de carbono presente no ar.

Existem dois tipos de cal aérea, a cal viva e a cal hidratada, sendo a principal diferença entre ambas a suscetibilidade que apresentam à água.

A cal viva (Q) é produzida por calcinação de rocha calcária e é constituída essencialmente por óxidos de cálcio e de magnésio que reagem exotermicamente com a água. Pode aparecer sob a forma de grãos de grandes dimensões ou sob a forma de pó. É um produto sólido, de cor branca avivada pela água.

A cal hidratada (S) é constituída principalmente por hidróxidos de cálcio e, eventualmente, de magnésio provenientes da extinção, por imersão ou aspersão com água, da cal viva. A cal hidratada não tem reação exotérmica quando em contacto com a água. É um produto sob a forma de pó seco ou mistura aquosa (leitada).

### **2.2 - Propriedades da cal para a estabilização de solos**

As propriedades da cal que afetam a reação com os solos e, conseqüentemente, a qualidade da sua modificação, são a granulometria, a superfície específica de contacto, a reatividade, o peso volúmico, a solubilidade e o teor em cálcio.

A granulometria da cal influencia a velocidade de hidratação, o peso volúmico e a homogeneidade da mistura quando usada na estabilização de solos. É condicionada pela granulometria da rocha calcária e pelo processo de calcinação a que é submetida.

A superfície específica é uma das características físicas mais importantes da cal que influencia e mede a homogeneização e reação da cal com outros elementos. Superfícies de contacto maiores dão origem a melhores misturas com o solo e a água.

A reatividade da cal exprime a eficiência e rapidez da sua ação estabilizante permitindo prever a duração das reações e, no caso de serem exotérmicas, prever o aumento de temperatura produzido.

O peso volúmico do óxido de cálcio depende da sua porosidade, estado de agregação e temperatura de calcinação, estando suscetível a variações consoante o seu modo de armazenamento. Geralmente a cal viva possui um peso volúmico superior à cal hidratada.

De um modo geral a cal é pouco solúvel na água. A sua solubilidade decresce com a temperatura e varia com a composição. A cal viva apresenta-se ligeiramente menos solúvel que a cal hidratada.

O teor em cálcio é a principal característica da cal, podendo apresentar-se livre, isto é, não combinado, na forma de óxido de cálcio no caso da cal viva ou hidróxido de cálcio na cal hidratada; ou então combinado na forma de carbonatos, silicatos ou aluminatos. A soma do cálcio livre e combinado constitui a totalidade de cálcio presente na cal.

### **3 - TRATAMENTO DE SOLOS COM CAL – MECANISMOS FÍSICOS E QUÍMICOS ENVOLVIDOS**

A adição de cal a solos de partículas finas, na presença de água, desencadeia diversas reações através da combinação das suas propriedades, que podem resultar na modificação ou estabilização do solo. Neste capítulo serão abordadas as principais reações físico-químicas envolvidas neste processo, seguindo-se, no capítulo seguinte, os principais fatores que influenciam essas reações.

#### **3.1 - Mecanismos de interação da cal sobre um solo**

Na estabilização de um solo através da adição de cal surgem reações que são normalmente agrupadas em três categorias:

1. Permuta iónica e floculação;
2. Cimentação (reação pozolânica);
3. Carbonatação.

A ocorrência destas reações não é simultânea. A permuta iónica e a floculação dão-se de forma imediata estando, por esse motivo, relacionadas com a ação imediata da cal sobre o solo, modificando as características geotécnicas do mesmo. Posteriormente ocorre a ação de cimentação, responsável por melhorar, a longo prazo, as características resistentes do solo. Por fim, dá-se então a carbonatação, reação indesejada neste tipo de reações, desencadeada pelo dióxido de carbono do ar e que só poderá ocorrer se a mistura estiver exposta ao ar livre.

##### **3.1.1 - Permuta iónica e floculação**

Estas reações ocorrem logo após a adição da cal. A floculação surge como consequência da permuta iónica e consiste numa aglomeração de partículas finas do solo em flocos estáveis. Este fenómeno modifica, conforme já referido, as características geotécnicas do solo: granulometria, plasticidade, compactação, trabalhabilidade e resistência mecânica imediata (Neves, 1993).

##### **3.1.2 - Cimentação (reação pozolânica)**

A permuta iónica é relativamente rápida comparativamente à ação de cimentação e, por esse motivo, a reação pozolânica só ocorre quando a fase anterior está concluída. Isto implica que, caso a cal seja totalmente consumida na permuta iónica, não se formam produtos na reação pozolânica. Esta ação processa-se de forma lenta originando um endurecimento global da mistura de solo com cal compactada, traduzindo o fenómeno de estabilização. Ao contrário dos ligantes hidráulicos (como o cimento), a cal não é por si só um ligante de partículas e por este motivo a cimentação só ocorre se houver reação das partículas do solo à presença da cal (Neves, 1993).

##### **3.1.3 - Carbonatação**

A reação de carbonatação consiste na reação química inversa do fabrico da cal a partir do calcário. É desencadeada pelo dióxido de carbono do ar e pode ocorrer em duas situações: se a mistura estiver exposta ao ar atmosférico ou se existir cal disponível que não tenha reagido com as partículas do solo. Esta última hipótese ocorre caso as partículas do solo não apresentem afinidade à reação de cimentação promovida pela cal e/ou quando a quantidade de cal adicionada ao solo é excessiva, não permitindo que seja totalmente desagregada de forma a melhor reagir com as partículas do solo (Neves, 1993).

### **4 - FATORES QUE CONDICIONAM O TRATAMENTO DE SOLOS COM CAL**

O grau de eficácia do tratamento de solos com cal depende do tipo de solo e das suas características geotécnicas, do tipo e quantidade de cal usada, do teor em água e da baridade (compactação) da mistura, das condições de cura, da utilização de aditivos e da existência de sulfatos ou matéria orgânica nos solos a tratar (Neves, 1993).

#### **4.1 - Características do solo**

As principais características do solo para a avaliação da sua suscetibilidade à estabilização com cal são a plasticidade e percentagem de argila. Sabe-se que os solos mais plásticos são os mais beneficiados pela adição de cal e que, pelo contrário, solos de reduzida plasticidade habitualmente não obtêm melhorias significativas com adição de cal. No que diz respeito à percentagem de argila do solo sabe-se que esta é indispensável para que a reação pozolânica se realize.

Para além das características mencionadas anteriormente, existem outros fatores que afetam a aptidão do solo às reações promovidas pela presença da cal. Por exemplo, solos com pH reduzido necessitam de maior quantidade de cal para neutralizar o carácter ácido do meio, promovendo o desenvolvimento das reações pozolânicas.

Também a presença de sulfatos e de matéria orgânica em solos argilosos influencia negativamente a ação de cimentação, ou seja, o normal desenvolvimento da reação pozolânica. Os sulfatos reagem de forma expansiva com o cálcio proveniente da cal, a água e a alumina da argila. A expansão deste composto formado após a compactação resulta em perdas de resistência. De modo a não comprometer a ação de cimentação a percentagem de matéria orgânica deverá ser inferior a 2%. No entanto pode haver casos em que se obtêm bons resultados com valores superiores, o que significa que muitas vezes é mais relevante a natureza da matéria orgânica do que propriamente o seu teor.

#### **4.2 - Tipo de cal**

Conforme se referiu anteriormente, a cal usada para a estabilização de solos em aplicações rodoviárias é a cal aérea, na forma de cal viva ou de cal hidratada. Ambas apresentam vantagens e desvantagens quando comparadas.

A cal viva possui maior percentagem de óxido de cálcio favorecendo as reações de estabilização, o que faz com que seja necessário uma menor percentagem de cal viva para produzir o mesmo efeito quando comparado com uma utilização de cal hidratada. No entanto, a sua granulometria é mais grosseira, o que por sua vez dificulta a eficiência das reações das partículas argilosas com a cal. Ao possuir também uma maior densidade, tem também a vantagem de, no processo de transporte, um mesmo volume transportar uma massa maior de cal, facto que pode ser importante quando está em questão a utilização de elevadas quantidades de cal ou grandes distâncias de transporte. A cal viva tem o inconveniente de ser um produto irritante, podendo haver o risco de queimaduras no seu manuseamento.

Por sua vez, a cal hidratada possui uma granulometria mais fina o que facilita a homogeneização das misturas com a água e o solo, mas cria mais pó aquando da mistura, o que poderá tornar o seu uso desadequado em determinadas áreas.

De modo a assegurar uma boa execução de camadas estabilizadas é necessário escolher o tipo de cal que mais se adequa a cada situação. Para tal, existem indicações que podem ajudar nessa escolha:

- a) No caso de solos argilosos com teor em água acima do valor ótimo para compactação é mais vantajosa a utilização de cal viva uma vez que as reações de hidratação provocam a secagem rápida do solo. Desta forma consegue-se diminuir o teor em água;
- b) No caso de solos secos, com teor em água inferior ao valor ótimo é preciso adicionar água (na quantidade necessária) para que ocorram as reações físico-químicas da estabilização. Para tal, é indicado o uso de cal hidratada (podendo ser aplicada em forma de leitada) uma vez que a completa hidratação da cal viva no solo é menos eficiente do que a sua hidratação prévia. O uso de cal viva nesta situação levava à formação de uma mistura grosseira não homogénea incapaz de produzir a reação de todos os minerais argilosos.

#### **4.3 - Quantidade de cal adicionada**

A quantidade de cal a adicionar a um solo é definida em percentagem de peso relativamente ao peso total do solo seco a estabilizar tendo em conta os objetivos que se pretendem obter com o tratamento.

A percentagem de cal da mistura é um fator decisivo no aumento da resistência mecânica a longo prazo e deve ser determinado, para cada caso, através de ensaios laboratoriais.

Embora as reações de permuta iónica e floculação sejam conseguidas com pequenas quantidades de cal, a utilização de baixas percentagens exige o cuidado adicional de se garantir uma boa homogeneização para a mistura. No que diz respeito ao aumento da resistência, ou seja, na reação pozolânica, é normal o uso de percentagens de cal mais altas. Verifica-se que a resistência mecânica a longo prazo é tanto maior quanto mais elevado for a percentagem de cal, efeito que é facilmente explicável devido ao facto de se consumir maior quantidade de cal ao longo do tempo para a mesma massa de solo. Assim, para se obter uma maior resistência a longo prazo deve-se aumentar a percentagem de cal colocada inicialmente, de forma consciente, para não se originarem fenómenos de carbonatação que acabam por produzir um efeito contrário ao pretendido.

#### **4.4 - Teor em água**

A água é um agente que desencadeia as reações entre a cal e os minerais argilosos do solo. A influência do teor em água é mais significativa nos casos em que as percentagens de cal são maiores.

Deve-se ter em atenção que no caso da cal viva a água a ser adicionada deve ser suficiente para hidratar toda a cal, de modo a impedir a formação de núcleos de cal não hidratada que podem conduzir a reações de carbonatação e consequente fragilização da mistura.

#### **4.5 - Compactação**

A compactação das misturas de solo com cal é fundamental para que sejam desencadeadas as reações de cimentação (pozolânicas) e sejam evitados os fenómenos indesejados da carbonatação da cal pois a velocidade desta reação depende da compactação da mistura. Desta forma, a baridade obtida na compactação é um parâmetro fundamental na eficiência da estabilização.

#### **4.6 - Condições de cura**

Para além dos fatores já mencionados também a temperatura desempenha um papel fundamental na velocidade das reações.

As reações pozolânicas desenvolvem-se muito lentamente para baixas temperaturas (na ordem dos 5°C a 10°C) enquanto que, para temperaturas superiores (na ordem dos 40°C) a velocidade de reação é muito mais rápida. Verifica-se assim que um aumento da temperatura conduz a uma maior velocidade de reação.

Ainda, os solos tratados com cal apresentam um aumento rápido de resistência no início do período de cura que decresce com o passar do tempo.

#### **4.7 - Utilização de aditivos**

A utilização de aditivos conjuntamente com a cal otimiza o tratamento dos solos. Esta otimização manifesta-se na velocidade com que se processam as alterações das características da mistura e nos resultados obtidos como resistências superiores.

As reações pozolânicas desenvolvem-se lentamente embora o aumento da temperatura faça acelerar o processo. No entanto, em países de clima frio torna-se vantajoso a utilização de aditivos para contornar esta situação promovendo ainda alguns ganhos de resistência na fase inicial do processo.

Existe uma grande variedade de aditivos sendo que, entre os mais utilizados estão o cloreto de sódio, o hidróxido de sódio e o carbonato de sódio que habitualmente mostram uma maior eficácia.

### **5 - EFEITOS DA APLICAÇÃO DA CAL**

Como consequência da combinação dos mecanismos descritos anteriormente, a aplicação de cal num solo argiloso origina a modificação das suas propriedades físicas e do seu comportamento inicial.

Embora já se tenha referido que o grau de eficácia da aplicação da cal depende de vários fatores, as vantagens, em maior ou menor escala produzidas, são (Castelló, 2013; IECA, 2008):

- a) Redução do teor em água natural do solo;
- b) Modificação da granulometria;
- c) Aumento da permeabilidade;
- d) Melhoria da trabalhabilidade;
- e) Redução da plasticidade;
- f) Redução da suscetibilidade à água e de potenciais alterações volumétricas;
- g) Alteração das características de compactação;
- h) Aumento imediato da consistência;
- i) Aumento da resistência a médio e longo prazo.

### **5.1 - Redução do teor em água natural do solo**

A mistura de cal num solo leva a uma rápida redução do teor em água natural devido, essencialmente, à hidratação da cal viva, à evaporação provocada pelo calor de hidratação e por fatores exteriores como o arejamento provocado pelo próprio processo de mistura ou a incorporação de um novo material seco.

### **5.2 - Modificação da granulometria**

Outro efeito importante produzido pela adição de cal a um solo é a modificação da sua granulometria, nomeadamente da fração mais fina e nos solos em que esta é predominante. Este facto é justificado pelas reações de permuta iónica e floculação, caracterizadas pela cedência de iões de cálcio às argilas que provocam a aglomeração das partículas de argila de forma estável.

### **5.3 - Aumento da permeabilidade**

O efeito descrito anteriormente da modificação da granulometria pode ser observado indiretamente noutras mudanças das propriedades físicas associadas à distribuição granulométrica do solo, como é o caso da permeabilidade. Apesar disso, este efeito não é habitualmente considerado ou aproveitado em obra.

### **5.4 - Melhoria da trabalhabilidade**

A possível secagem do solo, a perda de forças de ligação entre partículas de argila, a modificação do arranjo ordenado e laminar e a alteração de granulometria traduzem-se, geralmente, no aumento da trabalhabilidade dos solos argilosos pela aplicação da cal. O efeito alcançado é a conversão de um solo tipicamente coesivo noutro de comportamento granular.

### **5.5 - Redução da plasticidade**

Uma das principais manifestações da aplicação de cal em solos argilosos é a redução da plasticidade, característica típica deste tipo de solos. A cal provoca uma troca iónica dos catiões que estabilizam a estrutura laminar das argilas e como consequência aparecem forças de união (forças de Van der Waals) que dão lugar ao fenómeno de floculação.

A redução da plasticidade manifesta-se e quantifica-se pela alteração dos limites de Atterberg: limite de liquidez, limite de plasticidade e limite de retração. O efeito global traduz-se na diminuição do índice de plasticidade devido a duas razões possíveis: o aumento do limite de plasticidade e redução do limite de liquidez ou o aumento proporcionalmente superior do limite de plasticidade relativamente ao aumento do limite de liquidez.

É de referir que a cal viva conduz a uma maior diminuição da plasticidade comparativamente com a cal hidratada. Refere-se também que os primeiros incrementos de cal, viva ou hidratada, são geralmente mais eficazes na redução da plasticidade, atingindo-se uma estabilização da evolução a partir de um certo valor de percentagem de cal.

### **5.6 - Redução da suscetibilidade à água e de potenciais alterações volumétricas**

Outra consequência prática da aplicação da cal em solos argilosos e da redução da sua plasticidade é a diminuição da suscetibilidade do solo à água, reduzindo quase de forma imediata o risco de expansões ou retrações do solo que podem colocar em causa a estabilidade das camadas de pavimento sobrejacentes.

### **5.7 - Alteração das características de compactação**

As características de compactação de um solo alteram-se depois da adição da cal. À medida que a percentagem de cal aumenta, para um esforço de compactação específico, o solo estabilizado com cal apresenta densidades sucessivamente inferiores e teores ótimos em água superiores ao verificado no solo original.

Estas alterações podem ser vistas como positivas, em alguns casos, uma vez que permitem trabalhar com teores de humidade do solo mais elevados.

No que diz respeito ao tempo de cura inicial, se a mistura curar e ganhar resistência antes da compactação, podem verificar-se posteriores reduções na baridade seca máxima e aumentos adicionais no teor em água ótimo. Tal acontece porque, para além da mistura ser mais resistente e

menos plástica do que o solo original, é também menos densa e reage de forma diferente à molhagem.

### **5.8 - Aumento imediato da resistência**

A adição da cal a solos argilosos, para além de melhorar as suas propriedades físicas, melhora também as suas propriedades mecânicas. Esta manifestação pode ver-se no um aumento da sua capacidade de carga imediata, traduzida pelo aumento do valor de CBR.

Assim, a forma mais direta de avaliar o aumento imediato da resistência de misturas de solo com cal compactadas é através de ensaios de resistência à penetração CBR sem sobrecargas, realizados logo após a preparação dos provetes.

Verifica-se um aumento significativo deste índice até mesmo para percentagens de cal iguais ou inferiores a 1%.

### **5.9 - Aumento da resistência a médio e longo prazo**

A estabilização de solos com cal ocorre quando se produzem ganhos na resistência a médio e longo prazo, através das reações pozolânicas.

Ao contrário do ganho de resistência inicial, constatado anteriormente e justificado pelo aumento da fricção interna, o efeito da reação pozolânica baseia-se num aumento muito substancial da coesão interna das partículas, traduzindo-se no aumento significativo da resistência a médio e longo prazo.

Ao incrementar o PH do solo (por efeito da adição da cal), liberta-se sílica e alumina provenientes da argila, formando silicatos e aluminatos cálcicos hidratados que, tal como nos cimentos, aumentam a resistência mecânica.

O aumento da resistência a médio e longo prazo pode ser quantificado através de ensaios de rotura em compressão, flexão e tração. Para além do aumento da resistência estática, também é possível verificar um aumento da resistência do solo à fadiga.

## **6 - TIPOS DE TRATAMENTO DOS SOLOS COM CAL**

Depois de abordados os mecanismos e os efeitos do tratamento de solos com cal é importante definir os tipos de tratamento possíveis, consoante o fim pretendido: modificação (melhoramento) de solos com cal e estabilização de solos com cal.

### **6.1 - Modificação (melhoramento) de solos com cal**

Entende-se como melhoramento de solos com cal o processo que origina uma alteração das características do solo, de modo a permitir um processo construtivo mais rápido, económico e eficaz.

Como exemplos de aplicação do melhoramento de solos com cal surge:

- a) Secagem de solos em fundos de escavação;
- b) Reforço temporário das camadas em construção para permitir a circulação do tráfego de obra;
- c) Diminuição da plasticidade dos solos para aplicação em camadas de aterro e/ou leito do pavimento;
- d) Aumento do CBR do solo para aplicação em camadas de leito do pavimento.

O processo de melhoramento do solo pode ser realizado com pequenas percentagens de cal adicionada, sendo usual adicionar valores de 1 a 3% de cal. É uma boa alternativa perante as limitações de disponibilidade de terras adequadas nas proximidades das obras.

### **6.2 - Estabilização de solos com cal**

Ao contrário da modificação (melhoramento) de solos com cal, a estabilização de solos é um processo que resulta na alteração do comportamento mecânico do solo, obtendo uma maior resistência.

Os exemplos mais frequentes da estabilização de solos com cal estão na execução de camadas de base, sub-base e leito do pavimento para pavimentos rodoviários, vias férreas e pistas de aeroportos.

Para a estabilização de solos são necessárias maiores percentagens de cal, uma vez que as primeiras quantidades são utilizadas nos mecanismos de melhoria do solo e, portanto, é necessário garantir a quantidade necessária para que a reação pozolânica ocorra posteriormente. Isto traduz-se numa percentagem de valores superiores a 3%, podendo atingir valores de 8 e 10%. Normalmente, o uso deste tipo de tratamento está associado à impossibilidade física de ter materiais alternativos disponíveis, uma vez que se torna mais dispendioso.

## **7 - ESTUDO DE UM TRATAMENTO DE SOLOS COM CAL**

Apresenta-se agora, no âmbito das atividades de terraplenagem realizadas na construção dos arruamentos de um empreendimento habitacional situado na região de Lisboa, os resultados do estudo laboratorial realizado tendo em vista a análise da alteração no comportamento dos solos com a adição de uma determinada percentagem de cal hidratada.

### **7.1 - Enquadramento**

Pretendia-se utilizar a cal para melhorar algumas das propriedades básicas dos solos que não cumpriam o especificado no Caderno de Encargos, nomeadamente os Limites de Atterberg e o equivalente de areia.

Em Portugal, de acordo com o Caderno de Encargos das Estradas de Portugal, são colocadas as seguintes exigências aos solos para utilização em camada de leito de pavimento:

- a) Dimensão máxima 75 mm;
- b) Percentagem do material que passa no peneiro nº200 ASTM, máxima 20%;
- c) Limite de liquidez, máximo 25%;
- d) Índice de plasticidade, máximo 6%;
- e) Equivalente de areia, mínimo 30%;
- f) Valor de azul de metileno (material de dimensão inferior a 75µm), máximo 2,0;
- g) CBR a 95% de compactação relativa, e teor ótimo em água (Proctor Modificado), mínimo 10%;
- h) Expansibilidade (ensaio CBR), máxima 1,5%;
- i) Percentagem de matéria orgânica, 0%.

Ainda de acordo com o mesmo Caderno de Encargos, a percentagem mínima de cal a incorporar numa mistura solo-cal é de 4%. No entanto, este valor será referenciado para a estabilização de solos, com o objetivo primordial de melhorar as suas características mecânicas. Desta forma, sabendo que o melhoramento de solos exige uma menor percentagem de cal, optou-se por iniciar o estudo laboratorial com essa percentagem 4% de cal e reduzi-la posteriormente numa outra análise com 3%. Por fim, dados os resultados obtidos e com o intuito de aferir qual a percentagem mínima de cal necessária para que o solo cumprisse com o especificado no Caderno de Encargos analisou-se também a mistura de solo com 1% de cal adicionada.

#### **7.1.1 - Tipo e proveniência dos materiais**

O estudo de tratamento de solos com cal foi realizado tendo por base uma amostra de solos recolhida num dos arruamentos do empreendimento habitacional em causa e cal hidratada (Hidróxido de Cálcio em pó).

### **7.2 - Metodologia do estudo**

É sabido que as reações do solo com a cal não ficam concluídas imediatamente após a sua adição. Por este motivo, foi definido um conjunto de ensaios a realizar às 6 e 72 horas após a mistura, de forma a ser também perceptível a evolução das características do solo ao longo do tempo.

Após a mistura do solo com a cal, os ensaios realizados para cada percentagem analisada e em cada espaço temporal (6 e 72 horas) foram os descritos nos Quadros 1 e 2.

Quadro 1 - Ensaios de caracterização realizados às diferentes idades e percentagens de cal

Caraterística	Referência normativa
Granulometria de solos	LNEC E 239
Limite de liquidez	NP 143
Limite de plasticidade	
Equivalente de areia	LNEC E 199

A análise granulométrica avalia a distribuição dimensional das partículas constituintes do material em questão, apresentando habitualmente os resultados em gráficos denominados curvas granulométricas.

O limite de liquidez de uma amostra de solo é definido como o limite de humidade acima do qual o solo adquire o comportamento semelhante a um líquido. Por sua vez, o limite de plasticidade da amostra é o limite de humidade abaixo do qual o solo deixa de ser plástico. O Índice de Plasticidade é calculado através da diferença dos dois anteriores. Estes são os denominados limites de consistência (Limites de Atterberg).

O ensaio de equivalente de areia serve para avaliar e quantificar a eventual presença de materiais finos sensíveis à água que possam vir a prejudicar o comportamento futuro dos materiais.

Para além dos ensaios já referidos foram também realizados, 4 a 6 horas após a mistura do solo com a cal (conforme recomendado pelo Caderno de Encargos), os ensaios de compactação (Proctor Modificado) e a moldagem de provetes para o ensaio CBR.

Quadro 2 - Ensaios de compactação (Proctor Modificado) e CBR

Caraterística	Referência normativa
Proctor Modificado (Compactação pesada)	LNEC E 197
Ensaio CBR	LNEC E 198

O ensaio Proctor Modificado é um ensaio de compactação (pesada) que permite definir as principais características que servirão de base ao controlo da aplicação e compactação da camada em obra. Neste estudo, varia-se o teor em água dos provetes moldados, utilizando uma energia de compactação pré-definida, de modo a determinar posteriormente o teor ótimo em água e o valor da baridade seca máxima para se determinar os melhores resultados possíveis de compactação.

O ensaio CBR avalia a capacidade de carga de um solo, medindo a resistência à penetração de um pistão em provetes de solo moldados com uma determinada energia de compactação e num determinado teor em água. No presente caso os provetes foram moldados com o teor ótimo em água.

### 7.3 - Análise e comparação de resultados

Apresentam-se no Quadro 3 os resultados da caracterização inicial feita aos solos em questão, através dos quais se detetaram os possíveis problemas relacionados com o material fino da amostra (plasticidade e baixo equivalente de areia).

Quadro 3 - Caracterização inicial dos solos

Caraterísticas	Unidade	Limite CE	Caraterização inicial	
Dimensão máxima	mm	75	38,1	-
% passado #200, máximo	%	20	17,2	-
Limite de Liquidez, máximo	%	25	47	-
Índice de Plasticidade, máximo	%	6	19	-
Equivalente de areia, mínimo	%	30	21	-
CBR (95% Compact. Relativa e Wopt - Proctor Mod.), mínimo	%	10	21	18
Expansibilidade (ensaio CBR), máximo	%	1,5	1	0
Percentagem de matéria orgânica	%	0	-	0

No seguimento dos problemas detetados e da definição do tratamento dos solos com cal apagada procedeu-se à mistura do solo com as várias percentagens de cal e a cada um dos tempos definidos foram realizados os ensaios especificados com vista a avaliar o efeito da cal.

Conforme se pode observar no Quadro 4, os parâmetros físicos do solo apresentaram melhorias, passando a cumprir com o especificado no Caderno de Encargos.

Quadro 4 - Resultados da caracterização física dos solos

Porcentagem de cal (%)	Tempo após a mistura (Horas)	Equivalente de areia (%)	Límite de Liquidez (%)	Índice de Plasticidade (%)
Sem cal	-	21	47	19
4%	6	23	NP	NP
	72	50	NP	NP
3%	6	32	NP	NP
	72	44	NP	NP
1%	6	30	NP	NP
	72	49	NP	NP

O primeiro resultado que se realça é que logo após as 6 horas, os solos passaram a apresentar-se como não plásticos (NP), revelando que a cal hidratada estava a atuar muito eficazmente ao nível da redução dos níveis de plasticidade do solo, tendo isto acontecido mesmo com uma percentagem de cal de 1%.

Verificou-se também que o valor do ensaio de equivalente de areia teve uma evolução notória ao longo do tempo, atingindo ao fim de 72 horas valores superiores ao dobro do inicialmente registado (em qualquer das percentagens de cal utilizadas), revelando também o efeito da cal também sobre os finos plásticos prejudiciais. Apesar de utilizadas três percentagens de cal distintas, os resultados obtidos neste ensaio foram idênticos nas três.

No que diz respeito à caracterização mecânica do material, observa-se através do Quadro 5 um aumento da resistência traduzido pelo aumento do valor de CBR demonstrando, por exemplo, o efeito que a cal poderá ter também num aumento da resistência da fundação do pavimento.

Quadro 5 - Resultados da caracterização mecânica dos solos

Porcentagem de cal (%)	Compactação		CBR (%)	
	$\gamma_d$ max (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)	5,0 mm	Expansão
Sem cal	2,046	9,1	21	1
4%	1,957	10,5	68	0
3%	1,945	10,7	61	0
1%	1,992	10,0	50	0

Verificou-se também um decréscimo (embora pouco significativo) da baridade seca máxima e um aumento do teor ótimo em água entre o solo sem cal e o solo tratado com cal (e na medida em que se aumenta a percentagem de cal considerada).

É de referir que com apenas 1% de cal apagada se atingiram resultados bastante satisfatórios que permitem que o solo passe a estar enquadrado dentro dos parâmetros exigidos. Este facto permite concluir que o tratamento de solos com cal poderá ser uma solução bastante mais económica que a alternativa da substituição dos solos existentes por outros de adequadas características.

## 8 - CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido procurou conhecer e demonstrar o potencial do tratamento de solos com recurso a cal, expondo os fatores e os mecanismos intervenientes no processo e as vantagens associadas ao mesmo.

Habitualmente esta técnica é feita com cal viva. Com o intuito de igualmente avaliar e comprovar a eficácia da cal hidratada, o trabalho desenvolvido consistiu no estudo de uma solução de tratamento com cal hidratada de um solo que inicialmente não poderia ser utilizado em leito de pavimento, passando este (após o tratamento) a estar enquadrado nas exigências apresentadas.

Os resultados obtidos com a mistura de solo com cal hidratada foram satisfatórios não só ao nível das propriedades físicas fundamentais, que inicialmente suscitaram o recurso a esta técnica, como também ao nível do aumento das características mecânicas. Estas alterações refletem-se numa primeira fase na trabalhabilidade e comportamento do solo e posteriormente na sua resistência mecânica.

## REFERÊNCIAS

- Castelló, J. (2003). *Estabilización de Suelos con Cal. Jornadas "Mezclas con cemento en las infraestructuras del transporte"*, Madrid.
- Estradas de Portugal, S.A. (2009). *Caderno de Encargos Tipo Obra: 14.01 - Terraplenagem Características dos Materiais*. Lisboa.
- IPQ Instituto Português da Qualidade (2015). *NP EN 459-1:2015 Cal de Construção, Parte 1: Definições, especificações e critérios de conformidade*. Caparica.
- IECA Instituto Espanol del Cemento y sus Aplicaciones (2015). *Manual de Estabilización de Suelos com Cemento o Cal*. Madrid.
- Neves, J. (1993). *Estabilização de Solos com Cal – Estudo e aplicações rodoviárias*, Universidade Nova de Lisboa.



## **ANÁLISE COMPARATIVA DE METODOLOGIAS DE COMPACTAÇÃO DE SOLO-CIMENTO PELO MÉTODO SUL-AFRICANO**

### **COMPARATIVE ANALYSIS OF COMPACTION METHODOLOGIES OF SOIL-CEMENT METHOD FOR SOUTH AFRICAN**

Machado, Joana; *Faculdade de Ciências e Tecnologias – Universidade Nova de Lisboa, Campus de Caparica, 2829-516, Portugal, joana.m.m.machado@hotmail.com*

Freire, Ana Cristina; *Departamento de Transportes - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Avenida do Brasil nº10, 1700-066, Portugal, acfreire@lnec.pt*

Fontul, Simona; *Departamento de Transportes - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Avenida do Brasil nº10, 1700-066, Portugal, simona@lnec.pt*

Antunes, Vítor; *Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais 1, Lisboa, 2610-171, Portugal, vitorfsantunes@gmail.com*

#### **RESUMO**

Neste estudo são apresentados e analisados comparativamente os resultados obtidos em ensaios realizados sobre provetes compactados por três metodologias de compactação em laboratório, o ensaio de compactação Proctor, enquanto ensaio de referência, e outras duas metodologias, compactação com o Martelo Vibro Compactador e com o compactador Giratório *Superpave*, utilizado em muitos países na compactação de misturas betuminosas. No âmbito das atividades desenvolvidas no projeto Tropical-PAV, foram compactados diversos provetes de solo-cimento, pelas três metodologias de compactação, tendo posteriormente sido realizados ensaios de caracterização mecânica sobre provetes com diferentes tempos de cura, nomeadamente ensaios de resistência à compressão uniaxial, ensaio de resistência à tração indireta e o ensaio de CBR, pelas normas Sul-Africanas aplicáveis.

#### **ABSTRACT**

In this study are presented and analyzed compared the results obtained from tests on specimens compressed three methods of compression in the laboratory, the Proctor compaction test, while reference test and two other methodologies, compression with vibrating hammer compaction and with the Superpave gyratory compactor, used in many countries in the compaction of bituminous mixtures. Within the framework of the activities developed in the Tropical- PAV project, they were compacted several soil-cement specimens by the three methods of compression, and was subsequently performed mechanical characterization tests on samples with different curing times, including the unconfined compressive test, indirect tensile strength test and the CBR test by South African standards.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Correntemente na prática da engenharia, o solo geralmente disponível no local de realização da obra apresenta fracas características geotécnicas para a sua utilização, nomeadamente uma reduzida resistência e elevados valores de compressibilidade, sendo este material a maior parte das vezes decorrente de escavações e aterros, e do ponto de vista orçamental torna-se preferível a sua melhoria mecânica e/ou química. No que respeita à melhoria química dos solos, nomeadamente com adição de cimento, esta permite que um solo com fracas características apresente uma melhoria das mesmas, no que diz respeito às propriedades mecânicas e estabilidade do comportamento ao longo do tempo. Relativamente à melhoria dos solos através do processo de compactação, esta leva à diminuição do volume, e por consequente à diminuição do índice de vazios e ao aumento do peso volúmico seco, não alterando, no entanto, significativamente o teor em água no decorrer da compactação (Santos, 2008).

Tendo surgido na década de 1930 a primeira publicação de resultados de estudos sobre a compactação de solos em laboratório por parte do Engenheiro Ralph R. Proctor (Browne, 2006), o ensaio de compactação com o mesmo nome rapidamente se tornou uma referência sendo ainda hoje utilizado em quase todo o mundo. No entanto este ensaio apresenta algumas disparidades face aos resultados obtidos em obra, levando à necessidade de se desenvolverem novos ensaios de compactação laboratoriais que apresentem resultados mais fidedignos e representativos das metodologias de compactação aplicadas em obra. O presente estudo enquadra-se no projeto de Investigação e Desenvolvimento – Tropical-PAV, cujo objetivo é o desenvolvimento de soluções inovadoras relativamente a estruturas de pavimentos rodoviários em climas tropicais mais apropriadas e com isso fomentar o aproveitamento dos materiais locais tratando-os com ligantes hidráulicos (ex. cimento). O objetivo foi analisar comparativamente as metodologias de compactação preconizadas na normalização Sul-Africana utilizada ao nível dos Países Africanos de Língua

Oficial Portuguesa, com as metodologias alternativas de compactação do martelo vibro-compactador e o compactador giratório SUPERPAVE (SANRAL (a), 2003, SANRAL (b), 2003).

## 2 - TIPO DE SOLO

De forma a obter um solo com características que correspondessem a uma classificação de G9 ou superior, segundo as especificações Sul-Africana (SANRAL (a), 2003), foi necessário proceder à composição laboratorial de um solo. Para tal foi previamente selecionado um solo argiloso da zona de Lisboa, designado por solo de fundação, e duas frações de areia de rio lavada graduada. O solo, designado como solo modificado, resultou da composição em laboratório de 50 % do "solo de fundação", com 40 % de areia de rio lavada graduada com dimensões nominais das partículas de 0/2 mm e com 10 % de areia de rio lavada graduada com dimensões nominais das partículas de 2/4 mm. De modo a serem conhecidas as características do material a ser utilizado posteriormente nos vários ensaios de compactação, foram realizados ensaios laboratoriais sobre o "solo de fundação", sobre o "solo modificado" e sobre o solo tratado com cimento (CEM II/A-L 42,5R), sendo apresentadas de forma resumida as suas propriedades no Quadro 1, assim como a classificação dos materiais, obtidas a partir do Quadro 2.

Quadro 1 - Propriedades geotécnicas das amostras

Ensaio	"Solo de fundação"	"Solo modificado"	Solo cimento (3%)
Limite de Liquidez (%)	46,50	34,40	45,20
Limite de Plasticidade (%)	19,90	18,20	27,10
Índice de Plasticidade (%)	26,60	19,30	18,10
Retração Linear (%)	10,40	8,60	4,90
Equivalente de Areia	0,0	13,90	-
Massa Volúmica (g/cm <sup>3</sup> )	2,73	2,65	-
pH	-	8,12	12,49
Azul-de-Metileno (g/100 g de solo)	3,4	2,0	-
CBR (2,5 mm de penetração)	2,5	7,7	-
CBR (5,0 mm de penetração)	2,3	8,5	-

Quadro 2 - Classificação do material

Normalização Sul-Africana	
"Solo de fundação"	"Solo modificado"
G 10	G 9

## 3 - MÉTODOS DE COMPACTAÇÃO LABORATORIAL SOBRE PROVETES DE SOLO ESTABILIZADOS

### 3.1 - Compactação Proctor

Para a realização da compactação Proctor, com base na massa e volume do provete para uma altura final de 127 mm para o tipo de compactação pesada, a quantidade definida de solo-cimento a utilizar seria de cerca de 4,5 kg passados no peneiro de abertura 37,5 mm da série ASTM.

De acordo com o descrito na normalização Sul-Africana *TMH 1 Method A7* (STM (b), 1986), definiu-se primeiramente um conjunto de cinco ensaios fazendo variar o teor em água (6%, 7%, 8,5%, 10% e 12%), por forma a encontrar o teor em água ótimo e o respetivo peso volúmico aparente seco da amostra em estudo.

Antes da compactação amassou-se a mistura composta por "solo modificado", 3% de cimento e água de acordo com o teor em água pretendido. Após a compactação e obtida a curva de compactação determinou-se o valor do teor em água ótimo de 10,5%, o peso volúmico aparente seco de 2,025 g/cm<sup>3</sup> (Figura 1) e prosseguiu-se com a produção de quarenta provetes para cinco tempos de cura (1 dia, 7 dias, 14 dias, 21 dias e 28 dias) para o material solo-cimento.

Terminada a compactação rasoira-se, pesam-se e colocam-se os provetes na câmara húmida com uma temperatura de 20º C e húmida relativa de 95%. No dia seguinte à sua produção os provetes são desmoldados com recurso a um compactador estático, devidamente identificados e colocados novamente na câmara húmida onde permanecerão até perfazerem os respetivos dias de cura e serem sujeitos aos ensaios de caracterização mecânica.

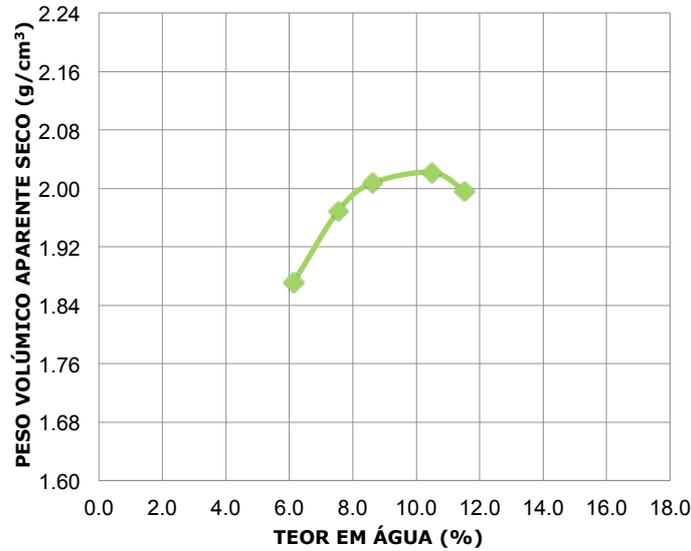


Figura 1 - Curva de compactação Proctor – solo-cimento

### 3.2 - Compactação com Martelo Vibro Compactador

Relativamente aos ensaios de compactação com o martelo vibro compactador, dada a inexistência de normalização Sul-Africana aplicável, seguiu-se a normalização europeia EN 13286 – 51 que menciona um apiloador de tamanho correspondente a 0,6 do tamanho do diâmetro do molde (d), algo que não existia na normalização anterior.

Deste modo, os ensaios foram realizados com recurso ao apiloador de 0,6 d na execução das três camadas com duração de um minuto em cada uma, utilizando o apiloador de 0,95 d após a compactação da última camada durante um minuto, rasourando a camada no final.

Determinou-se, com base na curva de compactação, o teor em água ótimo, sendo este de 12 % e o peso volúmico aparente seco de 1,816 g/cm<sup>3</sup> (Figura 2). Encontrado o teor em água ótimo, procedeu-se à produção de quarenta provetes para cinco tempos de cura, à semelhança do verificado com o ensaio Proctor.

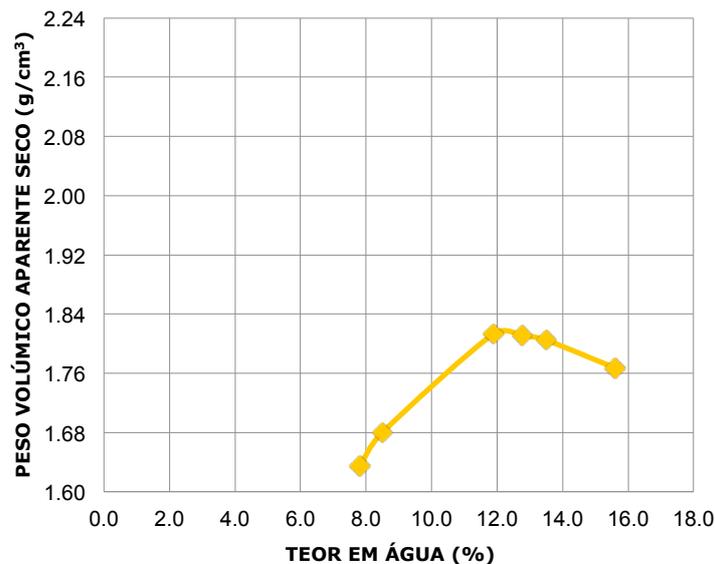


Figura 2 - Curva de compactação Martelo Vibro Compactador – solo-cimento

### 3.3 - Compactador Giratório Superpave

Relativamente à utilização do compactador giratório *Superpave*, como já referido anteriormente, dada a inexistência de normalização quanto à sua utilização em solos e com base na pouca bibliografia existente (Browne, 2006), decidiu-se calibrar o ângulo de rotação para 1,25°, e definir o número de rotações em 30 rotações/minuto. Quanto aos dois parâmetros em falta, o número de rotações ou a altura final do provete, como critério de paragem, e o valor da tensão normal a aplicar, procurou-se, com a realização de diversos provetes e após várias tentativas, validar as opções inicialmente tomadas.

Tendo como objetivo a comparação entre os resultados obtidos pela compactação Proctor e a compactação realizada com o compactador giratório *Superpave*, por forma a determinar a quantidade de material a utilizar, recorreu-se ao peso específico seco da amostra obtida no ensaio Proctor da mistura de solo-cimento para o teor em água ótimo e ao volume para uma altura de 127 mm à semelhança dos provetes obtidos no ensaio Proctor.

Tendo-se como objetivo inicial a obtenção de provetes compostos por 3 camadas com a altura final do provete de 12,7 cm, verificou-se que tal opção não seria viável uma vez que o equipamento em uso não permitia a definição de uma camada com espessura inferior a 50 mm, tendo sido compactados provetes com o material colocado todo de uma vez e ainda com 3 camadas de 50 mm cada uma.

Compactaram-se novos provetes com diferentes teores em água (6%, 8%, 10%, 12%, 14% e 16%), com o compactador giratório a parar a uma altura final do provete de 127 mm. Determinaram-se os pesos volúmicos aparente secos que se mostraram incoerentes, impossibilitando a determinação do teor em água ótimo (Figura 3), para estas condições de compactação.

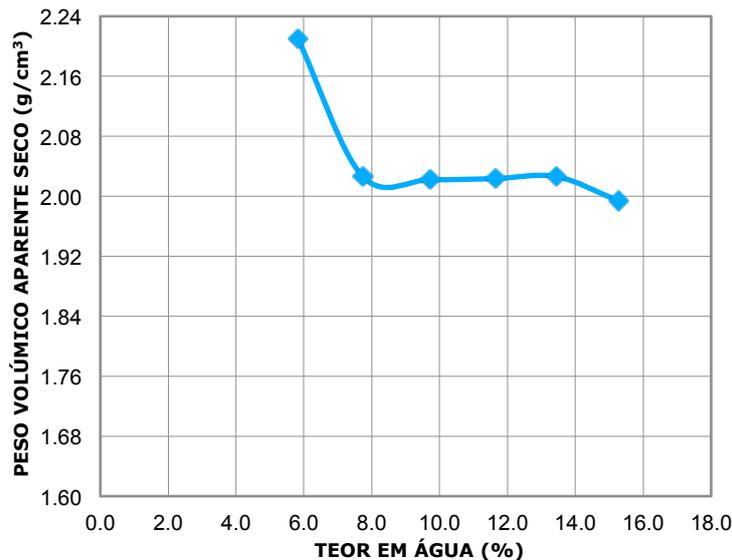


Figura 3 - Curva de compactação no compactador giratório como modo de paragem a altura final dos provetes de 127 mm (solo-cimento)

Compactaram-se mais provetes, mas adotou-se como princípio de paragem da compactação o número de giros em vez da altura final do provete. Assim, dadas as dúvidas relativamente ao valor da tensão normal a aplicar, optou-se pela realização de seis ensaios para cada tensão normal (200 kPa, 400 kPa e 600 kPa) e 400 rotações, variando os valores do teor em água em 2 %. Obtiveram-se resultados satisfatórios que permitiram obter o teor em água ótimo e o respetivo peso volúmico aparente seco para cada tensão normal e avançar com a produção de 120 provetes para os cinco tempos de cura anteriormente definidos.

Obteve-se um teor em água ótimo de 12,5 % para a tensão de 200 kPa, de 11 % para a tensão de 400 kPa e de 10,5 % para 600 kPa, e um peso volúmico aparente seco de 1,95 g/cm³, de 2,039 g/cm³ e de 2,061 g/cm³, respetivamente (Figura 4).

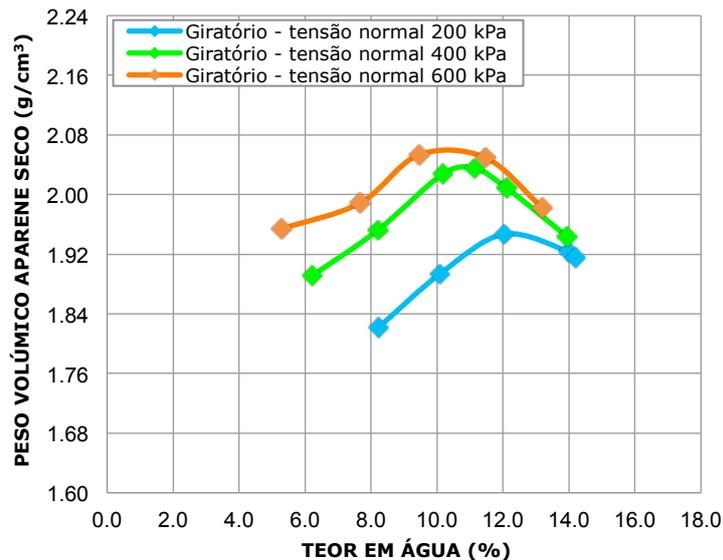


Figura 4 - Curva de compactação Giratório solo-cimento

Observando a Figura 4, verifica-se que, quando maior o valor da tensão normal aplicada sobre os provetes, menor é o valor do teor em água ótimo e por consequente maior o peso volúmico aparente seco, sendo notória a diferença entre a curva de compactação para uma tensão normal de 200 kPa e a curva de compactação para uma tensão normal de 600 kPa, verificando-se ainda um deslocamento para a esquerda e para cima da última face à primeira. Esta variação é espectável dado o nível de energia aplicado na compactação cresce com o aumento da tensão normal aplicada, o que faz com que o teor em água ótimo da mistura diminua.

### 3.4 - Caracterização mecânica dos provetes compactados

Após a compactação dos provetes com recurso a três métodos de compactação (Proctor, martelo vibro compactador e giratório *Superpave*), e estes perfazerem os respetivos dias de cura de 1, 7, 14, 21 e 28, foram realizados ensaios mecânicos que permitem a obtenção dos parâmetros de resistência das misturas de solo-cimento. Foram realizados ensaios de resistência à compressão uniaxial e de resistência à tração indireta de acordo com as normas SANS 3001 - GR53 e SANS 3001 - GR54, respetivamente.

#### 3.4.1 - Ensaio de compressão uniaxial ou simples

Após os respetivos dias de cura dos provetes estes foram sujeitos ao ensaio de resistência à compressão uniaxial ou simples, que tem como principio sujeitar um provete a uma força uniaxial até à rotura. Deste ensaio retira-se a força máxima necessária a aplicar para levar o provete à rotura ( $F$ ) e calcula-se a resistência à compressão uniaxial, tendo sido seguida a normalização Sul - Africana SANS 3001 - GR53 (SABS, 2010). Nos ensaios realizados segundo a normalização Sul-Africana os provetes foram sujeitos a uma força de 150 kN/min. Tendo em conta que a máquina de ensaio utilizada aplicava a força em kN/s, aplicou-se uma força de 2,5 kN/s. Antes dos provetes serem ensaiados foram submersos em água durante 4 horas  $\pm$  10 minutos, conforme preconizado na normalização utilizada.

#### 3.4.2 - Tração indireta ou compressão diametral

Foram também sujeitos ao ensaio de tração indireta outros provetes de solo-cimento com diferentes dias de cura, ensaio em que um provete é sujeito a uma força de compressão aplicada ao longo de duas geratrizes opostas até à rotura como descrito na norma Sul-Africana SANS 3001 - GR54 (SABS (a), 2014) Para a realização deste ensaio, de acordo com a norma Sul-Africana para um provete cilíndrico de altura de 127 mm e diâmetro de 152 mm, a força a aplicar seria de 40 kN/min, equivalente a uma aplicação de carga de 0,67 kN/s no caso dos provetes compactados pela metodologia de compactação Proctor. Para os provetes compactados com o equipamento Martelo Vibro Compactador, dado apresentarem uma altura de 15,0 cm, a força a aplicada foi de 0,72 kN/s, enquanto para os provetes compactados com recurso ao Compactador giratório que apresentam um diâmetro de 150 mm e uma altura média de 127 mm a força a aplicada foi de 0,66 kN/s. Com procedimentos de ensaio semelhantes, ou seja, com provetes com características similares, após as respetivas pesagens, o provete ensaiado segundo o definido na norma europeia é sujeito a uma força não superior a 0,2 MPa/s tendo-se optado por um valor de 0,1 MPa/s o que corresponderia a aproximadamente a 6,0 kN/s, optando-se por utilizar o valor de 6,7 kN/s, sendo este valor 10 vezes superior à utilizada na norma Sul-Africana.

### 3.5 - Análise de resultados

De realçar que devido às exigências normativas aplicáveis os resultados referentes aos ensaios de resistência à compressão uniaxial serão apresentados em MPa contrariamente aos resultados referentes aos ensaios de resistência à tração indireta que serão apresentados em kPa.

#### 3.5.1 - Análise comparativa entres metodologias de compactação

Na Figura 5 apresentam-se comparativamente as curvas de compactação obtidas pelas metodologias Proctor e martelo vibro compactador, observando-se que a curva de compactação Proctor se deslocou para a esquerda e para cima, relativamente ao posicionamento da curva obtida pela segunda metodologia de compactação o que permite concluir que a metodologia Proctor aplica uma maior energia de compactação, levando à obtenção de um menor teor em água ótimo e por consequente um peso volúmico aparente seco superior. Isto indica que a energia aplicada durante a compactação pelo martelo vibro compactador é inferior à energia aplicada pela compactação Proctor.

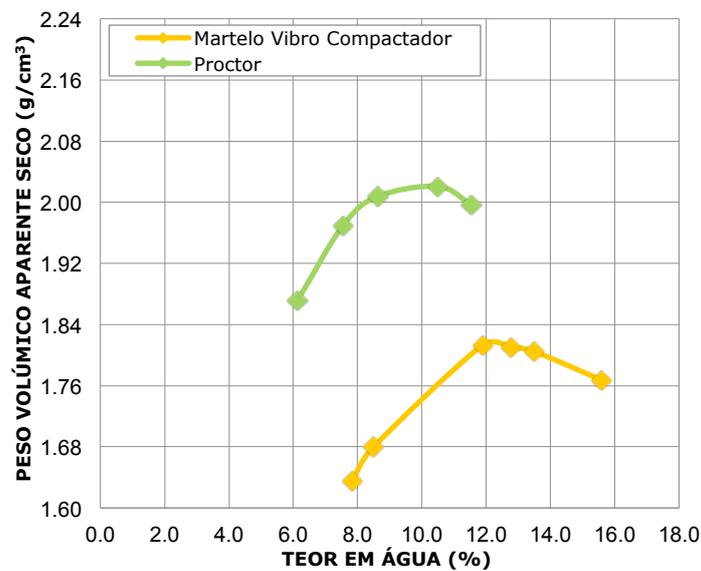


Figura 5 - Curva de compactação – Proctor e martelo vibro compactador (solo-cimento)

Considerando a compactação Proctor a metodologia de referência, no Quadro 3 e na Figura 6 são apresentados, de forma resumida, os valores obtidos para os provetes compactados de acordo com essa metodologia e os valores obtidos para os provetes compactados com o martelo vibro compactador para o ensaio resistência à compressão uniaxial (cu) para os diferentes tempos de cura. No Quadro 4 são apresentados os requisitos em termos de resistência referidos em ambas as normativas em análise. Constatase pelos resultados obtidos que a metodologia de compactação utilizada influencia a classificação do solo-cimento em termos de resistência.

Quadro 3 - Resistência média à compressão uniaxial (cu) – Proctor e martelo vibro compactador (solo-cimento)

Metodologia	martelo vibro compactador	Proctor
Dias de Cura	cu (MPa)	cu (MPa)
1	0,70	1,17
7*	0,95	1,97
14	1,43	3,50
21	1,51	3,68
28	1,60	4,23

\* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 4

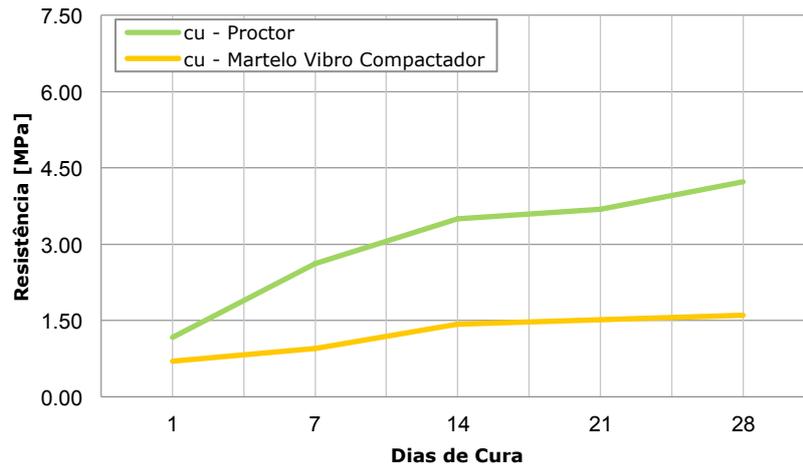


Figura 6 - Resistência à compressão uniaxial – Proctor e martelo vibro compactador (solo-cimento)

Quadro 4 - Síntese de requisitos após tratamento de solo com cimento, adaptado de (SANRAL (b), 2013)

	Metodologia Sul-Africana (SAPEM – 4)			
	C3		C4	
	Min	Max	Min	Max
Resistência à compressão não confinada aos 7 dias a 100 % de densidade Mod. AASHTO (MPa)	1,5	3,0	0,75	1,5
Resistência à compressão não confinada aos 7 dias a 97% de densidade Mod. AASHTO (MPa)	1,0	2,0	0,5	1,0
Resistência à compressão diametral aos 7 dias a 100% de densidade Mod. AASHTO (kPa)	> 250		> 200	
Índice de plasticidade (%)	< 6			
pH	> 12,4			
% Mínima de ligante	3%			
% Máxima de ligante	5%			

Analisando o Quadro 3 e a Figura 6 verifica-se que para a compressão uniaxial (cu) as resistências dos provetes compactados com o Proctor são muito superiores às resistências dos provetes compactados com o martelo vibro compactador, sendo espectável tal ocorresse dada a energia aplicada na compactação Proctor ser superior.

O Quadro 5 apresenta de forma resumida os valores obtidos para o ensaio de resistência à tração indireta (ci) no decorrer do tempo de cura pelas duas metodologias de compactação, assim como a Figura 7.

Quadro 5 - Resistência média à tração indireta (ci) – Proctor e martelo vibro compactador (solo-cimento)

Metodologia	Martelo Vibro Compactador	Proctor
Dias de Cura	ci (kPa)	ci (kPa)
1	134,91	210,05
7*	139,43	383,04
14	216,33	406,41
21	233,49	464,21
28	235,89	514,56

\* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 4

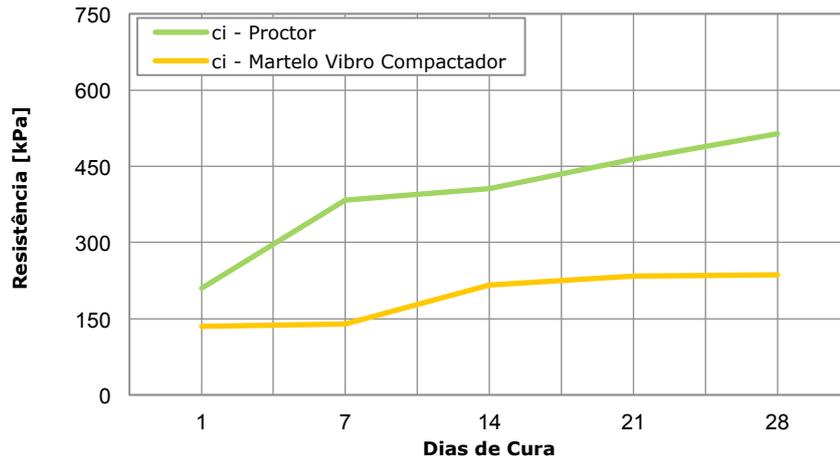


Figura 7 - Resistência à tração indireta (ci) – Proctor e martelo vibro compactador (solo-cimento)

Da análise do Quadro 5 e da Figura 7 verifica-se que para as resistências à tração indireta dos provetes compactados com o Proctor, à semelhança do que ocorreu com as resistências à compressão uniaxial, são muito superiores às resistências dos provetes compactados com o martelo vibro compactador.

Verifica-se ainda que a resistência dos provetes Proctor colocam a solução de solo-cimento na classe de resistência C3, contrariamente aos provetes do martelo vibro compactador que classificam a solução de solo-cimento na classe de resistência C4 (Quadro 4), sendo que as resistências dos provetes do martelo vibro compactador atingiram a estabilização aos 14 dias de cura quer para a resistência à compressão uniaxial como para a resistência à compressão indireta.

Na Figura 8 representam-se as curvas de compactação Proctor e do compactador giratório verificando-se que a curva de compactação Proctor se encontra imediatamente abaixo da curva de compactação do giratório para uma tensão de 600 kPa, apresentando, contudo, um andamento distinto. Verifica-se que esta não apresenta nenhuma relação clara com as curvas de compactação obtidas com o compactador giratório, considerando-se que decorre do fato de este aplicar inicialmente uma força estática, começando depois a girar e a reajustar desta forma as partículas do solo, enquanto que no caso da compactação Proctor a compactação aplicada é estática conduzindo a um rearranjo diferente das partículas de solo. Sendo a compactação Proctor a metodologia de referência, são apresentados de forma resumida no Quadro 6 e na Figura 9 os valores obtidos para a resistência à compressão uniaxial (cu) para os provetes compactados de acordo com esta metodologia e os valores obtidos para os provetes utilizando o compactador giratório *Superpave*, para a tensão normal de 200 kPa, 400 kPa e 600 kPa.

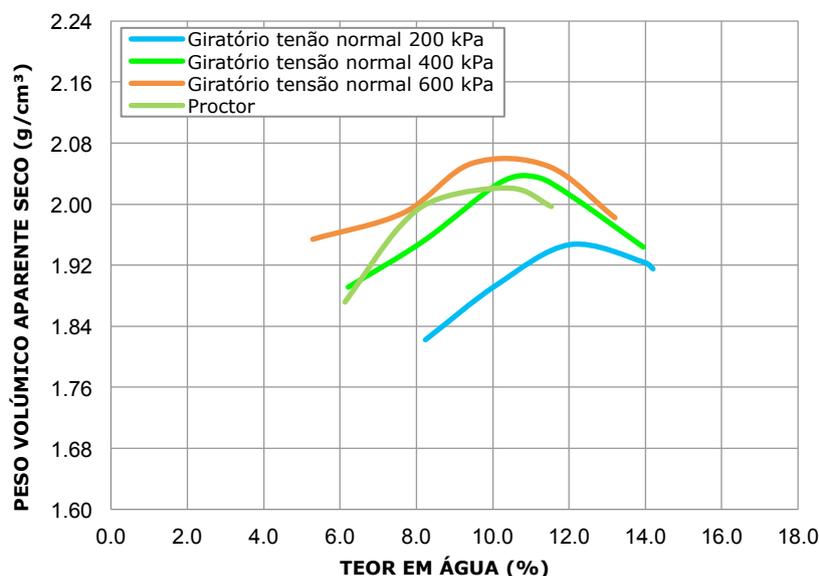


Figura 8 - Curva de compactação Proctor e compactação pelo compactador giratório *Superpave* (solo-cimento)

Quadro 6 - Resistência média à compressão uniaxial (cu) – Proctor e compactador giratório *Superpave* (solo-cimento)

Metodologia	Proctor	Giratório – 200 kPa	Giratório – 400 kPa	Giratório – 600 kPa
Dias de Cura	cu (MPa)	cu (MPa)	cu (MPa)	cu (MPa)
1	1,17	1,77	1,48	1,74
7*	1,97	2,57	2,31	2,64
14	3,50	2,74	4,32	4,99
21	3,68	2,91	4,34	4,90
28	4,23	3,02	4,58	4,98

\* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 4

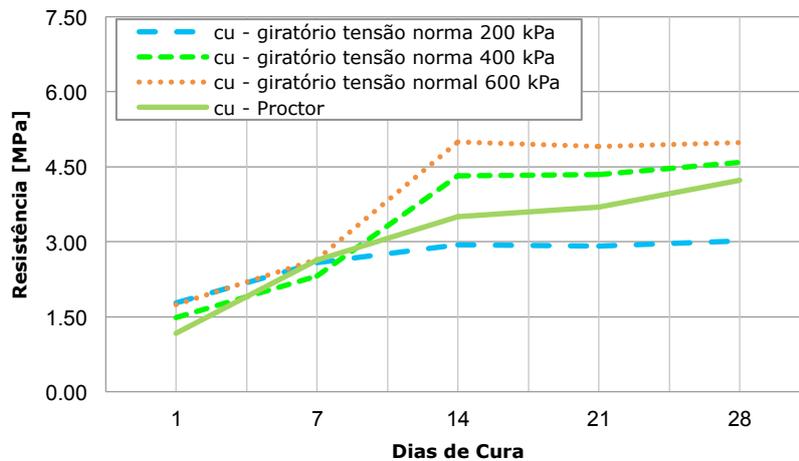


Figura 9 - Resistência à compressão uniaxial (cu) – Proctor e compactador giratório *Superpave* (solo-cimento)

Analisando os dados apresentados no Quadro 6 e observando a Figura 9 verifica-se que, para a compressão uniaxial a o valor da resistência dos provetes compactados com o Proctor, quando comparado com o valor da resistência dos provetes compactados no giratório *Superpave*, contrariamente ao verificado para a resistência do martelo vibro compactador, não apresenta um andamento do gráfico de resistência semelhante ao longo do tempo de cura.

No Quadro 7 e na Figura 10 são apresentados de forma resumida os valores obtidos para o ensaio de resistência à tração indireta (ci) para os provetes compactados de acordo com esta metodologia Proctor e os valores obtidos para os provetes utilizando o compactador giratório *Superpave*, para a tensão normal de 200 kPa, 400 kPa e 600 kPa ao longo do tempo de cura.

Quadro 7 - Resistências à tração indireta (ci) – Proctor e compactador giratório *Superpave* (solo-cimento)

Metodologia	Proctor	Giratório – 200 kPa	Giratório – 400 kPa	Giratório – 600 kPa
Dias de Cura	ci (kPa)	ci (kPa)	ci (kPa)	ci (kPa)
1	210,05	279,78	208,09	251,55
7*	383,04	301,11	318,03	333,25
14	406,41	429,76	546,26	516,47
21	464,21	439,43	583,73	589,54
28	514,56	475,63	659,69	700,54

\* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 4

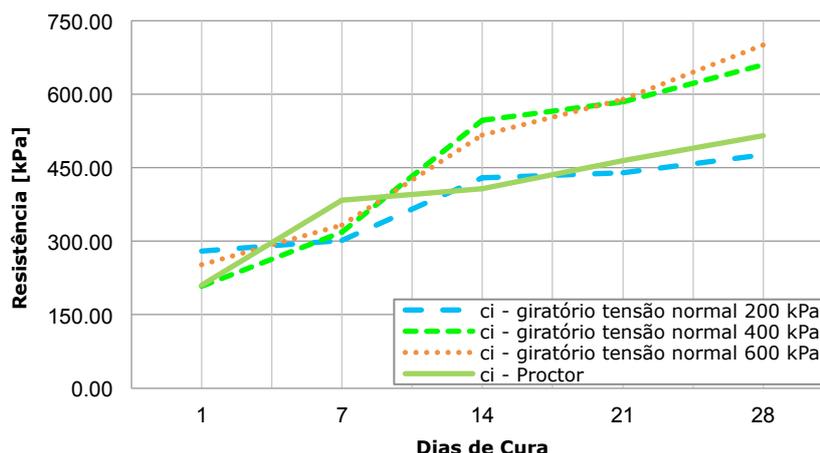


Figura 10 - Resistência à compressão indireta (ci) – Proctor e compactador giratório *Superpave* (solo-cimento)

Analisando os resultados apresentados no Quadro 7 e na Figura 10 verifica-se que a resistência à tração indireta dos provetes compactados com o Proctor quando comparada com a resistência dos provetes compactados no giratório *Superpave*, à semelhança do que ocorreu com a resistência à compressão uniaxial, não apresenta um andamento semelhante ao longo do tempo de cura. Contudo, quando se verifica as resistências aos 28 dias de cura, ao contrário do que tinha ocorrido no caso da compressão simples, os valores de resistência à tração indireta obtidos para os provetes Proctor aproximam-se dos valores de resistência obtidos para os provetes moldados no compactador giratório para uma tensão de 200 kPa.

No Quadro 8 apresentam-se de forma resumida os valores referentes à percentagem da diferença de resistência à tração indireta (ci) entre a metodologia Proctor e o compactador giratório para as três tensões normais de compactação ao longo do tempo de cura. Verifica-se que não existe uma relação entre as diferenças obtidas nas resistências por ambas as metodologias. As variações vão verificadas em ambos os sentidos para as várias tensões ao longo do tempo de cura quando comparadas com as resistências obtidas pela metodologia de compactação de referência.

Quadro 8 - Diferença da resistência à tração indireta (ci) entre a metodologia Proctor e o compactador giratório *Superpave* para cada tensão normal ao longo do tempo de cura – (solo-cimento)

Metodologia	Proctor	Giratório 200 kPa	Diferença das met. Proctor - Giratório	Giratório 400 kPa	Diferença das met. Proctor - Giratório	Giratório 600 kPa	Diferença das met. Proctor - Giratório
Dias de Cura	ci (kPa)	ci (kPa)	(%)	cu (kPa)	(%)	cu (kPa)	(%)
1	210,05	279,78	33	208,09	-0,9	251,55	20
7*	383,04	301,11	-21	318,03	-17	333,25	-13
14	406,41	429,76	5,7	546,26	34	516,47	27
21	464,21	439,43	-5,3	583,73	26	589,54	27
28	514,56	475,63	-7,6	659,69	28	700,54	36

\* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 4

#### 4 - CONCLUSÕES

O presente trabalho pretendeu estudar e comparar diferentes metodologias de compactação laboratorial de solos tratados com cimento, com o objetivo de se obterem conclusões sobre a metodologia que melhor traduz as condições verificadas em obra.

Os estudos realizados compreenderam a compactação de provetes de acordo com a metodologia de compactação Proctor, determinando-se o teor em água ótimo e o respetivo peso volúmico aparente seco para um "solo modificado" laboratorialmente e com a incorporação de 3 % de cimento. Foram compactados vários provetes que posteriormente foram sujeitos a ensaios de resistência mecânica ao longo do tempo de cura pela metodologia Sul-Africana SANS 3001 – GR53 e SANS 3001 – GR54.

Dos resultados obtidos sobre os provetes Proctor concluiu-se que o andamento das resistências à compressão uniaxial (cu) e à tração indireta (ci) apresentaram um comportamento típico ao longo dos vários dias de cura do solo-cimento com a aplicação da metodologia Sul-Africana.

Relativamente aos ensaios de compactação com o martelo vibro compactador, obteve-se uma curva de compactação deslocada para a direita e para baixo, quando comparada com a curva de compactação Proctor, com um teor em água ótimo superior ao obtido no Proctor e um peso volúmico seco inferior, permitindo concluir que a energia de compactação da metodologia Proctor é superior à do martelo vibro compactador, conduzindo a valores de resistência mecânica superiores.

Quanto aos provetes compactados no compactador giratório *Superpave*, fez-se variar o teor em água assim como a tensão normal aplicada, de modo a ser possível atingir valores de peso volúmico seco e resistências mecânicas comparáveis entre metodologias e próximos dos obtidos "in-situ".

Com o decorrer dos ensaios concluiu-se que o modo de paragens por altura não permite obter o teor em água ótimo e respetivo peso volúmico seco, sendo o número de rotações (giros) um dos aspetos determinantes para a obtenção de bons resultados. Além da indeterminação do modo de paragem a utilizar, também a tensão normal a aplicar sobre os provetes não estava definida, optando-se por compactar os provetes com recurso a três níveis de tensão (200 kPa, 400 kPa e 600 kPa).

Assim, na ausência de normalização específica para a compactação laboratorial de solos pelo compactador giratório *Superpave* e no seguimento das conclusões alcançadas com o presente estudo sugere-se como modo de paragem de ensaio o número de rotações entre 300 e 400, dada a estabilização da altura dos provetes a partir das 300 rotações, a aplicação de uma tensão normal entre os 200 kPa e os 600 kPa e a compactação do provete numa única camada dada a maior facilidade de execução e os resultados alcançados, comparativamente aos provetes compactados por camadas.

## AGRADECIMENTOS

Ao consórcio do I&D Projeto Tropical-Pav pela oportunidade de participar no projeto com o acompanhamento das atividades desenvolvidas.

## REFERÊNCIAS

- Browne, M. J. (2006). *Feasibility of using a gyratory compactor to determine compaction characteristics of soil - Master of Science, Montana State University. Montana.*
- CSRA. (1985). *TRH 14 - Guidelines for road construction materials. Pretoria, South Africa.*
- Machado, J. M. (2015). *Análise Comparativa de Metodologias de Compactação de Solo-Cimento, Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologias - Universidade Nova de Lisboa de Lisboa. Lisboa.*
- SANRAL (a). (2013). *SAPEM - 3 - Materials Testing. South Africa.*
- SANRAL (b). (2013). *SAPEM - 4 - Standards. South Africa.*
- Santos, J. R. (2008). *Estudos de formulação de solo-cimento e solo-cal e respetivas aplicações - Tese de Mestrado, Instituto Superior do Porto, Porto*
- AFNOR. (1988). *NF P 94-068:1988 - Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux : Reconnaissance et essais. Paris.*
- CEN. (2003). *EN 13286-4:2003 - Test methods for laboratory reference density and water content - Vibrating hammer - Part 4: Unbound and hydraulically bound mixtures. Brussels*
- SABS. (2010). *SANS 3001 - GR53 - Determination of the unconfined compressive strength of compacted and cured specimens of cementitiously stabilized materials. Pretoria, South Africa.*
- SABS (a). (2013). *SANS 3001 - GR40 - Determination of the California bearing ratio. Pretoria, South Africa.*
- SABS (b). (2013). *SANS 3001 - GR1 - Wet preparation and particle size analysis. Pretoria, South Africa.*
- SABS (c). (2013). *SANS 3001 - GR10 - Determination of the one-point liquid limit, plastic limit, plasticity index and linear shrinkage. Pretoria, South Africa.*

- SABS (a). (2014). SANS 3001 – GR54 – Determination of the indirect tensile strength of compacted and cured specimens of cementitiously stabilized materials. Pretoria, South Africa.*
- SABS (b). (2014). SANS 3001 – GR57 – Determination of the initial stabilizer consumption of soils and gravels. Pretoria, South Africa.*
- SABS (c). (2014). SANS 3001 – GR3 – Particle size analysis of material smaller than 2 mm (hydrometer method). Pretoria, South Africa.*
- STM. (1985). TMH 1 Method A2 – The determination of the liquid limit of soils by means of the flow curve methods. Pretoria, South Africa.*
- STM (a). 1986. TMH 1 Method A3 – The determination of the plastic limit and plasticity index of soils. Pretoria, South Africa.*
- STM (b). 1986. TMH 1 Method A7 – The determination of the maximum dry density and optimum moisture content of gravel, soil and sand. Pretoria, South Africa.*

## **AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DAS PROPRIEDADES TÉRMICAS DE MISTURAS BETUMINOSAS**

### **EXPERIMENTAL EVALUATION OF THE THERMAL PROPERTIES OF ASPHALT MIXTURE**

Micaelo, Rui; *Departamento de Engenharia Civil, FCT, Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal, ruilbm@fct.unl.pt*

Neves, José; CERIS, Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, *jose.manuel.neves@tecnico.ulisboa.pt*

Antunes, Mauro; *Departamento de Engenharia Civil, FCT, Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal, m.antunes@campus.fct.unl.pt*

Aelenei, Daniel; *Departamento de Engenharia Civil, FCT, Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal, aelenei@fct.unl.pt*

#### **RESUMO**

O comportamento das misturas betuminosas, utilizadas em pavimentos rodoviários e aeroportuários, é largamente influenciado pela temperatura devido ao efeito que esta tem sobre o ligante betuminoso. O comportamento reológico do ligante betuminoso varia de sólido elástico frágil a fluido viscoso apenas pela variação da temperatura. Deste modo, para prever com rigor o comportamento das misturas betuminosas nas mais variadas condições (fabrico, serviço, etc.) o conhecimento das propriedades térmicas das misturas betuminosas é fundamental.

Neste trabalho pretendeu-se avaliar experimentalmente as propriedades térmicas das misturas betuminosas que determinam o fluxo de calor por condução. Foram avaliadas a difusividade térmica, a temperaturas elevadas, e a condutibilidade térmica, a temperaturas intermédias, para uma mistura betuminosa temperada. A mistura betuminosa do tipo betão betuminoso foi fabricada em laboratório e as lajes compactadas com o compactador de rolo a dois níveis distintos de compactidade. A condutibilidade térmica foi medida com um equipamento de medição automático enquanto a difusividade térmica foi determinada na sequência da monitorização da temperatura em diferentes pontos da laje ao longo do tempo. Estas propriedades são relacionadas através da massa volúmica e calor específico.

Como era expectável, os resultados obtidos mostraram a dependência da difusividade térmica da temperatura. A difusividade térmica aumentou até 20% entre os 145°C e os 85°C. Relativamente à influência da massa volúmica, os resultados foram próximos para as duas lajes. Verificou-se uma elevada amplitude nos valores medidos da condutibilidade térmica, com um coeficiente de dispersão de 12%. Tendo por base os valores encontrados na literatura para o calor específico dos constituintes da mistura betuminosa, existe uma diferença significativa das propriedades térmicas obtidas a partir das duas metodologias.

#### **ABSTRACT**

The behaviour of asphalt mixtures, commonly used in roads and airport runways, is highly affected by the temperature due to the sensitivity of the bitumen to this variable. Thus, the rheological behaviour of the bitumen may change from fragile solid elastic to viscous fluid only by the effect of temperature. Hence, it is important to know the thermal properties of asphalt mixtures to determine the behaviour of asphalt mixture over different conditions of interest (production, in-service, etc.).

This study evaluated the thermal conductivity at high temperatures and the diffusivity at room temperature of a warm asphalt mixture subjected at different testing conditions. The warm asphalt mixture was fabricated in the laboratory and compacted in slabs with a laboratory roller compactor, using two different compaction levels. The thermal conductivity was measured with an automatic measuring equipment whereas the thermal diffusivity was assessed based on the temperature variation over time at different slab depths. These thermal properties are related with density and specific heat.

The results have demonstrated that thermal diffusivity is dependent on the temperature. The diffusivity increased around 20% from 145°C to 85°C. Regarding the asphalt density effect on thermal properties, the results from both slabs were close. It was observed a wide amplitude of conductivity values in both slabs. The dispersion coefficient was about 12%. Based on the specific heat values found in the literature for the asphalt mixture constituents, it was found a significant difference between the thermal properties obtained from the two measurement methods.

## 1 - INTRODUÇÃO

Na constituição de pavimentos rodoviários e aeroportuários são utilizadas frequentemente misturas betuminosas, as quais têm um comportamento reológico e mecânico muito dependente da temperatura. Este efeito resulta das propriedades do ligante betuminoso, o qual apresenta um comportamento elástico frágil a temperaturas muito baixas, de fluido viscoso a temperaturas elevadas e viscoelástico a temperaturas intermédias (Hunter et al., 2015). Deste modo, para assegurar pavimentos duráveis nestas infraestruturas é necessário conhecer a variação de comportamento dos materiais com a temperatura e as propriedades térmicas destas que determinam os fenómenos de transferência de calor.

Relativamente à transferência de calor, a caracterização das propriedades térmicas das misturas betuminosas e a modelação dos fenómenos de transferência de calor em pavimentos é um tema recorrente de investigação (Côté et al., 2013). Habitualmente são formulados dois problemas distintos, a variação da temperatura no pavimento devido à variação diária e sazonal da temperatura ambiente e, a variação da temperatura na mistura betuminosa durante a pavimentação em obra. Esta última situação refere-se naturalmente ao fabrico de misturas betuminosas pelo método a quente, o qual é o mais utilizado.

Esta comunicação insere-se no estudo que a equipa tem vindo a realizar sobre o tempo disponível em obra para a pavimentação. O espalhamento e a compactação da mistura betuminosa em obra, pela pavimentadora e cilindros respetivamente, têm de ser executados quando a trabalhabilidade do material é adequada. A trabalhabilidade da mistura betuminosa varia essencialmente com a viscosidade do betume, na relação inversa, e a viscosidade aumenta rapidamente com a diminuição da temperatura. Habitualmente, a temperatura da mistura betuminosa no espalhamento é próxima de 150°C e a compactação termina antes da temperatura ser menor que 100°C. Contudo, o tempo ocorrido neste intervalo de temperaturas é muito variável, de poucos minutos a várias dezenas de minutos, dependendo do material, da espessura da camada pavimentada e das condições ambientais.

Neste trabalho pretendeu-se avaliar experimentalmente as propriedades térmicas das misturas betuminosas que determinam o fluxo de calor por condução. Foram avaliadas a difusividade térmica, a temperaturas elevadas, e a condutibilidade térmica, a temperaturas intermédias, para uma mistura betuminosa temperada compactada em dois níveis distintos.

## 2 - PROPRIEDADES TÉRMICAS DAS MISTURAS BETUMINOSAS

A Fig. 1 ilustra os três fenómenos de transferência de calor em pavimentos: condução, convecção e radiação. Considera-se que os fluxos de calor entre o pavimento e a envolvente, fundação e atmosfera, são essencialmente unidireccionais. Apenas nas bermas esta simplificação perde validade.

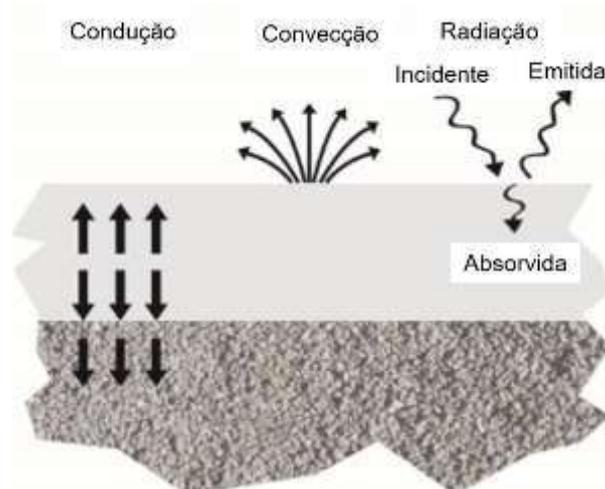


Figura 1 – Trocas de calor entre o pavimento e a envolvente (adaptado de (Sánchez, 2013))

De forma geral, as diferentes camadas do pavimento e fundação não têm temperatura uniforme. Desta forma ocorre uma transferência de calor por condução, proporcional ao gradiente de temperatura. O fluxo de calor por condução ( $q^{cond}$ ) é (Henriques, 2011):

$$q^{cond} = -\lambda \cdot \frac{dT}{dx} \quad [1]$$

em que,  $\lambda$  é a condutibilidade do material ( $W/m \cdot ^\circ C$ ), a qual representa a resistência do material ao fluxo de calor, e  $dT/dx$  é o gradiente de temperatura entre os pontos considerados ( $^\circ C/m$ ). Em regime unidirecional variável, sem geração de calor interno, e considerando condutibilidade constante com a temperatura, a temperatura ( $T$ ) varia de acordo com

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad [2]$$

de onde resulta

$$\alpha = \frac{\lambda}{\rho \cdot c_p} \quad [3]$$

em que,  $\alpha$  é a difusividade térmica ( $W \cdot m^2/J$ ),  $\rho$  é massa volúmica ( $kg/m^3$ ) e  $c_p$  é o calor específico ( $J/kg \cdot ^\circ C$ ). A difusividade representa a velocidade de transferência de calor e o calor específico corresponde à energia necessária para elevar em  $1^\circ C$  a temperatura no material.

Na pesquisa bibliográfica realizada no âmbito deste estudo (Antunes, 2017) encontraram-se valores bastante diferentes para estas propriedades (vd. Quadro 1). Verificou-se também difícil obter informação clara sobre a origem dos dados, nomeadamente as condições em que as medições das propriedades térmicas foram realizadas. Por outro lado, estas propriedades apresentam interdependência e variam com a temperatura.

Quadro 1 – Variação das propriedades térmicas e massa volúmica dos materiais de pavimentação

Material	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\lambda$ [W/m·°C]	$c_p$ [J/kg·°C]
Betume	1000-1050	0.14-0.74	1675-1800
Mistura betuminosa	1100-2500	0.39-2.88	837-2100
Agregado (rocha)	2300-2900	0.70-4.20	586-1172

A transferência de calor por convecção ocorre entre a superfície do pavimento e a camada de ar adjacente, sendo o fluxo de calor por convecção ( $q^{conv}$ ) (Henriques, 2011):

$$q^{conv} = h_c \cdot (T_1 - T_2) \quad [4]$$

em que,  $h_c$  é a condutância térmica superficial e,  $T_1$  e  $T_2$  são as temperaturas da superfície do pavimento e do ar, respetivamente. A condutância varia com a geometria e tipo de superfície, natureza do fluido e tipo de movimento. A análise comparativa de diferentes expressões propostas na literatura para o cálculo da condutância térmica em pavimentos pode ser consultada em (Antunes, 2017).

A transferência de calor ocorre também devido ao balanço da radiação incidente e emitida. A radiação incidente mais importante é a solar, podendo esta ser direta ou difusa dependendo das condições da atmosfera no momento. Devido à cor negra do betume, a absorção da radiação incidente pelos pavimentos betuminosos varia entre 85% e 93% (Solaimanian and Kennedy, 1993). Por isso tem sido proposto a utilização de pavimentos coloridos para diminuir o efeito de estufa (*heat island effect*) nas grandes cidades (Mohajerani et al., 2017).

Deste modo, para a correta previsão da evolução da temperatura no pavimento é determinante o conhecimento das propriedades dos materiais. No entanto, no âmbito da investigação em curso (tempo disponível para a pavimentação em obra) a transferência de calor ocorre essencialmente por condução e convecção. Assim, neste estudo mediu-se experimentalmente a condutibilidade e a difusividade de uma mistura betuminosa temperada recorrendo a dois procedimentos experimentais.

### 3 - MATERIAIS E MÉTODOS EXPERIMENTAIS

#### 3.1 - Materiais

A mistura betuminosa selecionada para este trabalho é uma mistura tipo AC20 base 35/50 temperada de acordo com a norma EN 13108-1. As misturas temperadas são produzidas e compactadas a temperaturas mais baixas (120-140°C) que as normais a quente (150-160°C) devido à ação de um aditivo. Neste caso utilizou-se um aditivo químico tensoativo que altera a interação agregado-betume de forma a permitir um bom envolvimento do agregado e a compactação eficaz da mistura a temperaturas menores.

Esta mistura betuminosa foi definida em estudo anterior (Martinho, 2014), sendo a formulação apresentada no Quadro 2. A curva granulométrica da mistura de agregados é apresentada na Fig.2. O ligante betuminoso é da classe 35/50, com penetração de 47 0.1 mm e temperatura de amolecimento de 51,4 °C. Antes do fabrico da mistura betuminosa o ligante foi modificado em laboratório com 2% de aditivo (vd. Fig. 3).

Quadro 2 – Formulação da mistura betuminosa

Material	Fornecedor	Proporção
Betume 35/50	CEPSA	4,4%
Aditivo (Rediset®)	Akzo Nobel	0,1% (2% betume)
Agregado calcário	Pedreira José Marques Galo S.A. (Sesimbra)	89,1%
Fíler comercial calcário	Eurocálcio (Fátima)	6,4%

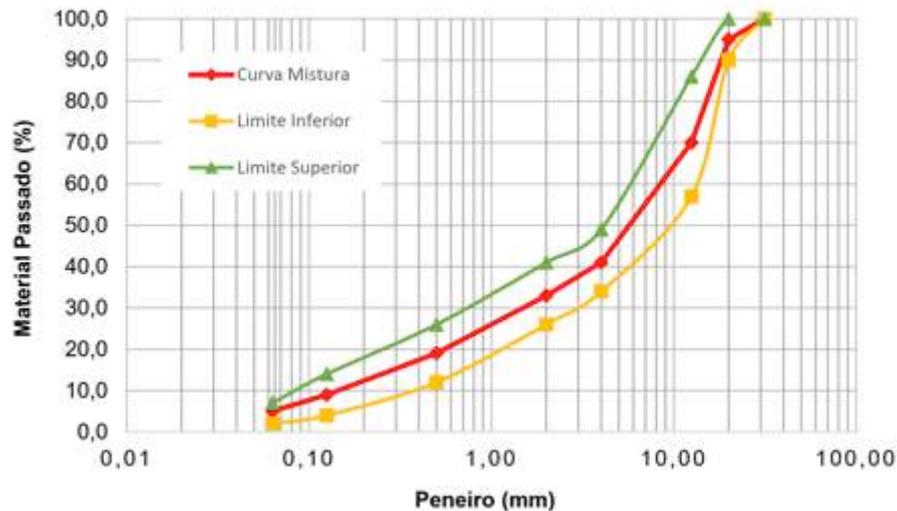


Figura 2 – Curva granulométrica da mistura betuminosa



Figura 3 – Aditivo químico Rediset®

Para o fabrico da mistura betuminosa seguiram-se as especificações definidas na norma EN 12597-35. Assim, os agregados e o ligante foram pré-aquecidos em estufa a 165 °C e misturados numa misturadora de laboratório. Em seguida a mistura foi colocada em dois moldes prismáticos (300·400 mm<sup>2</sup>) para posterior compactação. Tratando-se de uma mistura temperada a compactação foi realizada a 120°C. Assim, os moldes com a mistura foram reservados em estufa até atingirem a temperatura pretendida. A compactação foi realizada por um compactador laboratorial de rolo de rasto liso (vd. Fig.4a), conforme definido na norma EN 12597-33, sendo as duas lajes (A e B) (vd. Fig.4b) compactadas a níveis diferentes para avaliar o efeito da massa volúmica nas propriedades térmicas. A compactação da laje B foi interrompida antes de atingir a espessura final (60 mm) definida para a laje A (padrão).



Figura 4 – a) Compactador de rolo (IST-LVCT); b) lajes de mistura betuminosa

### 3.2 - Métodos de ensaio

#### 3.2.1 - Propriedades volumétricas

A massa volúmica dos provetes de mistura betuminosa foi medida pelo método da pesagem hidrostática com superfície molhada conforme definido na norma EN 12597-6.

#### 3.2.2 - Medição da condutibilidade térmica

A condutibilidade térmica ( $\lambda$ ) foi medida à temperatura ambiente (aproximadamente 25 °C) com recurso a um equipamento de medição automático, modelo ISOMET 2014, e sonda modelo API210412. Este equipamento tem capacidade para medir a condutibilidade no intervalo de 0,30 a 2,00 W/m·°C. A Fig. 5 apresenta o equipamento utilizado e a medição no provete. Em cada laje foram definidos 20 pontos de medição regularmente espaçados considerando a dimensão do sensor. O valor registado em cada ponto correspondeu ao valor da leitura após cerca de 15 minutos para estabilização da medição.



Figura 5 – a) Equipamento de medição ISOMET 2104 (FCT-UNL); b) pontos de medição na laje

#### 3.2.3 - Medição da difusividade térmica

A determinação da difusividade térmica ( $\alpha$ ) foi realizada a partir da variação da temperatura no tempo e no espaço, e os resultados modelados de acordo com o método de condução de calor em regime transiente proposto em (Chadborn et al., 1998). Para tal, a laje de mistura betuminosa foi instrumentada com quatro termopares (precisão 0.1 °C) no centro da laje a diferentes profundidades (12, 24, 36 e 48 mm) conforme ilustrado na Fig. 6. De forma a minimizar as perdas de calor lateralmente e inferiormente, a laje foi revestida nestes lados com placas de lã de rocha (8 cm de espessura). Assim, o fluxo de calor na laje ocorreu essencialmente por condução na direção vertical.

A laje foi pré-aquecida em estufa até atingir a temperatura uniforme de 150°C (cerca de 6 horas), sendo em seguida a estufa desligada e aberta. Nesta situação, a transferência de calor por convecção

(natural) e por radiação (local interior) são minimizadas. A temperatura na laje foi registada durante 3 horas. A Fig. 5 apresenta o esquema de ensaio.

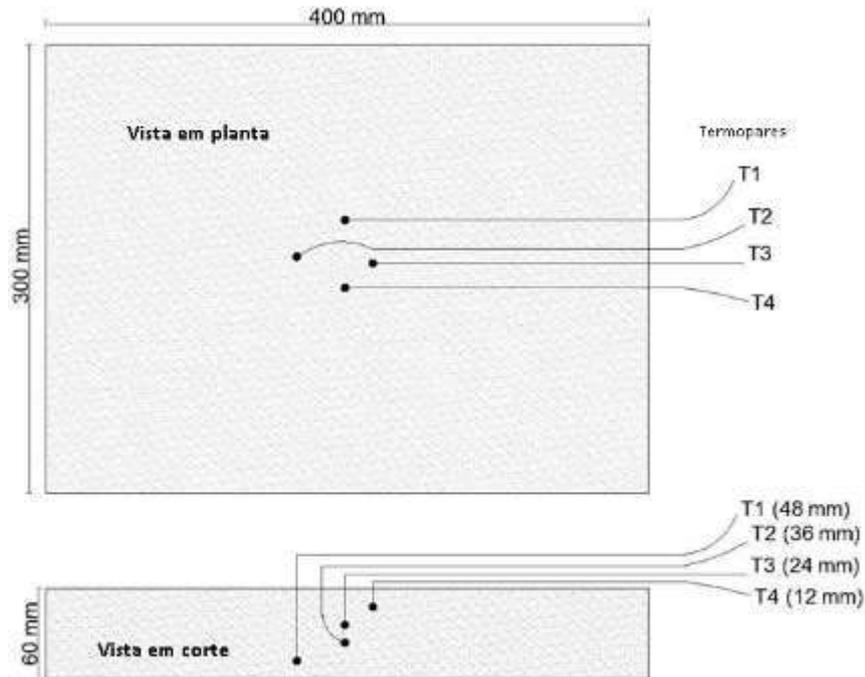


Figura 6 – Esquema do posicionamento dos termopares na laje

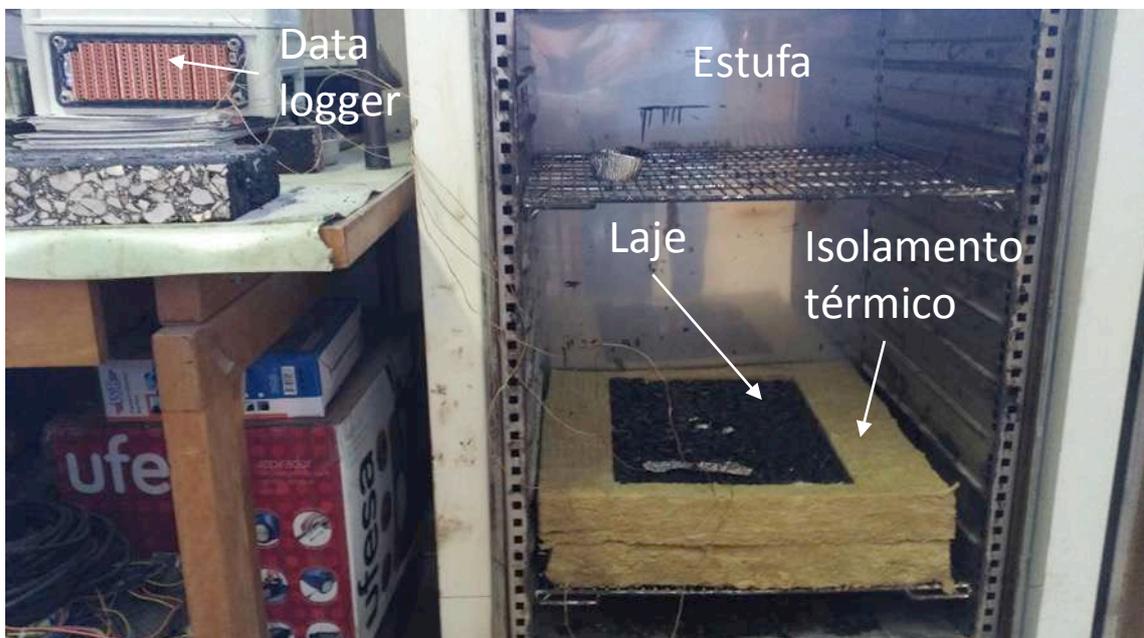


Figura 7 – Configuração do ensaio

Conforme referido anteriormente, a difusividade térmica da mistura betuminosa foi determinada a diferentes temperaturas. O procedimento seguido foi o seguinte (Chadborn et al., 1998):

- Dividir o registo dos termopares para a variação temperatura-tempo em segmentos com variação aproximadamente linear.

- Representar a temperatura média ( $T_{med}^h$ ) dos 4 termopares versus o tempo ( $t$ ) e ajustar um modelo do tipo (vd. Fig. 8b).

$$T_{med}^h = b_1 \cdot t + b_2 \quad [5]$$

- Representar a temperatura média ( $T_{med}^t$ ) em cada intervalo de tempo versus a profundidade e ajustar um modelo do tipo (vd. Fig. 8a).

$$T_{med}^t = a_1 \cdot z^2 + a_2 \cdot z + a_3 \quad [6]$$

- Deste modo, introduzindo a segunda derivada da Eq. (6) em relação à posição ( $z$ ) e a primeira derivada da Eq. (5) em relação ao tempo ( $t$ ) na Eq. (2) resulta:

$$\alpha = \frac{b_1}{2 \cdot a_1} \quad [7]$$

O valor de  $\alpha$  determinado representa a difusividade do material à temperatura média de cada segmento definido inicialmente.

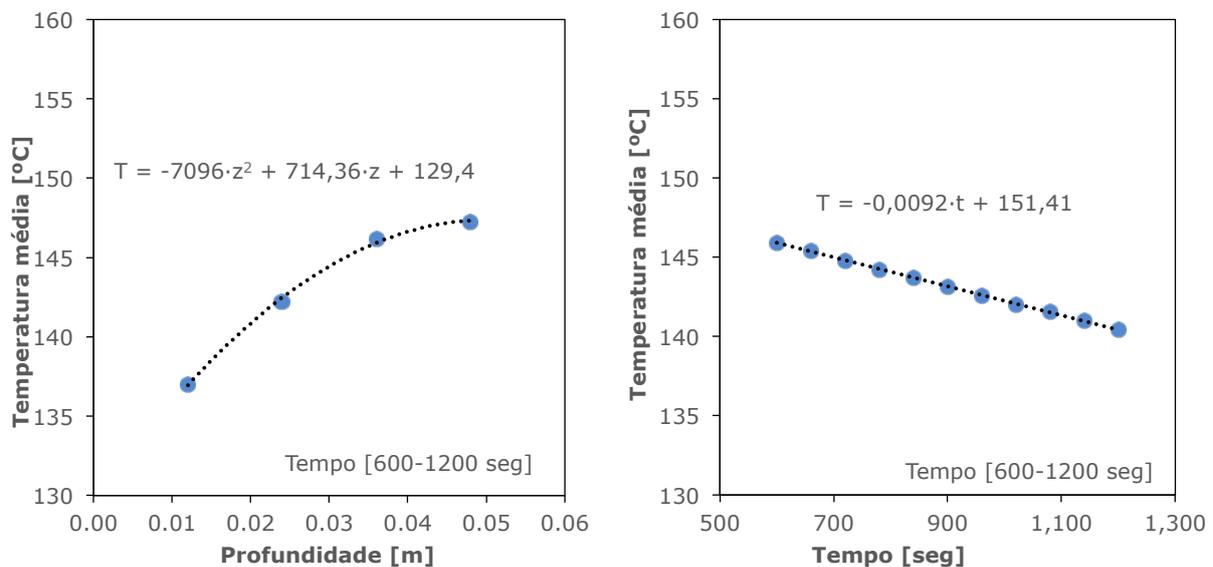


Figura 8 – Exemplo de determinação dos modelos de variação da temperatura com a profundidade (a) e com o tempo (b)

#### 4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

As lajes de mistura betuminosa produzidas para este trabalho apresentaram as dimensões aproximadas de 400·300·60 mm<sup>3</sup>. A massa volúmica (baridade aparente) das lajes A e B foi 2354 kg/m<sup>3</sup> e 2318 kg/m<sup>3</sup>, respetivamente. Assim, considerando o valor da massa volúmica máxima teórica (2464 kg/m<sup>3</sup>) determinado anteriormente (Jesus, 2015), o valor médio do grau de compactação final foi de 96% e 94%. A diferença de compactação obtida foi assim menor do que o proposto para o estudo.

Os resultados relativos à condutibilidade térmica, à temperatura ambiente, são apresentados na Fig. 9. Os valores da condutibilidade foram 1,29±0,15 W/m·°C e 1,16±0,15 W/m·°C para as lajes A e B, respetivamente. Embora o desvio padrão das medições seja inferior a 15%, verificaram-se leituras num intervalo grande conforme se observa na Fig. 9. Os autores consideram dever-se esta dispersão à diferença grande de condutibilidade dos constituintes da mistura betuminosa (betume, agregado e ar) e à heterogeneidade natural na estrutura do material. Adicionalmente, devido à textura rugosa da mistura betuminosa não existe um contacto perfeito do sensor de medição com o material. Contudo, houve um aumento importante na condutibilidade com o aumento da compactação. Em estudos anteriores (Chadborn et al., 1998), os resultados relativos a uma mistura similar à analisada neste trabalho (granulometria contínua) não mostraram variação com a baridade da mistura.

Os valores obtidos da condutibilidade estão no intervalo de valores indicados na literatura (vd. Quadro 1) para esta propriedade térmica.

A monitorização do arrefecimento das lajes no procedimento experimental para a determinação da difusividade é apresentado na Fig. 10a. Naturalmente o arrefecimento foi muito mais lento que numa situação habitual em obra. Apenas existiu convecção natural, a temperatura interior foi de aproximadamente 20°C e a parte inferior da laje estava termicamente isolada. A variação da temperatura foi muito semelhante nas duas lajes. As duas lajes tinham dimensões praticamente iguais e a diferença de compactação era reduzida.

Os resultados da difusividade a diferentes temperaturas são apresentados na Fig. 10b. Verificou-se uma difusividade ligeiramente superior (aproximadamente 4%) na laje B, menos compactada. Mais claro é o efeito da temperatura na difusividade. O valor da difusividade na laje B aumentou 20% com a diminuição da temperatura de 143 °C para 86 °C.

Tal como com a condutibilidade, os valores da difusividade estão em conformidade com os valores encontrados na literatura, nomeadamente os apresentados em (Chadborn et al., 1998) que propôs a metodologia experimental utilizada.

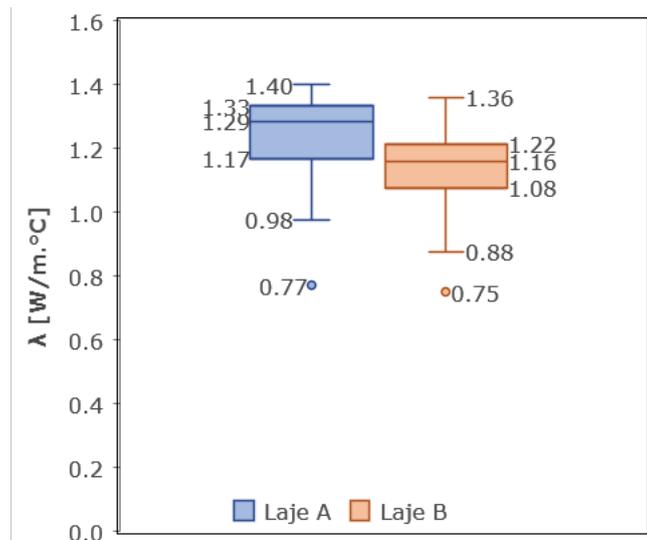


Figura 9 – Análise estatística dos resultados da condutibilidade térmica

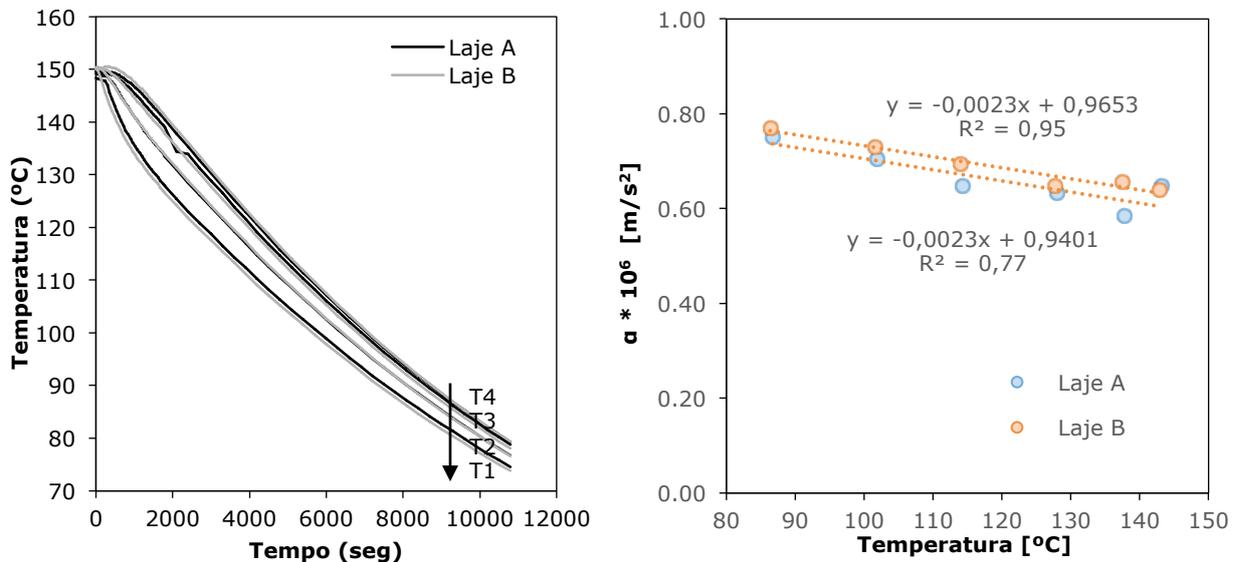


Figura 10 – Variação da difusividade térmica com a temperatura

Conforme apresentado anteriormente, estas propriedades térmicas estão relacionadas de acordo com a Eq. 3. A massa volúmica dos provetes foi medida enquanto o calor específico pode ser calculado por ponderação dos valores do betume e do agregado encontrados na literatura. Foram considerados na análise para o betume e para o agregado calcário os valores de 1737 J/kg.°C (a 0 °C) (+2/°C) e 837 J/kg.°C, respetivamente. Assim, o calor específico da mistura betuminosa estimado a 115°C foi de 880 J/kg.°C. Para os valores médios da massa volúmica e da condutividade medida a 25°C

resultam os valores de  $0.62 \text{ m/s}^2$  e  $0.56 \text{ m/s}^2$  para a difusividade das lajes A e B, respetivamente. Note-se que considerando que na literatura é indicada a redução da condutividade com a temperatura, tendo sido utilizados no cálculo os valores medidos a  $25^\circ\text{C}$ , os valores da difusividade seriam ainda menores que estes. No entanto, a difusividade estimada é ainda assim mais baixa que a medida, e maior na laje A que na laje B em oposição às medições. Deste modo, conclui-se existir uma divergência importante na caracterização da transferência de calor por condução em misturas betuminosas com estes dois procedimentos.

## **5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS**

O conhecimento das propriedades térmicas das misturas betuminosas é necessário para prever o comportamento das misturas betuminosas nas mais variadas condições. Durante a pavimentação de misturas betuminosas a quente, os meios disponíveis têm de ser adequados ao tempo disponível para compactação o qual depende da taxa de arrefecimento. Por outro lado, em serviço o dano acumulado varia com as flutuações da temperatura no pavimento devido à variação da resposta mecânica com a temperatura.

Neste trabalho avaliou-se experimentalmente a condutibilidade, à temperatura ambiente, e a difusividade, a temperaturas elevadas, de uma mistura betuminosa temperada. Estas propriedades determinam o fluxo de calor por condução. A condutibilidade térmica foi medida com um equipamento de medição automático enquanto a difusividade térmica foi determinada da monitorização da temperatura em diferentes pontos da laje ao longo do tempo.

Os valores obtidos para a condutibilidade e a difusividade estão em conformidade com os valores encontrados na literatura, contudo este intervalo é muito largo. Os resultados obtidos mostraram a dependência da difusividade térmica da temperatura. A difusividade térmica aumentou até 20% entre os  $145^\circ\text{C}$  e os  $85^\circ\text{C}$ . Relativamente à influência da massa volúmica, os resultados foram próximos para as duas lajes. Verificou-se uma elevada amplitude nos valores medidos da condutibilidade térmica, com um coeficiente de dispersão médio de 12%. Tendo por base os valores encontrados na literatura para o calor específico dos constituintes da mistura betuminosa, existe uma diferença significativa das propriedades térmicas obtidas a partir das duas metodologias.

## **REFERÊNCIAS**

- Antunes, M., 2017. Avaliação das propriedades térmicas de misturas betuminosas durante a pavimentação (Dissertação de Mestrado). Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal.
- Chadbourn, B., Newcomb, D., Voller, V., 1998. An Asphalt Paving Tool For Adverse Conditions. Engineering (No. Report nº MN/RC-1998-18). University of Minnesota, Minnesota, USA.
- Côté, J., Grosjean, V., Konrad, J.-M., 2013. Thermal conductivity of bitumen concrete. Can. J. Civ. Eng. 40, 172–180. <https://doi.org/10.1139/cjce-2012-0159>
- Henriques, F.M.A., 2011. Comportamento hidrotérmico de edifícios. Universidade Nova de Lisboa.
- Hunter, R.N., Shelf, Andy, Read, J., 2015. The Shell Bitumen Handbook, 6th ed. ICE Publishing, London.
- Jesus, A., 2015. Efeito das condições de fabrico e compactação no comportamento mecânico de misturas betuminosas temperadas (Dissertação de Mestrado). Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia, Caparica.
- Martinho, F., 2014. Misturas Betuminosas Temperadas com Incorporação de Subprodutos Industriais – Caracterização e Validação Tecnológica (Tese de Doutoramento). Universidade de Lisboa - Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Mohajerani, A., Bakaric, J., Jeffrey-Bailey, T., 2017. The urban heat island effect, its causes, and mitigation, with reference to the thermal properties of asphalt concrete. J. Environ. Manage. 197, 522–538. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2017.03.095>
- Sánchez, M., 2013. A Study of the Thermal Interactions of Sustainable Asphalt Concrete Pavements (MSc Thesis). Auburn University, Auburn, USA.
- Solaimanian, M., Kennedy, T.W., 1993. Predicting maximum pavement surface temperature using maximum air temperature and hourly solar radiation. Transp. Res. Rec.



## **MONITORIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE ZONAS DE TRANSIÇÃO DA VIA FÉRREA**

### **EXPERIMENTAL ASSESSMENT OF THE DYNAMIC BEHAVIOUR OF A RAILWAY TRANSITION ZONE**

Alves Ribeiro, Cristina; *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, ana.ribeiro@fe.up.pt*

Calçada, Rui; *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, ruiabc@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

As zonas de transição de rigidez da via, que ocorrem, por exemplo, entre zonas em aterro e obras de arte, constituem singularidades importantes na via que têm atraído especial atenção por parte das entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias de vários países (Berggren, 2009; ERRI, 1999; Li and Davis, 2005; SUPERTRACK, 2002-2005). A grande necessidade de manutenção e renovação, que implicam custos muito elevados, estão na origem da preocupação generalizada.

O trabalho apresentado neste artigo foi desenvolvido na FEUP com a colaboração da REFER, e teve como principal objetivo fornecer contributos para a compreensão do comportamento dinâmico das zonas de transição, através da realização de estudos experimentais e numéricos (Alves Ribeiro, 2012). A zona estudada consistiu numa zona de transição aterro-atravesamento inferior à via, situado ao km 40+250 da Linha do Norte no trecho Vila Franca de Xira (norte) – Azambuja.

A instrumentação efetuada no local consistiu na realização de ensaios de receptância da via, ensaios para a passagem de tráfego ferroviário e na monitorização sincronizada das respostas dinâmicas do veículo e da via. Relativamente ao ensaio para a passagem de tráfego ferroviário realizou-se a monitorização de deslocamentos recorrendo a um sistema de medição sem contacto baseado em tecnologia laser, de deslocamentos na interface carril-travessa, de acelerações nas travessas e de cargas de tráfego na via (Alves Ribeiro et al., 2017a). Com a monitorização efetuada pretendeu, para além da avaliação do comportamento dinâmico da zona de transição, validar os modelos numéricos desenvolvidos (Alves Ribeiro et al., 2017b).

Os métodos de monitorização e modelação desenvolvidos neste trabalho foram também aplicados com igual sucesso no estudo de duas zonas de transição sobre passagens inferiores ao km 62+940 e km 81+187 e um troço da linha do Sul, designado por Variante de Alcácer num projeto conduzido pelo LNEC e pela FEUP e apoiado pela REFER, com vista a contribuir para uma melhor compreensão dos fenómenos que ocorrem nessas zonas, nomeadamente os efeitos da inclusão de palmilhas sob travessas (Alves Ribeiro et al., 2015; Paixão et al., 2014).

#### **ABSTRACT**

Along the railway track it is common to find zones where vertical track stiffness variations occur, as for example, transitions from track in embankment to track over a concrete structure. The high maintenance needs, call the attention of infrastructure managers and researchers of several countries países (Berggren, 2009; ERRI, 1999; Li and Davis, 2005; SUPERTRACK, 2002-2005).

The work presented in this paper were developed in FEUP with the collaboration of REFER and intended to understand the dynamic behaviour of transition zones by experimental and numeric studies (Alves Ribeiro, 2012). This zone consists of a at a culvert transition zone, located at km 40+250 at the Northern line of the Portuguese railway network in Vila Franca de Xira (north) – Azambuja.

The experimental work consisted in: performing receptance tests for the characterisation of the dynamic stiffness of the track in various transition zones; performing dynamic tests for the passage of Alfa Pendular trains at a speed of 220 km/h, for the characterisation of the dynamic response of the track in terms of rail displacement and sleeper acceleration along the transition zone as well as rail-sleeper relative displacement and train dynamic loads; synchronised monitoring of the dynamic response of the track and of the inspection vehicle EM120 from REFER, in order to relate the accelerations of the axle, bogies and vehicle box with its position in the transition (Alves Ribeiro et al., 2017a). The experimental work intended to analyse the dynamic behaviour of the transition zone calibrate and validate the numeric models (Alves Ribeiro et al., 2017b).

The instrumentation carried out in this transition were successfully applied in the instrumentation of two transition zones of the southern line of the Portuguese railway line at km 62+940 and km 81+187 in Alcácer do sal in a project carried out by LNEC and FEUP and supported by REFER, with the main scope of understanding the behaviour of the transition zone with undersleeper pads (Alves Ribeiro et al., 2015; Paixão et al., 2014).

## 1 - DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Em conjunto com a REFER, seleccionou-se para realização deste estudo um troço de via onde ocorre uma passagem hidráulica, a PH126 A, que se apresenta na Figura 1, na qual a estrutura de betão se localiza relativamente próxima da via. Esta estrutura localiza-se ao km 40+250, no sub-troço Alhandra-Setil, trecho Vila Franca de Xira (norte)-Azambuja (Figura 1).



Figura 1 - Passagem hidráulica PH126A

A renovação desta zona da via data de 2006 e consistiu na demolição de uma estrutura antiga e na construção de uma nova passagem. Segundo indicado na memória descritiva do projeto, quase todas as passagens hidráulicas existentes se encontravam subdimensionadas do ponto de vista hidráulico, tendo-se procedido à sua substituição por novas passagens com maior secção.

A transição entre a via em aterro e a via sobre a PH é efetuada através de cunhas de material tratado, construídas dos dois lados da PH, que têm um desenvolvimento longitudinal igual a 12 m e uma largura de 8,80 m. As cunhas situam-se sob a camada de sub-balastro e têm altura de 2 m na extremidade junto à estrutura da PH e 0,50 m na outra extremidade.

A estrutura da pH (Figura 2) tem 3,4 m de altura e 2,1 m de largura e é fundada num prisma de enrocamento de 1,50 m de altura, envolvido em geotêxtil. A camada de balastro apresenta uma altura média de 45 cm, a camada de sub-balastro apresenta uma altura de 55 cm na zona da via sobre as cunhas de transição e 25 cm sobre a estrutura da pH. As travessas são elementos monobloco pré-esforçadas de betão com 315 kg com 2,60 m de comprimento. O espaçamento entre travessas é de 0,60 m. O carril é do tipo UIC60, sendo a bitola igual a 1,678 m. As palmilhas são Vossloh (modelo Zw687a).

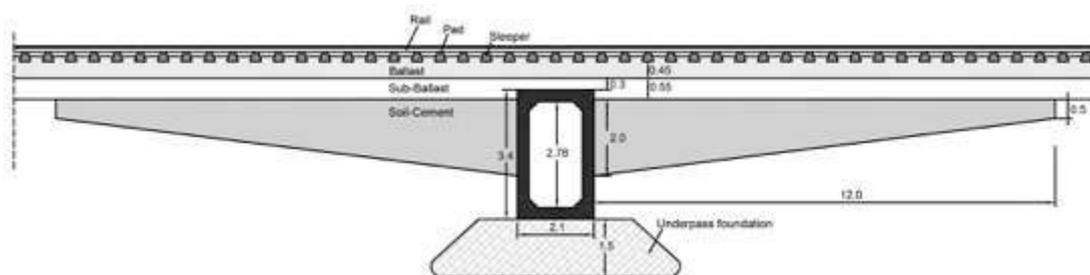


Figura 2 - Geometria da zona de transição

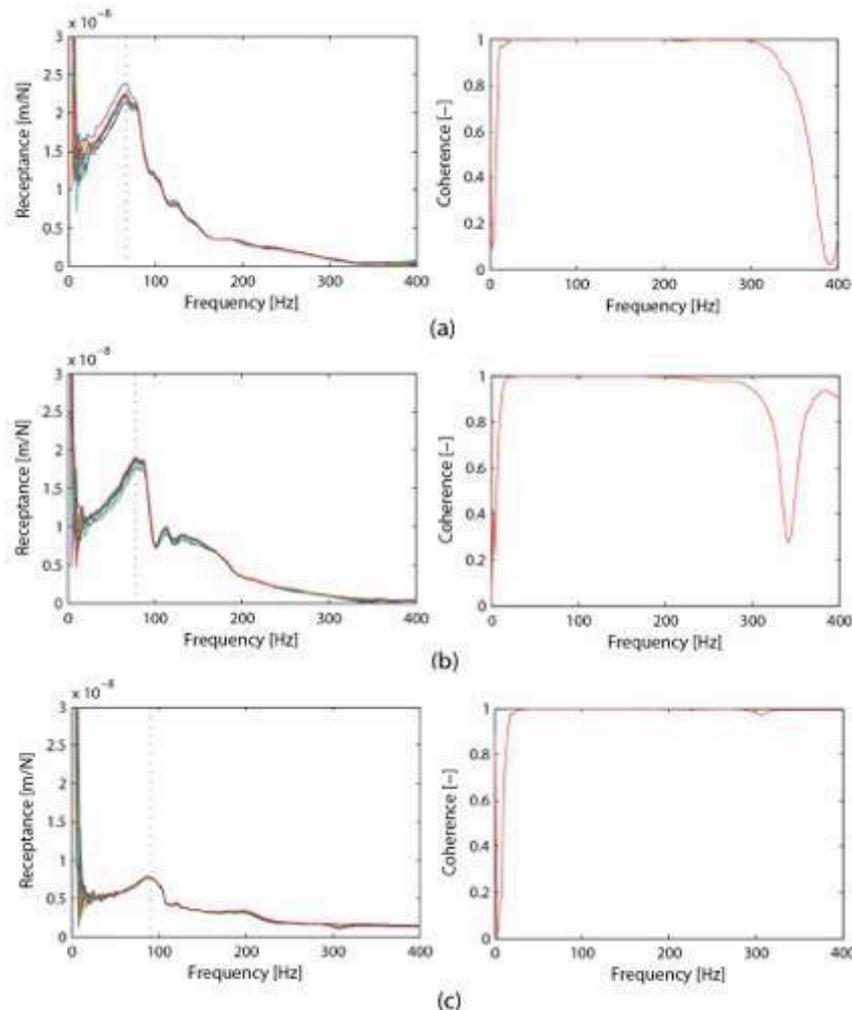
## 2 - ENSAIOS EXPERIMENTAIS

A monitorização desta zona de transição consistiu na recolha de diversas grandezas que permitiram por um lado compreender o funcionamento geral da zona de transição e, por outro lado, calibrar e validar os modelos numéricos desenvolvidos.

## 2.1 - Ensaio de receptância da via

A realização destes ensaios teve como finalidade a obtenção de funções de receptância que traduzem a deformabilidade dinâmica da via em função da frequência, permitindo identificar algumas frequências ressonantes características do comportamento dinâmico da via, sendo particularmente úteis na calibração de modelos numéricos. O ensaio foi realizado em três zonas diferentes da via: sobre a PH (Zona C), sobre a cunha de solo-cimento (Zona B) e na zona em aterro (Zona A).

O ensaio consistiu na excitação do carril, sobre uma travessa e no vão entre duas travessas, com um martelo instrumentado e avaliação da resposta da via através de acelerômetros criteriosamente colocados nas travessas e no carril. O conhecimento da ação e da resposta possibilita o cálculo das funções de transferência. A excitação foi efetuada sem a via carregada uma vez que o ensaio decorreu com a via em operação.



Apresenta-se na Figura 3 os resultados obtidos para as três zonas ensaiadas. Cada gráfico contém a sobreposição de 10 curvas que são resultado obtidos em 10 ensaios realizadas em cada zona. A sobreposição das curvas evidencia a boa coerência dos resultados no intervalo de frequência do ensaio, de 20 Hz a 300 Hz.

Figura 3 – Funções de receptância e coerência obtidas na (a) zona A, (b) zona B e (c) zona C

Os valores de receptância obtidos na parte inicial da curva (correspondentes à resposta quase-estática da via) nas três zonas permite concluir que a que a flexibilidade dinâmica da via sobre a estrutura (zona C) é 60% inferior à obtida na via sobre a zona de aterro (zona A), sendo a flexibilidade dinâmica obtida na via sobre a cunha de transição (zona B) cerca de 20% inferior à obtida na via sobre a zona de aterro.

A análise destas funções permite ainda identificar com clareza o pico de ressonância correspondente à vibração global da via, onde carril e travessas vibram sobre as camadas da via, que depende da rigidez da fundação. Verifica-se que este pico ocorre para uma frequência de 65.9 Hz na zona A, 78,1

Hz na zona B e 90.3 Hz na zona C, verificando-se, portanto, um aumento gradual da frequência à medida que se passa da zona A para a zona C.

As características da fundação da via variam ao longo da transição (aterro – zona A, cunha de transição – zona B e estrutura da pH – zona C) e esta variação é acompanhada por uma variação nas frequências ressonantes: a redução da flexibilidade dinâmica da via é acompanhada pelo aumento da frequência ressonante. Sendo a rigidez dinâmica o inverso da flexibilidade, os resultados obtidos estão de acordo com a variação de rigidez expectável para a zona de transição.

## 2.2 - Ensaio para a passagem de tráfego ferroviário

Apresenta-se na Figura 4 uma representação esquemática da instrumentação da via contendo: acelerómetros nas travessas (T-5 a T12), dispositivo de medição de deslocamento sem contacto (PSD) no carril (pontos D1, D2 e D3), transdutor de deslocamento (LVDT) para medição do deslocamento relativo entre o carril e a travessa T1 e extensómetros instalados em 6 secções do carril junto à estrutura da pH (pontos 1 a 6) para avaliação das cargas.

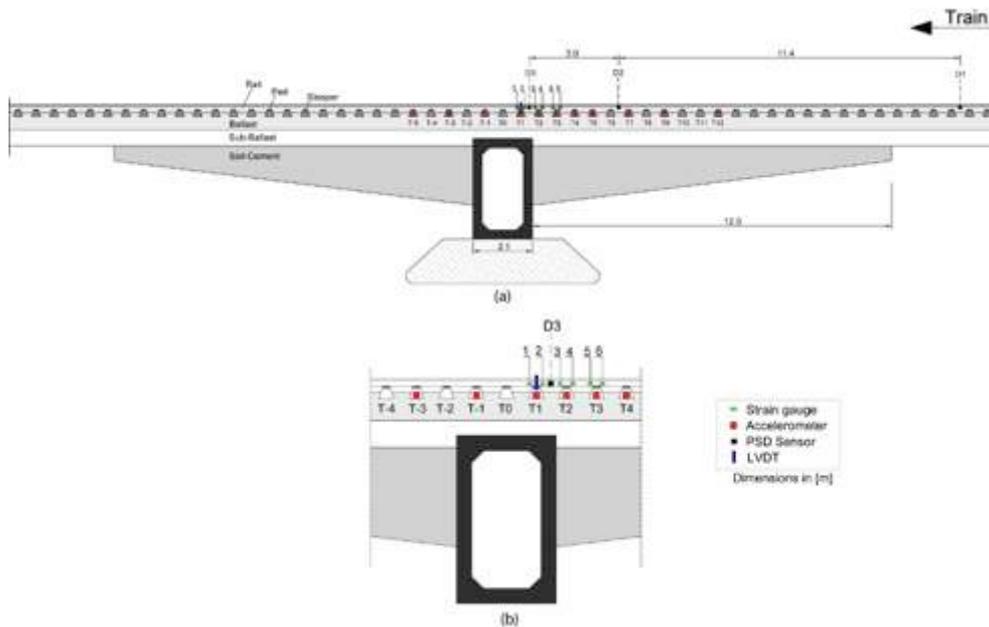


Figura 4 – Representação esquemática do plano de instrumentação da via: (a) vista geral e (b) pormenor junto à estrutura da PH

A aquisição destas grandezas foi efetuada recorrendo ao sistema apresentado na Figura 5, onde é possível identificar o computador portátil, uma unidade de aquisição compacDAQ 9172 da marca *National Instruments* com entrada para 8 módulos, a unidade de condicionamento de sinal usada para aquisição dos deslocamentos com o sistema laser (caixa cinza colocada na frente da unidade de aquisição) e uma unidade para condicionamento do sinal do LVDT (caixa vermelha). De referir que a frequência de aquisição neste ensaio foi de 2000 Hz.



Figura 5 – Sistema de aquisição montado no campo experimental: (a) sistema completo e (b) pormenor da unidade de aquisição compacDAQ 9172

Foi analisada a resposta dinâmica da via ao longo da zona de transição para a passagem do comboio Alfa Pendular a uma velocidade máxima de 220 km/h.

### 2.2.1 - Medição de deslocamentos da via

O deslocamento vertical do carril foi medido recorrendo a um método sem contacto que se baseia em tecnologia laser. O princípio de funcionamento deste sistema consiste na emissão de um feixe pelo laser que é recebido pelo PSD, *Position Sensitive Detector* (da marca Hamamatsu, modelo C10443), que se encontra fixo ao objeto cujo deslocamento se pretende medir, por exemplo, o carril ou a travessa. No sensor PSD é determinada a posição do centro de gravidade do feixe do laser incidente. Assim, a variação da posição do centro de gravidade do feixe permite conhecer com rigor a variação de posição do sensor PSD e assim estimar o deslocamento vertical e horizontal (no caso do sensor usado) do ponto instrumentado. O esquema apresentado na Figura 6 resume o procedimento seguido para a medição.

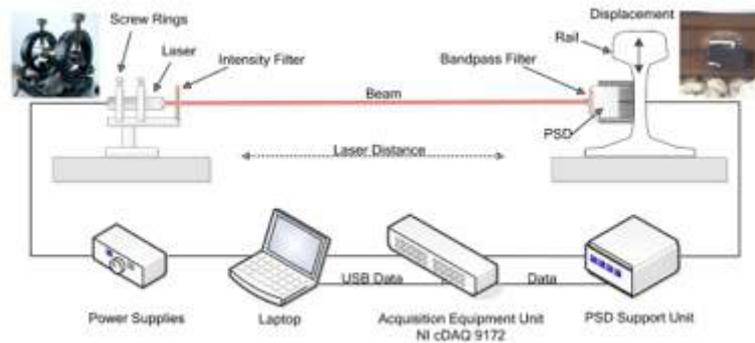


Figura 6 – Representação esquemática do processo de medição do deslocamento sem contacto recorrendo a um laser e a um sensor PSD

Antes da aplicação do sistema em campo, e com o intuito de testar e validar o sistema e os resultados obtidos, realizaram-se em laboratório vários ensaios estáticos e dinâmicos. Maiores detalhes sobre o sistema ótico, o sistema de aquisição e os testes realizados pode ser consultado em Pinto et al. (2013).

Para a monitorização do ponto D1 o apoio do laser consistiu num tripé colocado sobre o maciço de ancoragem da catenária, ponto onde se verificou que o deslocamento vertical era reduzido. Para a monitorização dos pontos D2 e D3 escolheu-se como apoio do laser a estrutura da PH, uma vez que se verificou que o deslocamento vertical neste ponto era muito pequeno. O sensor PSD foi instalado numa estrutura metálica feita para o efeito, que foi colada no carril nos pontos a instrumentar. Na Figura 7 apresentam-se imagens da montagem completa do sistema de medição dos três pontos da via.



Figura 7 –Pontos de apoio do sistema laser para medição do deslocamento do carril: (a) no maciço de ancoragem da catenária e (b) na estrutura de betão da PH

O deslocamento vertical obtido nos três pontos instrumentados é apresentado na Figura 8, onde se apresenta também o conteúdo em frequência da resposta, para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h.

Em todos os registos é possível visualizar com bastante nitidez a passagem dos 24 eixos do comboio. A análise comparativa dos três registos permite verificar que existe uma tendência para a diminuição do deslocamento vertical do carril do ponto D1, localizado na zona em aterro da via, para o ponto D2, localizado na via sobre a cunha de transição, e deste para o ponto D3, localizado na via sobre a PH. O deslocamento vertical médio obtido é igual a 0,50 mm em D1, a 0,35 mm em D2 e a 0,28 mm em D3, o que traduz uma redução de cerca de 45% no deslocamento dinâmico devido a variações ao nível da fundação da via, de via em aterro para via sobre a estrutura de betão da pH.

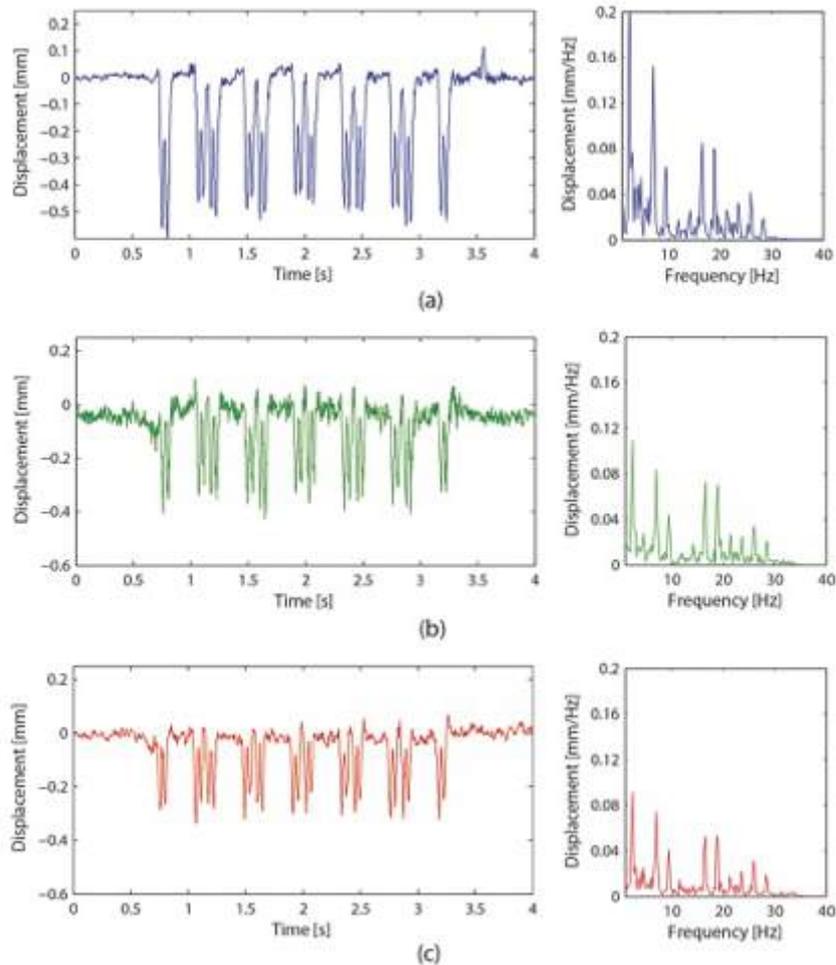


Figura 8 – Registo temporal e conteúdo em frequência do deslocamento vertical do carril nos pontos (a) D1, (b) D2 e (c) D3 para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h

Relativamente ao conteúdo em frequências apenas se apresenta o registo para frequências baixas uma vez que o registo do deslocamento apresenta fundamentalmente contributos nesta gama de frequências que correspondem à excitação induzida pela passagem dos eixos do veículo. Verifica-se em todos os registos uma boa concordância entre o conteúdo medido nos três pontos notando-se maior magnitude no registo correspondente ao ponto D3 e menor no ponto D1, o que está perfeitamente concordante com as diferenças verificadas em termos do deslocamento.

O sistema de medição do deslocamento vertical utilizado no carril pode ser facilmente adaptado à medição do deslocamento das travessas. Apresenta-se na Figura 9 o deslocamento vertical da travessa T1 para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h, para esta determinação o sensor PSD foi instalado na travessa e o laser colocado no mesmo ponto em que se efetuou a monitorização do ponto D3.

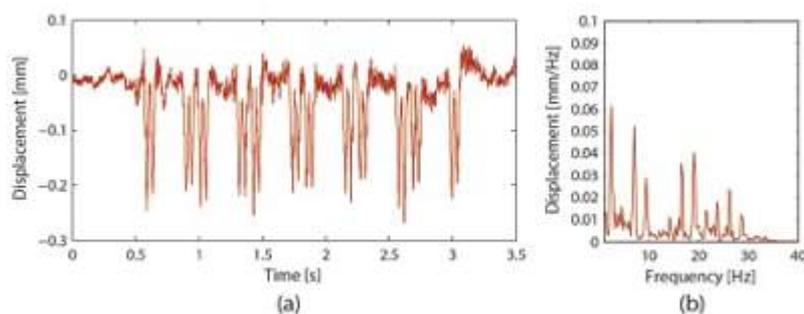


Figura 9 – Registo temporal e conteúdo em frequência do deslocamento vertical da travessa para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h

O valor médio do deslocamento vertical da travessa T1 é de 0,22 mm. Como o deslocamento médio do carril neste ponto (ponto D1) é de 0,28 mm, pode concluir-se que o deslocamento da travessa corresponde a cerca de 80% do deslocamento total da via nesta secção.

### 2.2.2 - Medição de deslocamentos relativo carril-travessa

Com o intuito de monitorizar o deslocamento relativo entre o carril e a travessa realizou-se na via a instalação que se representa na Figura 10. O dispositivo metálico em forma de Z encontra-se fixo na travessa T1 junto ao sistema de fixação do carril e segura um LVDT cuja ponteira se encontra em contacto com o patim do carril. Por questões de montagem, devido ao sistema de fixação do carril, a medição do deslocamento foi efetuada sobre a palmilha, mas perto da extremidade da travessa. O sensor usado para este ensaio apresenta uma gama de medição de  $\pm 2,5$  mm.

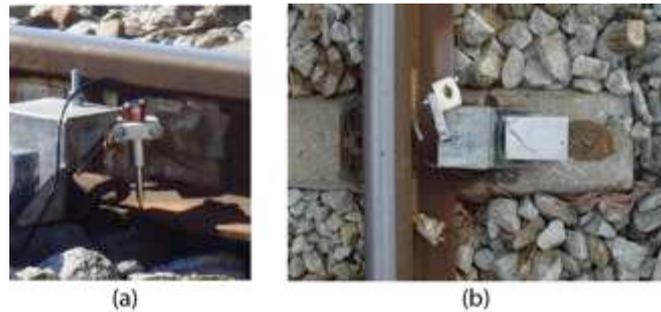


Figura 10 – Posicionamento do LVDT para medição do deslocamento relativo entre a travessa e o carril: (a) vista lateral e (b) vista em planta

Na Figura 11 apresenta-se o registo temporal do deslocamento vertical relativo entre o carril e a travessa obtido para a passagem do Alfa Pendular a 90 km/h.

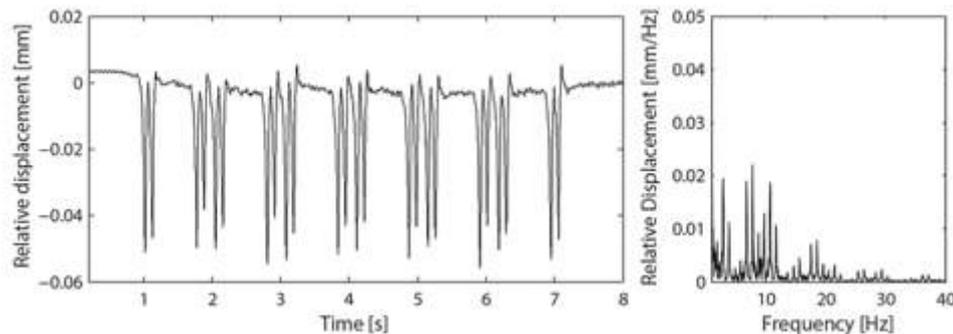


Figura 11 – Registo temporal do deslocamento relativo carril travessa para a passagem do comboio Alfa Pendular a 90 km/h

Conforme se pode verificar é possível identificar com facilidade a passagem dos 24 eixos do comboio. Para este ensaio obteve-se um valor máximo de deslocamento sensivelmente igual a 0,05 mm. Estabelecendo comparação com os valores de deslocamento obtidos no carril no ponto D1 e na travessa T1, embora os registos tenham sido obtidos para velocidades diferentes, pode concluir-se que o valor obtido corresponde a cerca de 18% do deslocamento vertical da via obtido neste ponto, sendo sensivelmente igual à diferença entre o deslocamento do carril (0,28 mm) e o deslocamento da travessa T1 (0,22 mm).

Tendo por base o valor da rigidez estática das palmilhas da via e a carga aplicada pelo comboio Alfa Pendular esperava-se um valor um pouco mais elevado da deformabilidade da palmilha, o que sugere que a rigidez das palmilhas depois de instaladas na via é consideravelmente superior do que a referida pelo fabricante.

### 2.2.3 - Aceleração das travessas

Efetuu-se também o registo das acelerações em várias travessas ao longo da zona de transição para a passagem de tráfego ferroviário. Neste estudo e face ao nível de vibração envolvido adotaram-se acelerómetros piezoelétricos (da marca PCB modelo 393A03) que apresentam gama de medição de  $\pm 50g$ .

A análise do conteúdo em frequência dos resultados obtidos permite verificar que existe contributo da gama de frequências até 80 Hz, assim como na gama de altas frequências que estão relacionadas com outras fontes de excitação como irregularidades das rodas e do carril. De forma a excluir o contributo destas frequências foi utilizado um filtro passa baixo *Chebyshev tipo II* com frequência de corte igual a 80 Hz.

Apresentam-se na Figura 12 os valores máximos e mínimos da aceleração vertical das travessas localizadas ao longo da zona de transição, considerando apenas frequências entre 0 e 80 Hz. Encontram-se sobrepostos os valores obtidos em diferentes aquisições realizadas para a passagem do comboio Alfa Pendular na mesma travessa.

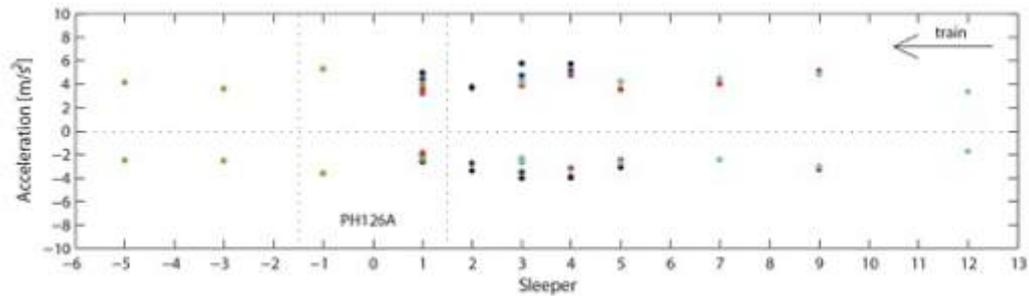


Figura 12 – Valores máximos e mínimos da aceleração vertical das travessas ao longo da zona de transição (sinal filtrado a 80 Hz)

Estes resultados permitem concluir que não existem variações significativas da aceleração vertical ao longo da zona de transição. Pode ainda concluir-se que as diferentes aquisições efetuadas na mesma travessa apresentam valores bastante coerentes.

#### 2.2.4 - Cargas aplicadas na via

As cargas dos eixos foram determinadas através da instalação de extensómetros na alma do carril conforme esquematizado na Figura 13. A técnica aplicada nesta medição baseia-se em princípios básicos da distribuição de tensões numa peça em flexão. Neste caso verifica-se que nos pontos da superfície neutra o estado de tensão é um estado tangencial puro, pelo que as direções principais fazem ângulos de 45° com o eixo da peça.

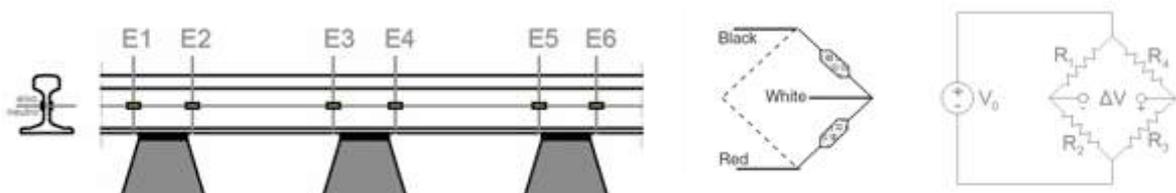


Figura 13 – Representação esquemática dos extensómetros e da instalação dos extensómetros no carril

Para esta instalação foram selecionados extensómetros tipo roseta (Vishay, modelo LEA-06-W125F-350/3R). Nas secções analisadas foram instalados extensómetros em ambas as faces do carril e montados em ponte completa de Wheatstone de forma a eliminar o eventual efeito de excentricidade da carga aplicada pela roda no carril.

Este procedimento permite determinar as extensões nas direções principais nas quais é possível estimar o esforço transversal. Considerando a lei de Hooke que relaciona a distorção e a tensão tangencial e considerando que a tensão tangencial pode ser relacionada com o esforço transversal, é determinado este esforço em todas as secções instrumentadas. A diferença entre o esforço transversal obtido em duas secções do carril localizadas em travessas consecutivas permite estimar a carga de eixo do veículo (Alves Ribeiro, 2012).

Na Figura 14 apresenta-se o registo temporal e o conteúdo em frequência da variação da carga dinâmica entre as secções E2 e E3 para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h. Resultados semelhantes foram obtidos entre as secções E4 e E5.

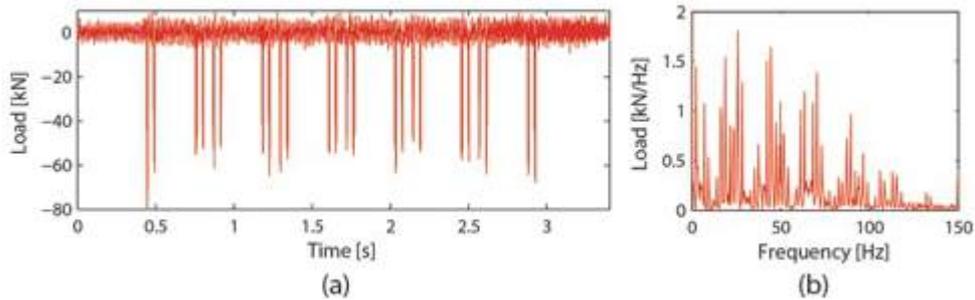


Figura 14 – Cargas por eixo avaliadas para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h

Este procedimento pode ser aplicado para averiguar se ocorrem variações significativas da componente dinâmica da carga ao longo de determinada zona da via, bem como variações das reações nas travessas. Para tal, é necessário instrumentar uma maior extensão da via avaliando a carga em vários "tramos" e apoios do carril.

### 2.3 - Monitorização sincronizada das respostas dinâmicas do veículo e da via

Efetuu-se a monitorização sincronizada da via e do veículo de inspeção da via EM120 da REFER quando este passa pelo campo experimental.

Foram monitorizadas as acelerações nos eixos, bogies e caixa do veículo e deslocamentos do carril nos pontos D1 e D3 e acelerações das travessas T1, T3 e T5. A sincronização das aquisições foi efetuada através de referência horária fornecida por dois sistemas GPS, tendo-se instalado um na via e outro no veículo. A informação emitida pelo GPS é registada nos sistemas de aquisição da via e do veículo juntamente com as restantes grandezas monitorizadas.

A instrumentação do veículo foi efetuada com recurso a acelerómetros com gama de medição de  $\pm 5g$ ,  $\pm 50g$  e  $\pm 500g$  consoante os componentes a monitorizar, a caixa do veículo, os bogies ou o eixo do veículo, respetivamente. Na Figura 15 (a) apresenta-se um esquema da EM120 onde se assinalam a vermelho os locais onde se instalaram os acelerómetros. Na Figura 15 (b) é possível ver com maior detalhe a instrumentação da parte dianteira do veículo. Designa-se por C1 o ponto da caixa na zona dianteira do veículo, B1 o bogie dianteiro e por E1 e E2, respetivamente, o primeiro e o segundo eixos do bogie dianteiro de veículo. A instrumentação foi efetuada do lado do veículo em correspondência com o carril esquerdo da via descendente onde foi realizada a monitorização da via.

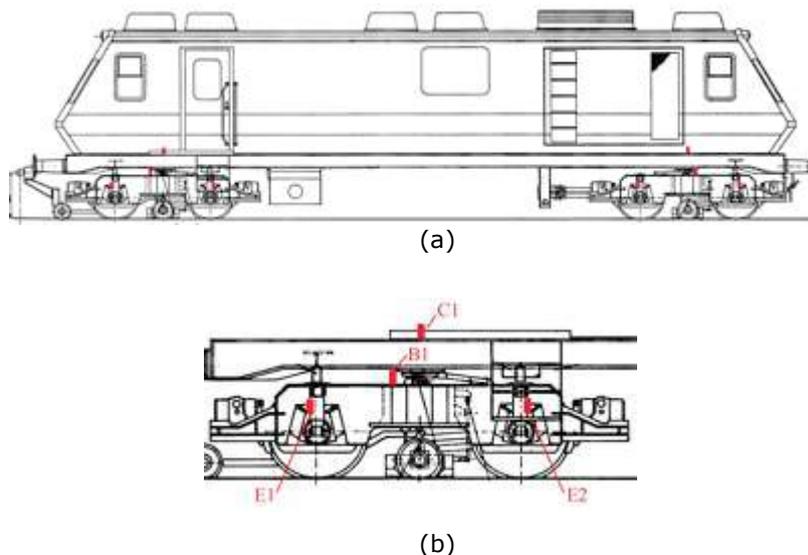


Figura 15 – Representação esquemática do veículo EM120: (a) vista global com localização dos acelerómetros (marcados a vermelho) e (b) pormenor de instrumentação da zona dianteira do veículo

A sincronização dos registos das acelerações do veículo com as medições na via permite identificar com clareza o instante em que o eixo do veículo passou pela zona de transição. Com a informação fornecida pelo GPS o acerto temporal entre as duas aquisições é feito de forma muito simples, sendo a identificação da posição do veículo efetuada através do registo dos deslocamentos medidos no carril. De referir ainda que a EM120 passou no local a 100 km/h.

Apresenta-se na Figura 16 a variação das acelerações dos eixos do bogie dianteiro (E1), do bogie (B1) e da caixa (C1), onde as linhas verticais representam os limites da estrutura de betão da pH e os limites das cunhas de solo-cimento. A aquisição foi efetuada a 2000 Hz.

Pela análise destes registos verifica-se que a aceleração vertical dos eixos é muito mais elevada do que a do bogie ou da caixa do veículo. O registo da aceleração dos eixos é dominado por muitos 'picos' que estão normalmente associados a irregularidades da via e das rodas, como a presença de juntas ou defeitos do carril ou de lisos nas rodas do veículo. Estes 'picos' não são identificados nos registos de aceleração do bogie e da caixa, devido à filtragem assegurada pelas suspensões do veículo.

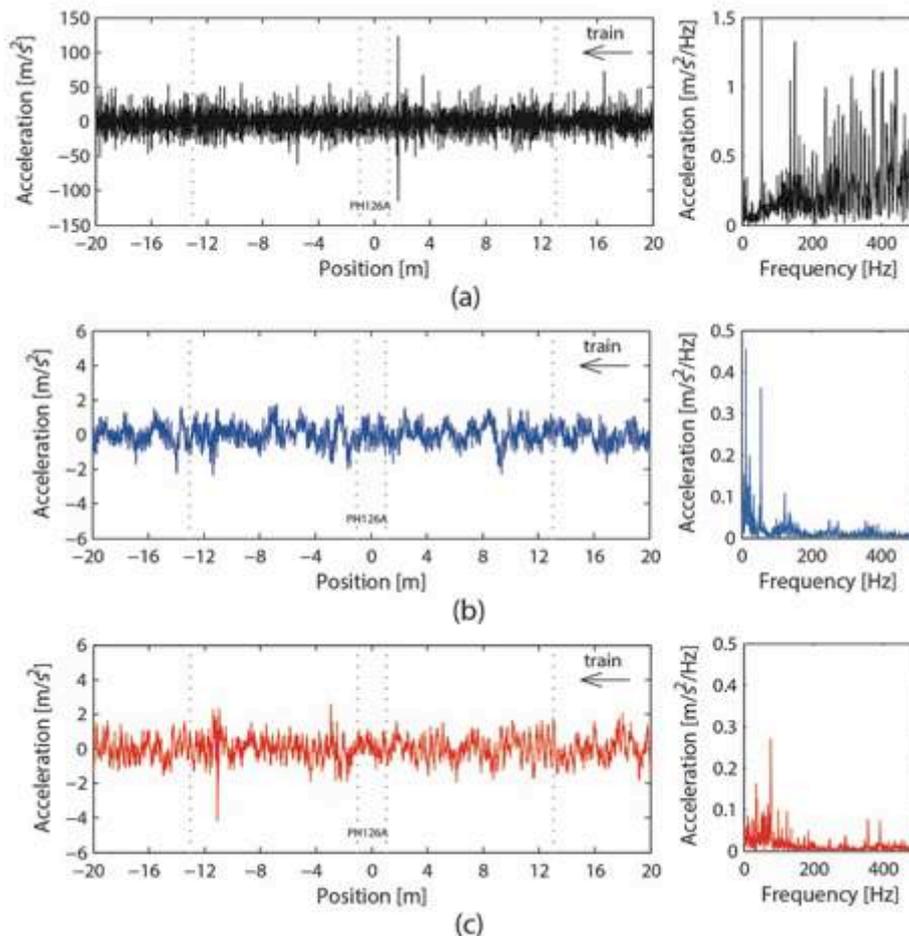


Figura 16 – Registo temporal e conteúdo em frequência da aceleração vertical (a) do eixo E1, (b) do bogie B1 e (c) da caixa C1 do veículo na passagem pela zona de transição a 100 km/h

De forma a eliminar as altas frequências registadas foi aplicado aos resultados um filtro passa baixo (Chebychev tipo II) com frequência de corte de 80 Hz (Figura 17).

Conforme se pode observar não se verificam variações significativas da aceleração do veículo na passagem pela zona de transição. O registo das acelerações dos eixos é dominado por uma frequência de vibração sensivelmente igual a 45,8 Hz que corresponde à excitação paramétrica induzida pelo espaçamento entre travessas quando a EM120 circula a 100 km/h (27,5 m/s). Esta excitação não é identificada nos bogies nem na caixa devido ao efeito de filtro introduzido pelas suspensões do veículo.

Conclui-se com este estudo que a presença desta zona de transição não provoca efeitos dinâmicos no sistema veículo-via. Este cenário justifica-se uma vez que, por um lado nesta zona de transição existem cunhas de solo-cimento entre a estrutura de betão da PH e a zona da via em aterro que suavizam a variação de rigidez existente. Por outro lado, a velocidade de circulação do veículo instrumentado foi relativamente baixa o que também pode contribuir para inibir a amplificação dos efeitos dinâmicos.

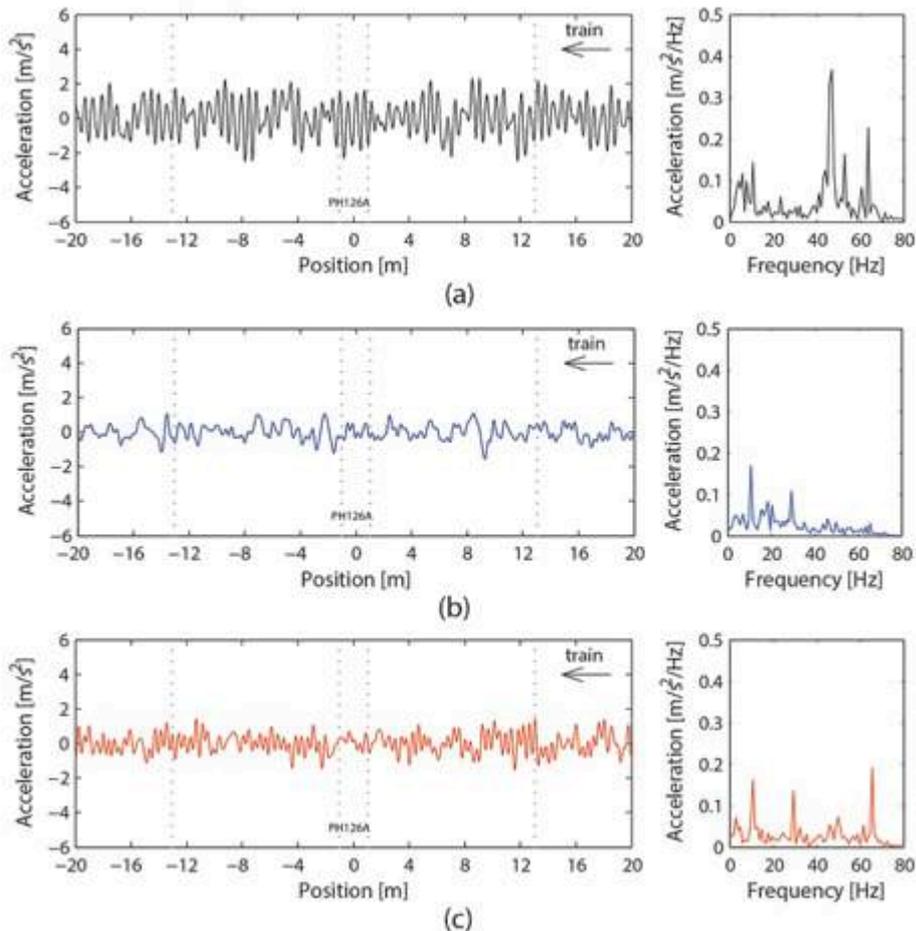


Figura 17 - Registo temporal e conteúdo em frequência da aceleração vertical filtrada (a) do eixo E1, (b) do bogie B1 e (c) da caixa C1 do veículo na passagem pela zona de transição

Esta metodologia de medição demonstrou ser bastante eficaz uma vez que permite conhecer simultaneamente a variação da aceleração do veículo e a posição onde esta ocorreu. Pretende-se no futuro fazer a sua aplicação, mas instrumentando o comboio Alfa Pendular. Neste caso como o veículo se desloca a velocidade mais elevada a amplificação dos efeitos dinâmicos em zonas de transição que apresentem problemas torna-se mais evidente.

### 3 - TRABALHOS SUBSEQUENTES

Os trabalhos de instrumentação realizados foram posteriormente aplicados em alguns estudos de zonas de transição com o intuito de compreender o comportamento dinâmico e calibrar modelos numéricos. Em Paixão et al. (2014) foi realizada uma campanha de instrumentação bastante exaustiva de duas zonas de transição em passagens inferiores, localizadas na zona de Alcácer do Sal, na linha Lisboa-Algarve com o objetivo de avaliar o efeito da incorporação de palmilhas sob as travessas num projeto conduzido pelo LNEC e pela FEUP e apoiado pela REFER.

### 4 - CONCLUSÕES

Este artigo descreve o trabalho experimental desenvolvido numa zona de transição localizada na linha do Norte com o objetivo de avaliar a influencia da variação de rigidez da via no comportamento dinâmico do sistema veículo-via.

As principais conclusões foram as seguintes:

- Os ensaios de recetancia permitiram identificar claramente os picos de ressonância correspondentes à vibração global da via em diferentes zonas ao longo da zona de transição; a flexibilidade dinâmica da via sobre a estrutura é cerca de 60% inferior à obtida na via sobre a zona de aterro; a flexibilidade dinâmica da via sobre as cunhas de transição é cerca de 20%

inferior do que a obtida na via sobre a zona de aterro. Verifica-se ainda que a redução da deformabilidade dinâmica da via é acompanhada por um aumento da frequência de ressonância.

- O deslocamento dinâmico da via sobre a estrutura é cerca de 45% inferior ao obtido na via sobre a zona de aterro; sobre a cunha de transição o deslocamento é cerca de 30% inferior ao obtido na via sobre a zona de aterro. Verifica-se ainda que a resposta dinâmica apresenta contributos de frequências na ordem dos 0 a 30 Hz, associados à excitação induzida pela passagem dos eixos do veículo.
- A aceleração das travessas apresentou contributos na gama das altas frequências, associadas fundamentalmente a irregularidades do carril e rodas. Estes contributos foram eliminados pela aplicação de um filtro passa-baixo a 80 Hz. Os valores filtrados de aceleração das travessas não apresentaram variações significativas ao longo da zona de transição, o que permite verificar que não existem problemas como o aparecimento de travessas flutuantes.
- A monitorização sincronizada das respostas dinâmicas do veículo e da via permitiu obter registos da resposta dinâmica do veículo na passagem pela zona de transição. Tendo por base os resultados obtidos pode concluir-se que não existem efeitos dinâmicos importantes associados à passagem do veículo pela zona de transição.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado com o apoio da FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia, através de uma bolsa SFRH/BD/25346/2005. Os autores gostariam de agradecer a colaboração e todas as informações fornecidas pelas Infraestruturas de Portugal (REFER à data da realização dos trabalhos).

## REFERÊNCIAS

- Alves Ribeiro, C. - *Transições aterro-estrutura em linhas ferroviárias de alta velocidade: análise experimental e numérica*. Tese de Doutoramento. 2012, PhD, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.
- Alves Ribeiro, C.; Calçada, R. and Delgado, R. - *Experimental assessment of the dynamic behaviour of the train-track system at a culvert transition zone*. Engineering Structures, 2017a. 138, p. 215-228.
- Alves Ribeiro, C.; Calçada, R. and Delgado, R. - *Calibration and experimental validation of a dynamic model of the train-track system at a culvert transition zone*. Structure and Infrastructure Engineering, 2017b. p. 1-15.
- Alves Ribeiro, C.; Paixão, A.; Fortunato, E. and Calçada, R. - *Under sleeper pads in transition zones at railway underpasses: numerical modelling and experimental validation*. Structure and Infrastructure Engineering, 2015. 11:11, p. 1432-1449.
- Berggren, E. - *Railway track Stiffness. Dynamic measurements and evaluation for efficient maintenance*. PhD thesis. 2009, Division of Rail Vehicles, Royal Institute of Technology (KTH). Stockholm, Sweden.
- ERRI - *D 230.1 / RP3 - State of the art report. Embankment structure transition, Bridge ends*, 1999. European Rail Research Institute. Utrecht, Netherlands.
- Li, D. and Davis, D. - *Transition of Railroad Bridge Approaches*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 2005. p. 1392-1398.
- Paixão, A.; Ribeiro, C. A.; Pinto, N.; Fortunato, E. and Calçada, R. - *On the use of under sleeper pads in transition zones at railway underpasses: experimental field testing*. Structure and Infrastructure Engineering, 2014. 11:2, p. 112-128.
- Pinto, N. M. P.; Alves Ribeiro, C.; Mendes, J. and Calçada, R. - *Dynamic monitoring of railway track displacement using an optical system*. Proc IMechE Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, 2013. 229 3, p. 280 - 290.
- SUPERTRACK - Sustained performance of railway tracks. Coordinated by: Union Internationale des Chemins de fer (UIC), 2002-2005. [http://cordis.europa.eu/projects/rcn/63386\\_en.html](http://cordis.europa.eu/projects/rcn/63386_en.html) (2013)

## **SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO DA VIA PARA PESAGEM DE MATERIAL CIRCULANTE EM MOVIMENTO**

### **TRACKSIDE MONITORING SOLUTION FOR WEIGHING IN MOTION OF ROLLING STOCK**

Mosleh, Araliya; *CONSTRUCT – LESE, Faculty of Engineering (FEUP), University of Porto, Portugal, amosleh@fe.up.pt*

Meixedo, Andreia; *CONSTRUCT – LESE, Faculty of Engineering (FEUP), University of Porto, Portugal, ameixedo@fe.up.pt*

Costa, Pedro Alves; *CONSTRUCT – LESE, Faculty of Engineering (FEUP), University of Porto, Portugal, pacosta@fe.up.pt*

Calçada, Rui; *CONSTRUCT – LESE, Faculty of Engineering (FEUP), University of Porto, Portugal, ruiabc@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

Este artigo foca-se numa das principais preocupações dos gestores de infraestrutura ferroviária, a manutenção do material circulante e, as implicações económicas e de segurança que dela advêm. Cargas excessivas transmitidas pelo comboio à via podem conduzir a uma rápida deterioração da mesma, com custos elevados de manutenção e interferências na gestão do tráfego. Por outro lado, rodados com defeitos podem provocar danos nos carris e até mesmo descarrilamentos, aumentando os custos tanto para gestores da infraestrutura como para operadores do material circulante. Neste sentido, a deteção numa fase inicial de defeitos nos rodados previne a sua evolução para danos mais significativos que possam causar interrupções do serviço ou situações mais gravosas. Adicionalmente, uma identificação atempada de potenciais danos permite ao operador da infraestrutura propor programas de manutenção otimizados que podem conduzir a poupanças a nível financeiro. Neste contexto, o desenvolvimento de sistemas low-cost de monitorização instalados na via para pesagem de comboios em movimento revela-se pertinente e necessário. Neste artigo, apresenta-se um sistema de monitorização instalado na Linha Ferroviária do Norte, que permite a pesagem do material circulante enquanto este circula a diferentes velocidades. Este sistema foi desenvolvido no âmbito de um projeto designado PEDDIR ('Pesagem Dinâmica e Deteção de Irregularidades nos Rodados') e baseou-se na instalação de extensómetros nas almas dos carris. Tendo por base a medição das cargas impostas pelos eixos do comboio sobre os carris, desenvolveu-se um algoritmo para determinar a carga por eixo, o peso do comboio, a sua velocidade, o número de eixos e a geometria de cada carruagem.

#### **ABSTRACT**

This paper focuses on the safety and economic implications of rolling stock maintenance, as one of the primary concern for infrastructure managers. Excessive loads transmitted by train onto the track may lead to rapid track deterioration, with high costs to rectify the situation and traffic management disruption. Also, the wheel defects can induce damage to railway tracks or even derailments, increasing costs for both railway administrations and rolling stock operators. Therefore, early detection of wheel defects prevents significant damages that may cause service interruptions or derailments. Also, with early detection of the potential failures, the railway operator can propose better maintenance programs which would lead to financial savings. In this context, development of a low-cost trackside monitoring system for weighing in motion (WIM) is necessary. In this paper, an application of a way-side monitoring system installed in the Portuguese Northern Railway Line for weighing in motion rolling stock in a wide speed range is presented. The presented WIM system is part of a larger project PEDDIR: the Portuguese acronym for "Weighing in motion and wheel defect detection system." The system is based on strain gauges installed on the rail webs. From the load measurement imposed by the axle onto the track, integrated into a proper algorithm, train specification including train geometry, train axle number, axle load and train weight, and train speed can be calculated.

#### **1 - INTRODUCTION**

Diagnosis of wheel defects and vehicle weights and growing rail traffic worldwide, require higher safety standards and lower maintenance cost. An essential aspect is continuous, reliable monitoring of interaction between the rolling stock and the infrastructure. Wheels of rail vehicles are exposed to

high wear and tear, which may result in geometric wheel defects. On the other hand, wheels are under cyclic stress induced due to the lack of circularity. Hence, the long-term consequences of these defects appear as signs of wear in out-of-round forms or flat areas. The functions wheel defect detection and weighing in motion allow for economical, reliable and continuous supervision of wheel-rail interaction forces during normal train operation.

Also, dynamic load assessment on wheels is of great interest to railway protection [1], track maintenance planning and traffic safety [2]. On the other hand, the assessment of loads imposed by railway traffic on the infrastructure is one of the main concern for railway administrations to avoid overloaded conditions that can induce damage to railway tracks. In this context, developing an efficient system with high accuracy estimation in weighing in motion and detecting wheel defect of rolling stock is one of the major subjects that draw the attention of both railway industry and scientific research [3-8]. Thus, it's important to measure WIM with high accuracy estimation and compare it with the permitted weigh, in order to trigger a warning in the control system when a train is overloaded [9]. Different monitoring schemes and experimental setups have been proposed for that effect, but the systems are usually based on the measurement of the dynamic response of the rail, i.e., by installing strain gauges or accelerometers. The former application is more consensual, because shears and bending moments, which are direct consequences of the applied load, can be easily inferred. To estimate rail shear and vertical axle loads, strain measured using strain gauge sensors or piezoelectric or piezoresistive systems can be used [10-12].

This kind of quick faults influences the ordinarily homogeneous power transmission from the running wheels to the rails. This situation may increase stress for vehicles and rails which leads to higher costs for maintenance, enhance noise pollution, significant damage to vehicles and rails, reduced traveling comfort or even derailments due to wheel damages. Therefore, the analysis of the dynamic loads imposed by the train to the track allows the use of software tools to predict the degradation process of the track. In this context, the Faculty of Engineering of the University of Porto, the SME (Size-Medium-Enterprise) Evoleo Technologies and the Portuguese Railway Infrastructure Manager (IP), developed a wayside monitoring system for weighing in motion and detecting wheel defects in rolling stocks.

## 2- DESCRIPTION OF THE WAYSIDE SYSTEM

The WIM testing site is located at the Northern Railway Line nearby Estarreja (Fig. 1). The present system is based on 12 strain gauges installed on the rail webs. The strain gauges are located at the neutral axes of the rail, allowing the assessment of the shear in the section during the train passage. For the successful detection of wheel defects, sensors are installed along an equivalent wheel perimeter length. In the present case, strain gages are placed over a total length of 3.6 m that consider seven sleepers equally spaced in 0.6 m intervals. Inductive wheel sensors placed 6 m from the strain gage sensors triggers the system. The measured strains were acquired during the passage of each vehicle for post-processing process. Subsequently, these stored data were considered as an input for a developed algorithm to identify train specification including train geometry, train axle number, axle load and train weight, and train speed. In the following section, a detailed description of the developed algorithm is presented.



Figure 1 – (a): Location of Estarreja test site, North view, (b): strain gauges installation, (c): strain gauges installed on the rail web

## 3- ALGORITHM FOR DATA PROCESSING

The developed data processor algorithms consider nine subsequent modules as it presented in Fig.2 which are able to recognize the train and its characteristics and to detect any fault or defect. Self-diagnosis module mainly processes raw data to identify inoperable sensors. This module is related to verify if there is any failure in the sensors, in the acquisition system or in the connections. Axle

count routine counts the number of train's axles. This information is essential as an input for the subsequent modules. Both speed & acceleration and weight in motion measures modules are dependent on the train's axle count. The next module is responsible for the assessment of the speed per axle, the train speed, and acceleration. The weight in motion module is able to calculate the static weight of each wheel, axle, vehicle and train concerning vehicle and train due to the dynamic load measurements imposed by the train passage. This information is essential for the infrastructure manager in order to trigger overloaded trains or with inappropriate load distribution. The next module is responsible for identifying defect detection. Since the flat defect in a wheel produces an increase of the strain, the system can detect it. The Train Geometry routine allows calculating the distance between axles and the train length. This information is required as input for the subsequent modules. In the train ID module, the algorithm identifies the train type, as well as vehicle type that composes the train due to the axle load, and axle count. In the final module, the information accessible from the previous modules is processing by the algorithm to calculate several key performance indicators and ratios in order to detect faults and to identify their severity and priority level, based on defined thresholds. The defined key performance indicators in the system (as presented in Table 1), are based in the European standard (EN 15654-1)[13], related with the measurement of wheel and axle loads. Finally, the results are saved into a server that could be used for the future historical data analysis. Also, the stored data may be utilized to support the development of tools designed to perform reliable maintenance solutions.

As mentioned before, the algorithm is able to assume measured strains as input and calculate the train characteristics. Nevertheless, for confidence in the accuracy of output results, the algorithm should be checked by virtual data. Thus, the virtual strain could be generated by the numerical method for the trains with known characteristics and utilized the generated strain as an input for the algorithm to ensure that output results are consistent with reality. The numerical modeling procedure and how to obtain virtual strains is explained in the following section.

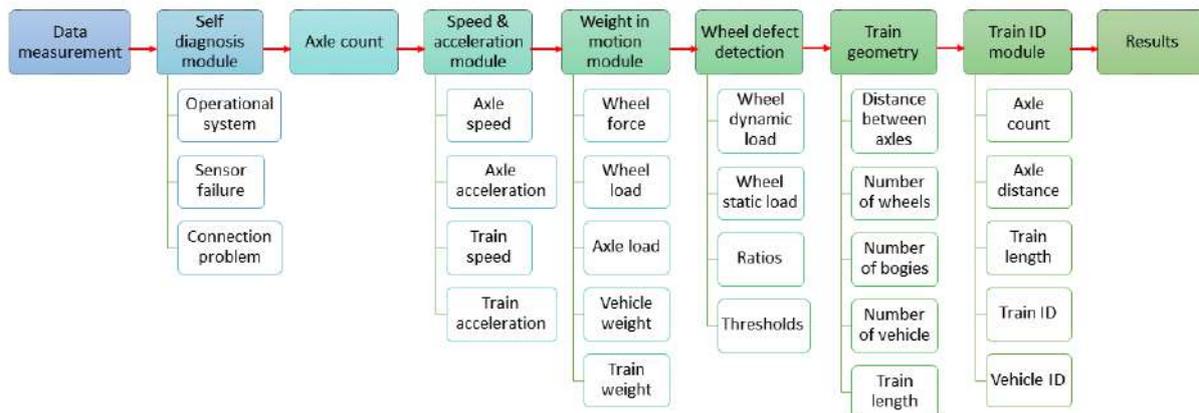


Figure 2 – Algorithm scheme

Table 1 - key performance indicators

indicators	unit	Description
Wheel right dynamic load	T	Dynamic load measured in the right wheel
Wheel left dynamic load	T	Dynamic load measured in the left wheel
Wheel right static load	T	Static load measured in the right wheel, defined by the dynamic load corrected by a static coefficient
Wheel left static load	T	Static load measured in the left wheel, defined by the dynamic load corrected by a static coefficient
Bogie load	T	Sum of all axle loads per bogie
Vehicle weight	T	Sum of all axle loads per vehicle
Train weight	T	Sum of all axle loads

#### 4- NUMERICAL MODEL DESCRIPTION

To generate the virtual strains to test the algorithm a numerical model of the train-track system was developed. The present approach is based on a simple procedure where the track is resting in the ground, which is modeled as a Winkler foundation. The track dynamic solution is calculated in the frequency-wavenumber domain. The Euler-Bernoulli beam is adopted to simulate the rail. Rail-pads are modeled as a spring-dashpot system. The distributed mass layer is considered to simulate sleepers, being the ballast simulated by a one-direction wave propagation layer. After the application of Fourier transforms regarding space and time, the equilibrium of the system is defined as:

$$\begin{bmatrix} EIk_1^4 + k_p^* - \omega^2 m_r & -k_p^* & 0 \\ -k_p^* & k_p^* + \frac{2\omega E_b^* b \alpha}{tg(\frac{\omega}{C_p} h) C_p} - \omega^2 m_s & -\frac{2\omega E_b^* b \alpha}{\sin(\frac{\omega}{C_p} h) C_p} \\ 0 & -\frac{2\omega E_b^* b \alpha}{\sin(\frac{\omega}{C_p} h) C_p} & \frac{2\omega E_b^* b \alpha}{tg(\frac{\omega}{C_p} h) C_p} + k_{eq} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{u}_r(k_1, \omega) \\ \tilde{u}_s(k_1, \omega) \\ \tilde{u}_{rbb}(k_1, \omega) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tilde{p}(k_1, \omega) \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad [1]$$

where  $k_1$  and  $w$  are the Fourier images of space and time,  $EI$  is the rail bending stiffness,  $m_r$  is the rail mass (per unit length),  $k_p^*$  is the complex stiffness of the railpad (per unit length),  $m_s$  is the sleeper mass (per unit length),  $u_r(k_1, w)$  is the rail displacement in the transformed domain,  $E^*$  is the ballast young modulus in the frequency domain,  $b$  is half width of the track,  $\alpha$  is a calibration factor (equal to 0.5 in this study research [14]) and  $h$  is the damping layer thickness. The railpad damping is considered by the imaginary part, and hysteretic damping is taking in to account for the ballast through the complex young modulus. The ground is modeled based on a Winkler model.

The solution of the train-track interaction problem implies fulfilling the requirements of displacement compatibility and load equilibrium in the contact points, between the rolling stock and the track. The compatibility requirement implies the respect of the following equation for any instant  $t$ :

$$u_{c,i} = u_r(x = ct + a_i) + \Delta u \left( t + \frac{a_i}{c} \right) + \frac{P_i(t)}{K_h} \quad [2]$$

where  $u_{c,i}$  represents the vertical displacements of the contact point  $i$  of the vehicle;  $u_r$  is the vertical displacements of the track at the same location;  $\Delta u$  is the rail unevenness;  $t$  is the time;  $a_i$  is the location of contact point  $i$  at  $t=0$  s and  $c$  is the vehicle speed.

As described before the proposed WIM system is based on the assessment of the shear effort at two consecutive sections. Numerically, the shear can be obtained from the third derivative of the rail displacement. Therefore, in the frequency-wavenumber domain, the shear equation can be represented as follows:

$$V(k_1, \omega) = EIk_1^3 u_r^G(k_1, \omega) \times P(k_1, \omega) \quad [3]$$

where  $P(k_1, \omega)$  represents the loading function and is obtained from the solution of the train-track interaction problem.

Train wheel load in the algorithm were estimated using the shear strain measurements of the rail ( $\gamma = 2\varepsilon$ ). By knowing the shear modulus ( $G$ ), moment of inertia ( $I$ ), web thickness ( $b$ ) and static moment of area ( $S$ ) of the rail, it is possible to obtain the load of passing wheel ( $Q$ ), by assessing the difference of rail shear forces ( $V$ ) at two sections (sections 1 & 2) for two consecutive sleepers with the equation as follows:

$$Q = V_1 - V_2 = \frac{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) G I b}{s} \quad [4]$$

Therefore, the dynamic axle loads induced by the passage of the train are given by the difference between  $V_1$  and  $V_2$  obtained from strains assessed in positions 1 & 2 respectively. Equation [4] can be simplified to  $Q = \alpha (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)$ , where  $\alpha = 0.359 \times 10^6$ , considering  $G=80.8$  GPa,  $I=3040.4$  cm<sup>4</sup>,  $b=16.5$  mm and  $S=226179.5$  mm<sup>3</sup>. Therefore, the shear strains for two consecutive sleepers as an input for the algorithm could be obtain as:

$$\varepsilon_1 = \frac{V_1}{\alpha} \quad \& \quad \varepsilon_2 = \frac{V_2}{\alpha} \quad [5]$$

## 5- VALIDATION OF THE ALGORITHM WITH VIRTUAL DATA

### 5.1 - General description

The generated shear strain by the numerical model described above was used as an input, in order to validate the proposed algorithm. Figs. 3 & 4 show the layout of the model mentioned above. Mechanical properties of the track elements are depicted in Table 2. It should be mentioned that the cross-section considered for both rails of the track is modeled with section properties equivalent to two UIC60 [15] rails.

Table 2- Mechanical characters for modeling

Rail(UIC-60)					Rail pad		Sleepers	Ballast	Foundation	
A	$\rho$	I	$\nu$	E	$C_p$	$K_p$	$\rho$	$\rho$	G	$\rho$
(m <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(-)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN.s/m)	(kN/m)	(Kg/m)	(kg/m <sup>3</sup> )	(Mpa)	(kg/m <sup>3</sup> )
$15.34 \times 10^{-3}$	7850	$61.1 \times 10^{-6}$	0.3	$200 \times 10^6$	30	$200 \times 10^3$	525	1550	20	1900

One of the first approaches developed in this paper comprises the passage of a wheelset (sprung mass) along the track, as shown in Fig. 3. In the same figure, the 6 pairs of strain gauges implemented in PEDDIR system are also represented. The mass of the wheel-set is 2003 Kg and a Hertzian contact spring with a stiffness of  $1.94 \times 10^6$  (kN/m) is adopted to establish the connection between the wheel and the rail. A quasi-static load of 195 kN is also assumed, as depicted in Fig. 3.

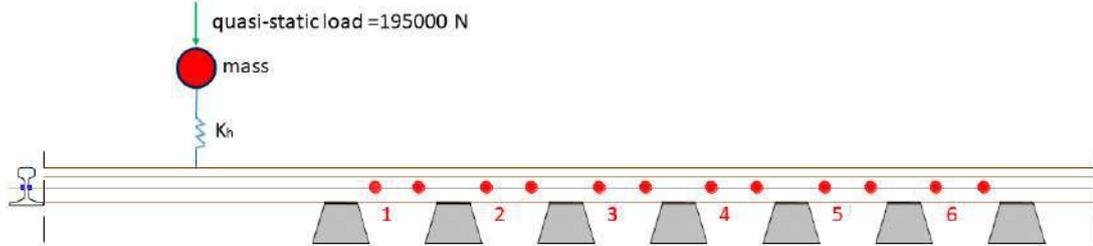


Figure 3- Schematic of a single wheel-set passing through 6 pairs of strain gauges

In the second approach, a train comprised six coaches as shown in Fig.4 is passing along the track. Table 3 lists the parameters of each wagon considered in this study.

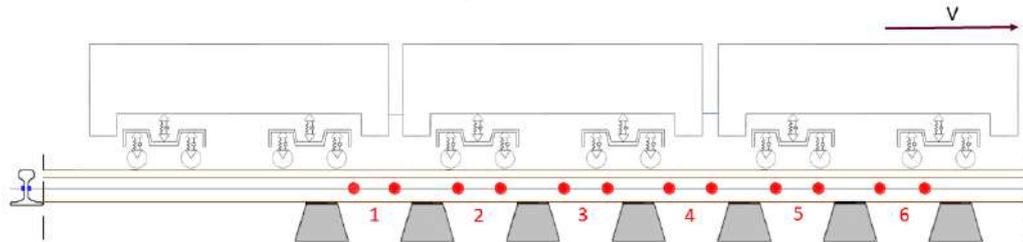


Figure 4 - Schematic of a train passing the track

Table 3 - Parameters for train

Parameter	Value
Body mass, $M_w$	93640, kg
Body pitch inertia	$4.41 \times 10^6$ kg-m <sup>2</sup>
Bogie mass, $M_b$	1880, kg
Bogie pitch inertia	1720, kg-m <sup>2</sup>
Secondary vertical stiffness per bogie, $K_s$	$6.2 \times 10^3$ , kN/m
Secondary vertical damping per bogie, $C_s$	$1 \times 10^3$ , kN.s/m
Primary vertical stiffness per axle, $K_p$	$1.3 \times 10^4$ , kN/m
Primary vertical damping per axle, $C_p$	90, kN.s/m
Bogie center	$2 \times 4.039$ , m
Bogie wheelbase	$2 \times 0.875$ , m
Wheelset mass, $M_a$	1150, kg
Wheel diameter, d	0.84, m
The static load transmitted by each wheelset	195 kN/wheelset

## 5.2 - Sensibility of the algorithm to smooth track

Two components comprise the load assessed with the WIM system are the quasi-static component, which corresponds to the distribution of the dead weight by the different wheelsets, and the dynamic component, which is due to the inertial dynamic effects induced by the train due to several sources, as the track unevenness. When the track unevenness is neglected, only the quasi-static impact plays a role, so the load imposed by the wheelset onto the track should be the time constant. Regarding to test the algorithm, two studies were carried out in this work: passage of a single wheelset and a full train. The results are stressed in Fig. 5 where the load is depicted for each pair of strain gauges. This figure shows that in a smooth track, the load assessed from each couple of strain gauges does not imply a significant difference when compared with the initial assumed load (195 kN). The load obtained by the algorithm for the passage of one single wheelset and the train's wheelset over the track is 195.33 and 195.86 kN respectively. It is important to note that, when there is no unevenness profile, the load calculated by the algorithm is approximately close to the initial assumed load. Therefore,

in the ideal case of perfect smooth track, the loads accessed by the WIM system should be almost equal to the static load transmitted by the wheelsets to the rail. However, as it will be shown in the next section, this is not true anymore for a real track where the perfect smoothness cannot be achieved.

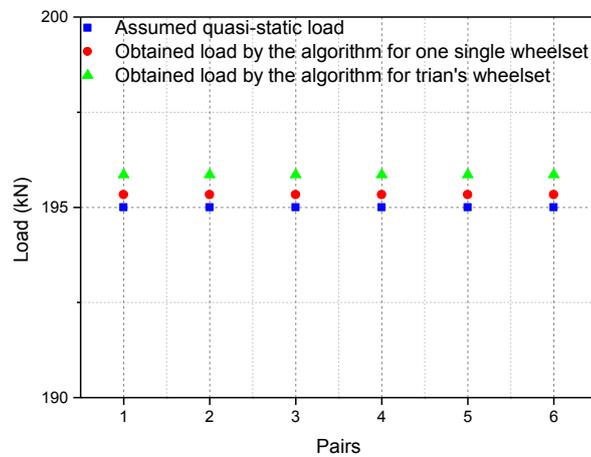


Figure 5 – Obtained load by the algorithm

### 5.3 - Sensibility of the algorithm to the track unevenness

It is clear that the accuracy of the system for the assessment of the static load per wheelset (and also of the vehicle weight) is highly dependent on the geometrical quality of the track. Geometrical monitoring campaigns are done regularly by railway network administrations as an indirect way to schedule maintenance operations. In the railway stretches where PEDDIR system is installed, the Portuguese Railway Administration performs, every six months, the measurement of the geometric indicators of the track. Considering that information, PSD curves can be generated based on real data and then used to simulate artificial unevenness profiles with the same power spectral density. The PSD of unevenness profile in Estarreja site, for wavelengths between 3 m and 70 m is depicted in Fig. 6.

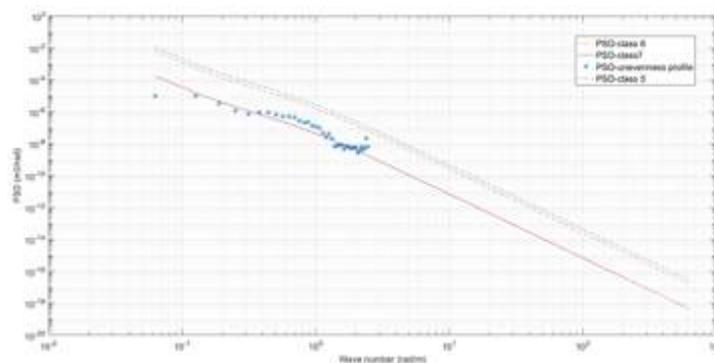


Figure 6- Generated PSD profile for Portuguese site

Initially, the strain was obtained by the numerical modeling explained in section 4 for speed varying between 10 and 60 m/s. Afterward, the generated strain is considered as an input of the algorithm to calculate wheel load and other indicators such as train speed, train weight & train length.

Considering Fig. 4, the load for each wheelset can be obtained for one synthetic unevenness profile compatible with Estarreja site. Hence, an unevenness profile is generated and used for passage of the trains at different speeds. For this purpose, when the train is passing through 12 positions, the average of the load obtained from 6 pairs of strain gauges for each wheelset can be taken into account as static load. This effect is presented in Fig. 7, where the load is represented for different running speeds from 10 m/s to 60 m/s. The figure shows that by considering unevenness profile, the speed increase influences the load assessed with the strain gauges when compared with the real load. For instance, for speed=10 m/s, the axle static load is varying between [391.70~391.72 kN], however for when the speed increase to 60 m/s, the interval of the static load for 12 wheelsets enhances between [390.61~395.37 kN]. Note that the real axle load is  $195 \times 2 = 390$  kN. Therefore, with increasing the speed from 10 to 60 m/s, the relative error of the algorithm to obtain static load is increasing (around 1%).

As mentioned before, initially the strain was obtained by the numerical modeling explained in section 4 for speed varying between 10 and 60 m/s. Afterward the generated strain is considered as an input of the algorithm to calculate the speed. Fig. 7b illustrated the ratio between speed measured by the algorithm to the initial assumed speed. As it presented in this figure the calculated error to obtain the speed is less than 1.5%.

It should be noted that the increase in speed not only has an influence on load assessed from strain gauges but also it has a significant effect on the measurement of other indicators such as train speed, train weight & train length (Figs.7c & 7D). For example, the train weight obtained by algorithm increases from 479 (t) to 480 (t) when the speed enhances from 10 m/s to 60 m/s. Since the real train weight is 477 kN, therefore the relative error of the algorithm to obtain train weight for the speed =60 m/s is less than 1%.

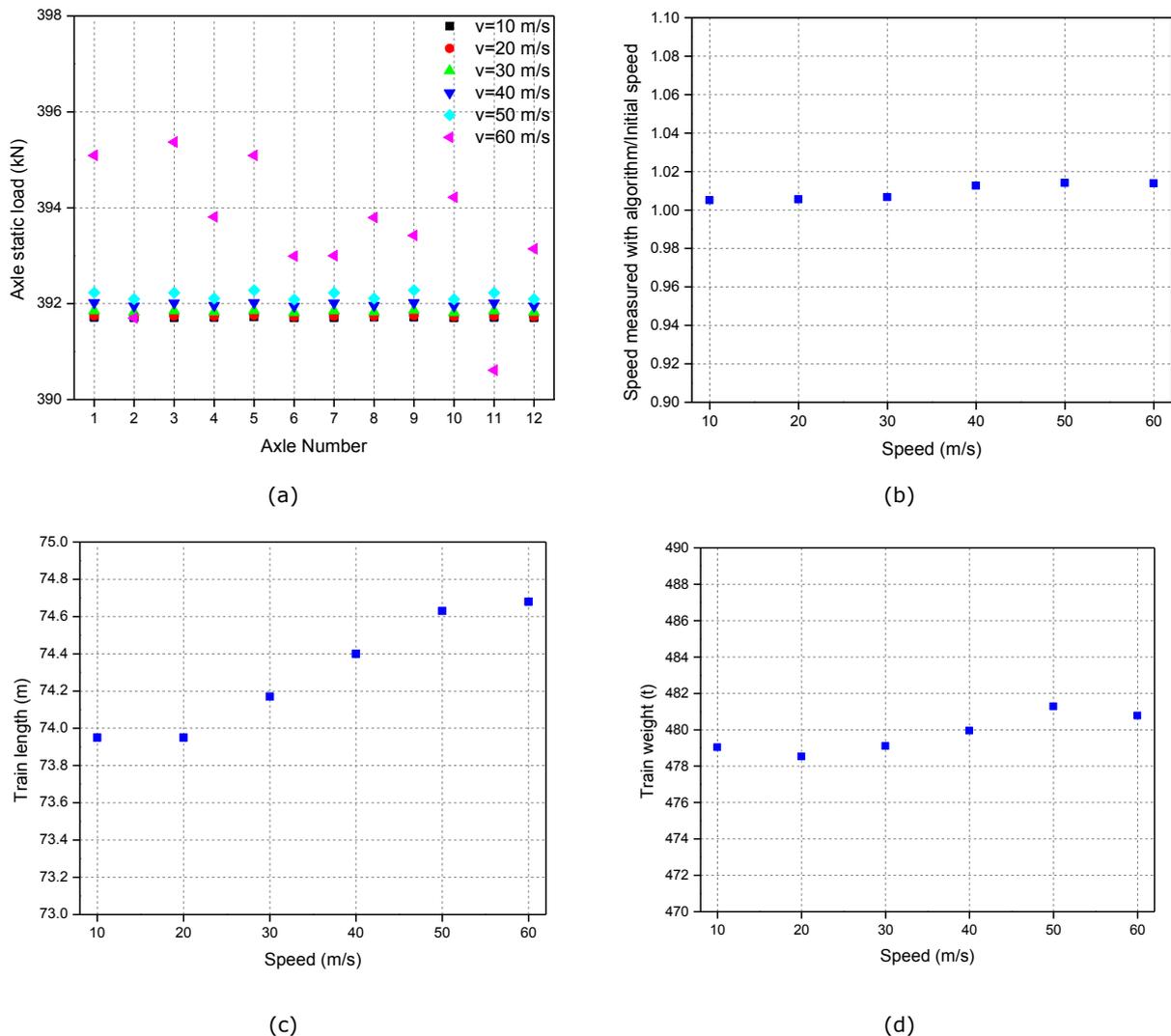


Figure 7 – Sensibility of the algorithm for different speed by considering unevenness profile

#### 5.4 – Sensibility of the algorithm to the noise

Another factor that plays an essential role in the results is the noise in the signal, which perturbs the load assessment. For this purpose, to estimate the sensitivity of the algorithm to the signal's noise, an artificial noise based on the maximum strain of the signal is generated. In other words, the new artificial signals concerning 2.5%, 5%, 10% and 20% of the maximum strain of the initial signal are generated. Fig.8 shows the artificial signals generated by considering different noise level.

Fig.9 presented the indicators obtained by the algorithm for a moving speed of 50 m/s for different noise level. As expected, the average value of the dynamic load recorded in the six pairs of strain gauges due to a train passage should be closer to the static load when the signal with 2.5% noise is adopted. The ratio between speeds measured by the algorithm to the initial speed is presented in

Fig.9b. The range of the interval for the calculated speed by the algorithm to in initial speed increases from 1.015 to 1.035 when the noise enhances from 2.5% to 20%.

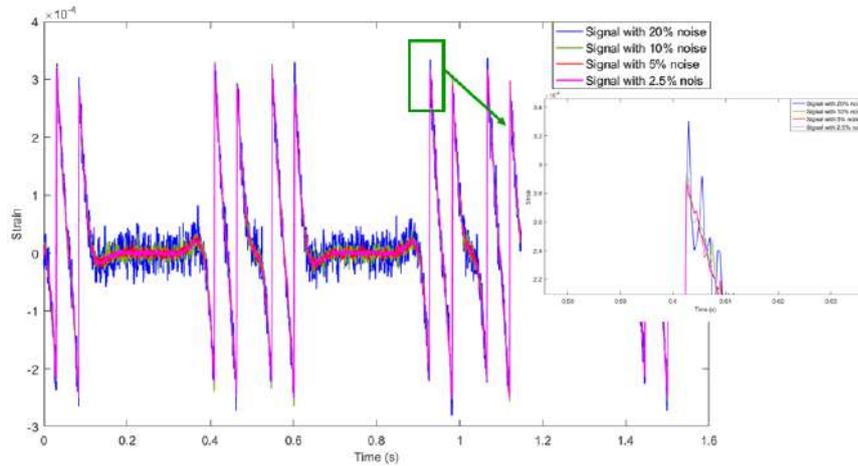
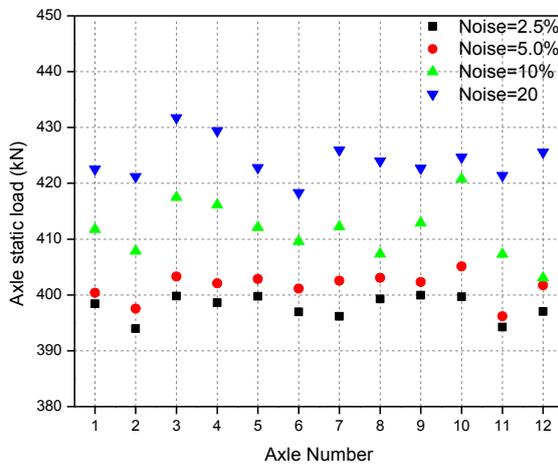
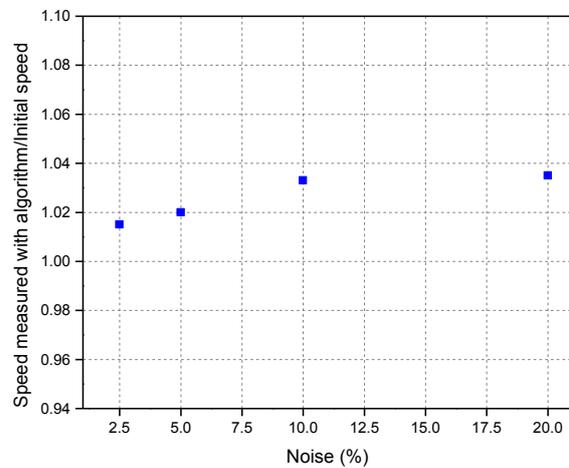


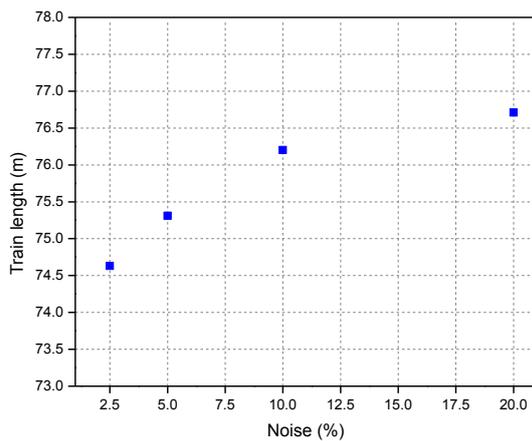
Figure 8 – Artificial signal generated by considering different noise level (2.5,5,10 &20%)



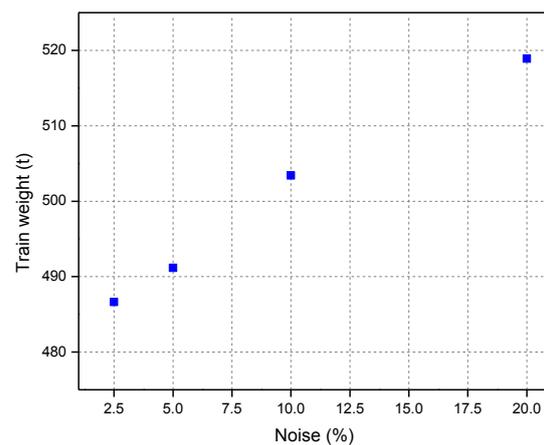
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 9 – Sensibility of the algorithm for speed=50 m/s due to signal's noise

Regarding the assessment of the train weight, when the noise of the signal increases from 2.5% to 20 %, the calculated weight of the train enhance from 486 to 518 kN. Subsequently, the computational error of the algorithm to obtain the train's weight increases from 1.8% to 8.6%.

The effect of the noise in the signal to get the train's length is shown in Fig.9c. From the results now presented in this figure, it is possible to infer that when the noise of the signal increases from 2.5% to 20%, the train's length calculated by the algorithm changes from 74.63 m to 76.71 m re-

spectively. Note that the real train's length is 73.5 m. Therefore the algorithm error varying between 1.5%~4.36%, when the noise of the signal enhances from 2.5% to 20%.

## 6- VALIDATION OF THE ALGORITHM BY REAL PASSAGE OF TWO TRAINS

Considering preliminary analyses to figure out which parameters have more influence on the results, the Faculty of Engineering of Porto University, the SME (size-medium-enterprise) Evoleo Technologies and the Portuguese Railway Infrastructure Manager (IP) schedule experimental validation of the system in order to verify the performances of the proposed WIM algorithm. Experimental data were referred to the two weighted trains that passed through the system with very low speed. Strain measured in 12 sections are used as input from the proposed WIM algorithm.

The proposed measurement layout is used to measure the axle loads of the train composed of 21 vehicles. The traveling speed for the first weighted train (WT1) & second weighted train (WT2) train in the proposed test cases are about 13 & 10 km/hr respectively. Therefore, to validate the WIM system the wagon's weight obtained by the algorithm were compared against the wagon's weight of two trains that passed through the system. As it shown in Fig. 10 the results demonstrate a perfect overall agreement. As it displayed in Table 4 the relative errors for train's load estimation due to the proposed WIM algorithm against the weighted trains (WT1 & WT2) are 0.63% and 0.29% respectively.

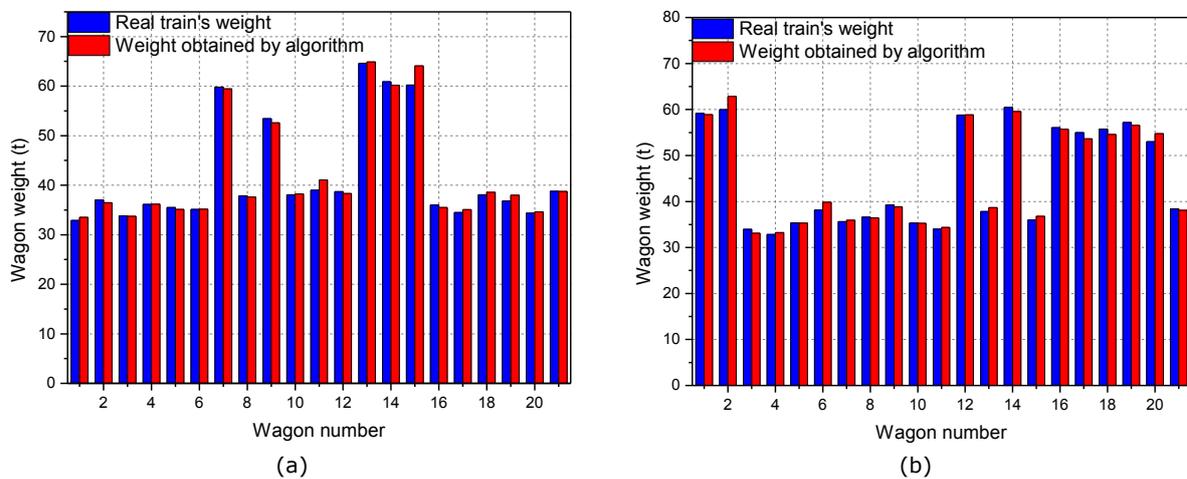


Figure 10 – Experimental validation of the algorithm

Table 4 - Relative errors for total train load estimation due to the proposed WIM algorithm and for the weighted trains

WT1			WT2		
Real Measure (t)	Measured by algorithm (t)	Error (%)	Real Measure (t)	Measured by algorithm (t)	Error (%)
881.5	887.09	0.63	948.5	951.2	0.29

## CONCLUSION

This paper presented an innovative WIM algorithm with the aim of estimating the vertical wheel loads of railway vehicles. Also, the parametric study considered to figure out the influence of track unevenness, and the noise of the signal in the results. A wide range of simulations has been carried out due to the real unevenness profiles of Portuguese network (Estarreja site), at different train speeds varying between 10 m/s and 60 m/s for a complete train. The results show that, the dynamic load imposed by the train onto the track does suffer significant changes in smooth tracks, however it is obvious that the track unevenness profile has a significant impact enhancing the dynamic load by increasing train speed. As referred in this study, another factor that plays an essential role in the results is the noise in the signal, which perturbs the load assessment. Finally, the proposed algorithm to obtain weigh in motion for different speeds validated by passages of two weighted trains through the system. This kind of analysis can give an idea about the confidence and robustness of the procedure.

## Acknowledgments

This work was financially supported by: Project POCI-01- 0145-FEDER- 007457 - CONSTRUCT - Institute of R&D In Structures and Construction funded by FEDER funds through COMPETE2020 -

Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) – and by national funds through FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia; Project PEDDIR DEMO, NORTE-01-0247-FEDER-006397, founded by Agência Nacional de Inovação S.A., program P2020|COMPETE - Projetos Demonstradores em Copromoção; Project RISEN - Rail Infrastructure Systems Engineering Network funded by European Commission within framework H2020 MARIE SKŁODOWSKA-CURIE actions, Grant No. 691135..

## REFERÊNCIAS

- [1] Molodova, M., Li, Z., Nunez, A., Dollevoet, R., *Automatic detection of squats in railway infrastructure*. IEEE Trans Intell Transp Syst, 2014. 15(5): p. 1980–1990.
- [2] Mayer, R., Poulikakos, L., Less, A., Heutschi, K., Kalivoda, M., Soltic, P., *Reducing the environmental impact of road and rail vehicles*. Environ Impact Assess Rev, 2012. 32(1): p. 25-32.
- [3] Iwnicki, S., *Handbook of railway vehicle dynamics*. Taylor and Francis, Oxfordshire, 2006.
- [4] Kisilowski, J., Knothe, K., *Advanced railway vehicle-system dynamics*. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne. Warsaw, 1991.
- [5] Meli, E., Pugi, L., *Preliminary development, simulation and validation of a weigh in motion system for railway vehicles*. Meccanica, 2013. 48(10): p. 2541–2565.
- [6] Meixedo, A., Gonçalves, A., Calçada, R., Gabriel, J., Fonseca, H., Martins, R., *On-line Monitoring System for Tracks*, in *2015 3rd Experiment International Conference*. 2015, IEEE: Ponta Delgada, Portugal.
- [7] Paixão, A., E. Fortunato, and R. Calçada, *The effect of differential settlements on the dynamic response of the train-track system: A numerical study*. Engineering Structures, 2015. 88: p. 216-224.
- [8] Meixedo, A., Gonçalves, A., Calçada, R., Gabriel, J., Fonseca, H., Martins, R., *Weighing in motion and wheel defect detection of rolling stock*, in *2015 3rd Experiment International Conference (exp.at'15)*. 2015, IEEE: Portugal.
- [9] Jacob, B., Feypell-de la Beaumelle, V., *Improving truck safety: Potential of weigh-in-motion technology*. IATSS Research, 2010: p. 9-15.
- [10] Bracciali, A., Ciuffi, R., Piccioli, F., Knothe, K., *Progetto e validazione di un sensore estensimetrico multifunzionale per il binario ferroviario*, in *Proceedings of XXX congresso AIAS*. 2001: Alghero, Italy.
- [11] Delprete, C. and C. Rosso, *An easy instrument and a methodology for the monitoring and the diagnosis of a rail*. Mechanical Systems and Signal Processing, 2009. 23(3): p. 940-956.
- [12] Colaço, A., Costa, P., Connolly, D., *The influence of train properties on railway ground vibrations*. Structure and Infrastructure Engineering 2016. 12(5): p. 517-534.
- [13] European Committee for Standardization (CEN), *Railway applications - Measurement of vertical forces on wheels and wheelsets - Part 1: On-track measurement sites for vehicles in service, EN 15654-1*. 2018.
- [14] Costa, P.M.B.A., *VIBRAÇÕES DO SISTEMA VIA-MACIÇO INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO. MODELAÇÃO NUMÉRICA E VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL*. 2011, University of Porto.
- [15] prEN 13674-1, *FINAL DRAFT, Railway applications - Track - Rail - Part 1: Vignole railway rails 46 kg/m and above*. 2002.

## **CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM MODELO DINÂMICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA**

### **EXPERIMENTAL CALIBRATION OF A RAILWAY BRIDGE DYNAMIC MODEL**

Vaz, Daniel; *Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, ec12168@fe.up.pt*  
Ferreira, Gonçalo; *CONSTRUCT – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, goncalo.ferreira@fe.up.pt*  
Ribeiro, Diogo; *Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, Portugal, drr@isep.ipp.pt*  
Calçada, Rui; *CONSTRUCT – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, ruiabc@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

Relata-se no presente trabalho a calibração experimental de um modelo dinâmico da ponte ferroviária da Baía, sobre o Rio Tâmega, localizada no concelho de Amarante. A estrutura foi modelada recorrendo ao método dos elementos finitos, com particular atenção à representação da via e das condições de apoio da ponte metálica nos pilares de alvenaria de pedra. Com vista à otimização dos parâmetros modais, foram utilizados dados obtidos em ensaios de vibração ambiental, que caracterizam a configuração dos principais modos de vibração e as frequências dos mesmos. A calibração foi efetuada com base na aplicação de algoritmos genéticos, que através da atualização de parâmetros como a elasticidade dos materiais ou a rigidez das ligações entre a ponte e os pilares permitiram aproximar as frequências e configurações modais das respostas numéricas às experimentais. Como resultado, observa-se uma melhoria na correspondência entre as respostas após a calibração.

#### **ABSTRACT**

This work describes the experimental calibration of a dynamic model of the Baía railway bridge over the Tâmega river, located in the Amarante municipality. The structure was modelled with the finite elements method, with special attention given to the representation of the track and the support conditions of the metallic bridge on the masonry columns. Regarding the optimization of the modal parameters, the information originating from ambient vibration tests, which characterizes the main modal shapes and frequencies, was used. The calibration was conducted based on genetic algorithms that, through the updating of parameters such as materials' elasticity or the stiffness of the connection between the bridge and the columns, allowed the numerical frequencies and modal shapes to approach the experimental responses. This resulted in an improvement in the correspondence between responses after the calibration.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Existe atualmente a necessidade de obtenção de modelos numéricos que adequadamente reproduzam o comportamento dinâmico de pontes ferroviárias face às ações do tráfego ferroviário, nomeadamente em pontes antigas onde os materiais que compõem a estrutura se encontram degradados devido ao seu uso e às ações climáticas. A necessidade de controlo, verificação de segurança e manutenção, quando necessária, é fundamental para a preservação das estruturas que desempenham papéis importantes no setor ferroviário. Um modelo dinâmico calibrado é valioso no momento em que é necessário determinar se a estrutura se encontra em condições de prestar serviço.

Primeiramente, no âmbito do trabalho desenvolvido por Oliveira (2017), foi feito um levantamento geométrico e topográfico da ponte. A partir destes levantamentos o mesmo autor desenvolveu um modelo no *software* comercial Robot (AUTODESK Robot Structural Analysis Professional) que serviu de base para o desenvolvimento do modelo numérico do presente trabalho, onde o estudo incidiu mais sobre a superestrutura – geometria e caracterização elementos estruturais e não estruturais. A modelação numérica foi desenvolvida no programa de elementos finitos ANSYS (ANSYS® Academic Research Mechanical).

A partir desse trabalho foi acrescentada a modelação dos pilares em alvenaria de pedra, incluindo a discretização do material de enchimento destes, do qual não se tem informação devido à falta de

documentação original da ponte. Foi feita a distinção numérica entre ambos os materiais tendo em conta as diferenças entre as suas propriedades mecânicas; também se teve em consideração o efeito dos aparelhos de apoio localizados sobre os pilares de alvenaria, visando descobrir para cada um destes se segundo a direção considerada (longitudinal, transversal e vertical) estes devem estar livres ou travados.

A modelação no programa de elementos finitos ANSYS permite caracterizar as propriedades intrínsecas de cada material representado no modelo – aço, alvenaria, material de enchimento, valores da rigidez dos aparelhos de apoio - através de parâmetros numéricos. A modelação numérica implica a obtenção de um conjunto de parâmetros numéricos que condicionam o comportamento dinâmico do modelo. No programa OptiSLang (OptiSLang 2008), através da realização de uma análise de sensibilidade, é possível determinar quais os parâmetros numéricos que têm mais influência no comportamento dinâmico do modelo, para numa fase seguinte – onde são excluídos os parâmetros menos relevantes -, no mesmo programa ser levado a cabo um processo de otimização paramétrica, onde se obterão os valores para estes parâmetros numéricos que permitem assemelhar o mais possível o comportamento dinâmico do modelo ao comportamento dinâmico real da ponte da Baía.

Também no âmbito do trabalho desempenhado por Oliveira (2017), foram desenvolvidas atividades de investigação experimentais que serviram de base para a obtenção dum modelo dinâmico calibrado. A partir destas, obteve-se a identificação de dados experimentais - modos de vibração, as suas respetivas frequências e coeficientes de amortecimento - representativos do comportamento dinâmico da estrutura através da realização de um ensaio dinâmico de vibração ambiental.

O modelo numérico foi posteriormente calibrado recorrendo a metodologia de algoritmos genéticos presente no programa de otimização paramétrica OptiSLang. Este programa permite a geração aleatória de indivíduos (conjunto de valores paramétricos), que serão posteriormente avaliados por uma função objetivo que lhe atribui a cada indivíduo um grau de aptidão. Ao longo de todas as gerações, o objetivo é o de ir aumentando o grau de aptidão geral dos indivíduos, através da redução gradual do valor da função objetivo. No final, serão adotados os valores paramétricos do indivíduo mais apto – com o valor de função objetivo mais baixo – nos parâmetros do modelo numérico, ficando este otimizado, ou seja, o comportamento dinâmico numérico será o mais semelhante possível ao da estrutura real.

## **2 - CARACTERIZAÇÃO DA PONTE DA BAIÁ**

A Ponte da Baía foi inaugurada no início do século XX e está localizada no km 10,5 da antiga Linha do Tâmega, que estabelecia a ligação entre a estação da Livração e a estação de Arco de Baulhe. Esta Linha era caracterizada pela sua bitola estreita ou métrica (1000mm). Atualmente tanto a Linha do Tâmega como a Ponte da Baía se encontram fora de serviço por indicação da REFER por motivos de realização de obras de beneficiação. Como não foi possível obter os documentos originais de projeto e de reabilitação, foram realizados levantamentos geométricos e topográficos, incluindo medições das dimensões das secções dos elementos estruturais, chapas e ligações. O levantamento topográfico da ponte foi realizado usando um taqueómetro. A caracterização mecânica dos parâmetros dos materiais foi definida com base em pesquisas bibliográficas de estruturas semelhantes (Oliveira 2017).

A ponte de Baía tem um desenvolvimento total de aproximadamente 130 m, sendo constituída por duas vigas treliçadas que se encontram travadas inferior e superiormente, apoiadas em dois pilares e dois encontros. Os pilares, com alturas de 21,6 e 28,2 m do lado de Amarante e Livração respetivamente, estão constituídos por dois materiais principais diferentes, um interior e outro exterior ou de cobertura, sendo este último constituído por alvenaria emparelhada com juntas argamassadas, blocos de pedra regulares e molduras nos cantos. O material interior, devido à falta de documentação, não se encontra definido. Durante a otimização paramétrica tenta demonstrar-se a existência de um material de enchimento, determinando as suas propriedades mecânicas em termos de rigidez e densidade.

As vigas treliçadas encontram-se unidas entre os banzos inferior e superior através de montantes e diagonais, como pode observar-se na Figura 2.1. As longarinas, carlingas, cordas, montantes e contraventamentos são elementos que compõem os elementos estruturais. Na Figura 2.2 podem ser observados os elementos estruturais presentes na parte superior do tabuleiro. A ligação entre os diversos elementos é realizada através de chapas e rebites.



Figura 2.1 – Foto panorâmica da ponte da Baía



Figura 2.2 – Elementos estruturais do banzo superior do tabuleiro metálico. (1) Longarinas; (2) carlingas; (3) vigas treliça; (4) contraventamentos horizontais.

As cargas provenientes dos carris são suportadas pelo sistema de grelha formado pela ligação entre as longarinas e as carlingas, conduzindo a carga às vigas treliçadas através da ligação existente entre as carlingas e as cordas (Santos 2018). As cordas superiores e inferiores das vigas treliça dispõem de diagonais de contraventamento horizontal cuja ligação à ponte é feita mediante chapas gousset (ver Figura 2.3 a)). As ligações nos nós são realizadas também através de chapas gousset, tendo estas diferentes formas conforme o tipo de ligação em causa. Na Figura 2.3 b) e c) podem observar-se as diferenças entre uma ligação entre os montantes e as cordas superiores e entre carlingas e as cordas superiores, respetivamente.

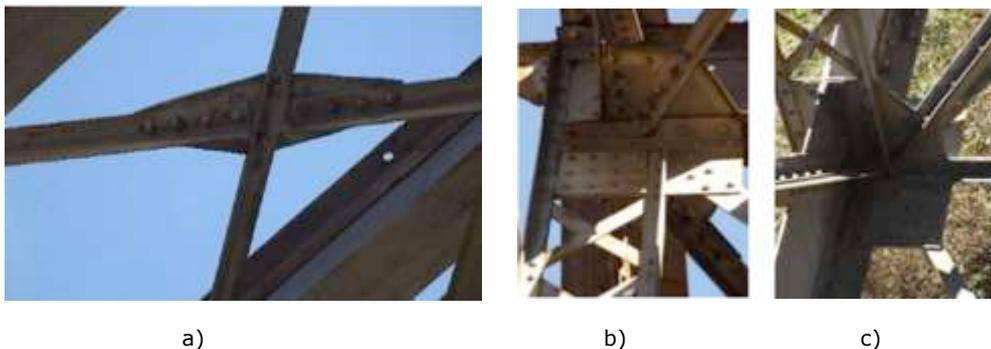


Figura 2.3 – a) Ligação gousset da diagonal de contraventamentos das vigas treliça. Ligações nos nós das vigas treliça, sendo b) entre as cordas e os montantes, e c) entre carlingas e cordas

A ponte conta com elementos sem função estrutural, mas sim funcional, como os guarda-corpos e o passadiço metálico interior. A Figura 2.4 permite identificar a posição de cada elemento no corte transversal do tabuleiro.

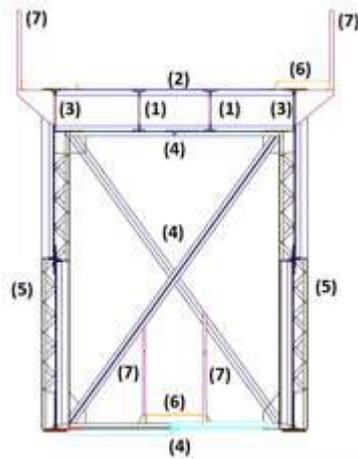


Figura 2.4 – Corte transversal do tabuleiro. (1) longarina; (2) carlinga; (3) vigas treliça; (4) diagonais de contraventamento; (5) montantes; (6) passadiços; (7) guarda-corpos.

A estrutura conta com oito aparelhos de apoio – 2 em cada encontro e 2 em cada pilar. Um dos pilares conta com aparelhos de apoio duplo – impedem o deslocamento na direção longitudinal, transversal e vertical – sendo que os restantes são apoios simples – impedindo o deslocamento na direção transversal e vertical (ver Figura 2.5).

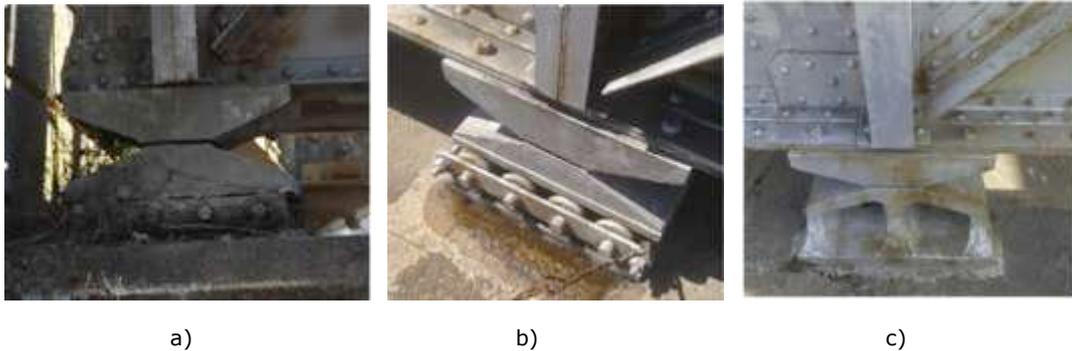


Figura 2.5 – a) apoio simples num dos encontros; b) apoio simples num pilar; c) apoio duplo noutra pilar

## 2.1 - Modelação numérica

O modelo numérico foi concebido no programa de elementos finitos ANSYS a partir dum modelo base, desenvolvido em ROBOT no âmbito do trabalho realizado por Oliveira (2017), que contém toda a informação necessária para reproduzir numericamente a geometria da estrutura. A partir do modelo base, foi reproduzida a geometria da estrutura, atribuídas as propriedades de cada elemento estrutural ao seu homólogo numérico, representadas as massas dos elementos-não-estruturais e representadas as condições de fronteira – representação dos apoios e encontros.

Relativamente ao trabalho anterior, foram acrescentados os pilares de alvenaria com o intuito de avaliar como as suas propriedades afetam o comportamento dinâmico da ponte, através dos parâmetros numéricos que os definem. Na Figura 2.6 podem observar-se as fases envolvidas na modelação destes. A forma dos pilares foi reproduzida através da criação das secções de topo e base e foi caracterizada através de elementos finitos de volume.

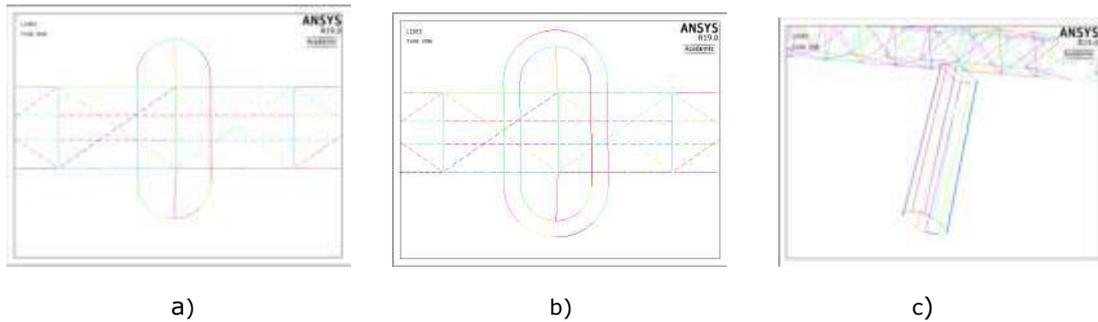


Figura 2.6 – Modelação dos apoios centrais no ANSYS. a) área superior; b) área inferior e superior; c) geometria de um apoio central.

Os elementos que constituem a estrutura são caracterizados numericamente por diferentes tipos de elementos finitos. Os elementos estruturais (longarinas, carlingas, cordas e montantes) foram discretizados com elementos finitos de viga (BEAM44), a alvenaria e material de enchimento dos pilares com elementos de volume (SOLID185), os elementos não-estruturais – carris, guarda-corpos superior e inferior, passadiço superior e inferior, rebites, *goussets* superiores e inferiores e outras chapas – e os contraventamentos horizontais dos banzos superiores e inferiores foram representados por elementos finitos de massa (MASS21) (ver Figura 2.7), os aparelhos de apoio nos pilares por elementos de mola (COMBIN14) e os aparelhos de apoio nos encontros são representados numericamente por elementos de ligações rígidas (MPC184). A massa dos contraventamentos horizontais foi representada por elementos de massa, evitando assim o aparecimento de modos locais indesejados no emparelhamento de modos.

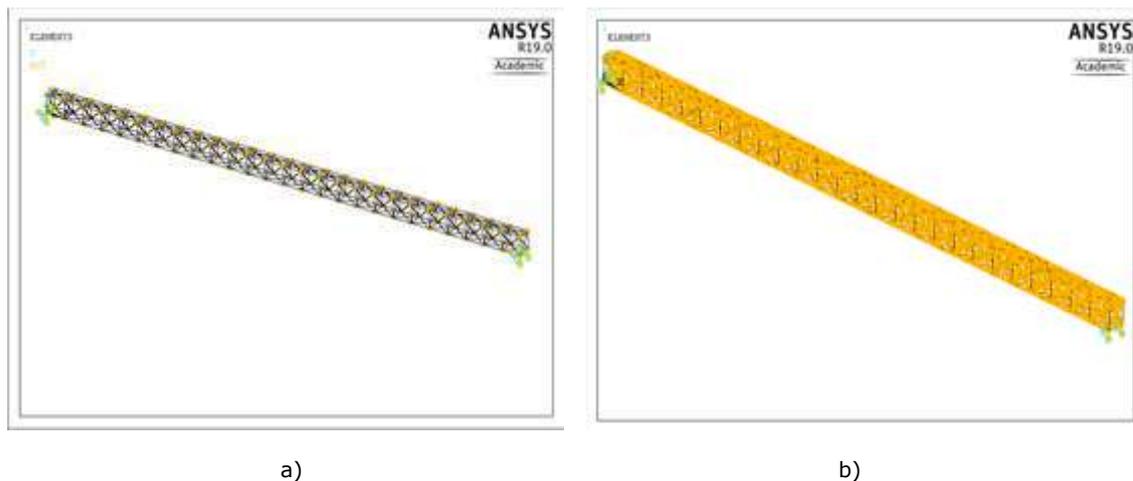


Figura 2.7 – a) Elementos de viga representados pelas linhas a preto e elementos de massa (localizada) representados pelos asteriscos amarelos; b) vista global das massas não estruturais com distribuição uniforme (não-localizada)

Os parâmetros numéricos iniciais tidos em conta foram aqueles que se considerou que podiam influenciar o comportamento dinâmico da estrutura. No Quadro 2.1 indicam-se os parâmetros, o seu valor inicial, o seu intervalo de variação, as suas respetivas unidades e nomes. Os valores iniciais atribuídos a cada parâmetro correspondem ao valor mais comumente usado para cada um. Quanto aos limites de alguns destes, existem certos valores inusuais que devem ser justificados, como é o caso do limite inferior do módulo de elasticidade do aço e do limite superior da densidade do aço. Sabendo que a ponte da Baía foi inaugurada no início de século XX, é expectável que as propriedades do aço usado na conceção da ponte não sejam muito similares às de um aço manufacturado na atualidade. Num artigo desenvolvido por Patrício (2018) foi analisado o valor do módulo de deformabilidade dos aços antigos usados em pontes portuguesas, em função do seu ano de construção. Para as pontes concebidas entre 1897 e 1929 - ou seja, muito provavelmente usado na construção da ponte da Baía -concluiu-se que a média deste parâmetro é em média de 191720 MPa e o desvio padrão de 16500 MPa, o que nos leva a concluir que o mínimo valor para este parâmetro é de aproximadamente 175 GPa. Quanto à densidade do aço, este tem um limite superior consideravelmente acima de um aço convencional dado que neste parâmetro se encontra também indiretamente englobada a massa não-estrutural não localizada. Convém salientar que os aços antigos tendem a ser mais densos que os mais atuais devido a que os primeiros possuem uma menor concentração de carbono do que os segundos (Patrício 2018). Para analisar a influência da variação

das massas não-estruturais localizadas – ou seja, que não se encontrem uniformemente distribuídas ao longo da ponte como os rebites, por exemplo – foram multiplicadas por um fator corretivo (parâmetro: K<sub>massa</sub>), visando evidenciar o grau de influência que estas massas têm no comportamento dinâmico do modelo.

Quadro 2.1 – Parametrização inicial

Parâmetro a analisar	Valor inicial	Limite inferior	Limite superior	Unidades	Nome do parâmetro
E <sub>aco</sub>	210	175	210	[GPa]	Módulo de deformabilidade do aço
E <sub>alv</sub>	10	9	15	[GPa]	Módulo de deformabilidade da alvenaria
dens <sub>aco</sub>	7852.8	7000	9000	[kg/m <sup>3</sup> ]	Densidade do aço
dens <sub>alv</sub>	2499.48	2000	4000	[kg/m <sup>3</sup> ]	Densidade da alvenaria
E <sub>enchimento</sub>	1	0.980	1.470	[GPa]	Módulo de deformabilidade do enchimento
dens <sub>enchimento</sub>	2303.8	2199.2	2438.5	[kg/m <sup>3</sup> ]	Densidade do material de enchimento
K <sub>massa</sub>	1.00	0.85	1.15	Variável adimensional	Fator corretivo das massas não estruturais localizadas
Kl1*	1.00	0.00	1.00	[GPa]	Rigidez longitudinal do apoio 1
Kv1*	1.00	0.00	1.00	[GPa]	Rigidez vertical do apoio 1
Kt1*	1.00	0.00	1.00	[GPa]	Rigidez transversal do apoio 1
Kl2*	1.00	0.00	1.00	[GPa]	Rigidez longitudinal do apoio 2
Kv2*	1.00	0.00	1.00	[GPa]	Rigidez vertical do apoio 2
Kt2*	1.00	0.00	1.00	[GPa]	Rigidez transversal do apoio 2

\*Variável discreta

### 3 - ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

O ensaio dinâmico foi realizado no âmbito do desenvolvimento do trabalho de Oliveira (2017) visando a identificação experimental dos parâmetros modais, nomeadamente os modos de vibração e as suas respetivas frequências de vibração, para além dos coeficientes de amortecimento.

#### 3.1 - Configurações experimentais de medição

A realização do ensaio esteve baseada numa técnica na qual se consideram pontos fixos – de referência – e pontos móveis, onde foram dispostos 14 sensores piezoelétricos de marca PCB, modelo 393B12, com uma sensibilidade igual a 10 V/g, com uma gama de medição de ±0.5g e uma gama de frequências entre 0.15 Hz e 1000 Hz.

O ensaio de vibração ambiental inicialmente consistiu na afixação de 4 acelerómetros nos pontos de referência (3 no total) previamente definidos, enquanto os 10 restantes foram sendo deslocados no decorrer do ensaio de modo a abranger todos os pontos experimentais pré-estabelecidos, definindo assim as diferentes configurações experimentais (*setups*). Na seleção dos pontos fixos (ou de referência) foi tido em conta o facto de os transdutores presentes nestes pontos não deverem estar

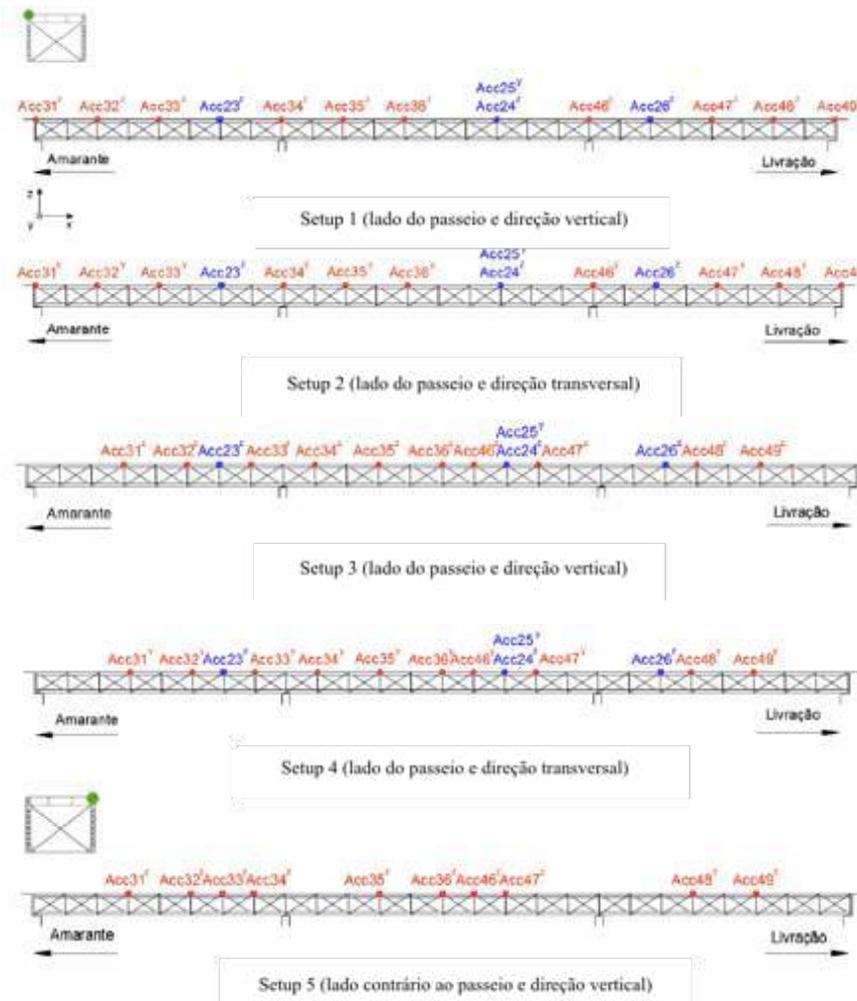
colocados em pontos com ordenadas modais nulas. Os pontos fixos são necessários para posteriormente relacionar a resposta obtida para diferentes *setups*.

Em dois pontos de referência foram medidas as acelerações na direção vertical (z) e no ponto de referência restante na direção vertical (xz) e transversal (y). Foram realizadas medições em 36 pontos, organizadas em 7 configurações diferentes. Na Figura 3.1 pode observar-se a disposição dos sensores em cada configuração. As diferentes configurações experimentais permitiram a obtenção dos diferentes modos de vibração – flexão, torção, flexão transversal – para além de certas verificações relativas ao movimento dos apoios e efeitos de escalamento de amplitude dos modos, mediante a disposição dos transdutores em diferentes direções - vertical, longitudinal, transversal - como referido no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Propósito da cada configuração experimental

Setup	Direção da disposição do transdutor	Propósito
1,3,5,6	Vertical	Identificação dos modos de vibração verticais (flexão e torção)
2,4	Transversal	Identificação dos modos de vibração de flexão transversal
7	Longitudinal*	Verificação de possíveis movimentações dos apoios e efeitos de escalamento da amplitude dos modos verticais e transversais

\*Unicamente em 3 pontos móveis



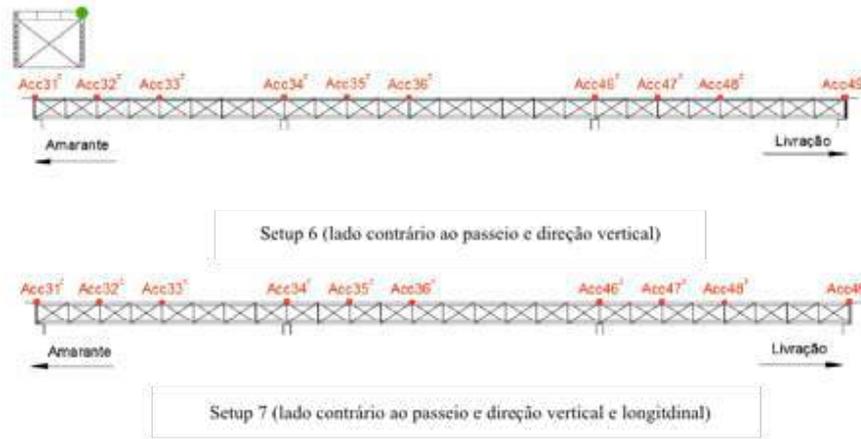


Figura 3.1 – Configurações experimentais utilizadas no ensaio de vibração ambiental da Ponte da Baia (adaptado a partir de Oliveira (2017)).

### 3.2 - Identificação dos parâmetros modais

A identificação dos parâmetros experimentais é realizada através do programa ARTeMIS, que tem implementado o método EFDD (versão otimizada do método de Decomposição no Domínio da Frequência), sendo este quem permite a obtenção dos valores singulares médios e normalizados da matriz das funções de densidade espectral de potência. A partir da Figura 3.2 podem identificar-se as frequências de vibração da estrutura, sabendo que estas correspondem aos picos do gráfico da figura.

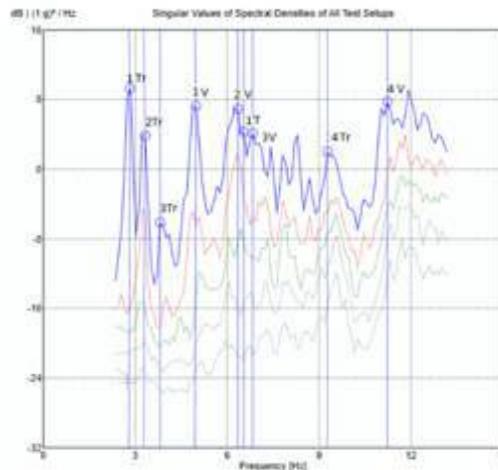
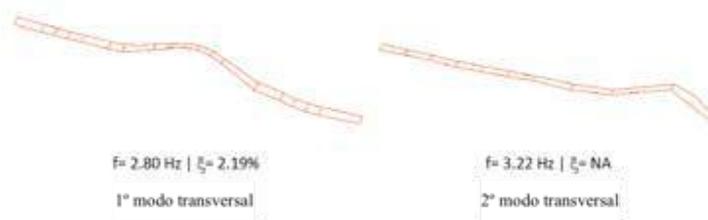


Figura 3.2 – Valores singulares da matriz das funções de densidade espectral (adaptado Oliveira, 2017)

A obtenção dos parâmetros envolveu a combinação das medições de várias configurações experimentais e o desprezo de alguns pontos de medição associados a determinadas configurações, de modo a obter configurações modais de melhor qualidade e evitar que a informação de ditos pontos de medição não perturbe os resultados globais dos modos de vibração. Os parâmetros modais experimentais se encontram representados na Figura 3.3. Nesta podem observar-se os 9 modos de vibração identificados – 4 modos na direção transversal, 4 modos verticais e 1 modo de torção. A correlação entre modos numéricos e experimentais foi realizada através do parâmetro MAC (Modal Assurance Criterion), que avalia o grau de correlação existente entre modos através do desvio médio quadrático entre os seus vetores em relação à reta linear de dois vetores (Ribeiro 2012).



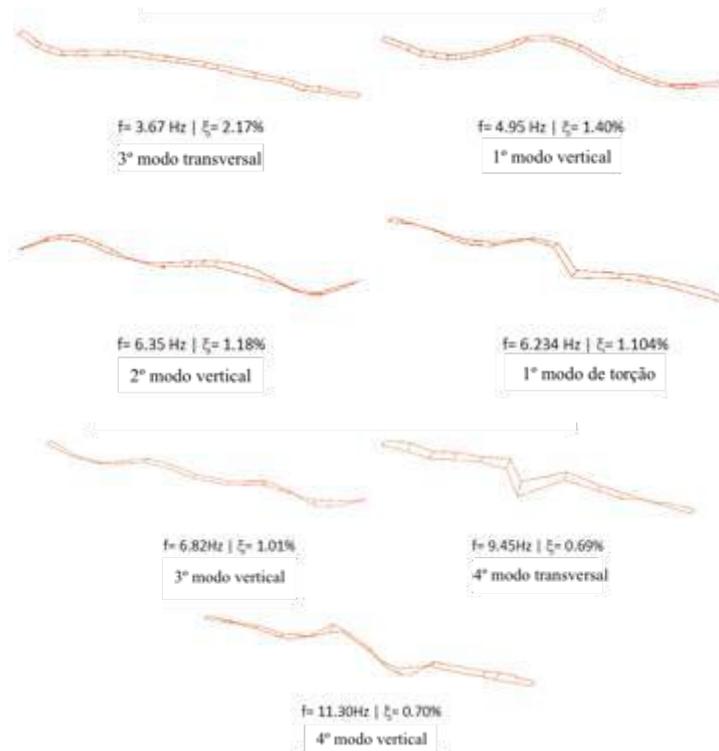


Figura 3.3 – Modos de vibração experimentais (adaptado Oliveira, 2017)

#### 4 - CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Visando a minimização das diferenças existentes entre respostas modais numéricas e experimentais foi executado um processo de calibração, desenvolvido em duas partes. Inicialmente é realizada uma análise de sensibilidade onde se pretende identificar os parâmetros que mais influenciam a resposta numérica seguido do processo de otimização, que envolve a aplicação duma metodologia iterativa baseada em algoritmos genéticos.

##### 4.1 - Metodologia

O método iterativo de calibração requer o uso de três programas: ANSYS, MATLAB e OptiSLang. A Figura 4.1 elucida a estrutura do fluxo de trabalhos automatizados inerente ao processo de otimização desenvolvido no OptiSLang.

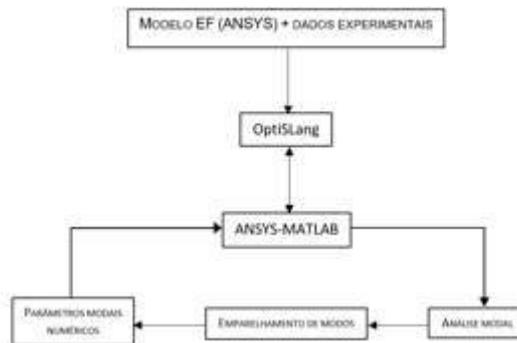


Figura 4.1 – Fluxo de trabalhos automatizados inerente ao processo de otimização desenvolvido no OptiSLang.

No ANSYS encontra-se o modelo numérico de elementos finitos que é definido com base num conjunto inicial de valores de parâmetros. A seleção dos parâmetros a calibrar é feita com base na análise de sensibilidade. O conjunto de valores paramétricos são gerados através da técnica de amostragem do Hipercubo Latino, sendo que cada conjunto corresponde a um indivíduo – ou, uma amostra. De cada modelo, no programa ANSYS, tiram-se parâmetros modais numéricos que são usados a seguir no MATLAB para avaliar o parâmetro MAC.

Por último, no programa OptiSLang, recorrendo a uma função objetivo e a uma metodologia de

otimização baseada nos algoritmos genéticos, são iterativamente gerados novos conjuntos de parâmetros que visam reduzir os resíduos resultantes da função objetivo. A geração destes novos indivíduos está baseada na seleção dos indivíduos a reproduzir, no seu cruzamento genético, na mutação aleatória de genes e na substituição aleatória de certos indivíduos. Este procedimento iterativo é repetido até ser analisado o último indivíduo da última geração, sendo que o número de indivíduos que cada geração tem e o número de gerações são previamente definidos.

A função objetivo  $f$  é composta por dois termos, sendo o primeiro relativo às frequências naturais de vibração e o segundo relativo aos valores MAC dos modos de vibração:

$$f = a \sum_{i=1}^n \left| \frac{f_i^{\text{exp}} - f_i^{\text{num}}}{f_i^{\text{exp}}} \right| + b \sum_{i=1}^n |MAC(\phi_i^{\text{exp}}, \phi_i^{\text{num}}) - 1| \quad [1]$$

onde  $f_i^{\text{exp}}$  e  $f_i^{\text{num}}$  são as frequências experimentais e numéricas respetivamente para o modo  $i$ ,  $\phi_i^{\text{exp}}$  e  $\phi_i^{\text{num}}$  são vetores que contêm a informação experimental e numérica do modo  $i$ , respetivamente. Os escalares  $a$  e  $b$  são fatores de atribuição de peso aos termos da função objetivo.

#### 4.2 - Análise de sensibilidade

O motivo da realização da análise de sensibilidade é a necessidade de selecionar os parâmetros que mais conseguem influenciar a resposta numérica para depois estes serem calibrados no processo de otimização. A razão pela qual é necessário a seleção destes parâmetros reside no facto de que quanto maior a quantidade de parâmetros e quanto menos influência estes têm na resposta numérica menor será a eficiência do processo de otimização. Foi desempenhada uma análise de sensibilidade global, que varia todos os parâmetros simultaneamente, permitindo assim obter numa única tentativa as sensibilidades existentes entre parâmetros e respostas, num âmbito numérico, dum conjunto de amostras geradas pela técnica de amostragem do Hipercubo Latino. No método do Hipercubo Latino o domínio de cada parâmetro é separado em intervalos com a mesma possibilidade de ocorrência, sendo os intervalos caracterizados pelo valor do centro de gravidade do parâmetro, conforme a função densidade de probabilidade. No processo de geração de amostras, para que cada intervalo seja selecionado só uma vez, é realizada uma escolha aleatória destes (Henriques 1998). O número de simulações é regulado pelo número de intervalos considerados na divisão do domínio do espaço amostral.

Inicialmente realizou-se uma análise de sensibilidade de todos os parâmetros compreendidos no Quadro 2.1. Na Figura 4.1 a) encontra-se o resultado desta análise, sendo que nesta se encontram evidenciados aqueles parâmetros que, em princípio, mais influenciam a resposta. A seguir realizou-se uma segunda análise de sensibilidade, com os parâmetros indicados na Figura 4.1b). Os parâmetros relacionados aos aparelhos de apoio (kv1, kl1, kt1, kv2, kl2, kt2) foram excluídos do processo de otimização devido a que em posteriores processos de otimização realizados com o intuito de testar os parâmetros destacados na Figura 4.1a), observou-se que estes em nada ajudavam na redução da função objetivo, pelo que todas estas rigidezes ficaram com seu valor inicial afixado (1 GPa). Este valor pode ser justificado pelo facto de o ensaio de vibração ambiental não ter intensidade suficiente para vencer o atrito existente entre o aparelho de apoio e a superestrutura.

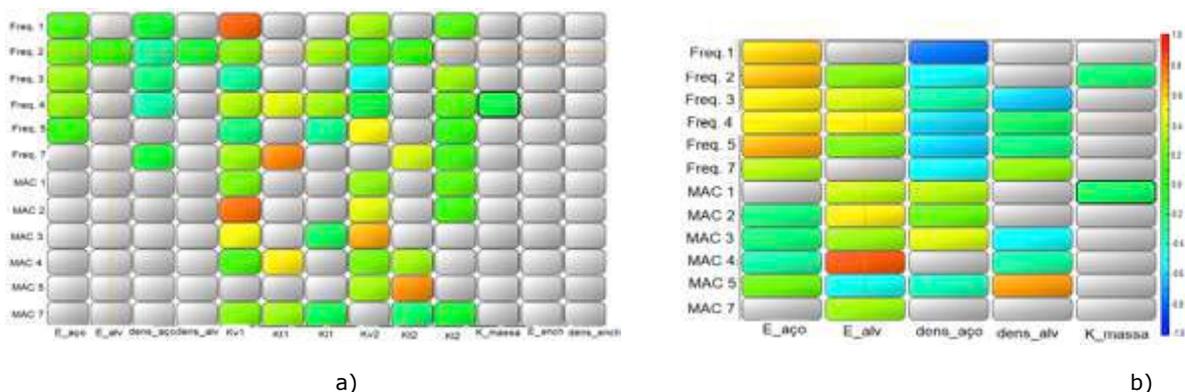


Figura 4.1 – Matriz de coeficientes de correlação de Spearman. a) 1ª análise desempenhada; b) última análise desempenhada

As análises de sensibilidade foram desempenhadas usando a técnica estocástica amostral do

Hipercubo Latino, usando 800 amostras em cada análise realizada. Também a análise de sensibilidade permitiu deduzir que, dos 9 modos de vibração inicialmente considerados, os modos 6, 8 e 9 não superavam o valor de 0,5 para o parâmetro MAC, pelo que foram omitidos do processo de otimização.

#### 4.3 - Otimização paramétrica

O processo de otimização permitiu a obtenção do conjunto de valores de parâmetros que minimizam as diferenças entre respostas numéricas e experimentais, mediante a aplicação da técnica de otimização baseada em algoritmos genéticos.

A otimização do modelo da ponte da Baía envolveu o uso de 5 parâmetros numéricos e 12 respostas modais, 6 frequências e 6 parâmetros MAC. O algoritmo genético esteve baseado numa população inicial de 30 indivíduos e 30 gerações, para um total de 900 indivíduos. A população inicial foi gerada pelo método do Hipercubo Latino. Neste algoritmo o número de elites foi igual a 1, o número de substitutos foi igual a 1, o rácio de cruzamento genético foi de 50% e o rácio de mutação foi igual a 10%. Os escalares  $a$  e  $b$  da equação [1] foram ambos considerados iguais a 1.

Os resultados do processo de otimização paramétrica podem ser observados no Quadro 4.2. Os resultados da melhor amostra podem ser observados no Quadro 4.3, sendo que o valor da função objetivo para a mesma foi de 1.106.

Quadro 4.2 – Valores resultantes da otimização paramétrica através da utilização do algoritmo genético

Parâmetro	Valor inicial	Valor final	Unidades
E_aço	210	175,7	GPa
E_alv	10	15	GPa
dens_aço	7852.8	8505,9	Kg/m <sup>3</sup>
dens_alv	2499.48	3855,9	Kg/m <sup>3</sup>
K_massa	1.00	1.14	-

Quadro 4.3 – Resultados da melhor amostra

Modo de vibração	Parâmetro MAC	Frequência numérica [Hz]	Frequência experimental [Hz]	Erro [%]
1	0.874	2.56	2.79	8.24
2	0.910	3.99	3.22	19.3
3	0.969	3.55	3.68	3.53
4	0.961	3.86	4.95	22.02
5	0.968	6.86	6.34	7.58
7	0.869	6.81	6.82	0.07

Na Figura 4.2 se encontra a matriz de emparelhamento de modos relativa à melhor amostra.

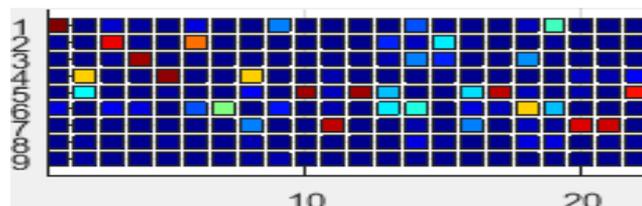


Figura 4.2 – Matriz MAC da melhor amostra. As abcissas correspondem aos modos numéricos e as ordenadas aos experimentais.

Convém salientar que os emparelhamentos ocorrem nos primeiros 20 modos de vibração – correspondentes aos modos globais de vibração – o que é um bom indicador de que o emparelhamento foi bem-sucedido, tendo em conta que normalmente os modos captados pelo ensaio dinâmico realizado são globais.

## **5 - CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Este trabalho abordou vários aspetos relativos ao desenvolvimento e calibração experimental de um modelo numérico de elementos finitos de um viaduto ferroviário inaugurado no início do século XX. A obtenção dos dados experimentais foi baseada num ensaio de vibração ambiental, desenvolvida por Oliveira (2017), através de técnicas de identificação no domínio da frequência. A modelação numérica desenvolvida neste trabalho também foi baseada num modelo numérico desenvolvido por Oliveira (2017), sendo que no atual modelo se acrescentou a modelação dos pilares centrais de alvenaria, com o intuito de analisar as propriedades dos seus materiais em processos de otimização. Os valores paramétricos iniciais foram geralmente estimados com base na sensibilidade obtida durante o percurso académico, sendo que outros valores foram obtidos recorrendo a outros trabalhos em que se estudavam materiais similares. Quanto às rigidezes dos aparelhos de apoio, nas 3 direções consideradas, acabou por se fixar o seu valor inicial (1 GPa) devido a que não ajudavam à redução da função objetivo, pelo que se deduziu que a intensidade das excitações do ensaio dinâmico não foram suficientes para vencer o atrito entre o aparelho de apoio e o tabuleiro metálico. A análise de sensibilidade demonstrou ser muito importante para estabelecer uma estratégia adequada ao momento de escolher os parâmetros a otimizar. Os resultados da otimização paramétrica revelam aspetos interessantes sobre a origem da ponte: demonstra-se que o aço é menos rígido e mais denso, característico dos aços concebidos no início de século. Quanto aos parâmetros relativos à alvenaria, estes são bastante superiores ao esperado, e pode ser explicado pelo facto de estes envolverem uma diversidade de fatores alheios aos próprios pilares - por exemplo o desconhecimento das características do material de enchimento e das fundações dos pilares. O fator corretivo das massas não-estruturais localizadas ( $K_{\text{massa}}$ ) também é superior à unidade, pelo que se pode deduzir que as massas não-estruturais localizadas têm certa influência no comportamento no comportamento dinâmico da estrutura.

No futuro, o modelo numérico pode ser mais detalhado ao acrescentar um parâmetro numérico responsável pela representação da densidade das massas não-estruturais, para assim evitar que este não esteja indiretamente envolvido pelo parâmetro da densidade do aço. Também o processo de otimização pode ser melhorado ao usar o parâmetro de emparelhamento de modos EMAC (Energy Modal Assurance Criterion), usado normalmente para corrigir possíveis mal emparelhamentos realizados pelo parâmetro MAC. Para melhor conhecer as propriedades dos materiais constituintes, devem ser realizados ensaios que permitam melhor estimar os valores das propriedades destes.

## **AGRADECIMENTOS**

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P; Bolsa de Investigação PD/BD/143007/2018 da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P.

## **REFERÊNCIAS**

- ANSYS® Academic Research Mechanical "Release 18.2."
- AUTODESK Robot Structural Analysis Professional "Training Manual Metric Version."
- Henriques, A. A. (1998). "Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural." Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Oliveira, C. S. (2017). Calibração Experimental de um Modelo Numérico da Ponte Ferroviária da Baía.
- OptiSLang (2008). OptiSLang–The optimizing structural language, Dynardo GmbH Weimar Germany.
- Patrício, H. d. V. C. (2018). "Pontes ferroviárias metálicas existentes–Caracterização dos materiais e avaliação da fadiga."
- Ribeiro, D. R. F. (2012). "Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental."
- Santos, D. C. d. (2018). Calibração experimental de um modelo numérico da ponte ferroviária da Baía. X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas.

## **AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O SADO**

### **ASSESSMENT OF THE DYNAMIC BEHAVIOUR OF THE RAILWAY BRIDGE OVER THE SADO RIVER**

Meixedo, Andreia; *CONSTRUCT-FEUP, Porto, Portugal*, ameixedo@fe.up.pt  
Ribeiro, Diogo; *CONSTRUCT-ISEP, Porto, Portugal*, drr@isep.ipp.pt  
Santos, João; *LNEC, Lisboa, Portugal*, josantos@lnec.pt  
Calçada, Rui; *CONSTRUCT-FEUP, Porto, Portugal*, ruiabc@fe.up.pt

#### **RESUMO**

O presente artigo visa dar a conhecer um sistema de monitorização contínua de avaliação da condição estrutural da nova ponte ferroviária sobre o rio Sado, localizada em Alcácer do Sal, com o objetivo futuro de aplicação de uma metodologia de deteção de danos baseada na medição de vibrações sob ação de tráfego ferroviário. A ideia é tirar partido do facto de, regularmente circularem sobre a ponte veículos com um conjunto de eixos conhecido, de só passar um comboio de cada vez e, de que a posição relativa das cargas não muda. Adicionalmente, é importante desenvolver uma metodologia que seja capaz de detetar danos com base em medições que não condicionem o funcionamento da estrutura. Este sistema é composto por um conjunto alargado de sensores que medem acelerações, deslocamentos, deformações e temperatura na estrutura. É feita uma descrição completa do sistema e são apresentadas algumas das principais respostas medidas sob ação do comboio Alfa Pendular, bem como a observação da resposta e do comportamento dos aparelhos de apoio.

#### **ABSTRACT**

This paper aims at presenting the on-line monitoring system installed at the bowstring bridge over the Sado River. The future goal is applying vibration-based damage-identification methodologies capable of automatically extracting meaningful information related to the railway bridges' condition, from the great amounts of SHM data acquired nowadays from monitored structures. The idea is to take advantage of the fact that vehicles of known axle configuration cross the bridge regularly, that normally only one train is on the bridge at a time and that the relative positioning of the loads does not change. Additionally, it is important to develop a methodology able to detect damage based on responses that can be measured without interfering with the normal service condition of the structure. In order to identify damage based on the bridge responses during the train passage, several sensors, such as accelerometers, displacement transducers, strain gauges and thermometers are installed at Alcácer do Sal Bridge. The long-term information obtained will allow validate the methodology developed with a real-world case study. In this work the on-line SHM system is presented as well as the main responses already measured, which allowed the Alfa Pendular train identification and the study of the bearings behaviour.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

A manutenção de pontes é fulcral na integridade estrutural e no custo-benefício de qualquer sistema de transportes, pelo que, a deteção de danos numa fase prematura desempenha um papel de extrema importância em qualquer programa de manutenção (Carey, et al., 2013).

No entanto, no caso de infraestruturas ferroviárias, a passagem intensa de tráfego com elevadas cargas por eixo torna a tarefa, de detetar e eventualmente reparar as secções com danos, problemática. Por outro lado, apesar da grande maioria das pontes serem sujeitas periodicamente a inspeções visuais, estas revelam-se dispendiosas, significativamente espaçadas no tempo e bastante propícias a erros. É neste contexto que emergem os sistemas de monitorização contínua de avaliação da condição estrutural com base em sensores de vibração, sobretudo no caso de pontes novas e de grande envergadura (Cantero, & González, 2015). Estes sistemas deverão ser capazes de alertarem antecipadamente para o aparecimento de danos minimizando deste modo o efeito de eventuais interrupções de tráfego (Huang, et al., 2012).

Neste sentido, a ponte ferroviária do tipo *bowstring*, sobre o rio Sado, sendo uma estrutura nova e complexa, foi selecionada para a instalação de um sistema de monitorização contínua da integridade estrutural. Neste artigo será realizada uma breve apresentação desta ponte, seguida pela descrição

do sistema instalado e terminando com a apresentação das principais medições realizadas, incluindo a deteção da passagem do comboio Alfa Pendular e a avaliação da condição dos aparelhos de apoio.

## 2 - PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO SADO

### 2.1 - Descrição

A ponte ferroviária sobre o rio Sado, integrada na Variante de Alcácer, faz parte da linha do Sul, que estabelece a conexão entre Lisboa e o Algarve. A estrutura permite a circulação de comboios de passageiros até 220 km/h, assim como, comboios de mercadorias com uma carga máxima por eixo até 25 t.

O comprimento total desta obra de arte é de 480 m, divididos em três tramos com 160 m de vão cada, fazendo parte de uma estrutura que inclui um viaduto de acesso Norte com 1115 m e um viaduto de acesso Sul com 1140 m (Figura 1).

A ponte, com um sistema estrutural do tipo *bowstring*, contempla arcos metálicos de secção hexagonal oca e variável, com dimensões que oscilam entre os 1.49 m por 2.40 m nas nascenças, e os 3.20 m por 1.80 m no fecho. Na Figura 2 é representada um corte da secção trapezoidal mista de aço e betão do tabuleiro, com uma largura total de 15.85 m.



Figura 1 - Fotografia aérea da ponte sobre o rio Sado (REFER, 2010).

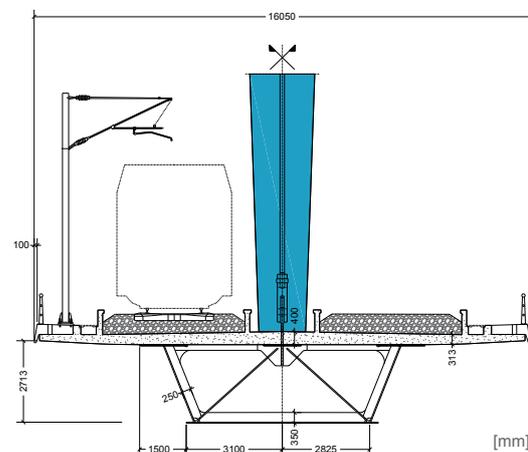


Figura 2- Secção transversal da ponte (adaptada de (REFER, 2010)).

Como é possível visualizar na Figura 3, trata-se de uma ponte suspensa com três arcos conectados a cada tramo por um único plano de 18 pendurais. Cada pendural encontra-se 8 m afastado do seguinte e tem uma secção circular de 200 mm de diâmetro.

Embora a ponte se encontre preparada para albergar vias férreas em ambos os sentidos, apenas a via a montante se encontra atualmente operacional.

O tabuleiro é suportado por quatro pilares constituídos por um fuste tubular em betão armado, inscrito numa secção hexagonal de espessura constante igual a 0.80 m, comprimento de 8.50 m e largura variável entre 5.20 m e 4.70 m. A altura dos pilares varia entre os 23.10 m e os 25.72 m. Cada pilar apresenta um embasamento elíptico sobre estacas de 2.0 m de diâmetro enterradas a 50 m de profundidade.

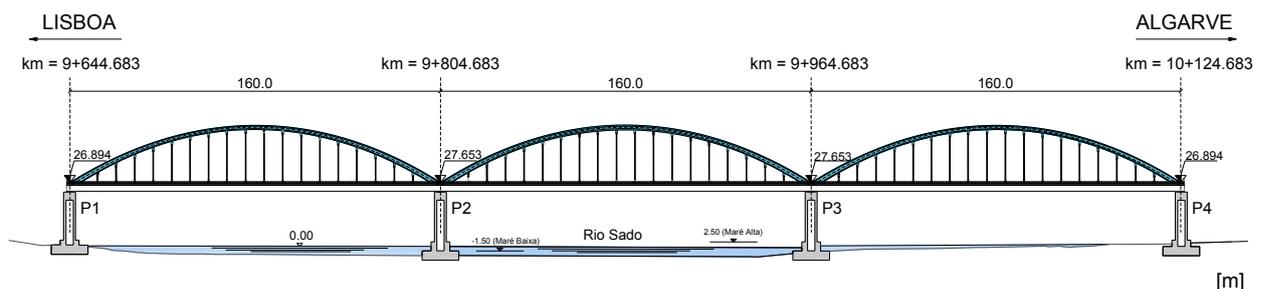


Figura 3 - Alçado lateral da ponte sobre o rio Sado (adaptado de (REFER, 2010)) .

Em cada pilar estão instalados dois aparelhos de apoio esféricos multidirecionais em aço, afastados entre si 4 m. Os apoios, fabricados pela ALGA, apresentam uma superfície de contacto circular com um diâmetro que varia entre os 910 mm (no P1 e P4) e os 1300 mm (no P2 e P3). Em vez do tradicional PTFE é utilizado um novo material designado XLIDE, com uma espessura de apenas 7 mm, incorporado com o objetivo de aumentar o período de vida dos aparelhos de apoio quando sujeitos às ações do tráfego ferroviário (Figura 4).



POS	DESCRIÇÃO	MATERIAL
1	Prato de ligação à estrutura	S355JR (EN10025)
2	Prato de deslizamento superior	S355JR (EN10025)
3	Elemento antifricção curvo	XLIDE
4	Calote esférica	S355JR (EN10025)
5	Elemento antifricção plano	XLIDE
6	Prato antifricção	X2CrNiMo 17/12
7	Prato de deslizamento inferior	S355JR (EN10025)

Figura 4 – Esquema representativo da constituição do aparelho de apoio.

Na Figura 5 encontra-se representada a localização dos aparelhos de apoio ao longo da ponte, bem como a sua tipologia. No pilar P1 existem dois aparelhos de apoio fixos por intermédio de um batente fixo ao tabuleiro nas duas direções. Por sua vez, nos pilares P2, P3 e P4 encontram-se aparelhos de apoio móveis com batente na direção transversal e amortecedores na direção longitudinal.

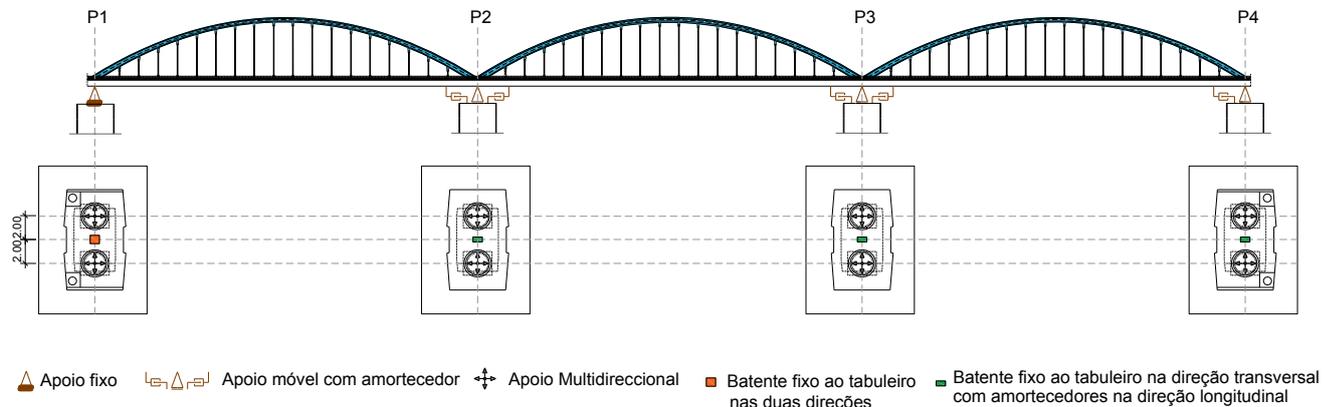


Figura 5 – Esquema de distribuição dos aparelhos de apoio na ponte (adaptado de (REFER, 2010)).

### 3 - SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO ESTRUTURAL

#### 3.1 - Descrição

A condição estrutural da ponte ferroviária sobre o rio Sado começou a ser monitorizada pelo LNEC aquando da sua construção, desde o ano 2011. Com o objetivo de otimizar a monitorização para as necessidades de controlo de manutenção atuais da ponte, e, promovendo a avaliação da resposta da estrutura durante a passagem de comboios, foi instalado um novo sistema, que se descreve de seguida.

No que se refere à rede de sensores, definiu-se o tipo, número e localização dos mesmos de acordo com as propriedades dinâmicas da ponte. O sistema visa, simultaneamente, ser pouco dispendioso e cobrir de forma eficiente os principais pontos para detetar possíveis danos estruturais. Na Figura 6 resume-se a tipologia de sensores instalados e o seu posicionamento na ponte.

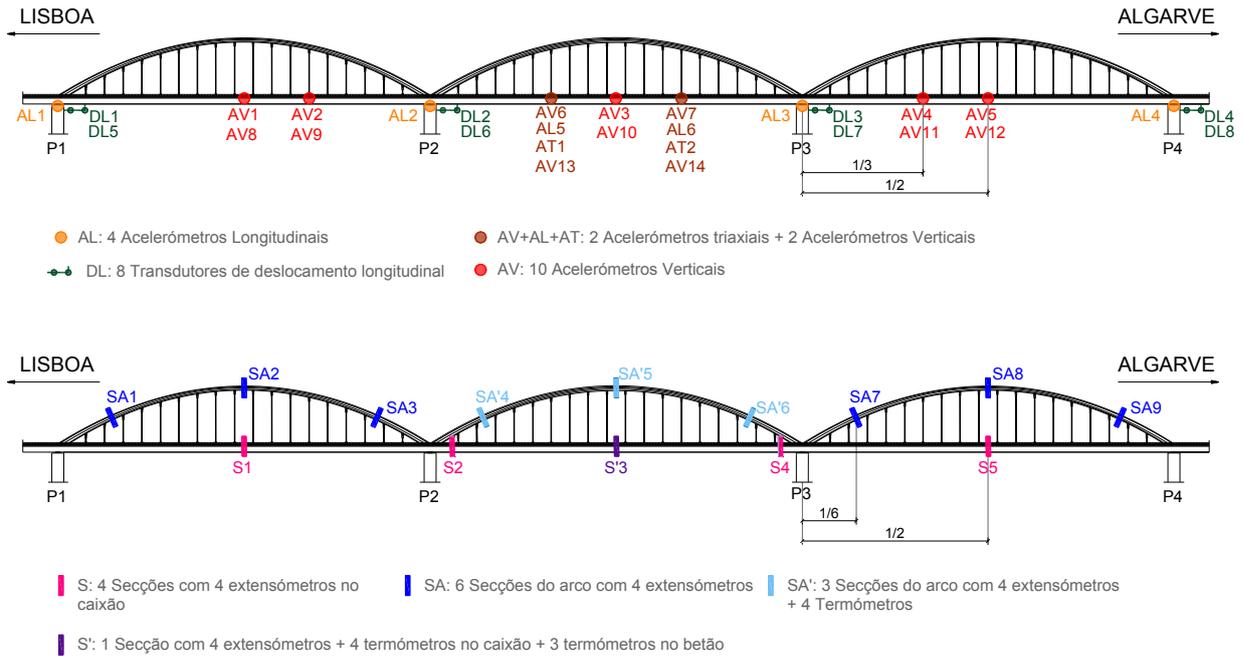


Figura 6 – Rede de sensores que constitui o sistema de monitorização.

O sistema de monitorização da ponte é composto por dezoito acelerómetros, de entre os quais, dois são triaxiais e encontram-se a um terço do tramo central (Figura 7 b), quatro são longitudinais e estão instalados na cabeça dos pilares, entre os aparelhos de apoio (Figura 8 b), e, os restantes doze medem a aceleração vertical e localizam-se a meio e terço de vão de cada tramo (Figura 8 d).

Com o objetivo de controlar o comportamento dos aparelhos de apoio, especificamente o aumento do coeficiente de atrito, instalaram-se oito transdutores para medir o deslocamento longitudinal, conforme se observa na Figura 8 e).

Relativamente à monitorização das deformações, o caixão metálico encontra-se instrumentado com vinte extensómetros divididos por cinco secções (S1, S2, S'3, S4 e S5), cada uma com quatro sensores (Figura 9). Aquando da construção, os arcos foram instrumentados com trinta e seis extensómetros, distribuídos por nove secções, cada uma com quatro sensores (Figura 10).

A ação estrutural provocada pela variação da temperatura está a ser monitorizada através de termómetros de resistência instalados também durante a construção da ponte. A meio vão do tramo central, o caixão está instrumentado com quatro termómetros, enquanto a laje tem três sensores embebidos no betão (Figura 11/Figura 12). Os arcos estão também a ser monitorizados por intermédio de doze termómetros, quatro em cada secção (Figura 12).

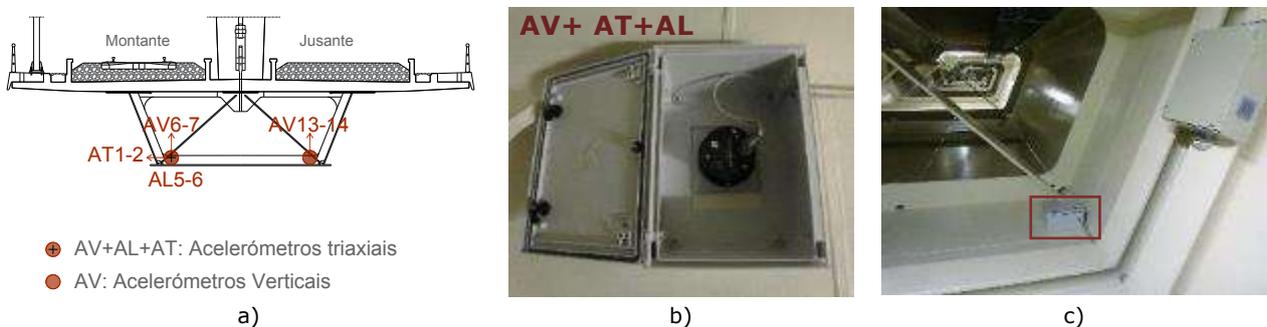


Figura 7 – Acelerómetros triaxiais: a) secção transversal com os sensores, b) acelerómetro *EpiSensor* ES-T instalado, c) localização do sensor no caixão da ponte.

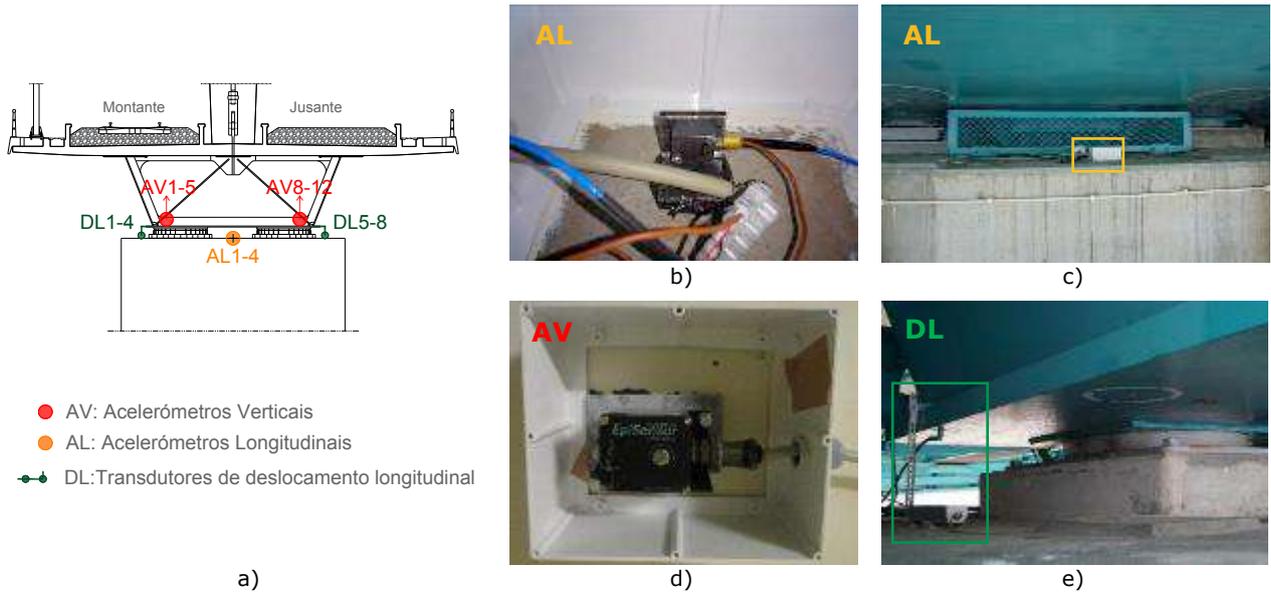


Figura 8 – Acelerómetros verticais, longitudinais e transdutores de deslocamento longitudinal: a) secção transversal com os sensores, b) acelerómetro longitudinal PCB instalado, c) localização do sensor entre os aparelhos de apoio, d) acelerómetro vertical EpiSensor instalado, e) transdutor de deslocamento longitudinal instalado na cabeça do pilar.



Figura 9. Secção transversal com localização dos extensómetros no caixão da ponte.



Figura 10. Secção transversal dos arcos com localização dos extensómetros.

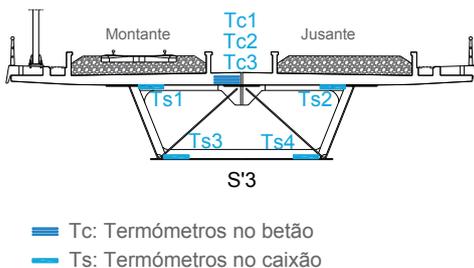


Figura 11. Secção transversal com localização dos termómetros no caixão da ponte e no betão.



Figura 12. Secção transversal dos arcos com localização dos sensores de temperatura.

A aquisição de dados é realizada por unidades do tipo PAC (*Programmable Automation Controller*) que apresentam grande capacidade de dispersão espacial. No caso de dados cuja aquisição necessita ser realizada a taxas elevadas, e, para sensores cujas medições são mais suscetíveis ao ruído, estão a ser utilizadas unidades *Gantner Instruments*. Adicionalmente, para os restantes sensores, estão a utilizar-se unidades PAC da marca *Datataker*.

O sistema de aquisição de dados possui assim um total de 4 unidades PAC *Datataker* e 5 unidades PAC da *Gantner Instruments* conectadas a 20 unidades espalhadas pela ponte e às quais os sensores se encontram ligados. Desta forma é garantida uma dispersão espacial suficiente para efetuar a aquisição de dados oriundos de 157 sensores.

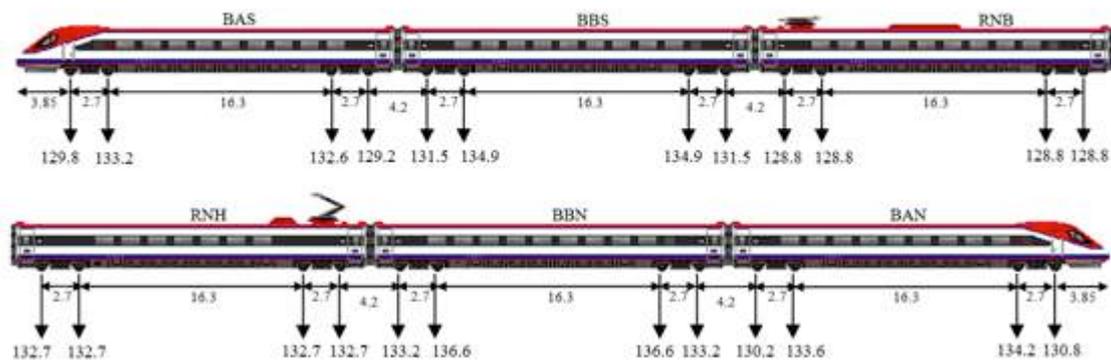
### 3.2 - Avaliação da resposta dinâmica sob ação do comboio Alfa Pendular

O Alfa Pendular (AP) é o comboio mais rápido da rede ferroviária nacional, podendo atingir uma velocidade máxima de 220 km/h. De tipologia convencional, apresenta um comprimento total igual a 150 m e é composto por quatro veículos motores (BAS, BBS, BBN e BAN) e dois reboques (RNH e RNB). As cargas por eixo variam entre os 128.8 kN e os 136.6 kN.

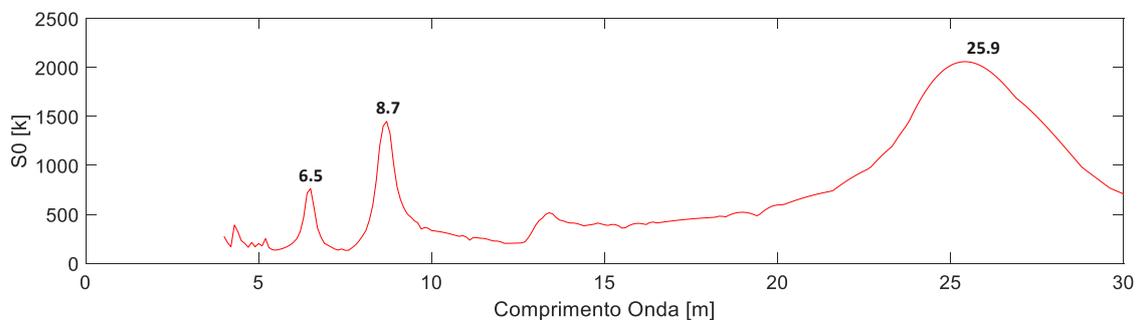
A Figura 13 mostra o esquema de cargas do Alfa Pendular, bem como a distância entre os 24 eixos que o constituem. Adicionalmente é representada a assinatura dinâmica do comboio para um comprimento de onda que varia entre os 4 m e os 30 m. A assinatura de um comboio caracteriza a excitação dinâmica do mesmo e depende das cargas por eixo e da distância entre eixos, sendo explicada pela equação [1]:

$$S_0(\lambda) = \max_{i=1, N-1} \sqrt{\left[ \sum_{k=0}^i P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2 + \left[ \sum_{k=0}^i P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right]^2} \quad [1]$$

Onde  $i$  é o número de eixos do comboio,  $P_k$  é a carga estática por eixo  $k$ ,  $x_k$  é a distância entre o eixo  $k$  e o primeiro eixo do comboio e  $\lambda$  é o comprimento de onda excitado.



a)



b)

Figura 13 – Comboio Alfa Pendular: a) esquema de cargas e distâncias entre eixos, b) assinatura dinâmica.

De forma a isolar as respostas da estrutura que resultam das passagens do comboio Alfa Pendular, selecionaram-se dois registos de deformações medidas no caixão, a meio vão do primeiro e do terceiro tramos. Estes registos foram filtrados de modo a identificar-se o instante em que ocorre o pico máximo que resulta da passagem do comboio em cada um destes sensores. Assim, conhecendo a diferença de tempo que resulta da passagem do comboio em cada sensor, e, sabendo que a distância entre os dois sensores é de 320 m, calcula-se com rigor a velocidade a que cada comboio passa na ponte e o sentido em que circula.

Os gráficos da Figura 14 representam a passagem de dois Alfa Pendulares em diferentes dias, sendo que os gráficos da esquerda resultam das deformações medidas no primeiro tramo e os gráficos da direita representam as deformações registadas no terceiro tramo. Visto que os picos aparecem mais cedo no terceiro tramo conclui-se que ambos os comboios circulavam de Sul para Norte. Por outro lado, é possível observar que a deformação provocada pela passagem dos comboios Alfa Pendular apresenta um valor bastante estável. Relativamente à velocidade, os comboios passaram nestes dias a aproximadamente 216 km/h e 218 km/h.

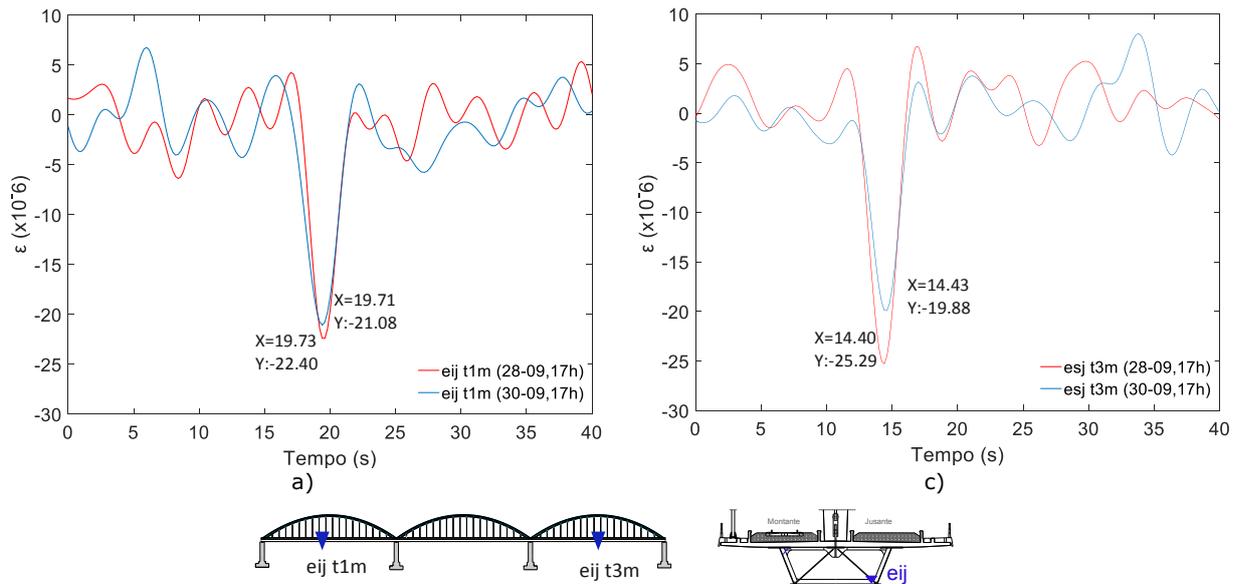


Figura 14 – Deformação registadas no caixão: a) a meio vão do primeiro tramo para duas passagens distintas, b) a meio vão do terceiro tramo para duas passagens distintas.

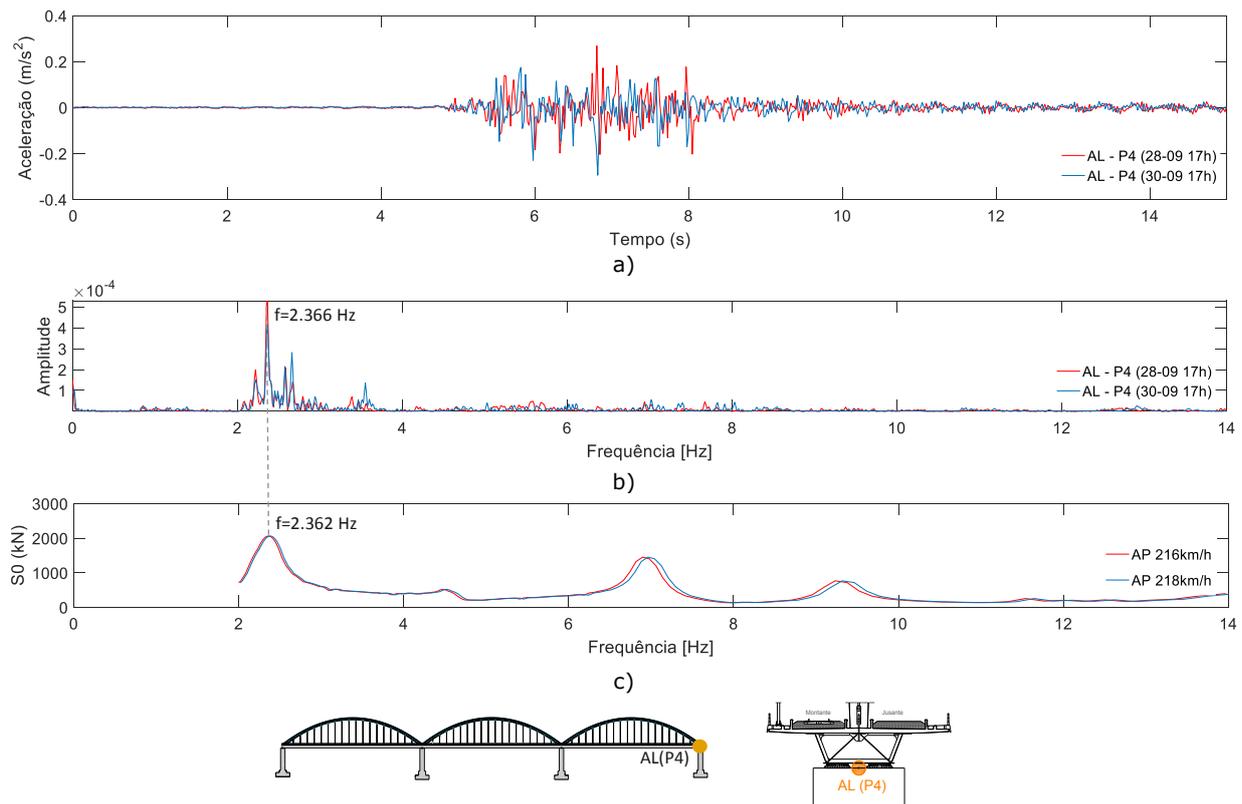


Figura 15 – Comparação entre as frequências da estrutura e a assinatura do comboio AP: a) acelerações medidas na cabeça do pilar P4 para duas passagens, b) PSD das acelerações medidas na cabeça do pilar P4 para duas passagens, c) assinatura dinâmica do AP para as velocidades de 216 km/h e 218 km/h.

Por outro lado, tendo por base as acelerações medidas na cabeça do pilar P4, aquando da passagem dos mesmos dois comboios (Figura 15 a), avaliaram-se as frequências presentes nesses registos através de uma função de densidade espectral (PSD) (Figura 15 b). Comparando as frequências que participam na resposta dinâmica medida na cabeça do pilar com a assinatura dinâmica do comboio Alfa Pendular (Figura 15 c), verifica-se a presença sistemática de um pico aos 2.36 Hz que corresponde especificamente à frequência associada à passagem dos grupos de eixos.

### 3.3 - Avaliação da resposta dos aparelhos de apoio

De modo a monitorizar a evolução do coeficiente de atrito dos aparelhos de apoio presentes na ponte ferroviária do Sado, é feita uma observação contínua dos deslocamentos longitudinais medidos pelos transdutores instalados ao lado de cada aparelho.

Os gráficos da Figura 16 ilustram os deslocamentos longitudinais medidos pelos sensores instalados do lado jusante de cada um dos quatro pilares, para a passagem de seis comboios, com velocidades variáveis, em diferentes dias. A observação dos mesmos permite constatar que o aparelho a jusante do pilar P1 (Figura 16 a) apresenta uma resposta que não é diretamente proporcional à velocidade de passagem dos comboios, na medida em que, o valor do deslocamento, o seu sentido e a forma como o aparelho recupera ou não após uma passagem, não se repetem para condições semelhantes impostas pelos comboios. No entanto, é possível perceber que para velocidades mais baixas há uma tendência para o apoio recuperar a posição anterior mais rapidamente. Importa realçar que, como foi referido anteriormente, os aparelhos de apoio do pilar P1 têm os seus deslocamentos, em ambas as direções horizontais, restringidos por intermédio de um batente central; no entanto, é possível concluir que a passagem do comboio aparenta não provocar um deslocamento suficientemente elevado para ativar o travamento por parte deste batente.

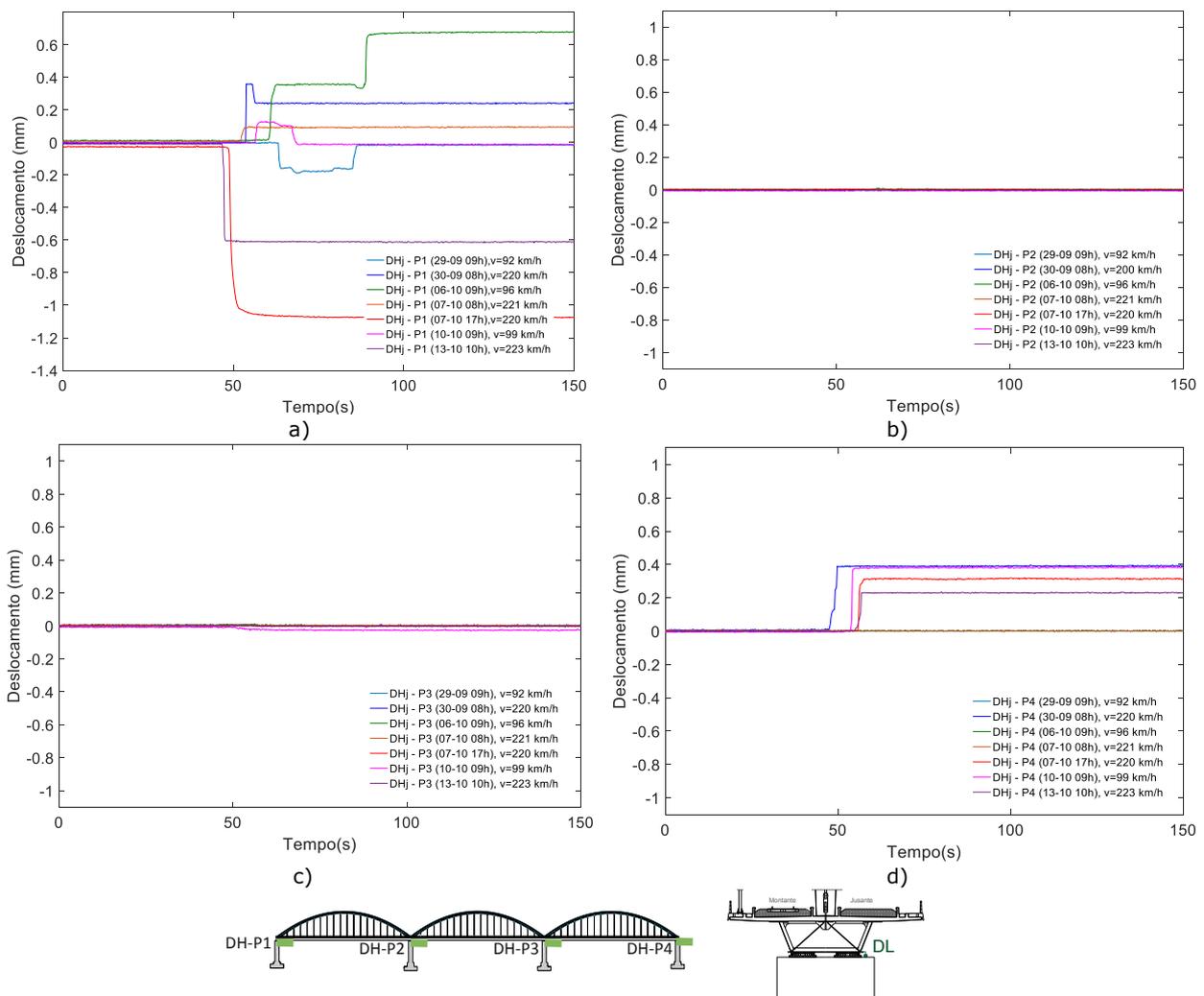


Figura 16 – Deslocamentos medidos na cabeça do pilar, a jusante, para diferentes passagens e em diferentes pilares: a) pilar P1, b) pilar P2, c) pilar P3, e d) pilar P4.

Por sua vez, o aparelho de apoio localizado do lado de jusante no pilar P4, apresenta igualmente uma resposta que não é diretamente proporcional à velocidade dos comboios, sendo que em algumas passagens não chegou mesmo a deslizar e nunca recuperou independentemente da velocidade. É também de referir que os aparelhos de apoio nos pilares P1 e P4, para a mesma passagem, nem sempre deslizam no mesmo sentido. No que diz respeito aos aparelhos de apoio localizados nos pilares P2 e P3, observa-se também na Figura 16 que as respostas destes apresentam deslocamentos

relativos reduzidos, independentemente da hora, do dia ou do tipo de comboio, facto que pode indicar aumento de atrito e, logo, necessidade de realização de atividades de manutenção nos mesmos.

Na Figura 17 estão representados os deslocamentos a montante e jusante de cada pilar, para duas horas completas de um dia onde se observa também que os aparelhos de apoio do pilar P2 e P3 exibem deslocamentos significativamente inferiores aos dos pilares P1 e P4.

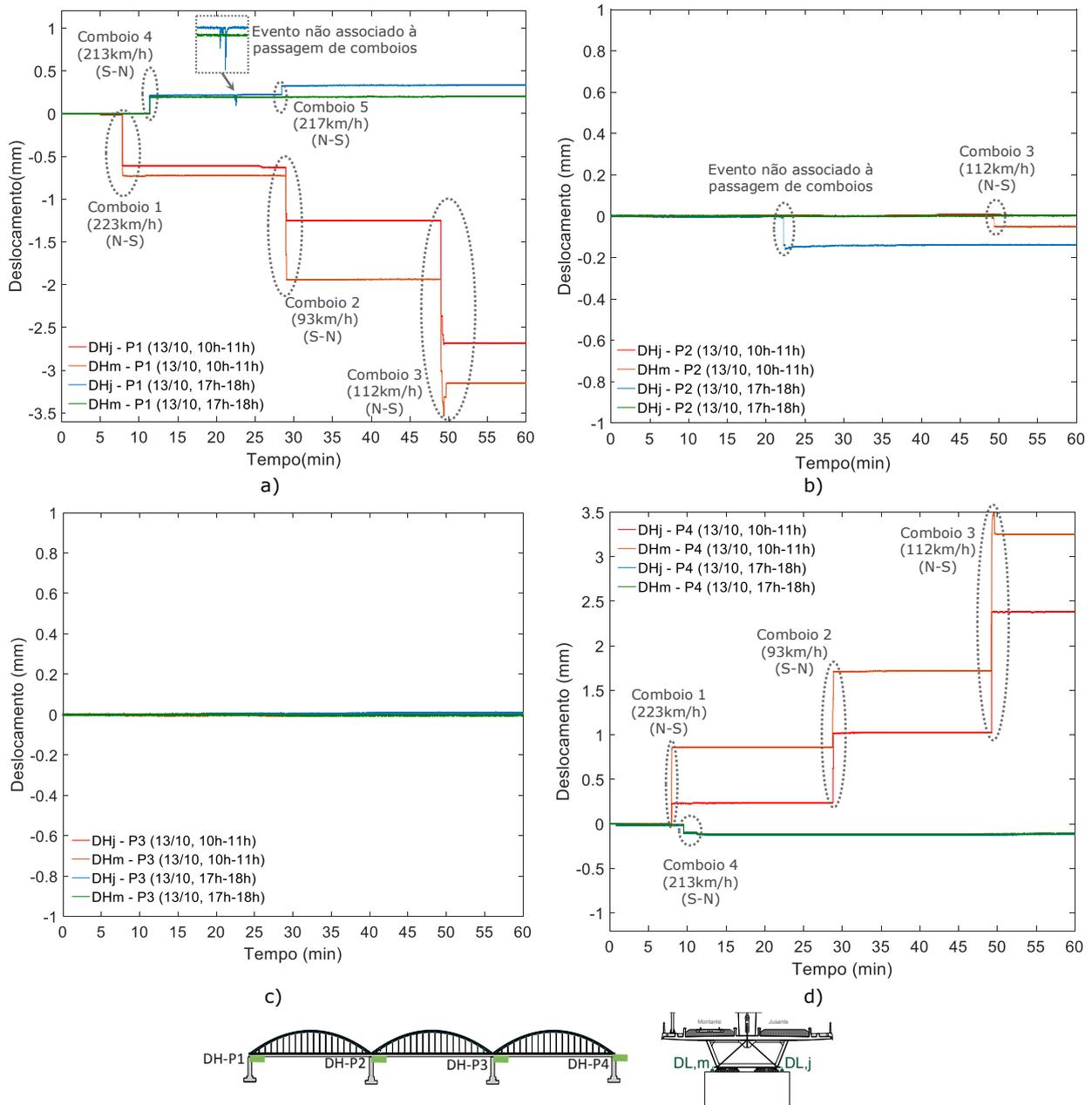


Figura 17 – Deslocamentos medidos na cabeça do pilar, a jusante e montante, para duas horas do dia 13/10/2018: a) no pilar P1, b) no pilar P2, c) no pilar P3 e d) no pilar P4.

No pilar P1, os aparelhos de apoio, tanto a jusante como a montante, deslocam-se sistematicamente aquando da passagem de comboios. Por exemplo, no dia 13 de outubro entre as 10h e as 11h, passaram três comboios, a diferentes velocidades, e os aparelhos de apoio deslocaram-se progressivamente, sempre para o mesmo lado, independentemente do sentido do comboio. É de notar ainda que, no final dessa hora os aparelhos de apoio no P1 apresentavam mais de 3 mm de deslocamento. No mesmo dia, entre as 17h e as 18h, passaram dois comboios do tipo Alfa Pendular, que também levaram ao deslocamento dos aparelhos de apoio neste pilar, desta vez para o lado oposto, mais uma vez, independentemente do sentido em que passou o comboio. Nesta hora, o

deslocamento máximo registado já foi inferior a 0.5 mm. Verifica-se ainda a ocorrência de um deslocamento relativo que não corresponde à passagem de comboio, mas sim ao efeito da temperatura, e que provocou o deslocamento dos aparelhos de apoio a jusante, nos pilares P1 e P2.

No pilar P2, para o terceiro comboio a passar entre as 10h e as 11h, o aparelho de apoio a montante chega a deslocar-se residualmente, ao contrário do que se verifica nas restantes passagens analisadas.

Finalmente, no pilar P4, os aparelhos de apoio a montante e jusante, deslocam-se à passagem dos comboios com amplitudes muito similares às registadas no pilar P1, à exceção da passagem do quinto comboio, que não faz mover nenhum dos dois aparelhos de apoio.

#### 4 - Conclusões e desenvolvimentos futuros

A instalação do sistema de monitorização contínua da condição estrutural da ponte ferroviária do Sado foi efetuada com sucesso, sendo que um pré-processamento da informação recebida permitiu desde já a identificação específica dos comboios Alfa Pendular. Por outro lado, observaram-se, por parte dos aparelhos de apoio, respostas que aparentam não ser diretamente proporcionais aos efeitos das ações aplicadas à estrutura.

Após um pré-processamento e avaliação dos dados recebidos em contínuo através do sistema de monitorização, pretende-se aplicar técnicas com base na Análise de Componentes Principais (PCA) e Redes Neurais Autoassociativas (AANN) que permitam retirar os efeitos provocados pelas condições ambientais e operacionais. Com os dados normalizados, serão aplicadas as metodologias de deteção de dano, com especial atenção dada à identificação de anomalias estruturais, quer estas sejam observadas em elementos mecânicos móveis como os aparelhos de apoio, ou em outros quaisquer elementos estruturais.

A informação experimental adquirida servirá ainda para validar o modelo de elementos finitos já desenvolvido, o que permitirá, posteriormente, simular os diferentes cenários de dano aos quais se considera que a estrutura é mais suscetível e avaliar a sua identificação através da metodologia desenvolvida.

#### AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), da Infraestruturas de Portugal (IP) e do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

#### REFERÊNCIAS

- Cantero, D., & González, A. (2015). *Bridge Damage Detection Using Weigh-in-Motion Technology*. *Journal of Bridge Engineering*, 20(5), 04014078. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000674](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000674)
- Carey, C. H., O'Brien, E. J., & Keenahan, J. (2013). *Investigating the Use of Moving Force Identification Theory in Bridge Damage Detection*. *Key Engineering Materials*, 569–570(January 2016), 215–222. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.569-570.215>
- Huang, Q., Gardoni, P., & Hurlbaas, S. (2012). *A probabilistic damage detection approach using vibration-based nondestructive testing*. *Structural Safety*, 38, 11–21. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2012.01.004>
- REFER. (2010). *Variante de Alcácer*. Lisboa: REFER.
- Meixedo, A. (2016). *Damage identification in railway bridge based on dynamic performance indicators of the train-bridge system*, Projeto Tese de Investigação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

## **ANÁLISE EXPERIMENTAL DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS COMPONENTES E MATERIAIS DE PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA**

### **EXPERIMENTAL ANALYSIS OF THE MECHANICAL CHARACTERISTICS OF COMPONENTS AND MATERIALS OF STONE MASONRY ARCH BRIDGES**

Silva, Rúben; *CONSTRUCT-LESE FEUP, Porto, Portugal, rubensilva@fe.up.pt*

Costa, Cristina; *CONSTRUCT-LESE IPT, Tomar, Portugal, c.costa@ipt.pt*

Arêde, António; *CONSTRUCT-LESE FEUP, Porto, Portugal, aarede@fe.up.pt*

Topa, Gomes António; *CONSTRUCT-LESE FEUP, Porto, Portugal, atgomes@fe.up.pt*

Menezes, José E.; *CONSTRUCT-LESE FEUP, Porto, Portugal, menezes@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

Este artigo descreve os estudos experimentais realizados em pontes em arco de alvenaria de pedra com o objetivo de obter uma caracterização realista dos componentes e materiais das pontes. O trabalho faz parte de um estudo mais abrangente centrado na caracterização numérica e experimental de pontes em arco de alvenaria de pedra sob a ação do tráfego ferroviário. A campanha experimental decorreu em duas pontes ferroviárias inseridas na rede ferroviária Portuguesa, o viaduto de Durrães e a ponte PK124, ambas localizadas na Linha do Minho. Em ambas as pontes foram aplicadas técnicas de ensaio "in-situ", como a extração de carotes, ensaios com macacos planos e com pressiómetro de Ménard, e laboratoriais em amostras representativas dos materiais constituintes das pontes, cujos principais resultados e conclusões são aqui apresentados.

#### **ABSTRACT**

This paper discusses the experimental characterisation of the constituent materials of stone arch masonry bridges. This work is part of a more comprehensive study focusing on the numerical and experimental characterization of stone masonry arch bridges with railway traffic. The experimental campaign comprises two railway bridges, the Durrães overpass and PK124 bridge, both located in the Minho railway line. In both bridges different testing techniques were applied, "in-situ" tests, like core extraction, flat-jack and pressuremeter tests, and laboratory tests on representative samples of the constituent materials taken from the bridges, whose main results and conclusions are presented.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

O estudo do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria tem revelado que a caracterização experimental dos seus componentes e materiais constituintes é um aspeto fundamental para uma melhor compreensão deste tipo de estruturas (SB, 2007). Devido à heterogeneidade e anisotropia dos seus materiais constituintes (alvenaria e enchimento), e às técnicas de construção usadas neste tipo de estruturas, existe uma grande dificuldade na definição dos parâmetros constitutivos dos materiais a adotar em modelos numéricos de simulação das pontes. Assim a realização de ensaios experimentais para a caracterização física e mecânica dos materiais das pontes constitui um passo importante para a simulação numérica das pontes com modelos numéricos devidamente calibrados.

Diversas técnicas não-destrutivas têm-se mostrado eficientes para estimar os parâmetros físicos e mecânicos dos materiais deste tipo de pontes, permitindo estudar as suas propriedades, avaliar o seu estado de conservação e validar os modelos numéricos das pontes. Os ensaios com macacos-planos e os ensaios pressiométricos são dois exemplos de técnicas de ensaio "in-situ" que no contexto deste trabalho são aplicadas para caracterizar experimentalmente a alvenaria e o material de enchimento das pontes, respetivamente. A extração de carotes é outra técnica "in-situ" com muita aplicabilidade neste tipo de pontes, permitindo a recolha de amostras de pedra e de pedra com junta para a realização de ensaios laboratoriais com vista à sua caracterização mecânica.

Os ensaios com macacos planos permitem determinar "in-situ" a tensão instalada e as características de deformabilidade da alvenaria, sem necessidade de extrair qualquer tipo de amostra (Binda et al., 1983). A técnica de ensaio teve origem no âmbito da mecânica das rochas e atualmente é comum a sua aplicação em paredes de alvenaria nas suas duas variantes: ensaio simples e ensaio duplo. O ensaio pressiométrico foi desenvolvido por Louis Ménard (1975) e tem maior aplicação nos solos e rochas brandas ou solos duros. A sua aplicação para o estudo de estruturas de alvenaria é ainda

muito incipiente, havendo muito poucos trabalhos na bibliografia sobre esta aplicação alternativa. O ensaio permite estimar os parâmetros de deformabilidade do material testado e consiste na introdução de uma sonda dentro de um furo aberto no material, e na aplicação de uma pressão que leva à expansão da sonda, tendo como consequência uma compressão radial do material na zona envolvente.

Neste contexto, são apresentados neste artigo os principais resultados das campanhas experimentais decorridas em duas pontes ferroviárias de alvenaria de pedra, no âmbito do projeto de investigação StonArcRail, entretanto já finalizado. O projeto visava a caracterização numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes ferroviárias de alvenaria de pedra existentes em Portugal e foi desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e Instituto Politécnico de Tomar (IPT) com o apoio das Infraestruturas de Portugal (IP).

As campanhas experimentais decorreram em duas pontes ferroviárias inseridas na linha do Minho, o Viaduto de Durrães (localizado perto de Barcelos) e a ponte PK124 (localizada perto de Valença). Estes ensaios tiveram como objetivo a caracterização experimental das propriedades mecânicas dos materiais constituintes das pontes, e envolveram ensaios "in-situ" como a extração de carotes, ensaios de macacos-planos e ensaios pressiométricos, bem como ensaios laboratoriais em amostras recolhidas das pontes. Poderá ser consultada informação complementar sobre estas campanhas experimentais em Arêde et al. (2017).

Com vista à caracterização global do comportamento das duas pontes referenciadas, foram também realizados ensaios dinâmicos de vibração ambiental e forçada nas duas pontes referenciadas, com e sem tráfego de comboios. Detalhes sobre esses ensaios podem ser encontrados em Costa et al. (2015), para a ponte PK124, e em Costa et al. (2016), para o viaduto de Durrães. Estes ensaios foram alvo de um outro artigo apresentado na primeira edição deste congresso, e cuja descrição dos ensaios e principais resultados obtidos podem ser consultados em Ribeiro et al. (2016).

## **2 - CASOS DE ESTUDO**

### **2.1 - Viaduto de Durrães**

O viaduto de Durrães, também designado de ponte seca de Durrães, foi construído em 1878 pela Real Companhia dos Caminhos de Ferro Portugueses, com um projeto datado de 1876 (REFER, 1876). O viaduto desenvolve-se ao longo de uma extensão de cerca de 178 m, com 5,3 m de largura e um desnível máximo de 22 m entre o nível do tabuleiro e o terreno atravessado. É constituído por 16 arcos com cerca de 9 m de vão, assentes em 15 pilares e 2 encontros. O tabuleiro é constituído por uma via única balastrada em bitola ibérica. Uma vista geral do viaduto é apresentada na Figura 1.



Figura 1 – Vista geral do viaduto de Durrães

### **2.2 - Ponte PK124**

A ponte ao PK124 da linha do Minho constitui uma passagem hidráulica com uma tipologia estrutural em alvenaria muito frequente na rede ferroviária nacional. A sua construção e projeto (REFER, 1875) remontam ao período de construção do troço da linha entre Caminha e Valença que abriu à exploração em 1879. A ponte tem cerca de 11 m de extensão e 5,9 m de largura. É constituída por um único arco com vão livre de aproximadamente 8 m e 11 m de altura, assente em dois encontros. A montante e a jusante da ponte existem 4 muros ala com 12 de comprimento e que sustentam um talude terroso com vegetação. Sobre o tabuleiro existe uma via única balastrada. Uma vista geral da ponte é apresentada na Figura 2.



Figura 2 – Vista geral da ponte PK124

### 3 - CAMPANHA EXPERIMENTAL "IN-SITU"

#### 3.1 - Descrição geral

A campanha experimental teve como objetivo a caracterização física e mecânica dos componentes e materiais das duas pontes. Para o viaduto de Durrães, várias amostras de pedra e pedra com junta foram extraídas da superfície dos pilares P10 e P11, do muro tímpano localizado sobre o pilar P14 e de um dos encontros, conforme ilustrado na Figura 3a. No caso da ponte PK124, as amostras de pedra e pedra com junta foram extraídas na área de um dos encontros, no muro-ala e no intradorso do arco, conforme ilustrado na Figura 3b. No Quadro 1 é incluída a identificação de todas as amostras retiradas das duas pontes.

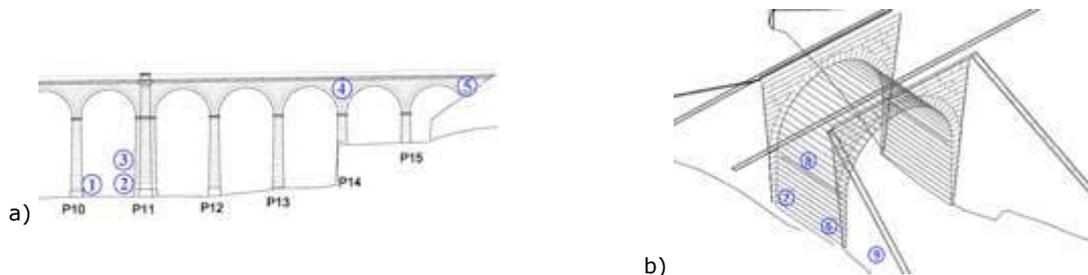


Figura 3 – Localização dos pontos de extração de amostras das pontes: a) viaduto de Durrães; b) ponte PK124

Quadro 1 – Identificação das amostras recolhidas nas pontes

Viaduto Durrães	Ponte PK124
① Cc1_P10 / Cj1_P10	⑥ Cc6_E / Cj6_E
② Cc2_P11 / Cj2_P11	⑦ Cc7_E / Cj7_E
③ Cc3_P11 / Cj3_P11	⑧ Cj8_A
④ Cc4_P14 / Cj4_P14	⑨ Cc9_MA
⑤ Cj5_E	

Cc – amostras de pedra; Cj – amostras de pedra com junta

A caracterização dos materiais tanto da estrutura das pontes como da sua fundação envolveu a realização de ensaios "in-situ", nomeadamente ensaios com macacos planos e ensaios pressiométricos. A localização destes ensaios nas duas pontes está assinalada na Figura 4. No Quadro 2 é incluída a identificação e a localização detalhada de cada um dos ensaios.

#### 3.2 - Extração de carotes

Para os ensaios laboratoriais de caracterização mecânica foram extraídas carotes em locais que não comprometessem a estética e a resistência da construção e que permitissem uma boa caracterização dos diferentes componentes das pontes. A extração de carotes de pedra foi efetuada utilizando uma máquina de corte rotativa com coroa diamantada. Este equipamento também foi utilizado para

realização dos furos para os ensaios pressiométricos. Na Fig. 5 mostram-se exemplos das amostras extraídas nas zonas dos blocos de pedra, juntas e enchimentos das duas pontes.

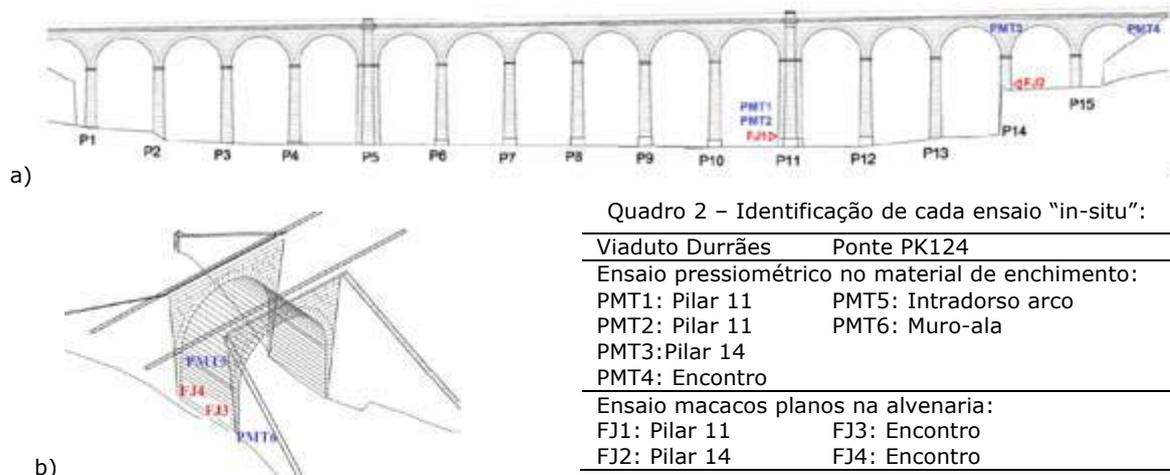


Figura 4 – Localização dos ensaios "in-situ" em: a) viaduto de Durrães; b) ponte PK124

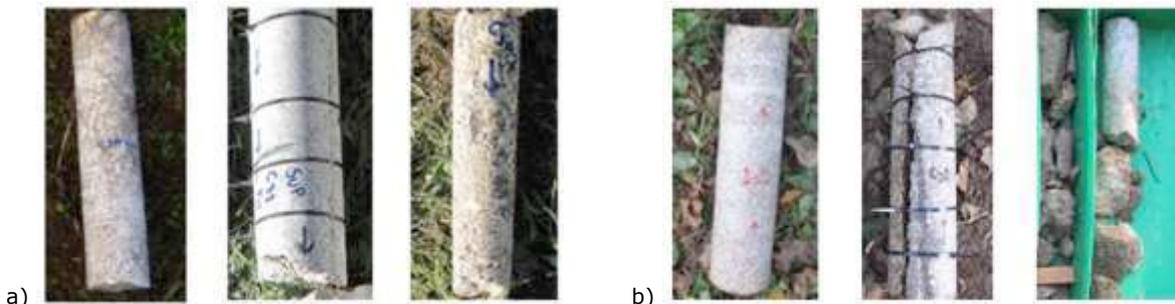


Figura 5 – Materiais extraídos nas carotes (pedra, junta, enchimento), (Arêde et al. 2017): a) viaduto de Durrães, b) ponte PK124

### 3.3 - Ensaio de macacos-planos

A tensão "in-situ" instalada e as propriedades de deformabilidade da alvenaria foram estimadas através de ensaios de macacos planos simples e duplos, respetivamente. Essa técnica de ensaio foi aplicada a dois pilares do Viaduto de Durrães e ao encontro da ponte PK124. O modelo de macaco plano adotado nos ensaios é o que consta da Figura 6a.

O ensaio simples de macacos planos foi executado de acordo com as normas ASTM e RILEM (ASTM 1196-91, 1991 e RILEM-LUM.D.2/3, 1990). O ensaio compreende várias fases, conforme ilustrado na Figura 6. Numa primeira etapa é escolhida a zona de corte e marcação de (pelo menos) 4 alinhamentos verticais de referência, depois é feito um rasgo usando uma máquina de corte apropriada e, por fim, é colocado o macaco plano no rasgo e aplicada a pressão por patamares. O registo da variação de comprimento entre pontos de referência é efetuado em cada fase do ensaio através de um deformómetro com comprimento base de 300 mm e mostrador digital com uma resolução de 0,001 mm, conforme se mostra na Figura 6b.

Após o ensaio simples é realizado o ensaio duplo, com o objetivo de aferir as características de deformabilidade da zona testada. O ensaio duplo consiste em comprimir uma zona delimitada por dois macacos planos e monitorizar as deformações impostas pela mesma pressão nesses dois macacos planos, permitindo traçar as curvas de tensão vs. deformação para os alinhamentos considerados. Na Figura 6c é visível um dos ensaios de macacos planos duplos executados e a sua configuração experimental, incluindo a localização dos aparelhos de medição e a localização dos rasgos e dos macacos planos em relação às juntas da alvenaria. Os transdutores de deslocamento (LVDTs) foram dispostos 4 na vertical e 1 na horizontal seguindo as recomendações encontradas em Binda et al. (1999). O ensaio duplo é monitorizado com o auxílio de um sistema de aquisição ligado a um computador portátil que regista os dados da célula de pressão instalada à saída da bomba manual e dos LVDTs.

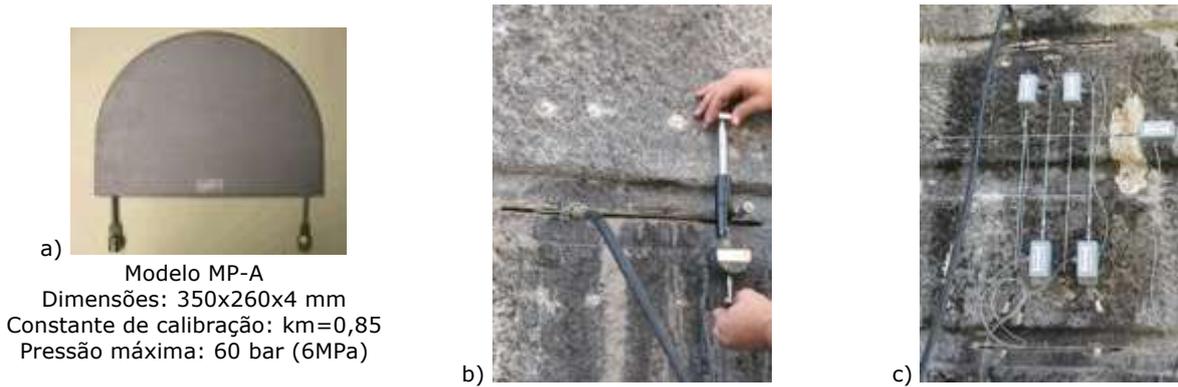


Figura 6 – Ensaio de macacos planos: a) modelo e características do macaco plano usado; b) medição num ensaio simples; c) configuração experimental do ensaio duplo

Na Figura 7 apresentam-se os dois tipos de gráficos relativos aos resultados de um dos ensaios simples e duplos com macacos planos realizados nas duas pontes. Através da evolução dos deslocamentos verticais registados no ensaio simples é possível determinar a tensão de anulamento das deformações, que corresponde a uma estimativa da tensão instalada “in-situ” antes do ensaio. Pela análise dos ciclos carga/descarga obtidos do ensaio duplo e pelo cálculo do declive no gráfico tensão vs. deformação em cada alinhamento vertical, é possível estimar o módulo de elasticidade da zona de alvenaria ensaiada constituída por blocos de pedra e respetiva junta.

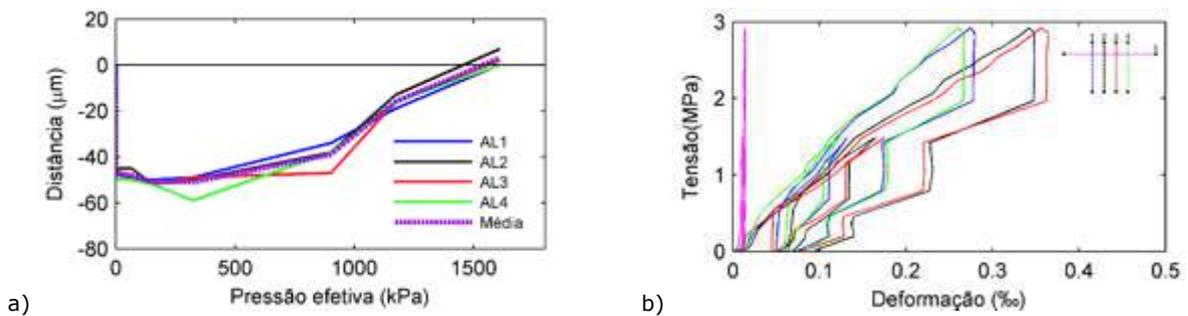


Figura 7 – Resultados do ensaio de macacos planos FJ2 realizado no viaduto de Durrães: a) ensaio simples; b) ensaio duplo

No Quadro 3 encontram-se sumarizados o intervalo de valores encontrado para a estimativa de tensão instalada e para o módulo de elasticidade determinados a partir dos resultados obtidos com o ensaio de macacos planos nas duas pontes.

Quadro 3 – Intervalo de valores para a tensão “in-situ” e módulo de elasticidade da alvenaria estimados através dos ensaios de macacos planos

Ensaio (ID)	Tensão “in-situ” (kPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
FJ (Durrães)	1534-1540	7-23
FJ (PK124)	198-986	0.9-1.3

Constata-se que existe uma grande variabilidade nos valores obtidos e que, na sua maioria, se encontram sobrestimados (por exemplo o valor superior de 23 GPa encontrado para a alvenaria ensaiada do viaduto de Durrães, é claramente um valor não expectável para este tipo de material). Este fato levanta algumas dúvidas sobre a aplicabilidade deste tipo de ensaio em alvenarias como as que são encontradas nos pilares da ponte de Durrães, com pedras regulares de grandes dimensões (0,5 m de altura e mais de 1 m de comprimento). Na ponte PK124 a alvenaria encontrada nos encontros, sendo mais irregular e de menores dimensões, com juntas de maior dimensão e características mais adequadas aos requisitos das normas, conduziu a melhores resultados e mais próximos da tensão estimada com base nas cargas permanentes na cota do macaco.

### 3.4 - Ensaio pressiométrico

Os ensaios pressiométricos tiveram como objetivo a obtenção de uma estimativa para os parâmetros de deformabilidade do material de enchimento das pontes. No total, foram realizados 6 ensaios, 4 deles no viaduto de Durrães, na zona dos pilares (PMT1 e PMT2), num dos muros tímpano (PMT3) e

na zona do encontro (PMT4), e 2 deles na ponte PK124, no intradorso do arco (PMT5) e num dos muros-ala (PMT6).

Os ensaios pressiométricos decorreram de acordo com a Norma Francesa NFP94-110 (2000) em furos executados em diversas zonas das pontes. O equipamento usado foi um pressiómetro de Ménard, fabricado pela APAGEO e que é constituído por três partes distintas: a sonda, a unidade de controlo e a tubagem (Fig. 8a). A sonda está dividida em 3 células, 2 células de guarda e a célula central, unidas por um núcleo de aço que as mantém alinhadas. A unidade de controlo de pressão e volume tem como função controlar a expansão da sonda, resultante da aplicação de uma determinada pressão fornecida por uma garrafa de gás comprimido e medir a variação volumétrica da célula central através de um volumímetro.

A preparação de cada ensaio envolveu uma primeira furação com  $\phi 100$  mm que permitiu extrair uma carote para posterior ensaio em laboratório; após essa extração, seguiu-se a furação de  $\phi 60$  mm até atingir a zona do enchimento. A Figura 8b mostra o aspeto dum furo onde é possível distinguir zonas com diferentes diâmetros. Seguidamente procedeu-se à introdução da sonda no interior do furo de menor diâmetro, conforme se ilustra na Figura 8c, após a qual se deu início ao ensaio com a aplicação de patamares de pressão e leituras do volume.

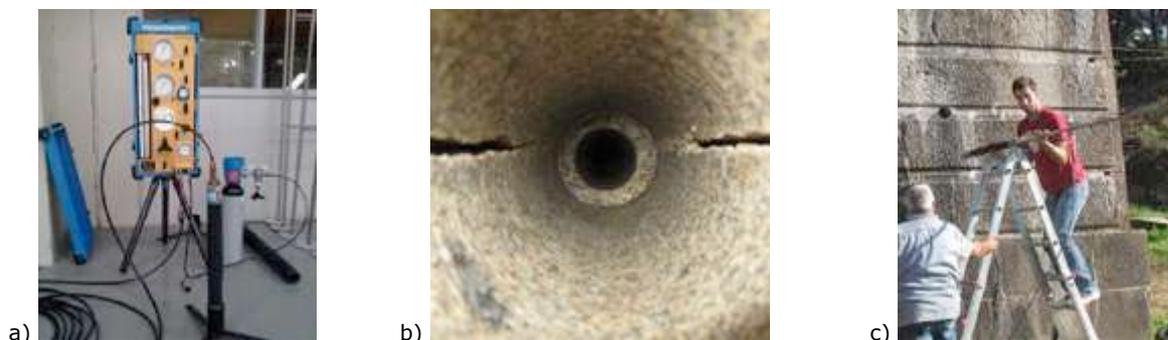


Figura 8 – Ensaio com pressiómetro de Ménard (Arêde et al. 2017): a) equipamento; b) aspeto do furo; c) introdução da sonda

Os dados registados do ensaio pressiométrico, após correções para atender às perdas de volume e pressão, permitem traçar a curva pressiométrica que relaciona a pressão diametral aplicada nas paredes do furo ( $P_{ef}$ ) com a sua variação de volume na zona da expansão da câmara pressiométrica. Na Figura 9 são apresentadas duas curvas pressiométricas relativas a dois dos ensaios realizados. A Figura 9a é relativa ao ensaio PMT2 no viaduto de Durrães e a Figura 9b é relativa ao ensaio PMT5 na ponte PK124. Foram também obtidas curvas semelhantes para todos os outros ensaios realizados em ambas as pontes.

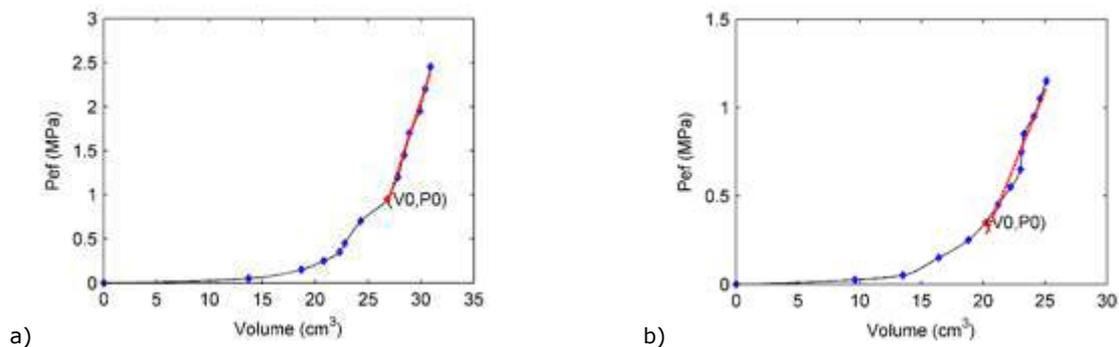


Figura 9 – Curvas pressiométricas experimentais: a) viaduto de Durrães; b) ponte PK124

Em ambos os casos apenas foi possível identificar as primeiras duas fases de um ensaio pressiométrico tipo, conforme é evidenciado pela Figura 9 onde nenhum dos ensaios apresenta uma curva em forma de S. De fato, isto permite concluir que durante o ensaio nunca foram atingidas pressões capazes de provocar a cedência do material, portanto permanecendo sempre abaixo de valores que originassem deformações plásticas no material.

Com base nas curvas pressiométricas é possível obter os parâmetros de deformabilidade designados de módulo de distorção pressiométrico ( $G_{PMT}$ ) e de módulo pressiométrico ( $E_{PMT}$ ) conhecido por módulo de Ménard. Estes parâmetros são calculados com base nos valores da fase elástica da curva

tensão-deformação corrigida, tendo sido usados no seu cálculo no mínimo três pontos da curva e um valor de 0,2 para o coeficiente de Poisson.

Do total de resultados obtidos para cada ensaio, foi possível obter intervalos de variação para o módulo de distorção e para o módulo pressiométrico calculados para o material de enchimento das duas pontes, conforme listado no Quadro 4. Esses valores são úteis para estimar o módulo de deformabilidade (E) do material de enchimento para usar em simulações numéricas, e que pode ser determinado dividindo o módulo pressométrico por um coeficiente determinado empiricamente por Briaud (1992) e que depende do tipo de material e estado de compactação.

Quadro 4 - Intervalo de valores dos módulos  $G_{PMT}$  e  $E_{PMT}$  determinados para os ensaios pressiométricos

Ensaio (ID)	$G_{PMT}$ (MPa)	$E_{PMT}$ (MPa)
PMT (Durrães)	135-226	190-680
PMT (PK124)	110-140	160-408

Uma das dificuldades sentidas na aplicação desta técnica de ensaio para o estudo do material de enchimento destas pontes, relaciona-se com a elevada resistência do material, mais próxima de uma rocha do que de um solo. De fato, o nível de pressão aplicado foi elevado, com valores máximos da ordem de 20 bar, consentâneo com os valores máximos obtidos para o módulo pressiométrico da ordem de 400-600 MPa para o material de enchimento das duas pontes.

#### 4 - ENSAIOS LABORATORIAIS

Para caracterização física e mecânica das amostras de pedra e junta extraídas das pontes foram realizados ensaios de materiais nos laboratórios da FEUP. As amostras utilizadas nos ensaios provieram de carotes que não tinham evidenciado quaisquer sinais de fratura.

##### 4.1 - Ensaios de caracterização da pedra

A caracterização mecânica da pedra baseou-se na determinação da resistência à compressão e à tração bem do módulo de elasticidade em compressão. A resistência à compressão foi obtida através de ensaios de compressão uniaxial utilizando uma prensa que permite a aplicação de forças progressivamente crescentes até se atingir a rotura do provete. Desse tipo de ensaios foram também estimados valores do módulo de elasticidade secante, recorrendo à medição das extensões em vários de ciclos de carga/descarga usando transdutores elétricos de deslocamento do tipo LVDT para os vários níveis de tensão de compressão instalados. A resistência à tração da pedra foi caracterizada com base no ensaio clássico de tração por compressão diametral. Na Figura 10 é possível observar uma amostra de pedra granito (100 mm de diâmetro e 200 mm de altura), e ainda uma perspetiva do equipamento usado nos ensaios de compressão.



Figura 10 - Ensaios de caracterização mecânica da pedra (Arêde et al. 2017): a) amostra de pedra granito; b) equipamento para ensaios de compressão

Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 5, em termos de peso volúmico, resistência à compressão e à tração e Módulo de Young. É observada uma boa concordância nos valores obtidos para as amostras de pedra granito ensaiadas. Contudo, valores consideravelmente superiores de Módulo de Young foram encontrados para as amostras do viaduto de Durrães em relação aos valores obtidos para a ponte PK124, o que sugere nesta última, um granito de pior qualidade ou num estado de degradação mais acentuado.

Quadro 5 – Parâmetros físicos e mecânicos das amostras de pedra extraídas das duas pontes

Parâmetro	Durrães	PK124
Peso volúmico (kN/m <sup>3</sup> )	25,9-26,5	25,2-25,7
Resistência à compressão (MPa)	34,8-59,4	35,9-81,4
Resistência à compressão (MPa)	3,7-5,4	2,3-5,2
Módulo Young (Gpa)	20,0-23,5	6,8-10,9

#### 4.2 - Ensaios de caracterização das juntas

A caracterização do comportamento das juntas é baseada na determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade, obtidos através de ensaios de compressão e corte em amostras extraídas das pontes, e, que serão necessários definir na modelação numérica das pontes. Os ensaios decorreram no Laboratório de Geotecnia da FEUP, com recurso a um equipamento de ensaio projetado e desenvolvido pelo próprio laboratório, e cujas imagens são apresentadas na Figura 11. A resistência ao corte das amostras é avaliada através do escorregamento da junta ao longo do seu plano de descontinuidade. As amostras das juntas são preparadas a partir das amostras cilíndricas extraídas das pontes, consistindo no encabeçamento de cada metade num maciço de betão de modo a encaixar na caixa de corte do equipamento (200x200x150 mm<sup>3</sup>) e os planos de descontinuidade fiquem coincidentes. Na Figura 11c é possível observar o aspeto de uma amostra de junta após o ensaio de corte. As dimensões do plano de corte das amostras é de 100x100 mm<sup>2</sup>. As amostras exibiam diferentes condições iniciais (antes do ensaio), tendo sido separadas em grupos pelo seu estado de preservação.



Figura 11 – Ensaios de compressão e corte nas amostras de junta (Arêde et al. 2017): a) vista geral do equipamento; b) caixa de corte; c) amostras de junta após ensaio de corte

De modo a caracterizar o comportamento das juntas na direção normal, ensaios cíclicos de compressão foram realizados, onde foi registada a evolução da tensão de compressão com o correspondente deslocamento vertical. Este registo permitiu avaliar a rigidez normal das juntas em cada ciclo de carga/descarga. As curvas obtidas são apresentadas na Figura 12, para o caso das amostras do viaduto de Durrães (Fig. 12a) e para o caso das amostras da ponte PK124 (Fig. 12b), evidenciando que os valores de deslocamento obtidos para cada amostra são bastante diferentes e dependentes do seu estado de condição inicial antes dos ensaios.

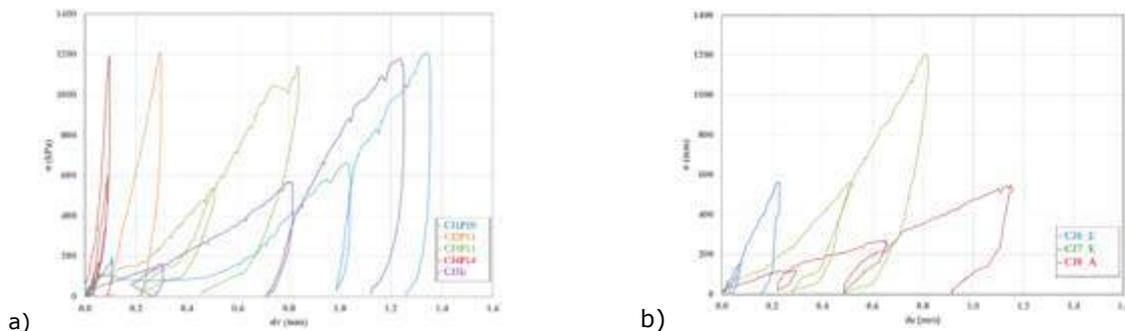


Figura 12 – Curvas de tensão normal vs. deslocamento vertical: a) viaduto de Durrães; b) ponte PK124

Em relação ao comportamento das juntas na direção tangencial, ensaios de corte foram realizados usando a caixa de corte e o equipamento apresentados anteriormente, e aplicando diferentes níveis de pressão normal. Foram aplicados patamares de pressão de 0,2, 0,6 e 1,2 MPa no caso das amostras referentes ao viaduto de Durrães, e de 0,1, 0,2 e 0,6 MPa no caso das amostras referentes à ponte PK124. Na Figura 13 são apresentados os resultados obtidos em termos de gráficos tensão de

corrente vs. deslocamento tangencial para as amostras do viaduto de Durrães (Fig. 13a) e ponte PK124 (Fig. 13b).

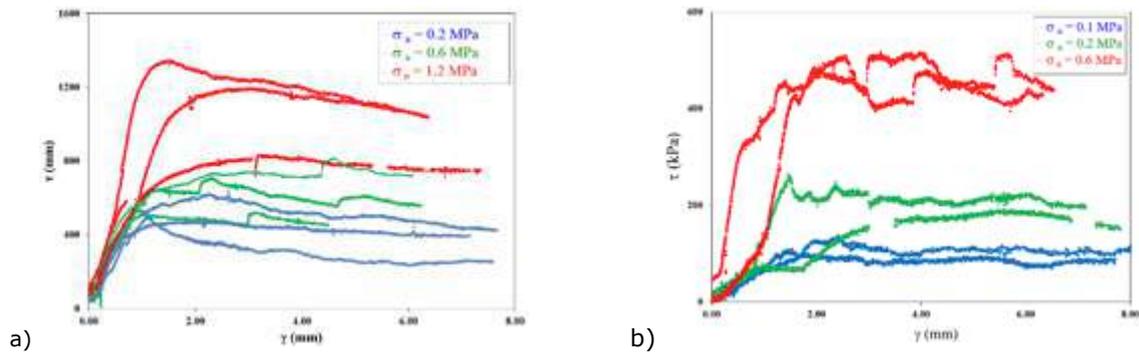


Figura 13 – Curvas de tensão corte vs deslocamento horizontal: a) viaduto de Durrães; b) Ponte PK124

Dependendo da tensão normal instalada, as curvas da Figura 13 apresentam diversas fases: uma inicial, que corresponde ao ajustamento entre os dois blocos que constituem a junta, uma segunda fase, que corresponde a uma fase linear que ocorre até se atingir o máximo valor de tensão de corte, e uma fase final de amaciamento com uma redução de resistência que tende para o patamar residual de tensão. Os resultados dos ensaios sugerem que o valor da rigidez elástica e a resistência de pico e residual tendem a aumentar com o incremento da tensão normal instalada. No quadro 6 estão listados, para as amostras ensaiadas das duas pontes, os valores médios de tensão tangencial de pico e residual e a rigidez elástica para cada patamar de tensão normal aplicada.

Quadro 6 – Propriedades do comportamento ao corte das juntas

Parâmetro	Valores médios					
	Viaduto Durrães			Ponte PK124		
Tensão normal (MPa)	0,2	0,6	1,2	0,1	0,2	0,6
Tensão pico (MPa)	0,53	0,65	1,12	0,12	0,23	0,50
Tensão residual (MPa)	0,36	0,60	0,95	0,10	0,18	0,44
Rigidez tangencial (MPa/mm)	0,63	0,72	0,83	0,07	0,18	0,63

Com base nos valores de tensão normal e tangencial de pico e de tensão residual, foram determinadas envolventes de Mohr-Coulomb. Para o caso das amostras do viaduto de Durrães foi obtido um valor de 35,5º para o ângulo de atrito e um valor de 63 kPa para o parâmetro da coesão, e no caso da ponte PK124 foi obtido um valor de 35,5º para o ângulo de atrito e um valor de 63 kPa para o parâmetro da coesão, adotando em ambos os casos os valores de tensão de pico.

## 5 - CONCLUSÕES

Neste artigo encontra-se reportado os principais aspetos relacionados com a aplicação de diferentes técnicas de ensaio no estudo e caracterização dos materiais e componentes estruturais de duas pontes em arco de alvenaria de pedra. Foi apresentado uma breve descrição de cada técnica de ensaio aplicada "in-situ" e em laboratório e os principais resultados. Duas técnicas de ensaio "in-situ" inovadoras em termos da sua aplicação a pontes de alvenaria de pedra, foram aplicadas com bons resultados nas duas pontes estudadas, o ensaio de macacos planos para a caracterização das propriedades da alvenaria e o ensaio pressiométrico para a caracterização das propriedades do material de enchimento das pontes. Recorrendo a ensaios laboratoriais em amostras de pedra e em amostras representativas das juntas existentes entre os blocos de pedra das pontes, foi possível estimar parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais existentes nas pontes.

Os ensaios com macacos planos mostraram ser uma opção fiável e pouco destrutiva para caracterizar a tensão vertical "in-situ" e a deformabilidade da alvenaria. No entanto, as dificuldades verificadas na aplicação desta técnica em blocos de alvenaria de grandes dimensões (0,5 m de altura) e juntas de espessura reduzida (1-2 mm), e envolvendo cargas axiais elevadas, permitiu expor os limites próprios deste tipo de ensaio que não é corrente no tipo das alvenarias testadas. Os ensaios com o Pressiómetro de Ménard conduziram a bons resultados dos parâmetros mecânicos dos enchimentos. A aplicação desta técnica em furos horizontais e com materiais mais resistentes que os solos correntes constituiu um desafio e uma variante de aplicação deste tipo de equipamento; não obstante os resultados revelaram boa aplicabilidade para o estudo destes materiais.

Os resultados obtidos com os ensaios "in-situ" e laboratoriais permitiram uma caracterização detalhada dos materiais constituintes das duas pontes estudadas, e os valores assim obtidos das propriedades mecânicas têm sido utilizados nos modelos numéricos de simulação do seu comportamento estrutural.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P.; Projeto FCT PTDC/ECM-EST\_1691/2012 - Caracterização Experimental e Numérica do Comportamento Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra sob Ação de Tráfego Ferroviário - Aplicação a Pontes Existentes em Portugal, e Bolsa PD/BD/127812/2016 (iRAIL). Os autores agradecem à Eng. Ana Isabel Silva, ao Eng. Hugo Patrício e ao Eng. Nuno Lopes, da IP, por toda a colaboração e informação cedida sobre as pontes, ao Eng. Nuno Pinto e ao Técnico Valdemar Luís, pelo apoio nos ensaios.

## REFERÊNCIAS

- Arêde, A., Costa, C., Gomes, A. T., Menezes, J. E., Silva, R., Morais, M. & Gonçalves, R. (2017). Experimental characterization of the mechanical behaviour of components and materials of stone masonry railway bridges. *Construction and Building Materials*, 153, pp 663-681.
- ASTM1196-91 (1991). In-situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flat-jack measurements, ASTM Standard C 1196-91.
- ASTM1197-91 (1991). In-situ measurement of masonry deformability properties using flat-jack method, ASTM Standard C 1197-91.
- Binda, L. & Tiraboschi, C. (1999). Flat-Jack Test: a Slightly Destructive Technique for the Diagnosis of Brick and Stone Masonry Structures. *International Journal for Restoration of Buildings and Monuments*. p. 449-472.
- Binda, L., Rossi, P., Landriani, G. (1983). Diagnostic Analysis of Masonry Buildings. In: IABASE Symp. on Strengthening of building structures, Venezia.
- Briaud, J. (1992). The Pressuremeter. Trans Tech Publications Roterdão, Balkema.
- Costa C., Ribeiro D., Jorge P., Silva R., Calçada R. & Arêde A. (2015). Calibration of the numerical model of a short-span masonry railway bridge based on experimental modal parameters, *Procedia Engineering*, Volume 114, pp 846-853.
- Costa, C., Ribeiro, D., Jorge, P., Silva, R., Arêde, A., Calçada, R. (2016). Calibration of the numerical model of a stone masonry railway bridge based on experimentally identified modal parameters, *Engineering Structures*, Volume 123, pp 354-371.
- Ménard, L. (1975). The Ménard Pressuremeter, Interpretation and application of pressuremeter test results to Foundation Design, Sols Soils.
- NF P 94 110-1. (2000). Ménard Sols: reconnaissance et essais, Essai presiométrique Ménard.
- REFER, EPE. (1875). Peças desenhadas do projeto da ponte de S. Pedro da Torre, Viana do Castelo.
- REFER, EPE. (1876). Peças desenhadas do projeto do viaduto de Durrães, Viana do Castelo.
- Ribeiro, D., Costa, C., Silva, R., Jorge, P., Arêde, A., Calçada, R. (2016). Ensaios Dinâmicos de Pontes Ferroviárias em Alvenaria de Pedra. 1º Congresso de Ensaios e Experimentação em Engenharia Civil. Lisboa, Portugal.
- RILEM-LUM.D.2/3 (1990). In-situ stress and strength tests on masonry based on the flat-jack.
- Sustainable Bridges (2007). Masonry arch bridges. Background document D4.7. Sustainable Bridges, EU FP6.

## **ENSAIOS EXPERIMENTAIS EM PONTES FERROVIÁRIAS COM VIÉS DA REDE ESPANHOLA DE ALTA VELOCIDADE**

### **DYNAMIC TESTS IN SKEW RAILWAY BRIDGES IN THE SPANISH HIGH-SPEED NETWORK**

Velarde, Carlos; *Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain, c.velarde@upm.es*

Ribeiro, Diogo; *Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, Portugal, drr@isep.ipp.pt*

Nguyen, Khanh; *Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain, khangnguyen.gia@upm.es*

García-Palacios, Jaime; *Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain,*

*jaime.garcia.palacios@upm.es*

Díaz, Iván M; *Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain, ivan.munoz@upm.es*

Goicolea, José M; *Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Spain, jose.goicolea@upm.es*

#### **RESUMO**

O presente artigo apresenta os ensaios experimentais levados a cabo em pontes ferroviárias com viés da rede espanhola de alta velocidade. Estes ensaios consistem, em primeiro lugar, na avaliação das vibrações ambientais tendo em vista a caracterização das suas frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento, e em segundo lugar, na avaliação da sua resposta dinâmica sob ação de cargas de tráfego com o objetivo de conhecer as acelerações verticais do tabuleiro. Em ambos os ensaios foram utilizados 20 acelerómetros de elevada sensibilidade instalados na parte inferior do tabuleiro, assim como extensómetros elétricos nos carris para estimar a velocidade de circulação dos comboios. Os resultados destes ensaios serão utilizados para a calibração dos modelos numéricos das pontes e a sua validação para a passagem de comboios de alta velocidade.

#### **ABSTRACT**

This paper presents the dynamic tests performed in two skew bridges of the Spanish high-speed railway network. The experimental tests involved ambient vibration tests, which allow the characterization of the natural frequencies, mode shapes and damping ratios of the structures, and dynamic tests under traffic loads, in order to evaluate the vertical accelerations of the decks. In both tests, 20 high-sensitivity accelerometers attached underneath the deck were used, as well as strain gauges attached to rails to estimate the trains' speed. The results of the tests will be used for the calibration of the numerical models of the bridges and their validation for the passage of high-speed rail traffic.

#### **1 - INTRODUCTION**

The dynamic effects of high-speed trains on bridges must be taken into account due to the rapid rate of loading and the passage of successive loads with uniform spacing that may lead to resonance phenomena. In this way, it is very important to know the dynamic characteristics of the structures and properly evaluate their dynamic response for the passage of high-speed trains that in the Spanish network can reach speeds up to 300 km/h. This paper presents the dynamics tests performed in two skew bridges of the Spanish high-speed railway network. The main goal of the tests is to characterize the dynamic behaviour of the bridges by means of their modal properties: natural frequencies, modal shapes and damping ratios. This is achieved by carrying out an Operational Modal Analysis (OMA) where ambient vibrations are analysed. The vibration under traffic loads are also recorded in order to evaluate the vertical accelerations of the decks.

The bridge 1, Parreta bridge, is located in Benicasim (Castellón). It belongs to the Tarragona-Valencia line, a conventional line upgraded for speeds up to 200 km/h (Fig. 1). The bridge 2, Lumpiaque bridge, is located in Lumpiaque (Zaragoza). It belongs to the Madrid-Barcelona high-speed line, where the trains run at speeds up to 300 km/h (Fig. 1) (Fundación de los Ferrocarriles Españoles, 2007).



Figure 1. High-speed rail network in Spain (2017)

## 2 - BRIDGES DESCRIPTION

### 2.1 - Bridge 1: Parreta bridge.

It is a double track bridge, one of them ballasted and the other one slab track. The structure has three simply supported spans: two end spans of 9.60 m and 8.61 m length and the center span of 15.40 m, measured along the direction of the girders (traffic direction) (Fig. 2). It has a skew angle of  $25.2^\circ$  and the width of the deck is 12.85 m.

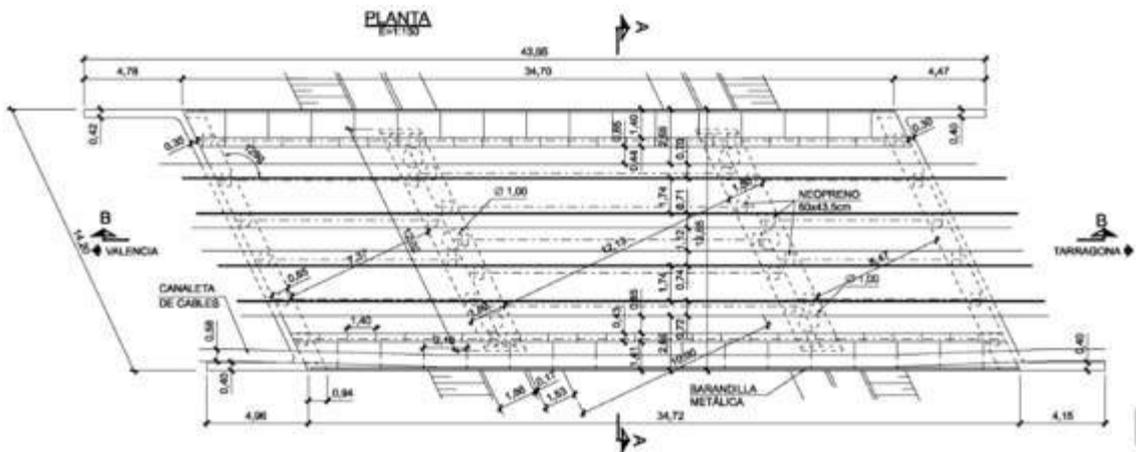


Figure 2. Top view of the Parreta bridge

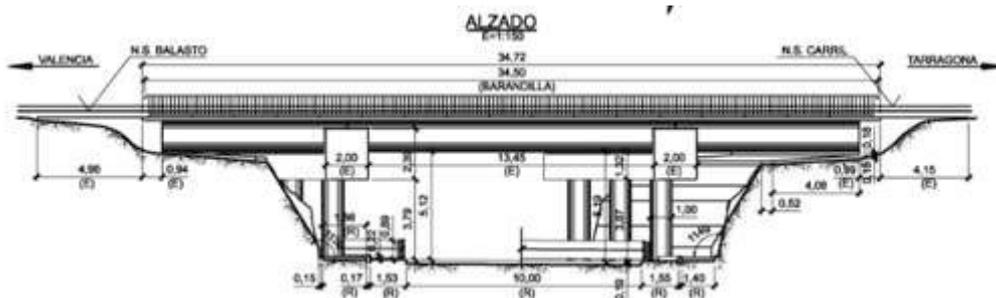


Figure 3. Cross section of the center span

The cross section of the deck is composed of pre-stressed concrete I-beam girders with 1.42 m depth and a concrete slab with 0.20 m thickness. At the center span the cross section has 7 I-beams (Fig. 4), while at the end spans it has only 6 I-beams.

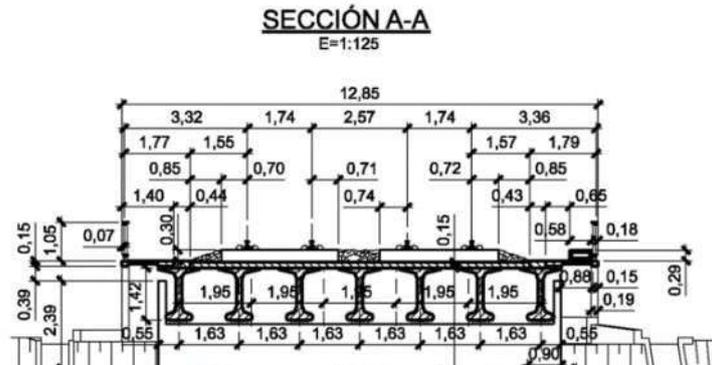


Figure 4. Cross section at the center span

## 2.2 - Bridge 2: Lumpiaque bridge.

Lumpiaque bridge is a double track bridge, with two ballasted tracks. The structure has a single isostatic span of 20 m measured along the traffic direction. It has a skew angle of  $33^\circ$  and the width of the deck is 14 m (Fig. 5).

The cross section (orthogonal to the traffic direction) of the deck is a lightened concrete slab with 1.60 m depth (Fig. 6).

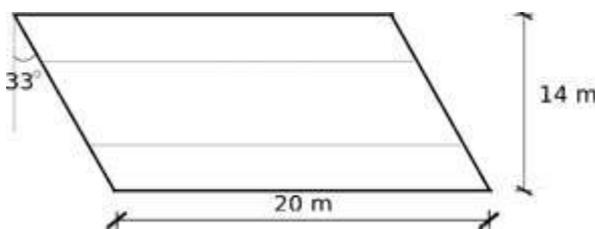


Figure 5. Deck dimensions

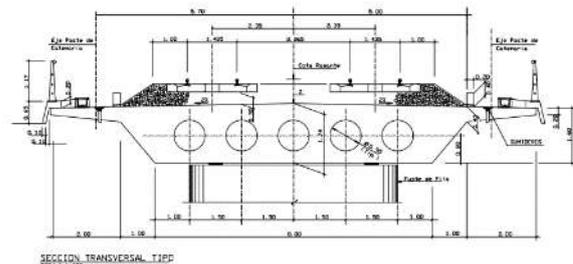


Figure 6. Cross section

## 3 - TESTS DESCRIPTION

The experimental tests performed in the two bridges consist in the measurement of vibration of the deck by means of accelerometers attached underneath the deck. Two kind of vibrations are measured: vibration under ambient conditions and vibration under traffic loading. An Operational Modal Analysis (OMA) is carried out to obtain the modal properties of the structures (natural frequencies, mode shapes and damping ratios). Furthermore, the vibration level of the deck under traffic loading is also evaluated. This vibration level depends, among several other variables, on the train speed. Thus, strain gauges attached to the rails and separated a certain distance, are used to detect the passage of the loads and, then, estimate the train speed.

When evaluating the vibration levels, it is usually interesting to know what train corresponds to each signal. In this way, it is advisable to take some measures such as recording (video) the passage of trains during the test, taking notes of the time of passage of trains, and synchronizing video camera hour and the data receptor hour.

### 3.1 - Test 1: Parreta bridge.

This test was performed in October 2017.

First, the strain gauges were attached to the rails. Two control points on each track were used in order to be able to compute the trains speed. Two gauges were put in every control point to ensure the properly operation of the measurement in case that one of them failed (Fig. 7).

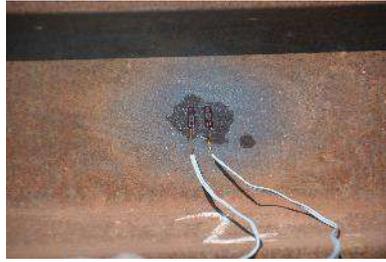


Figure 7. Two strain gauges placed in a control point

Measurements were performed with 20 accelerometers fixed to the bottom flanges of the main girders (Figs. 8 and 9), all were high-sensitivity sensors (10 V/g). They were distributed over the three spans in order to detect both bending and torsional modes of vibration. Although the sensors were placed over the three spans the OMA was performed only on the central span. Furthermore, after evaluating the signals, three of them were removed from the analysis due to the low quality of their signals (indicated in Fig.10 with a red cross).

### 3.2 - Test 2: Lumpiaque bridge.

This test was performed in April 2018.

The test process is basically the same as the explained in the case of Parreta bridge. Strain gauges were used to compute the train speeds, placed in groups of two at every control point (Fig. 11) and 20 accelerometers to measure the vibration level of the deck, distributed along three lines so bending and torsional vibration modes can be detected (Fig. 12).

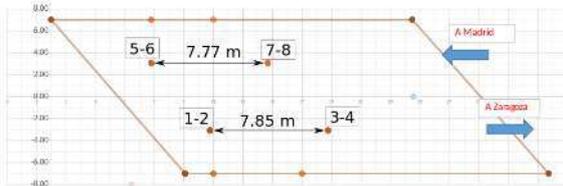


Figure 11. Strain gauges distribution



Figure 12. Accelerometers distribution

In this test, 16 accelerometers with sensitivity of 10 V/g and 4 (accelerometers number 3, 9, 17 and 18) of 1 V/g were used. As explained in Section *Results*, in the Parreta bridge test, many accelerometers located near the tracks were saturated due to the passage of the trains. Thus, it was decided to use in the Lumpiaque bridge test at least two sensors under each track, with lower sensitivity in order to be able to properly measure the acceleration levels under the track.

## 4 - RESULTS

There are two types of signals obtained from the tests: signals from strain gauges (Fig. 14) and signals from accelerometers (Fig. 15).

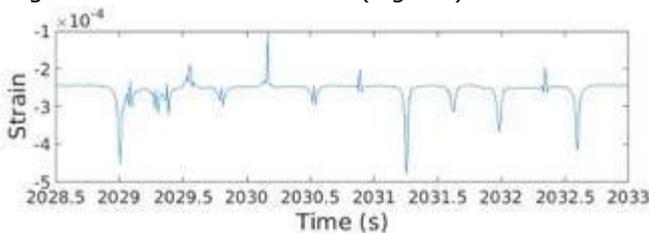


Figure 14. Signal from strain gauge

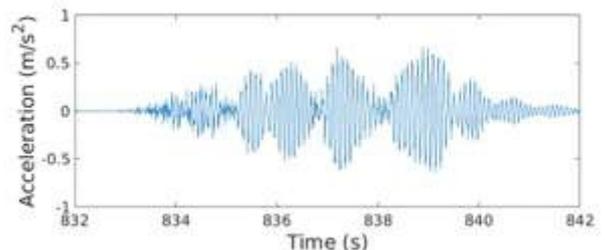


Figure 15. Signal from accelerometer



Figure 13. Placing the accelerometers

The signals obtained from strain gauges are used to compute the trains speed. Signal from accelerometers are used to obtain the modal properties of the bridge by carrying out an OMA, and to evaluate the vibration level of the deck under traffic loading.

#### 4.1 - Test 1: Parreta bridge.

The traffic that has been registered in this test is:

- Freight trains running at 100 km/h.
- *Talgo VI* train running at 130 km/h.

In this case the experimental test data have been analyzed with two software: UPM-OMA (García-Palacios et al.) and MACEC (Structural Mechanics section KU Leuven). After analyzing the data, three sensors were removed from the modal analysis. The grid of accelerometers is shown in Fig. 16.

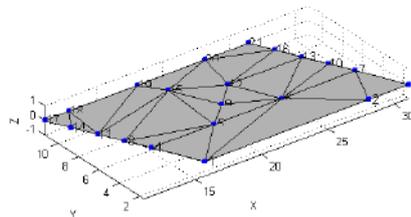


Figure 16. Accelerometers grid used for the modal analysis

Four modes of vibration in the vertical direction have been correctly captured (Fig. 17).

Modes 1 and 3 correspond to torsional movement and have very similar shape. Mode 2 is the first bending mode and mode 4 presents both longitudinal and transversal bending.

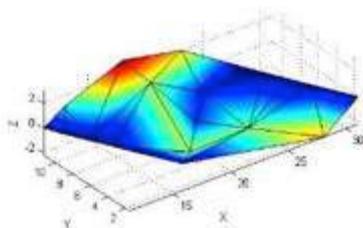


Figure 17a. Mode 1

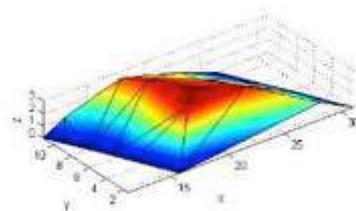


Figure 17b. Mode 2

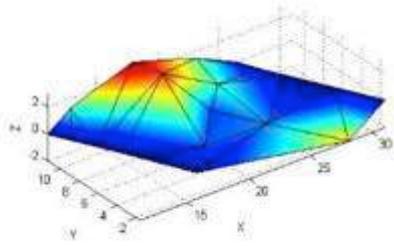


Figure 17c. Mode 3

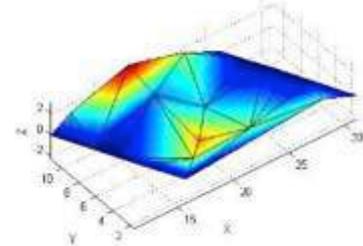


Figure 17d. Mode 4

Figure 17. Modes of vibration

The modal frequencies and damping ratios (average and standard deviation) obtained from five analyses are indicated in Table 1. Different periods of time are considered in each analysis. Subspace System Identification (SSI) method has been used.

Table 1 – Modal parameters: Parreta bridge

Mode	$f$ [Hz]		$\zeta$ [%]	
	$\mu$	$\sigma$	$\mu$	$\sigma$
1	8.31	0.04	1.25	0.47
2	10.04	0.05	1.87	0.29
3	11.27	0.03	1.01	0.39
4	14.03	0.15	0.95	0.24

It can be seen that the standard deviation in damping ratios is much bigger than in frequencies, which is a typical result in ambient vibration test (Magalhães, F. et al., 2010 and Soria, José M. et al., 2016).

Regarding the signal of accelerometers under traffic loads, due to their high sensitivity ( $S= 10 \text{ V/g}$ ), those placed under the track which the train runs along, have been saturated ( $a_{\text{sat}}= 5 \text{ m/s}^2$ ) due to high-frequency peaks (Fig. 18). On the other hand, those placed far from the track have properly registered the acceleration level (Fig. 19).

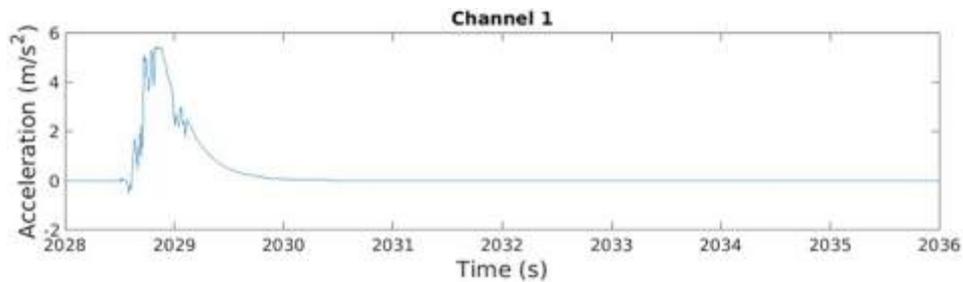


Figure 18. Accelerometer situated under the track: saturated

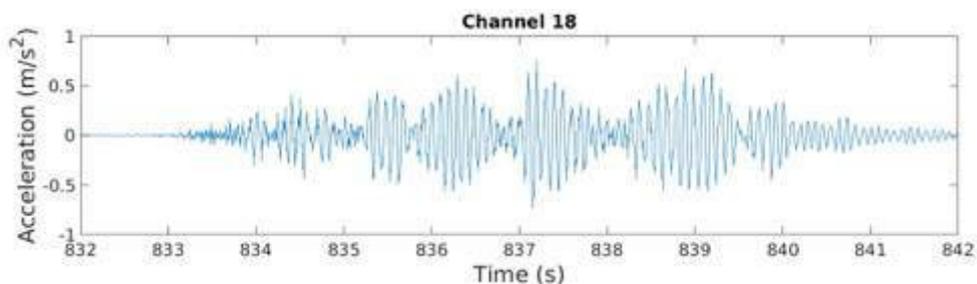


Figure 19. Accelerometer situated far from the track

This effect is due to the fact that I-beam decks are not able to properly distribute the concentrated loads, so the beams located near the track receive a much higher load than those situated far from the track.

Among the accelerations signal that have been properly registered, the level of  $1.5 \text{ m/s}^2$  is not exceeded. A numerical analysis would be necessary to evaluate whether the acceleration limit level ( $3.5 \text{ m/s}^2$  for ballasted tracks) are exceeded or not at the points situated near the track.

#### 4.2 - Test 2: Lumpiaque bridge.

The traffic that has been registered in this test is:

- High-speed trains running at 290 km/h:
  - *Talgo S112*
  - *Siemens S103*
  - *Alstom S100*
- *Alvia* trains running at 200 km/h.

The maximum acceleration among all the registered signals is lower than  $0.5 \text{ m/s}^2$ . Therefore, the acceleration limit level for ballasted tracks,  $3.5 \text{ m/s}^2$ , is not exceeded.

In this case, the experimental test data have been analyzed with three software: UPM-OMA, MACEC and ARTEMIS (Structural Vibration Solutions).

Three sensors (number 3, 9, 17) have been removed from the modal analysis because of their inappropriate behavior in the modal shapes obtained in the first checks. The accelerometers grid used for the modal analysis is shown in Fig. 20.

Four modes of vibration have been correctly captured (Fig. 21).

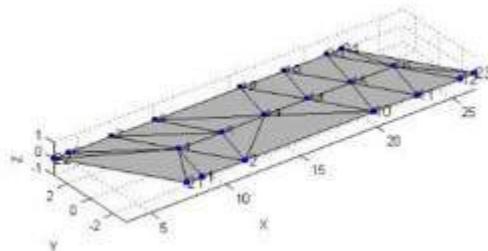


Figure20. Accelerometers grid for modal analysis

Modes 1 and 2 correspond to the first bending and torsional modes, respectively. Modes 3 and 4 are very similar and correspond to the second bending mode with a torsional component.

The modal frequencies and damping ratios (average and standard deviation) obtained from five

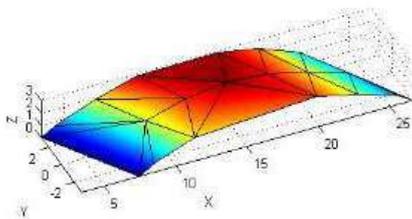


Figure 21a. Mode 1

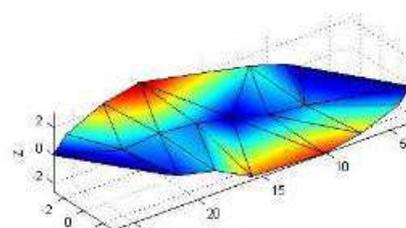


Figure 21b. Mode 2

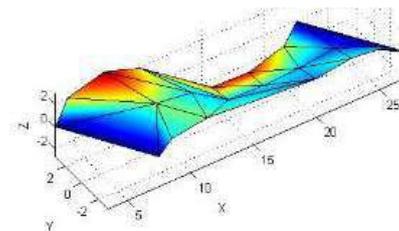


Figure 21c. Mode 3

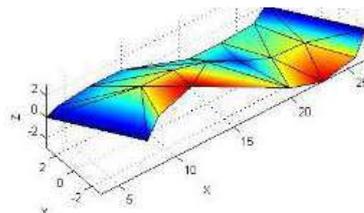


Figure 21d. Mode 4

Figure 21. Modes of vibration

analyses are indicated in Table 2. Different periods of time are considered in each analysis. Both Subspace System Identification (SSI) and Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD) methods have been used.

Table 2 – Modal parameters: Lumpiaque bridge

Mode	f [Hz]		ζ [%]	
	μ	σ	μ	σ
1	9.41	0.06	1.88	0.56
2	14.09	0.14	2.03	0.77
3	26.59	0.08	0.26	0.30
4	28.38	0.14	2.39	1.28

As it has been mentioned in Section *Tests description*, 16 accelerometers with sensitivity 10 V/g ( $a_{sat} = 5 \text{ m/s}^2$ ) and 4 with 1 V/g ( $a_{sat} = 50 \text{ m/s}^2$ ) have been used in this test. The reason to include 4 accelerometers with lower sensitivity was to avoid the problem of saturation that appeared in the Parreta bridge tests.

However, in this bridge, the deck (hollow slab) is able to distribute properly the concentrated loads, so there is not such a big difference between the acceleration level of those sensor located under the track which the train runs along and those located far from it. Therefore, in this case, high-sensitivity accelerometers have not been saturated.

#### 4.2.1 - Signals analysis: frequency domain

Accelerations from ambient and forced (due to traffic loads) vibrations are analyzed in the frequency domain in this section. The Fast Fourier Transform of time signals have been performed in Matlab.

By studying ambient vibrations, it is possible to identify some peaks corresponding to natural frequencies. It depends on what sensor is analyzed that bending frequencies or torsion frequencies are prominent (Fig. 22).

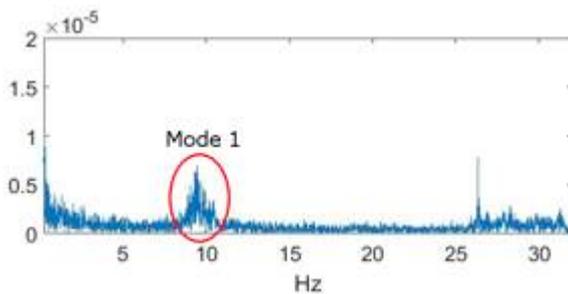


Figure 22a. Sensor 13, located at the center of the deck

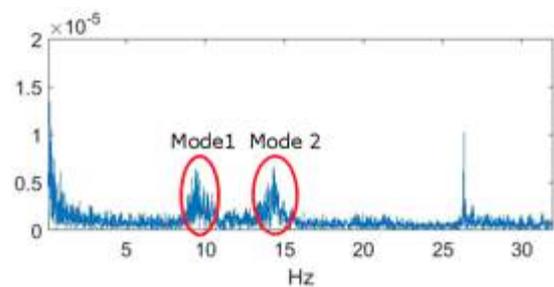


Figure 22b. Sensor 8, located at a lateral of the deck

Figure 22. Natural frequencies peaks

In the case of the sensor located at the center of the deck, sensor number 13, the first natural frequency (9.41 Hz), corresponding to first bending mode of vibration, has a prominent peak (Fig. 22a); while the frequency of the second mode (14.09 Hz), corresponding to the first torsional mode of vibration does not appear.

On the other hand, in the case of the sensor situated at a lateral of the deck, both bending and torsional first modes have a prominent peak (Fig. 22b).

Regarding acceleration signals due to traffic loading, some additional peaks corresponding to the frequency of loading appear. This frequency of loading depends mainly on the train speed and the distance between the loads (axles). In order to know these loading frequencies, the signature of trains may be analyzed using DER method (European Rail Research Institute *ERRI*, 1999). From the signature peaks, the frequency peaks corresponding to a speed  $v$  is:

$$f = \frac{v}{\lambda} \quad [1]$$

Where  $\lambda$  is the wavelength,  $f$  the frequency and  $v$  the train speed.

Alstom S100, Siemens S103 and Talgo S112 trains signatures calculated by DER method are shown in Fig. 23.

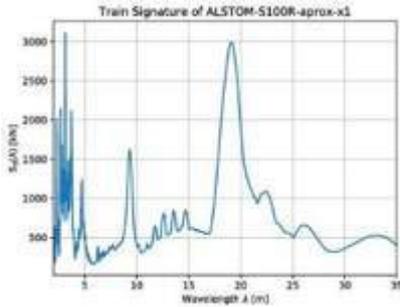


Figure 23a. Alstom S100R

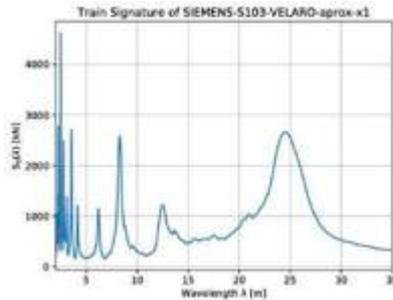


Figure 23b. Siemens S103

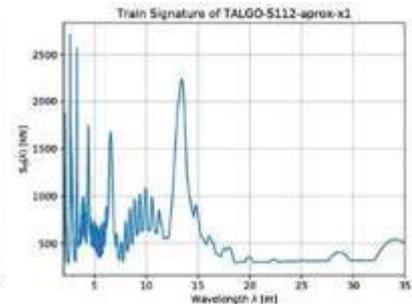


Figure 23c. Talgo S112

Figure 23. Signature by DER method

Then, the expected frequencies for the signature peaks of each train, for the speed  $v=290$  km/h, are shown in Table 3.

Table 3 - Frequency peaks

Train	$\lambda$ [m]	$f$ [Hz]
S100	19.1	4.2
	9.3	8.6
	4.9	16.4
S103	24.5	3.3
	12.5	6.4
	8.3	9.7
S112	13.4	6.0
	6.5	12.4
	4.4	18.3

Some of these peaks can be seen in the acceleration signals of sensor 13, located at the center of the deck, analyzed in the frequency domain (Fig. 24)

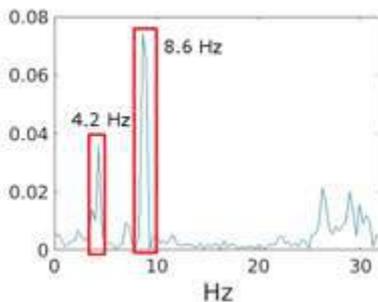


Figure 24a. Alstom S100R

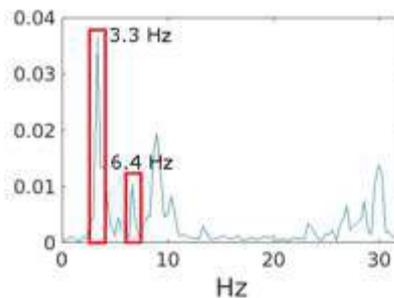


Figure 24b. Siemens S103

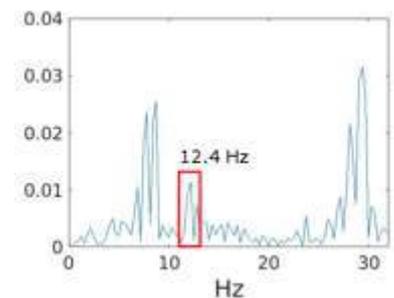


Figure 24c. Talgo S112

Figure 24. Frequency peaks due to traffic loading

#### 4.2.2 - Signals analysis: time domain. Resonance and cancellation.

As an example of acceleration signal in time domain, it is analyzed the accelerometer 13 signal under the passage of train Siemens S103. This case is interesting due to the fact that the frequency of the first bending mode of vibration (9.41 Hz) is close to one of the frequencies induced by the train, in particular, to the frequency  $f=9.7$  Hz, corresponding to the wavelength  $\lambda=8.3$  m (Fig. 22b, Table 3). When the frequency of the load is equal to the frequency of the structure, it is expected to occur resonance.

Thus, the resonance speed ( $V_{res}$ ) corresponding to the natural frequency  $f=9.41$  Hz and the wavelength  $\lambda=8.3$  m:

$$V_{res} = \lambda \cdot f = 8.3 \cdot 9.41 = 78.1 \text{ m/s} = 281 \text{ km/h} \quad [2]$$

is close to the actual train speed: 290 km/h.

However, when talking about single moving loads, resonance is produced by the addition of free vibrations due to the successive passage of loads. It may happen that the free vibration provoked by each load is very weak (nearly zero), so the addition of all of them is very weak too. This phenomenon is known as cancellation of resonance.

Cancellation speeds can be computed as (Museros, P., 2002 and Carnerero, A., 2007).

$$V_{can} = \frac{2fL}{2j - 1}$$

Where:

$$L: \text{span length} \quad f: \text{natural frequency} \quad j=1,2,3\dots$$

With  $j=3$ , the cancellation speed is:

$$V_{can} = \frac{2 \cdot 9.41 \cdot 20}{2 \cdot 3 - 1} = 75.3 = 270 \text{ km/h}$$

Cancellation speed is near resonance speed, thus resonance does not occur (Fig. 25).

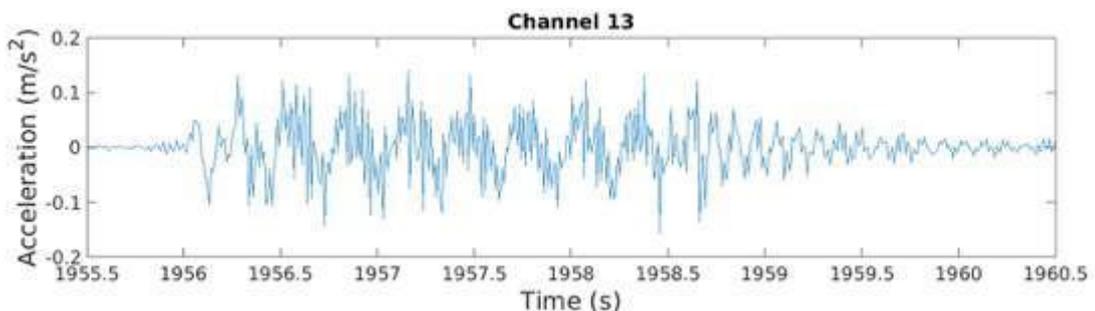


Figure 25. Acceleration due to Siemens S103 at sensor 13

## 5 - CONCLUSIONS

- Modal properties have been properly detected in both experimental tests by Operational Modal Analysis. While values of frequencies are highly reliable (low standard deviation), damping ratios are not (high standard deviation).
- In high-speed railway bridges with deck formed by concrete slab on I girders, it is not advisable to use only high-sensitivity accelerometers ( $S=10$  V/g) because they may be saturated when the trains pass by. This problem does not happen with lightened slab decks due to their higher capacity of distribute concentrated loads.
- In the case of Lumpiaque bridge (hollow slab deck) acceleration levels do not exceed  $0.5 \text{ m/s}^2$  at any point. In Parreta bridge (I-beam deck) acceleration levels from signals properly registered do not exceed  $1.5 \text{ m/s}^2$ , but, as sensors located near the tracks have been saturated due to the passage of the trains, a numerical analysis would be necessary to

evaluate whether the acceleration limit level ( $3.5 \text{ m/s}^2$  for ballasted tracks) is exceeded or not at those points. Therefore, in both tests, acceleration levels from signal properly registered are below the limit level for ballasted tracks ( $3.5 \text{ m/s}^2$ ).

- An example of cancellation of resonance has been showed for Lumpiaque bridge.

## ACKNOWLEDGEMENTS

The authors acknowledge the financial support provided by the Spanish *Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades* under research project BIA2015-71016-R and FPI contract, and by the Department of Continuum Mechanics and Structures of Technical University of Madrid.

## REFERENCES

- Carnerero, A. (2007). *Comportamiento dinámico de tableros de puentes de ferrocarril de alta velocidad formados con elementos transversales a la dirección de la vía*. Doctoral thesis.
- European Rail Research Institute *ERRI*, committee D214 (1999). Design of railway bridges for speeds up to 350 km/h, dynamic loading effects including resonance, Final report.
- Fundación de los Ferrocarriles Españoles. (2004). *Atlas of High-Speed Rail in Spain*. <http://www.ave-altavelocidad.es/atlas.asp> , accessed on 02/10/2018.
- García-Palacios, J. et al. UPM-OMA: Operational Modal Analysis software.
- Magalhães, F. et al., (2010). Damping estimations using free decays and ambient vibration tests. *Mechanical systems and signal processing*, 24, 1274-1290.
- Museros, P. (2002). *Interacción vehículo-estructura y efectos de resonancia en puentes isostáticos de ferrocarril para líneas de alta velocidad*. Doctoral thesis.
- Soria, José M. (2017). Vibration monitoring of a steel-plated stress-ribbon footbridge: uncertainties in the modal estimation. *Journal of Bridge Engineering, ASCE*, 21, 8, 1-13. DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000830.
- Structural Mechanics section KU Leuven. MACEC: a Matlab toolbox for experimental and operational modal analysis.
- Structural Vibration Solutions. ARTeMIS: software for operational modal analysis and experimental modal analysis.



## **VALIDAÇÃO DE UM MODELO NUMÉRICO DA PONTE DAS VÁRZEAS COM BASE NUM ENSAIO DINÂMICO**

### **VALIDATION OF A NUMERICAL MODEL OF THE VÁRZEAS BRIDGE BASED ON A DYNAMIC TEST**

Horas, Cláudio S.; *CONSTRUCT-LESE, FEUP, Porto, Portugal, claudio.silva.horas@fe.up.pt*  
Ribeiro, Diogo; *CONSTRUCT-LESE, ISEP, Porto, Portugal, drr@isep.ipp.pt*  
De Jesus, Abílio; *INEGI, FEUP, Porto, Portugal, ajesus@fe.up.pt*  
Calçada, Rui; *CONSTRUCT-LESE, FEUP, Porto, Portugal, ruiabc@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

O dano por fadiga tem sido reconhecido como uma ameaça à integridade das estruturas de engenharia civil e em particular das pontes. Como é historicamente compreensível, uma parte relevante das pontes ferroviárias correntemente em operação em Portugal foi dimensionada até a década de 60 do século passado, considerando regulamentos ultrapassados e sem levar a cabo qualquer verificação estrutural detalhada com o objetivo de avaliar a possível ocorrência de danos por fadiga. Assim sendo, a análise estrutural de pontes ferroviárias existentes, em especial no que concerne à progressão de fissuração por fadiga devido a cargas cíclicas atuantes, é de premente importância. Neste sentido, de forma a realizar estudos fiáveis, que contemplem a complexidade geométrica das ligações rebitadas e do carregamento, é necessário desenvolver modelos numéricos, devidamente validados e calibrados com resultados experimentais, que representem de forma adequada o comportamento estrutural.

#### **ABSTRACT**

Fatigue damaging has been recognized as a main threat to the structural integrity of civil engineering structures namely of bridges. As it is historically understandable, a relevant part of the operating railway bridges in Portugal were designed until the 60s of the last century considering outdated standards and without performing any detailed structural verification aiming evaluating the possible occurrence of fatigue damages. Thus, the structural analysis of existing railway bridges, namely in which concerns to the development of fatigue cracking due to acting cyclic loads, is of paramount importance. Therefore, in order to carry out accurate investigations, considering the complexity of both riveted connections geometry and acting loadings, it is necessary to conceive numerical models, properly validated and calibrated with experimental results, which adequately represent the structural behaviour.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Na Europa existem cerca de 300.000 pontes ferroviárias metálicas em operação cujo o horizonte de vida já foi ultrapassado ou está prestes a sê-lo. Facilmente se compreende que a renovação integral de um número tão elevado de estruturas é impraticável devido aos consideráveis custos diretos e indiretos de tal operação. Assim sendo, torna-se crucial desenvolver ferramentas que permitam uma análise estrutural detalhada a fim de aferir a vida operacional remanescente e avaliar possibilidades viáveis de prolongar a vida útil de tais pontes sob determinados critérios de integridade estrutural (Albuquerque et al., 2015; Horas et al., 2018, 2019).

Neste enquadramento, o desenvolvimento de modelos numéricos detalhados é fulcral dado que permite um conjunto vasto de análises estruturais, nomeadamente de fadiga, cuja representatividade do comportamento estrutural real é assegurada por processos de validação e/ou calibração com base em resultados experimentais. Neste sentido, a realização de ensaios de vibração ambiental considera-se fundamental para determinar as propriedades dinâmicas estruturais, nomeadamente as formas dos modos de vibração, respetivas frequências naturais e coeficientes de amortecimento, estabelecendo assim uma referência que permite numa primeira fase validar os modelos numéricos concebidos, e respetivas técnicas de modelação, e posteriormente, se necessário, levar a cabo um processo de calibração a fim de minimizar os erros entre resultados numéricos e experimentais.

No presente trabalho apresenta-se de forma sucinta a campanha experimental realizada na Ponte das Várzeas, com os objetivos anteriormente descritos e tendo em vista a avaliação da resposta estrutural

sob solicitação ambiental. De igual forma, descreve-se o processo de modelação desenvolvido analisando-se a validade dos resultados numéricos obtidos.

## 2 - A PONTE DAS VÁRZEAS

O projeto da ponte ferroviária das Várzeas, concebida pela casa *Krupp* em 1958, localiza-se na linha internacional da Beira Alta ao km +59.748, na localidade do Luso, Aveiro, Portugal. Trata-se de uma ponte que cruza a Ribeira das Várzeas e a EN235, com um desenvolvimento total de 281m, divididos em 5 vãos (50.5m+60m+60m+60m+50.5m) e que acomoda uma única via-férrea. No que diz respeito ao sistema estrutural, 2 treliças do tipo *Warren* materializam o tabuleiro apoiado em 4 treliças de forma trapezoidal que atuam como pilares bi-rotulados. Nas extremidades a transmissão de carga às fundações é feita por um pilar de cantaria e por um encontro de pedra granítica. As ligações existentes são do tipo rebitado facto que condiciona de sobremaneira a complexidade geométrica dos diversos elementos estruturais (Figura 1).



a) perspetiva global



b) tabuleiro e via-férrea

c) contravento da secção transversal

Figura 1 – Ponte das Várzeas

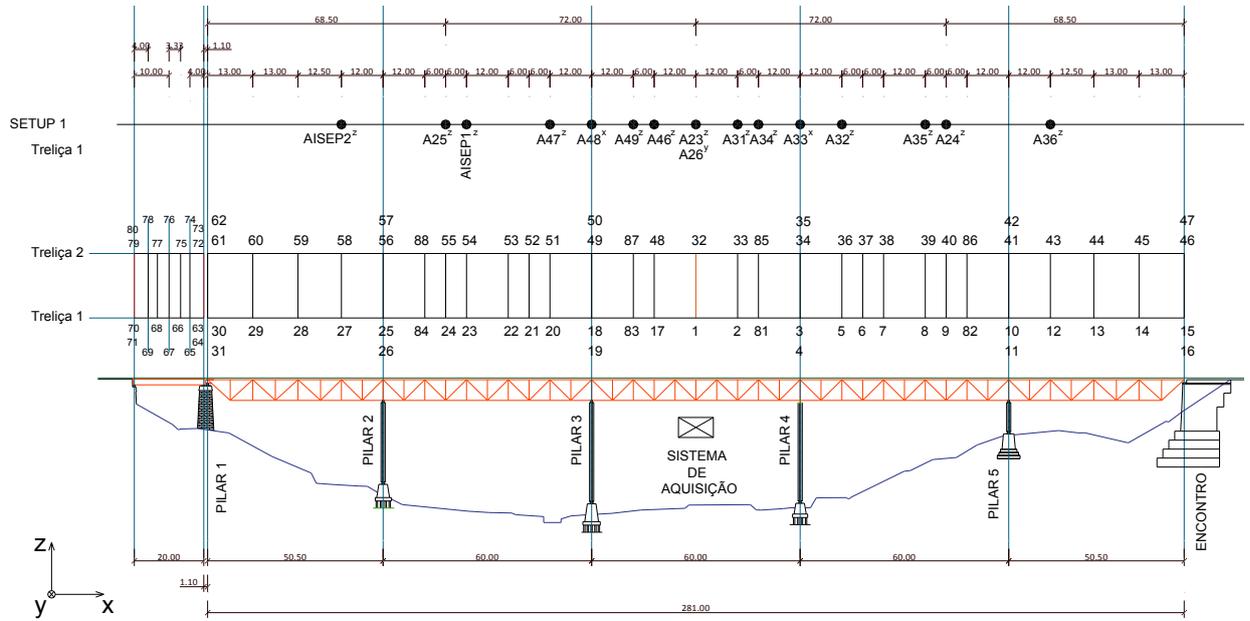
## 3 - ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

A campanha experimental levada a cabo foi planeada no sentido de avaliar com a maior exatidão possível o comportamento dinâmico global e respetivas propriedades da estrutura. As configurações experimentais consideradas foram idealizadas para avaliar a forma dos modos de vibração globais, respetivas frequências naturais e coeficientes de amortecimentos a fim de balizar os resultados do modelo global numérico de elementos finitos.

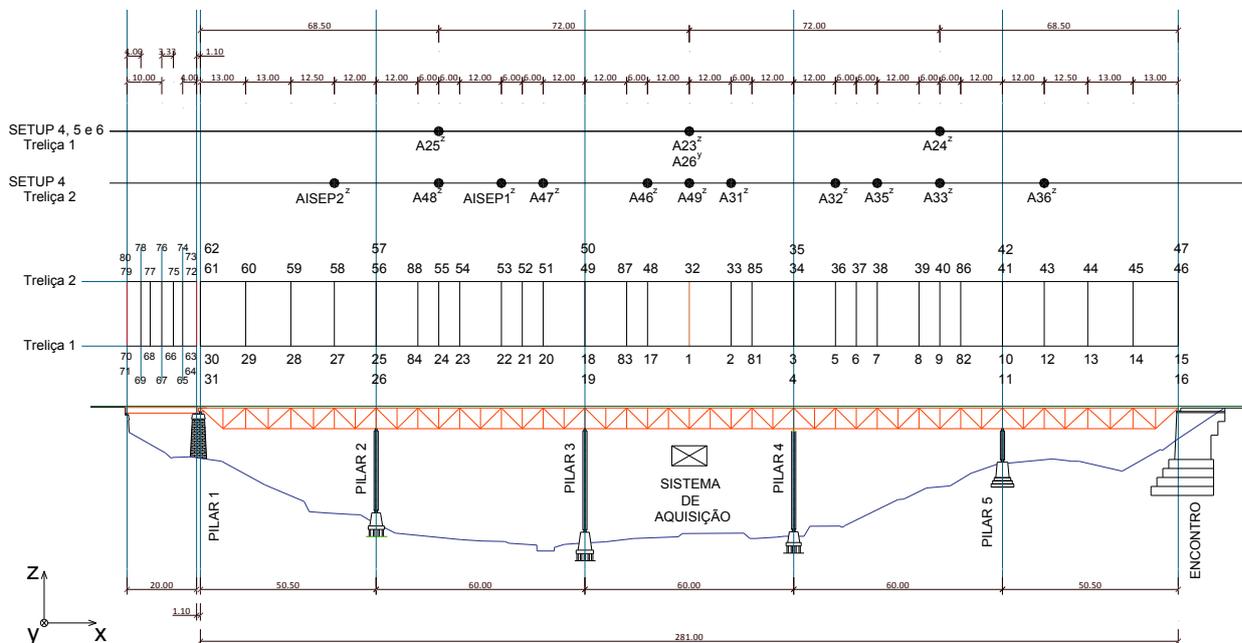
Neste ensaio foram utilizados um máximo de 16 acelerómetros simultâneos de acordo com 9 configurações experimentais distintas, 6 para registar acelerações verticais e 3 para avaliar respostas transversais. Em relação aos acelerómetros, foram usados equipamentos com uma elevada sensibilidade, 10 V/g, que permitiram registar acelerações na gama de valores  $\pm 0,5g$  e numa gama de frequências entre 0,15 Hz e 1000 Hz. A aquisição de dados foi realizada através de um sistema cDAQ-9172 da National Instruments, tendo-se recorrido a módulos NI 9234 para acelerómetros do tipo IEPE. As séries temporais foram adquiridas ao longo de períodos de 10 minutos, considerando uma frequência de amostragem de 2048 Hz posteriormente decimada para 256 Hz.

### 3.1 - Configurações experimentais

O ensaio dinâmico realizado na Ponte das Várzeas considerou a avaliação da resposta à solicitação ambiental em 59 pontos de medição, sendo o registo feito na direção vertical (z), transversal (y) e longitudinal (x). Os acelerómetros foram posicionados na face superior da corda superior das treliças principais, sendo ligados à estrutura através de cantoneiras metálicas fixadas com ímans. Em todos as configurações experimentais (*setups*) foram considerados acelerómetros de referência fixos em 3 pontos distintos (posição 1, 9 e 24) de forma a relacionar todos os dados adquiridos. No total foram realizados 9 *setups* que permitiram com 16 acelerómetros cobrir a malha de 59 pontos e avaliar a resposta nas direções pretendidas (Figura 2).



a) *setup* 1: treliça 1 (direção vertical)



b) *setup* 4: treliça 2 (direção vertical)

Figura 2 – Ponte das Várzeas: configurações experimentais 1 e 4

### 3.2 - Identificação dos parâmetros modais

A identificação das propriedades modais, nomeadamente da forma dos modos de vibração, respetivas frequências naturais e coeficientes de amortecimento foi realizada por intermédio da aplicação da versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD) com recurso ao programa ARTeMIS (Structural Vibration Solutions ApS, 2009). Na referida abordagem, as frequências naturais da estrutura são identificadas a partir dos valores das abcissas dos picos dos valores singulares da matriz dos espectros.

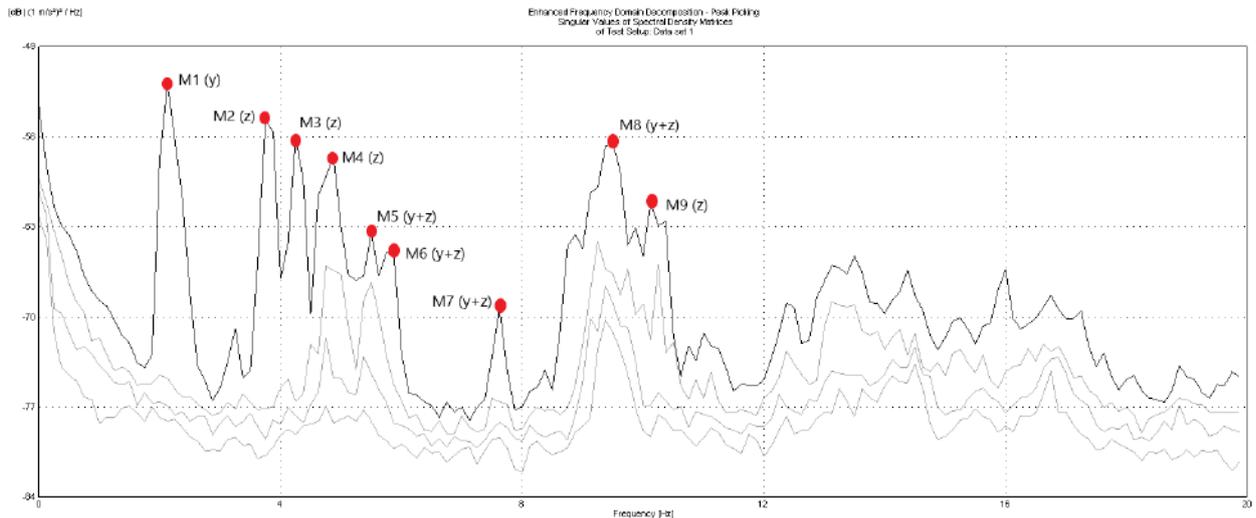


Figura 3 – Método EFDD: valores singulares médios e normalizados das matrizes dos espectros

A título de exemplo, na Figura 3 são apresentados os valores médios e normalizados da matriz dos espectros que resultam das medições efetuadas de acordo com as 9 configurações experimentais anteriormente mencionadas. Além do resultado apresentado, outros similares, obtidos através de diferentes medições, foram analisados para determinar os diversos modos transversais, verticais e de torção. Uma vez identificadas as frequências modais,  $f_i$ , foi possível estimar a forma dos modos,  $\phi_i$ , e respetivos coeficientes de amortecimento,  $\xi_i$  (Figura 4).

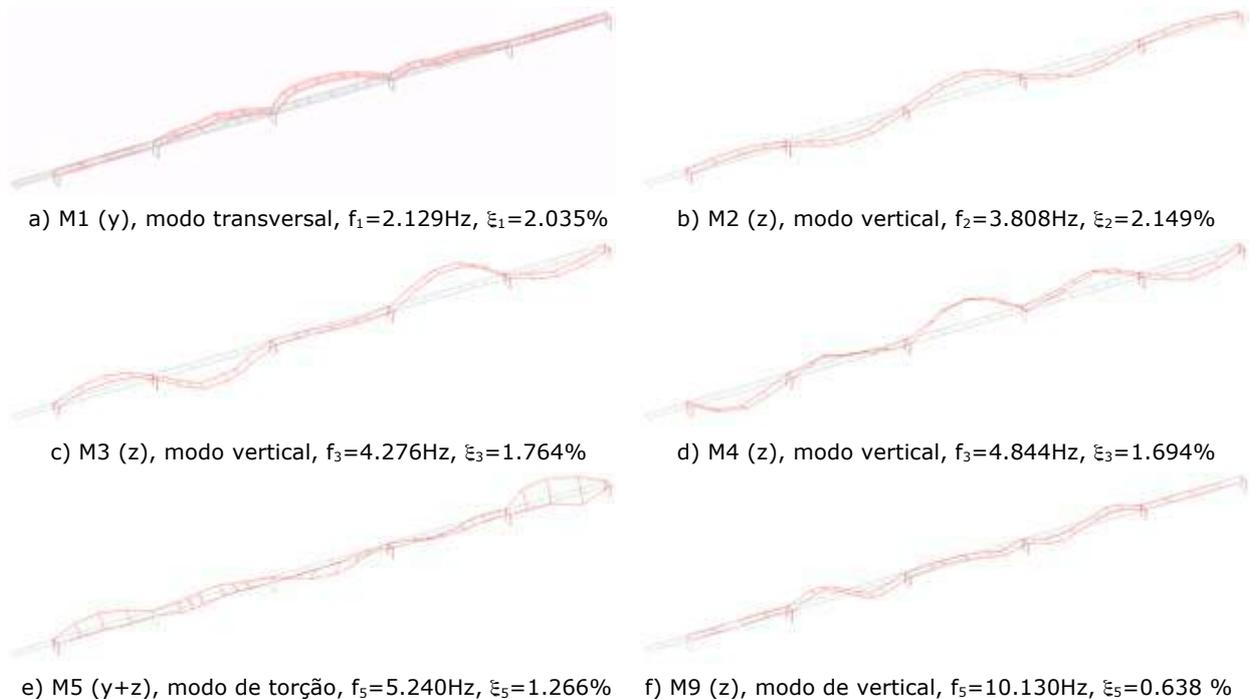


Figura 4 – Formas modais de 6 dos modos identificados na Ponte das Várzeas

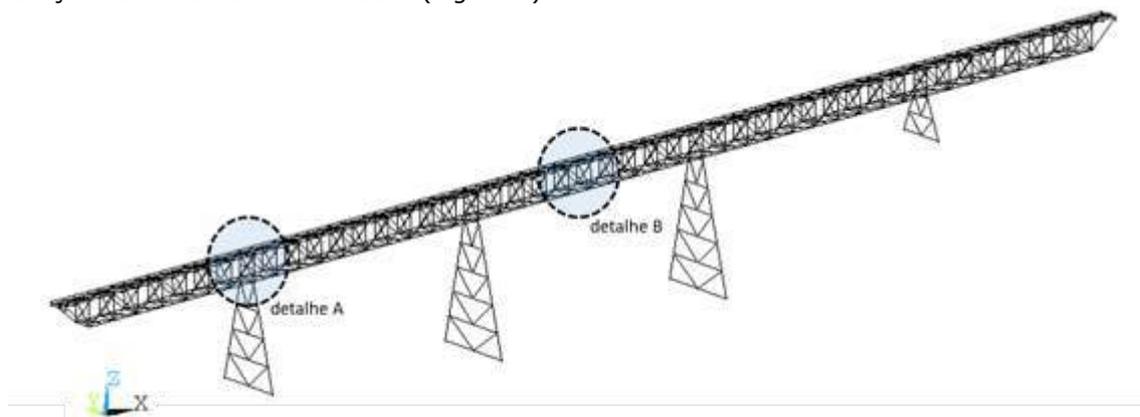
Na figura anterior representam-se esquematicamente seis dos modos de vibração identificados

experimentalmente que se consideram representativos do comportamento global da estrutura. No que à direcção diz respeito, a caracterização das formas modais é compatível com o sistema de eixos representado na Figura 2.

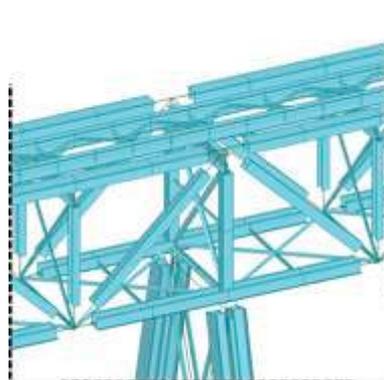
#### 4 - MODELO NUMÉRICO

De acordo com o enquadramento do presente trabalho, de forma a realizar análises de fadiga detalhadas, é necessário desenvolver modelos numéricos cujo comportamento estrutural se aproxime tanto quanto possível da realidade. Assim sendo, considerando a geometria dos diversos elementos estruturais que constituem a Ponte das Várzeas, foi desenvolvido um modelo numérico usando o software *Ansys* (ANSYS, 2018b) cuja validação se procurou através dos resultados experimentais já apresentados.

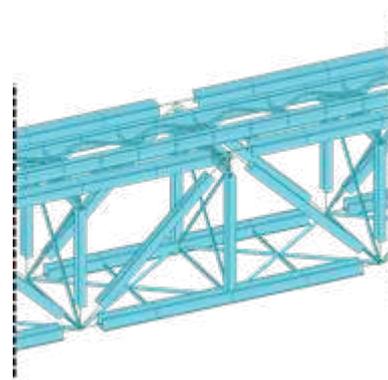
Relativamente às opções de modelação, atendendo que nesta fase se pretende reproduzir o comportamento global da estrutura, concebeu-se um modelo numérico considerando elementos finitos de barra tipo BEAM188 (ANSYS, 2018a) para modelar 22 elementos estruturais caracterizados pelas respectivas secções transversais identificadas no projeto. Além do sistema estrutural, foi também necessário representar de forma adequada a massa da ponte, tarefa que se torna particularmente difícil devido à complexidade geométrica associada às ligações rebitadas. A este respeito, consideraram-se 2434 massas pontuais usando o elemento tipo MASS21 (ANSYS, 2018a) disponível na biblioteca do software em causa. Devido à mencionada complexidade estrutural, cujas implicações na modelação da rigidez e da massa são significativas, optou-se também por desenvolver um modelo global em *Robot Structural Analysis* (RSA) (Autodesk, 2018) de forma a validar a caracterização numérica feita na conceção do modelo de base anteriormente descrito (Ansys), em particular no que se refere à modelação das propriedades mecânicas das secções transversais e à distribuição das massas concentradas (Figura 5).



a) perspetiva do modelo global (Ansys)



b) detalhe A: pilar (RSA)



c) detalhe B: meio-vão (RSA)

Figura 5 – Modelos numéricos globais

Na figura anterior representam-se os modelos numéricos desenvolvidos, permitindo os detalhes apresentados representar visualmente de forma mais pormenorizada o sistema estrutural modelado.

## 5 - ANÁLISE DE CORRELAÇÃO ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS

### 5.1 - Comparação das propriedades modais ( $f_i$ e $\phi_i$ )

Após a conceção dos modelos globais numéricos, em particular do modelo desenvolvido em *Ansys*, foi possível realizar uma comparação entre os resultados experimentais e os numéricos. A este respeito, como anteriormente justificado, apesar de experimentalmente terem sido obtidos outros resultados válidos, consideram-se para efeitos de validação do modelo numérico os 6 modos de vibração apresentados na Figura 4.

Quadro 1 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos

Modos	Descrição	Frequência experimental (Hz)	Frequência numérica (Hz)	Erro (%)
1	transversal	2.129	2.249	5.636
2	vertical	3.808	3.801	-0.184
3	vertical	4.276	4.289	0.304
4	vertical	4.844	4.877	0.681
5	torção	5.240	-	-
9	vertical	10.130	9.856	-2.705

No Quadro 1 é apresentada a comparação entre os resultados experimentais e numéricos obtidos em termos de frequências,  $f_i$ . A este respeito, destaca-se a precisão dos resultados numéricos obtidos para o modo transversal e para os modos verticais. De igual forma, salienta-se o facto de o modelo global não ter sido capaz de nesta fase captar de forma adequada a torção do tabuleiro.

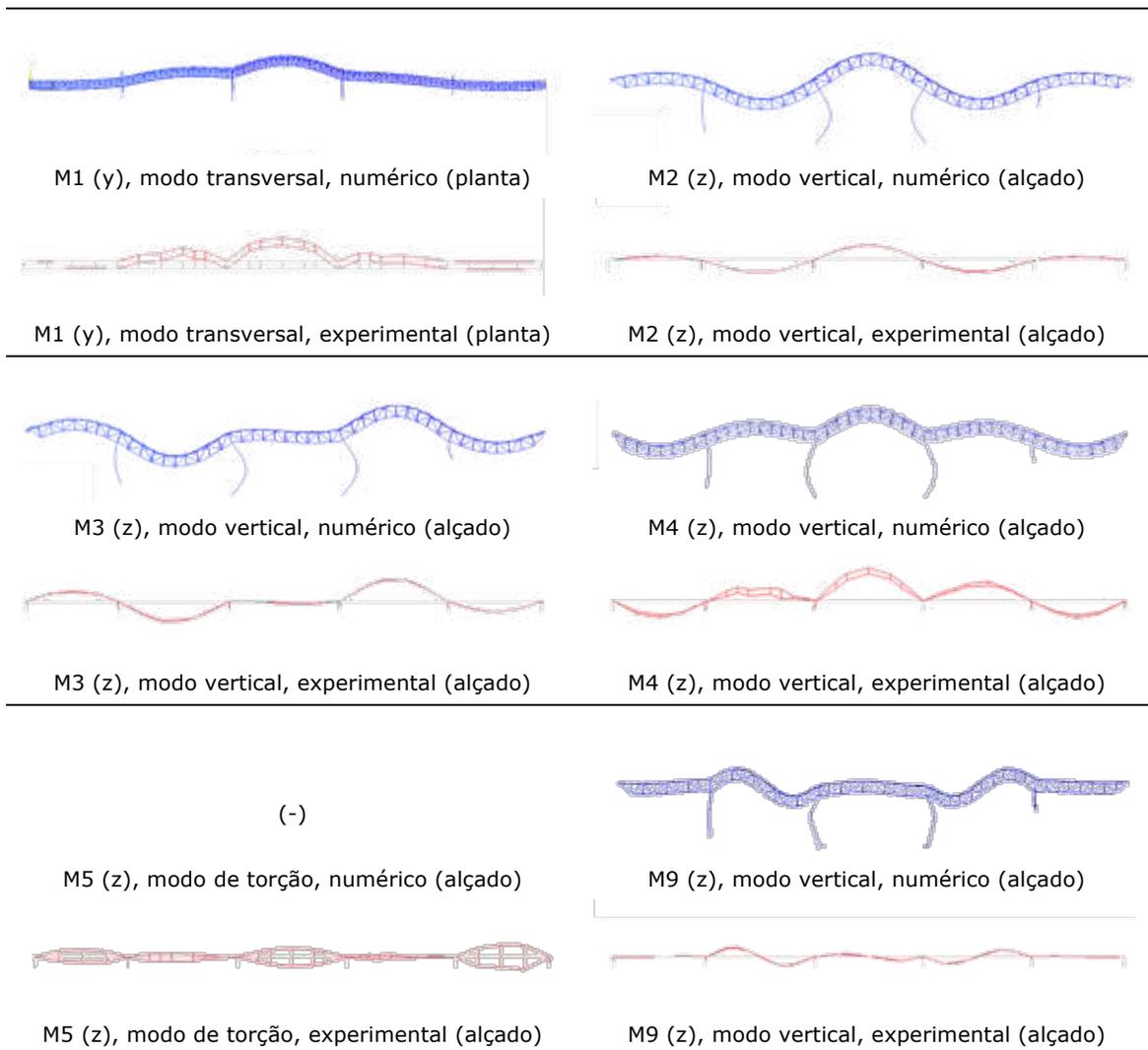


Figura 6 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos

Na Figura 6 é feita a comparação qualitativa em termos de formas modais,  $\phi_i$ , corroborando as conclusões retiradas da observação dos valores do Quadro 1. À semelhança do referido anteriormente para os valores das frequências do modo transversal e modos verticais, também as formas dos modos obtidas a partir do modelo numérico mostram estar bastante próximas dos resultados experimentais.

## 5.2 - Modal Assurance Criterion (MAC)

Após a comparação visual entre as formas modais experimentais e numéricas, respetivamente,  $\phi_E$  e  $\phi_N$ , torna-se necessário realizar uma validação mais efetiva usando para o efeito o critério MAC. Esta relação permite avaliar a consistência entre formas modais e, para um determinado resultado experimental e para um certo vetor numérico, pode ser calculada da seguinte forma:

$$MAC = \frac{(\phi_E^T \phi_N)^2}{(\phi_E^T \phi_E)(\phi_N^T \phi_N)} \quad [1]$$

Assim sendo, sabendo que o parâmetro apresentado na equação anterior varia entre 0 e 1, respetivamente, para formas modais não consistentes e consistentes, e considerando os resultados experimentais e numéricos já apresentados, foi possível determinar a matriz de coeficientes MAC (Figura 7 e Quadro 2).

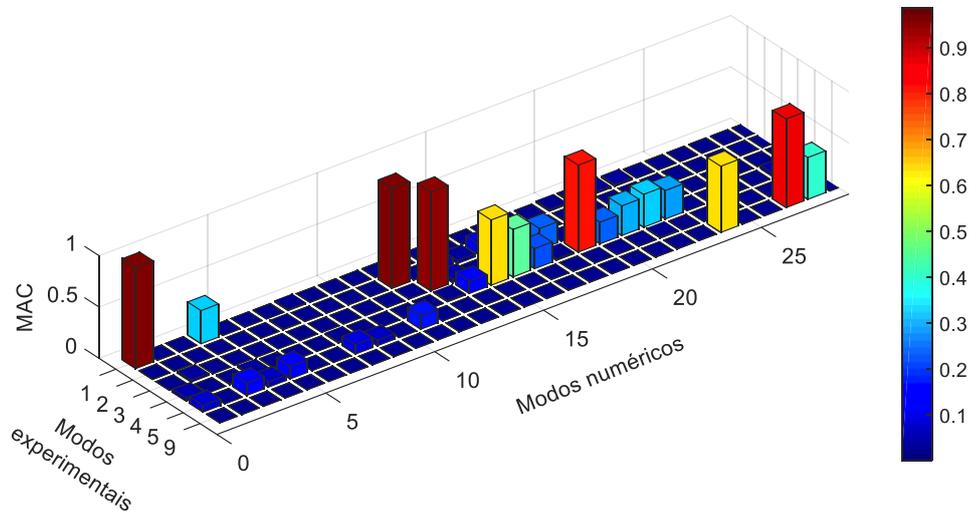


Figura 7 – Matriz de MAC dos modos experimentais e numéricos

Quadro 2 – Coeficientes MAC

Modos	MAC
1	0.9858
2	0.9740
3	0.9630
4	0.8467
5	(-)
9	0.8628

Na figura e quadro anteriores são mostrados os coeficientes MAC calculados, permitindo confirmar a consistência entre as formas modais experimentais e numéricas. De referir que a identificação dos modos segue a designação atribuída após a análise das medições experimentais, sendo na Figura 7 apenas mostrados parte dos modos numéricos dado que existe um número considerável de modos locais que não permitiriam, se fossem considerados para efeito de representação, uma leitura adequada da matriz de coeficientes MAC.

## 6 - CONCLUSÕES

No presente trabalho foi descrita a campanha experimental levada a cabo numa ponte ferroviária metálica treliçada localizada no Luso, Aveiro, Portugal. O ensaio de vibração ambiental, dividido em diversos *setups*, permitiu identificar as propriedades modais da estrutura relacionadas com o seu comportamento global, nomeadamente, as frequências modais,  $f_i$ , as forma dos modos,  $\phi_i$ , e os respetivos coeficientes de amortecimento,  $\xi_i$ . Foi também descrito o processo de modelação numérica

da estrutura no qual, partindo da definição geométrica de todos os elementos estruturais, foi possível conceber dois modelos numéricos globais em dois softwares distintos, tendo estes sido devidamente caracterizados do ponto de vista das propriedades mecânicas das secções transversais e da distribuição de massa.

Uma vez conhecidos os resultados experimentais e correspondentes numéricos, procedeu-se à validação dos modelos concebidos no que se refere à resposta global da estrutura. Relativamente ao modo transversal e modos verticais identificados e considerados, alcançou-se uma grande aproximação dos valores numéricos aos correspondentes experimentais. Contudo, concluiu-se também que nesta fase a modelação numérica não permitiu captar devidamente os modos de torção do tabuleiro, razão pela qual será necessário desenvolver futuras atividades de calibração dos modelos numéricos.

Além dos futuros desenvolvimentos já adiantados, estão definidas outras campanhas experimentais, com o objetivo de: 1) refinar a definição dos resultados experimentais relacionados com os modos transversais; 2) avaliar o comportamento dinâmico local de determinados elementos estruturais da ponte; e 3) estimar parâmetros modais locais associados à via-férrea (ensaio de recetância).

Em suma, após a análise dos resultados obtidos, pode-se dizer que os modelos estão validados e refletem devidamente o comportamento global da estrutura, em especial os modos de vibração que maior influência se prevê que possam ter para fenómenos localizados de fadiga. Assim sendo, a futura avaliação estrutural sobre a iniciação e propagação de fendas de fadiga nos detalhes críticos poderá ser feita com base nos modelos já concebidos.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457-CONSTRUCT- Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI), Projeto POCI-01-0145-FEDER-030103- financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) - e por fundos nacionais através da Fundação para Ciência e a Tecnologia I.P; PD/BD/114101/2015.

## REFERÊNCIAS

- Albuquerque, C., Silva, A. L. L., de Jesus, A. M. P., & Calçada, R. (2015). An efficient methodology for fatigue damage assessment of bridge details using modal superposition of stress intensity factors. *International Journal of Fatigue*, 81, 61–77.
- ANSYS, I. (2018a). ANSYS® Academic Research, Release 18.2, ANSYS Mechanical APDL Element Reference. *Release 18.2 Documentation for ANSYS*. ANSYS, Inc.
- ANSYS, I. (2018b). ANSYS® Academic Research, Release 18.2.
- Autodesk, I. (2018). Robot Structural Analysis, Professional Release 2018.
- Horas, C. S., Alencar, G., De Jesus, A. M. P., & Calçada, R. (2018). Development of an efficient approach for fatigue crack initiation and propagation analysis of bridge critical details using the modal superposition technique. *Engineering Failure Analysis*, 89, 118–137.
- Horas, C. S., De Jesus, A. M. P., & Calçada, R. (2019). Efficient computational approach for fatigue assessment of riveted connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 153, 1–18.
- Structural Vibration Solutions ApS. (2009). ARTeMIS Extractor Pro -Academic Licence, User's Manual. Aalborg, Denmark.

## **VALIDAÇÃO DE UM MODELO NUMÉRICO DA PONTE DA ARRÁBIDA COM BASE EM ENSAIO DINÂMICO**

### **VALIDATION OF A NUMERICAL MODEL OF ARRÁBIDA BRIDGE BASED ON DYNAMIC TESTING**

Leite, Jorge; *CONSTRUCT-ISEP, Porto, Portugal, jleite.eng@gmail.com*  
Santos, Ricardo; *ISEP, Porto, Portugal, rps@isep.ipp.pt*  
Ribeiro, Diogo; *CONSTRUCT-ISEP, Porto, Portugal, drr@isep.ipp.pt*  
Calçada, Rui; *CONSTRUCT-FEUP, Porto, Portugal, ruiabc@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

O presente artigo descreve a validação de um modelo numérico da ponte da Arrábida com base em um ensaio de vibração ambiental. A ponte da Arrábida é uma estrutura emblemática, datada de 1963, que realiza a travessia do rio Douro entre as cidades do Porto e Gaia, e que à data da sua construção tinha o maior arco em betão armado a nível mundial. O modelo numérico tridimensional de elementos finitos desenvolvido inclui a modelação do tabuleiro, pilares e arcos. O ensaio dinâmico de vibração ambiental possibilitou a identificação dos parâmetros modais globais da estrutura, nomeadamente as frequências, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento, por intermédio do método EFDD. A validação do modelo numérico envolveu a análise de correlação entre os parâmetros modais numéricos e experimentais tendo-se verificado uma boa concordância.

#### **ABSTRACT**

This paper describes the validation of a numerical model of Arrábida bridge based on an ambient vibration test. The Arrábida bridge is an emblematic structure, dating from 1963, that crosses the Douro River between the cities of Porto and Gaia, and at the time of its construction had the largest arch in reinforced concrete worldwide. The three-dimensional finite element numerical model developed includes the modeling of the deck, piers and arches. The dynamic test allow identifying the global modal parameters of the structure, namely its natural frequencies, vibration modes and damping coefficients, using the EFDD method. The validation of the numerical model involved a correlation analysis between numerical and experimental modal parameters and a good agreement was verified.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Os modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos são uma das ferramentas mais utilizadas pelos engenheiros de estruturas na análise e dimensionamento de estruturas, em particular de pontes. O desenvolvimento deste tipo de modelos envolve um conjunto de pressupostos e simplificações que podem causar erros, normalmente associados a incertezas associadas à geometria das secções, à variabilidade das propriedades mecânicas dos materiais, a incertezas associadas às condições de apoio, entre outros.

Neste contexto, a exatidão dos modelos numéricos depende em grande medida da sua validação experimental que é geralmente realizada a partir de medições estáticas, baseadas em ensaios de carga, ou de medições dinâmicas, baseadas em ensaios de vibração ambiental ou ensaios de vibração forçada. Ao longo dos últimos anos, os ensaios dinâmicos, em particular os ensaios de vibração ambiental, têm sido muito utilizados na recolha de informações acerca dos parâmetros modais das estruturas, nomeadamente as frequências e os modos de vibração. No entanto, a informação modal experimental é também perturbada por erros de medição, relacionados com a variabilidade das condições ambientais (por exemplo, a temperatura e o vento), a alteração das condições de operação da estrutura durante as medições (por exemplo com o tráfego), e ainda erros na aquisição e processamento dos sinais medidos.

A calibração de modelos é um procedimento que consiste na atualização de parâmetros do modelo numérico inicial, tendo em vista a minimização das diferenças entre os resultados numéricos e experimentais. O ajuste dos parâmetros do modelo inicial pode ser realizado de forma manual ou de forma automática, com base em algoritmos matemáticos que permitem realizar o ajuste de forma mais eficiente e otimizada. Os modelos numéricos calibrados podem ser úteis nas diversas fases da vida de uma estrutura, em particular, na fase de construção, na fase de receção e ao longo da sua

vida útil. No que toca a esta última fase são particularmente úteis na simulação da resposta estrutural sob ação de novos cenários de carga, que do ponto de vista prático não são possíveis de reproduzir na estrutura como os que resultam, no caso de uma ponte rodoviária, da alteração das condições de exploração em termos de velocidade, alteração do número de vias de tráfego, entre outros.

No presente artigo apresenta-se a validação de um modelo numérico de elementos finitos da ponte da Arrábida com base nos resultados de um ensaio de vibração ambiental. O modelo numérico tridimensional é de elevada complexidade e inclui o tabuleiro, os pilares e os arcos. O ensaio dinâmico permitiu obter um número significativo de frequências e modos de vibração globais da ponte. Uma análise de correlação permitiu constatar uma boa concordância entre os parâmetros modais obtidos por via numérica e experimental.

## **2 - A PONTE DA ARRÁBIDA**

As primeiras indicações da necessidade de melhoria do atravessamento do rio Douro datam da década de 30 do século passado, altura em que se conclui da insuficiência das soluções existentes, constituídas pelas pontes Luiz I e Maria Pia.

A solução da ligação à cota alta entre os planaltos do Candal e da Arrábida surgiu como consequência dos estudos desenvolvidos em 1945/46 no antepiano regional do Porto submetidos à apreciação do Conselho Superior de Obras Públicas (CSOP) em 1950. A travessia proposta deveria em princípio ser mista —rodoviária e ferroviária— garantindo um atravessamento adicional de um rio que historicamente se mostrou difícil de transpor, numa localização privilegiada tendo em vista a topografia local e a dignidade acrescida que se pretendia imprimir à nova entrada na segunda maior cidade portuguesa. Estudos posteriores concluíram pela separação das soluções de travessia mantendo-se a localização da Arrábida para o atravessamento rodoviário e sendo adjudicados pela Junta Autónoma de Estradas (JAE) os anteprojetos desta obra ao Engenheiro Edgar Cardoso no ano de 1952 (MOP-JAE, 1963).

As cinco soluções diferentes preconizadas nos anteprojetos eram todas de vão único: arco em alvenaria de pedra, arco de betão armado ou arco metálico —com geometrias semelhantes entre si— viga cantilever em betão pré-esforçado e ponte suspensa, metálica. Segundo parecer do CSOP, datado de 1955, a solução em arco de betão armado foi considerada “a mais conveniente para os interesses superiores da Nação”, analisados segundo os critérios económico, estético, consumo de materiais nacionais e estrangeiros, resistência, duração, conservação, facilidades e riscos construtivos e rapidez de execução (MOP-JAE, 1963) (Figura 1).



Figura 1 – Vista geral da Ponte da Arrábida

Das 36 propostas de execução (incluindo variantes), 13 foram selecionadas tendo sido escolhida a proposta apresentada pelo Engenheiro José Pereira Zagallo (empregado-geral). As obras da ponte tiveram início em março de 1957 e a sua inauguração ocorreu a 22 de junho de 1963 (MOP-JAE, 1963).

O projeto da ponte consistiu num arco de tímpanos aligeirado e tabuleiro superior com 26.5m de largura total sobre 12 vigas longitudinais de altura variável com travessas flutuantes e carlingas de suporte. O comprimento da ponte é de 483.2m ou 614.68m se se considerarem os muros de avenida das extremidades (Cruz, 2001). A directriz do arco é uma poligonal curvilínea muito próxima do antifunicular das cargas permanentes, resultando em tensões máximas de compressão semelhantes no intradorso e extradorso do arco quando consideradas as sobrecargas e demais solicitações. O arco é geminado, constituído por 2 costelas com uma largura constante de 8m e secção geralmente bicelular sendo maciças nos arranques e fecho do arco. As costelas estão ligadas entre si por um contraventamento reticulado, funcionando nos planos horizontal e vertical (nas secções de ligação dos pilares ao arco) (Fernandes, 2016).

À data da inauguração, o arco da Ponte da Arrábida foi recorde mundial ao vencer um vão de 270 metros, recorde efêmero, ultrapassado pela ponte Gladesville na Austrália com um vão de 305m e inaugurada a 2 de outubro de 1964.

Desde a altura da sua construção o perfil das faixas de rodagem foi alterado aquando das obras de reabilitação efetuadas no final do século XX (década de 90) (Figura 2). A ponte foi ainda objeto de obras de conservação e reabilitação em 2003 (Pinto, 2011).

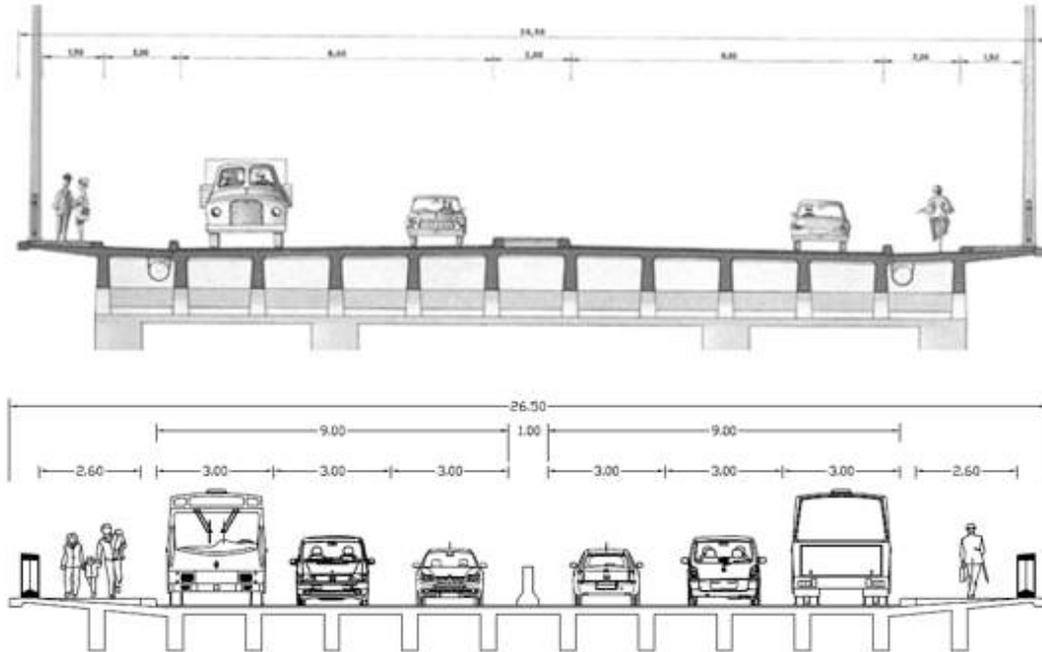


Figura 2 – Configuração do perfil da faixa de rodagem (original e final do século XX, respetivamente)

### 3 - ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

#### 3.1 - Descrição

O ensaio de vibração ambiental teve como objetivo a identificação das propriedades modais da ponte da Arrábida, em particular as frequências naturais, as configurações modais e os coeficientes de amortecimento.

O ensaio foi realizado com recurso a uma técnica que recorre a um ponto de referência fixo, e pontos de medição móveis, envolvendo a utilização de 2 sismógrafos da marca GeoSIG, modelo GMS Plus+, munidos de acelerómetros triaxiais do tipo *force-balanced*. Os sismógrafos possuem uma gama de medição de  $\pm 0.5$  g, sensibilidade igual a 2.5 V/g, uma frequência de aquisição de 200 Hz e um sistema de sincronização por GPS.

As acelerações foram medidas segundo três direções (X, Y e Z), tendo sido instrumentados um total de 14 pontos de medição localizados sobre o arco jusante, dos quais doze pontos foram localizados nas ligações dos pilares com o arco, e dois pontos foram localizados a meia distância entre os pilares, conforme esquematizado na Figura 3a.

O ensaio envolveu 13 configurações experimentais baseadas num ponto de referência fixo (Ref) localizado a meia distância entre os pontos de medição 2 e 3, e pontos de medição móveis (1 a 13). Na Figura 3b e 3c são apresentados os detalhes do posicionamento dos sismógrafos nos pontos de medição Ref e 9 respetivamente.

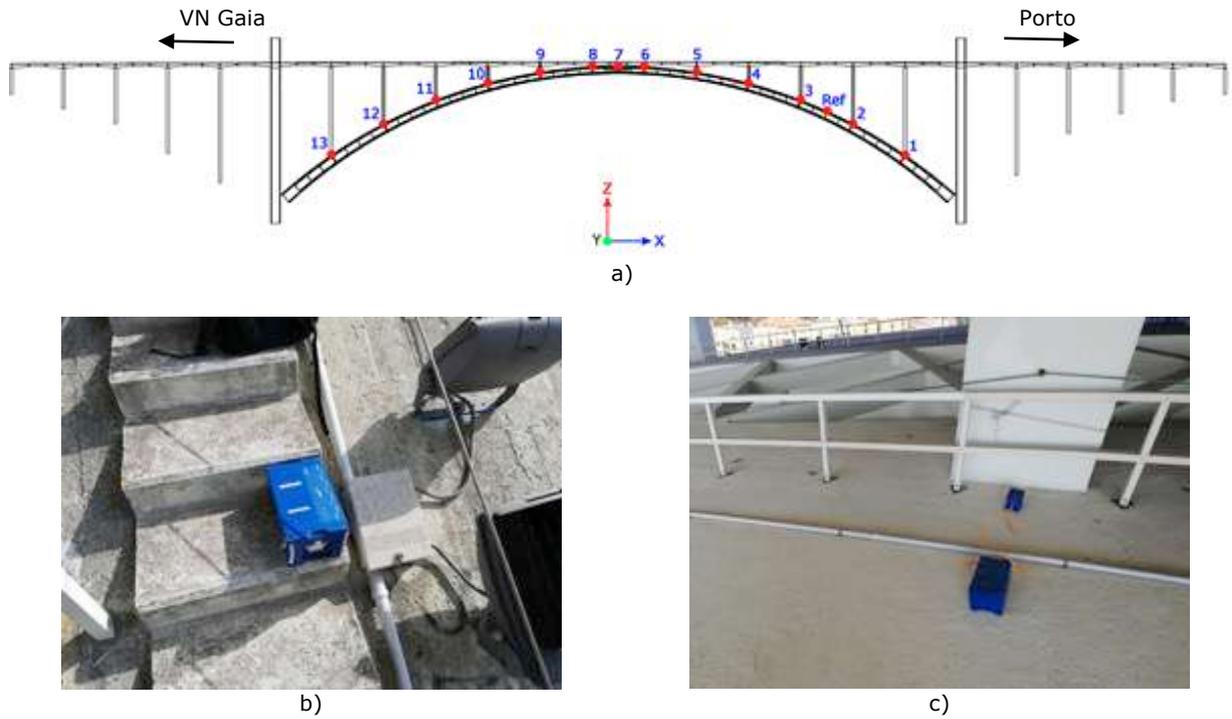


Figura 3 – Ensaio de vibração ambiental: a) pontos de medição; b) sismógrafo posicionado no ponto de referência; c) sismógrafo posicionado no ponto 9.

### 3.2 - Identificação modal

A identificação dos parâmetros modais foi realizada por aplicação da versão melhorada do método da decomposição no domínio da frequência (EFDD), com recurso ao programa comercial ARTeMIS (SVS, 2018). Na Figura 4 apresentam-se as curvas dos valores singulares médios e normalizados da matriz dos espectros de todas as configurações experimentais, obtidas por aplicação do método EFDD, e considerando os registos de acelerações medidos. Foram identificados 7 modos de vibração associados ao arco jusante da ponte em correspondência com os 7 picos assinalados nas curvas do primeiro valor singular (M1 a M7).

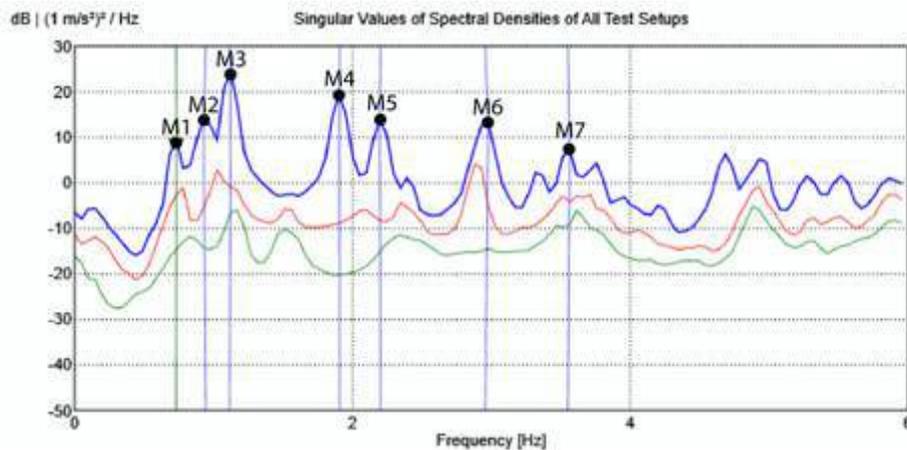


Figura 4 - Método EFDD: valores singulares médios e normalizados da matriz dos espetros.

Na Figura 5 são apresentadas as configurações modais, e correspondentes valores médios das frequências e coeficientes de amortecimento, identificados experimentalmente. A análise das configurações permite identificar movimentos associados à flexão do arco com muito boa definição. O modo 1 envolve sobretudo movimentos de flexão na direção transversal, enquanto os modos 2 a 7 envolvem sobretudo movimentos de flexão na direção vertical.

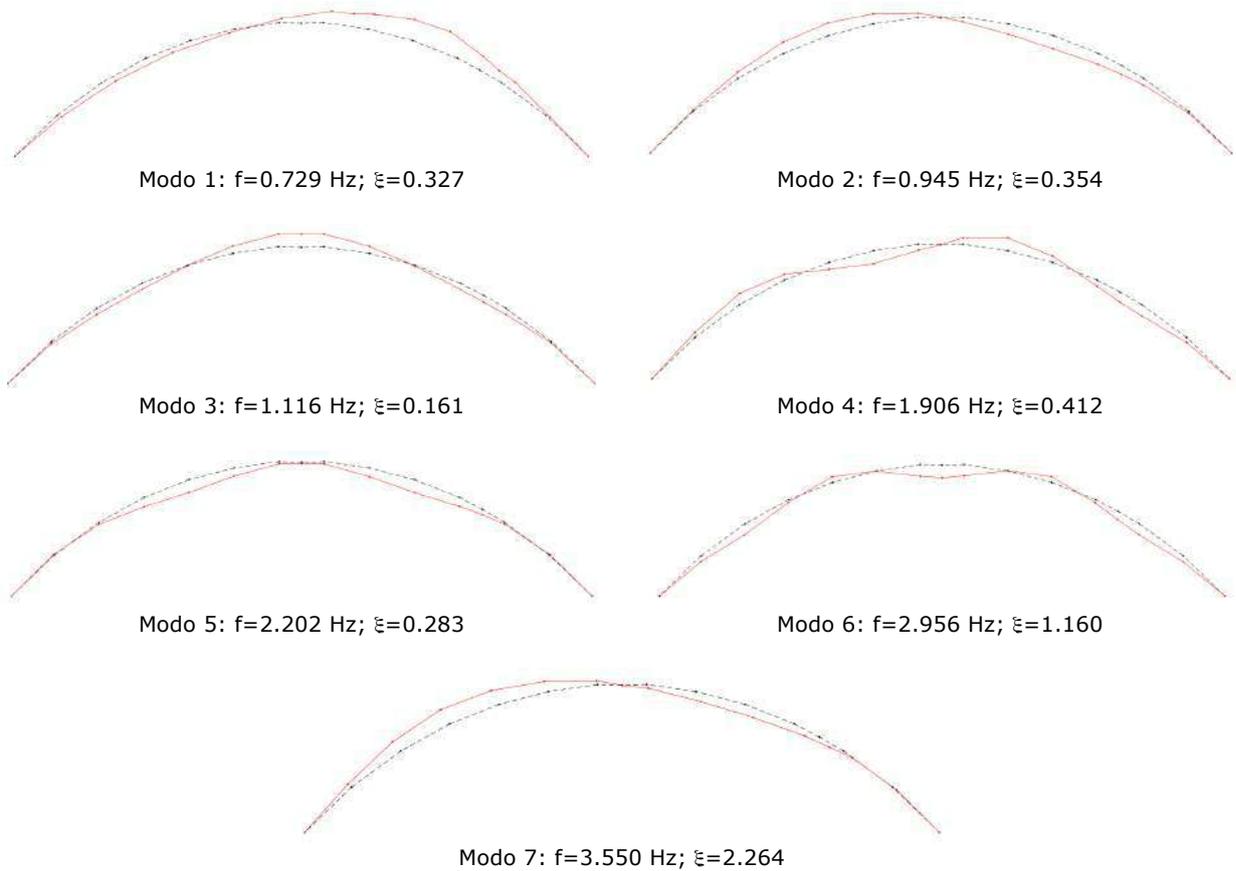


Figura 5 – Parâmetros modais experimentais.

## 4 - MODELAÇÃO NUMÉRICA

### 4.1 - Descrição

O modelo numérico de elementos finitos tridimensional foi desenvolvido com recurso ao programa Autodesk Robot Structural Analysis (Autodesk, 2012) (Figura 6). O tabuleiro, incluindo as vigas longitudinais e carlingas, os núcleos dos elevadores e os encontros, foram modelados com recurso a elementos finitos de casca. Os pilares, os arcos e os travamentos dos arcos foram modelados através de elementos finitos de barra. O modelo numérico teve como base um modelo geométrico desenvolvido em Autodesk REVIT.

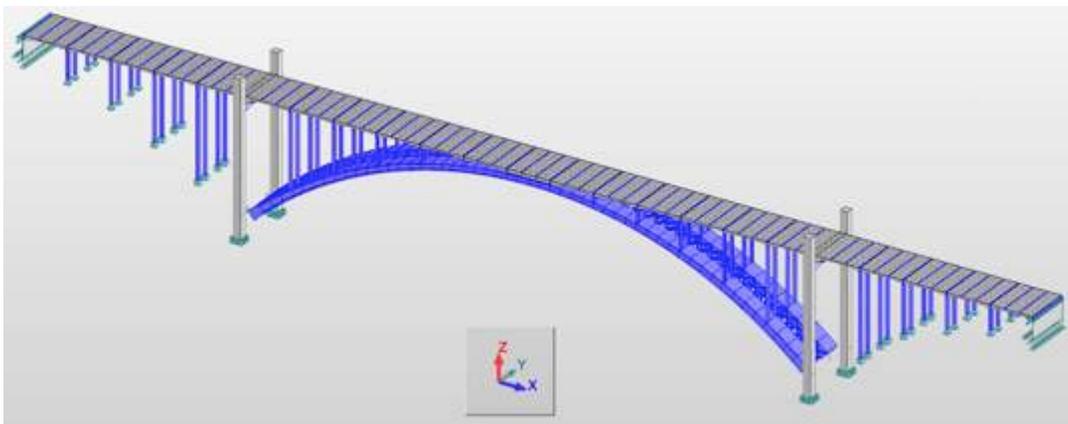


Figura 6 - Modelo numérico tridimensional da ponte da Arrábida.

No Quadro 1 apresentam-se os parâmetros geométricos e mecânicos mais relevantes adotados no modelo numérico da ponte da Arrábida, incluindo a sua designação, o valor adotado e as respetivas unidades.

Quadro 1 - Parâmetros geométricos e mecânicos do modelo numérico da ponte da Arrábida

Parâmetros		Unidades	Valor adotado
$E_c$	Módulo de Elasticidade do betão	GPa	37,82
$\rho_c$	Massa volúmica do betão	kN/m <sup>3</sup>	25
$\nu_c$	Coefficiente de Poisson do betão	-	0,2
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço	GPa	210
$\rho_s$	Massa volúmica do aço	kN/m <sup>3</sup>	77
$\nu_s$	Coefficiente de Poisson do aço	-	0,3

O valor adotado para o módulo de elasticidade do betão foi definido considerando o tipo de betão utilizado na construção da ponte (C40/50) considerando a idade do betão à data de realização dos ensaios de vibração ambiental (55 anos).

#### 4.2 - Parâmetros modais

Na Figura 7 apresentam-se as frequências e as configurações dos principais modos de vibração da ponte da Arrábida obtidas a partir do modelo numérico desenvolvido com base nos valores adotados dos parâmetros que constam da Tabela 1.

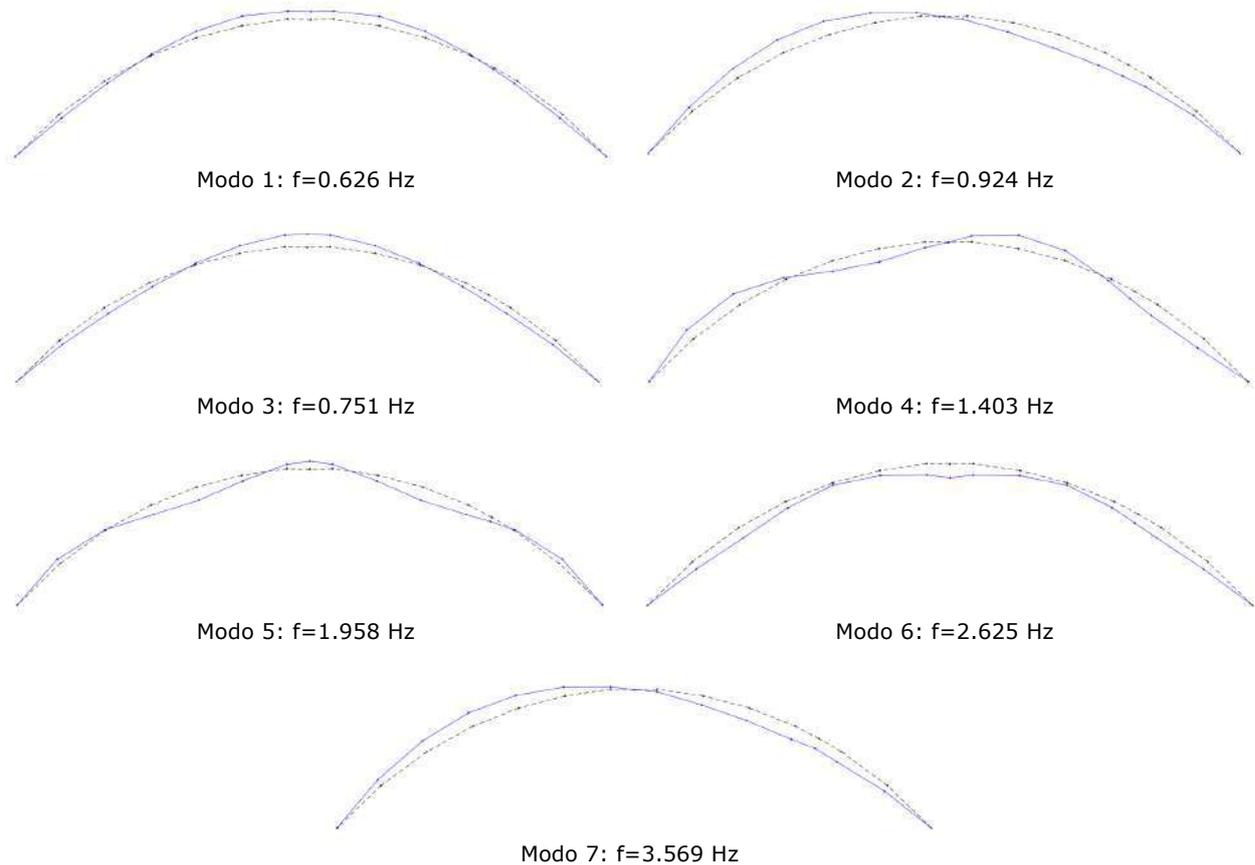


Figura 7 – Parâmetros modais numéricos.

#### 5 - ANÁLISE DE CORRELAÇÃO

A análise de correlação tem por base a comparação dos resultados modais obtidos através do ensaio de vibração ambiental da ponte com o modelo numérico de elementos finitos. A comparação das configurações modais é realizada por aplicação do parâmetro MAC. O parâmetro MAC é um critério clássico, baseado no conceito matemático de correlação entre vetores, que fornece a medida do desvio padrão quadrático entre os vetores numérico e experimental, tomando como referência a reta

de correlação linear dos dois vetores (Ribeiro, 2012), podendo ser obtido através da aplicação da seguinte expressão (Allemang, 2003):

$$MAC(\hat{\phi}_i, \hat{\phi}_j) = \frac{(\hat{\phi}_i^T \hat{\phi}_j)^2}{(\hat{\phi}_i^T \hat{\phi}_i)(\hat{\phi}_j^T \hat{\phi}_j)} \quad [1]$$

onde  $\hat{\phi}_i$  e  $\hat{\phi}_j$  são os vetores dos modos de vibração experimentais ( $i$ ) e numéricos ( $j$ ), cuja dimensão é igual ao número de pontos instrumentados.

O parâmetro MAC é um escalar que pode tomar valores no intervalo entre 0 e 1. O valor de MAC próximo à unidade indica que os vetores modais estão muito correlacionados, por outro lado um valor próximo de zero indica que os vetores modais não estão correlacionados (Allemang, 2003). Segundo Ewins (2000) um valor de MAC superior a 0.80 indica uma boa correlação entre os vetores experimental e numérico, enquanto um valor MAC inferior a 0.20 revela que os modos não se correlacionam. O emparelhamento entre um determinado modo experimental com um modo numérico realizou-se com base no valor do parâmetro MAC mais elevado.

Na Figura 8 apresenta-se a matriz de correlação MAC entre os 7 modos identificados na campanha experimental e os 50 primeiros modos numéricos.

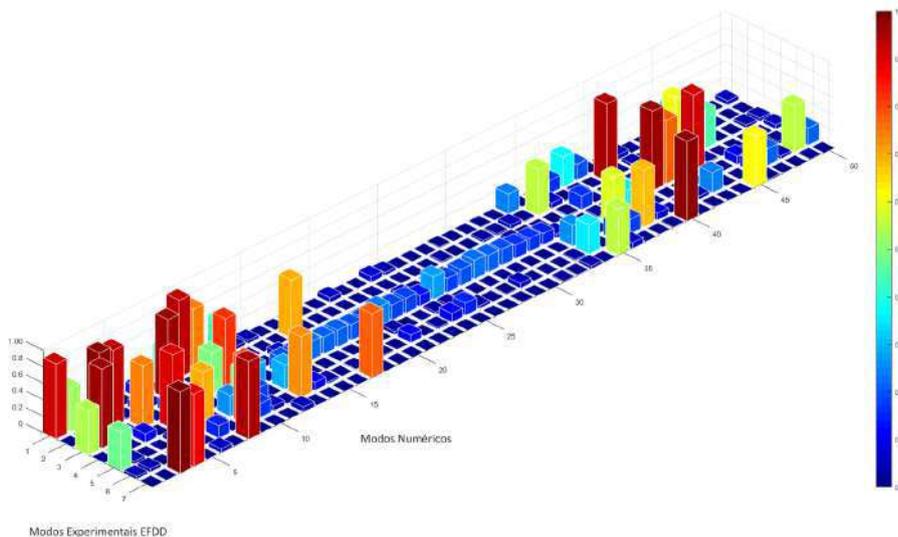
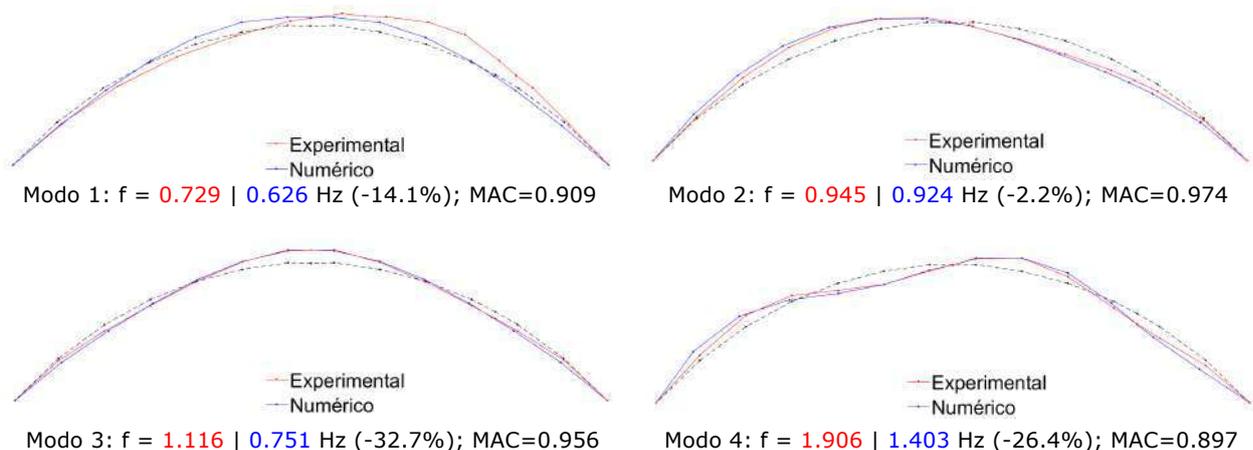


Figura 8 – Matriz de correlação entre o modo numérico e modo experimental.

É possível verificar uma boa correlação entre os modos experimentais e os modos numéricos, em particular para os modos 1, 2, 3, 4 e 7 que apresentam valores do parâmetro MAC superiores a 0.90.

Na Figura 9 é realizada a comparação das configurações modais do arco jusante da ponte, obtidos por via experimental e numérica. São ainda indicados os valores das frequências de vibração experimentais e numéricas, com a indicação da diferença percentual tomando como referência os valores experimentais, além dos valores do parâmetro MAC. O erro médio das frequências situou-se nos 14.0% e o valor médio do parâmetro MAC é igual a 0.885.



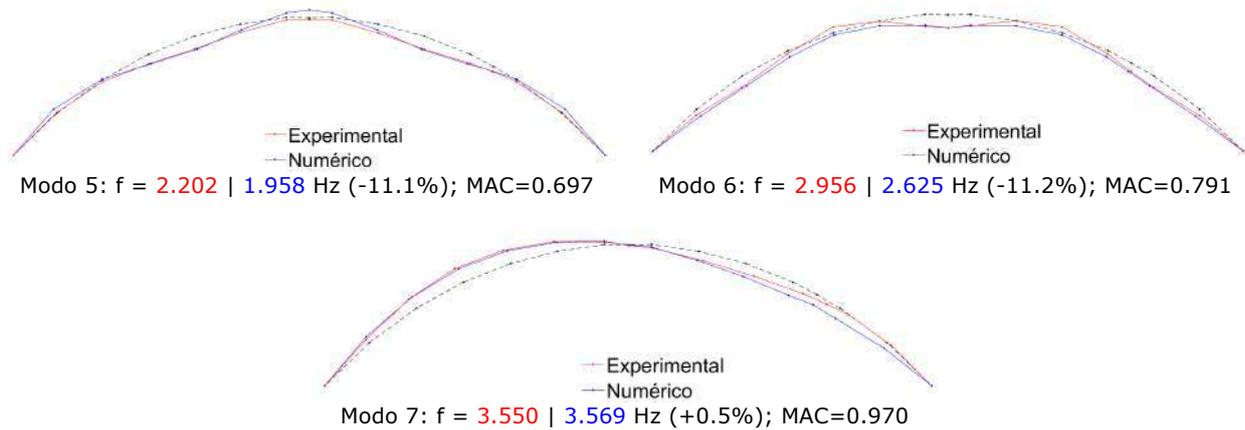


Figura 9 – Análise de correlação dos parâmetros modais experimentais e numéricos.

## 6 - CONCLUSÕES

O presente artigo incidiu na validação experimental de um modelo numérico da ponte da Arrábida. O modelo numérico tridimensional de elementos finitos envolveu a modelação do tabuleiro, pilares, arcos e encontros, e foi desenvolvido no programa Autodesk Robot. O ensaio dinâmico foi realizado ao arco jusante da ponte e possibilitou a identificação de sete modos de vibração, envolvendo sobretudo movimentos de flexão lateral e vertical, com frequências situadas entre 0.729 Hz e 3.550 Hz. A análise de correlação demonstrou uma boa aproximação com os parâmetros modais experimentais e numéricos.

Em trabalhos futuros perspectiva-se a calibração automática do modelo numérico com base em técnicas de otimização assentes em algoritmos genéticos. É também previsível a realização de um novo ensaio de vibração ambiental, que incida sobretudo no tabuleiro, de modo a complementar a informação recolhida ao nível dos arcos.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa Porto Bridge Climb, em particular ao Sr. Pedro Pardinhas, e às Infraestruturas de Portugal, por toda a informação fornecida relativa à ponte da Arrábida e pela ajuda e facilidades concedidas durante a realização do ensaio experimental.

## REFERÊNCIAS

- Allemang, R. J.; Brown, D. L. (1982) - A correlation coefficient for modal vector analysis. *First International Modal Analysis Conference*. 1982. pp.110-116.
- Autodesk (2012), Autodesk Robot Structural analysis 2013 - Getting Started Guide - Robot API, San Francisco, USA.
- Cruz, P.J., Cordeiro, J.M. (2001) - As Pontes do Porto, Livraria Civilização Editora, ISBN: 9789722618908
- Ewins, D. J. (2000) - Model validation: Correlation for updating. *Sadhana*. . ISSN 0256-2499. 25:3 doi: 10.1007/BF02703541. pp. 221-234.
- Fernandes, M.M., Paupério, E., Rangel, B. (2016) - Ponte da Arrábida Monumento Nacional, Edições Afrontamento, ISBN: 9789723615227
- Ministério das Obras Públicas – Junta Autónoma das Estradas (MOP-JAE) (1963) – Ponte da Arrábida sobre o rio Douro, e seus acessos
- Pinto, T.C. (2011) – Adaptação da ponte da arrábida à passagem do metro ligeiro. Dissertação de mestrado, Porto: FEUP, 188 p.
- Ribeiro, D. (2012) - Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental. Tese de Doutoramento: FEUP.
- SVS (2018), ARTeMIS Modal 2018 – Academic license, Release 5.3.1.3. SVS: Aalborg, Denmark.

## **APLICAÇÃO DA MODELAÇÃO 3D À REABILITAÇÃO E INSPEÇÃO DE VIA FÉRREA COM VISTA À IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA BIM**

### **APPLICATION OF 3D MODELING TO THE REHABILITATION AND INSPECTION OF RAIL TRACK AIMING THE IMPLEMENTATION OF BIM METHODOLOGY**

Vilela, Manuel; *Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, manuel\_vilela\_@hotmail.com*  
Neves, José; *CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, jose.manuel.neves@tecnico.ulisboa.pt*  
Sampaio, Zita; *CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, zita.sampaio@tecnico.ulisboa.pt*

#### **RESUMO**

A generalização da implementação da metodologia “Building Information Modelling” (BIM) nos sistemas produtivos tem sido fundamental ao desenvolvimento da Indústria 4.0. Este é já o paradigma atual de muitas áreas da arquitetura, engenharia e construção (AEC) onde o BIM tem sido aplicado com muito sucesso e como metodologia de apoio à gestão de ativos, numa abordagem baseada no modelo de economia circular. Contudo, esta não é ainda a realidade em muitos setores, como é o caso das obras lineares de infraestruturas de transporte. Com vista à implementação da metodologia BIM, o artigo tem como objetivo apresentar a aplicação da modelação tridimensional (3D) ao caso de obra de renovação duma linha férrea nacional em serviço, tendo-se procedido: (1) à modelação 3D da geometria da infraestrutura ferroviária através do software Civil 3D®, incluindo a aplicação de geotêxtil e geogrelha na base da camada da balastro; (2) à demonstração da capacidade de extrair informação do modelo criado com aplicação aos principais parâmetros geométricos da via. Concluiu-se que a utilização do software pode apresentar ainda limitações à implementação da metodologia BIM, nomeadamente no que diz respeito à interoperabilidade para definição de modelos mais avançados, como o modelo 4D. Relativamente à inspeção e manutenção da via, também se constatarem algumas limitações ao nível do armazenamento e manipulação desse tipo de informação.

#### **ABSTRACT**

The implementation of the Building Information Modelling (BIM) methodology in production systems has been fundamental to the development of Industry 4.0. This is already the current paradigm of many areas of architecture, engineering, and construction (AEC) where BIM has been applied with great success and as a methodology to support asset management in an approach based on the circular economy model. However, this is not the case in many sectors, as it is the case of linear transport infrastructures. Aiming the implementation of BIM methodology, the paper has the main objective to present the application of three-dimensional (3D) modelling to the rehabilitation of a national rail track in service, and the following tasks were carried out: (1) the 3D modelling of the geometry of railway infrastructure using Civil 3D® software, including the application of geotextile and geogrid in the base of the ballast layer; and (2) the capacity to extract information from the created model with application to the main geometric parameters of the rail track. From the modelling point of view, it was concluded that the use of the software can present limitations to the implementation of the BIM methodology, namely with respect to interoperability in the definition of further models, such as the 4D model. Regarding the inspection and maintenance of the rail track, some limitations were also observed in the storage and processing of this type of information.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Atualmente, a indústria da construção tem vindo a ser direcionada para a implementação da metodologia “Building Information Modelling” (BIM) em diversos setores. O BIM é um conceito de trabalho colaborativo, fortemente apoiado nos avanços tecnológicos computacionais. As atuais ferramentas de base BIM permitem o desenvolvimento de projetos de edifícios, incluindo as fases de conceção, construção, manutenção, gestão e, ainda, demolição. No entanto, é ainda pouco utilizado no setor das infraestruturas de transporte (estradas, ferrovia, pontes, túneis, aeroportos e portos) (Campestrini et al., 2015). Encontram-se, no entanto, alguns registos bibliográficos, no domínio das infraestruturas, permitindo concluir que recentemente tem havido um interesse crescente na aplicação do BIM também neste setor (Bradley et al., 2016). A sua aplicação requer o envolvimento

dos profissionais, de modo a que a tecnologia BIM possa ser reconhecida como um auxiliar no desenvolvimento não só de projetos mas também da construção e gestão de toda a infraestrutura (Campestrini et al., 2015).

A integração do BIM em projetos ferroviários tem vindo a ganhar alguma importância no setor das infraestruturas. Segundo Bensalah e Mharzi (2018), as vantagens e os benefícios são consideráveis, como por exemplo: controlo de custos; suporte à tomada de decisões; redução do volume de trabalhos adicionais por erros de projeto; análise de deteção de problemas de interface; melhoria da perceção visual; apoio à pré-fabricação; suporte à planificação de manutenção e da gestão da infraestrutura.

No âmbito do projeto de infraestruturas é frequentemente utilizado o software InfraWorks® que oferece suporte para configurações de estradas e de linhas ferroviárias. O sistema permite a representação espacial do projeto e a sua análise em fase conceptual do processo. Quando combinado com gráficos obtidos de sistemas SIG, desenhos, mapas, imagens raster e dados de satélite, o sistema InfraWorks® pode fornecer ainda a simulação de tráfego. A versão mais recente do InfraWorks® admite uma melhor interoperabilidade com o Revit® e Civil 3D® (AEC Magazine, 2016). O conceito BIM e o sistema Civil 3D® surgiram na década de 80, mas o Civil 3D® não foi desenvolvido na perspetiva da metodologia BIM. O Civil 3D® é um software orientado para conceber, executar e gerir projetos de engenharia civil, em áreas de transporte, águas e terraplanagem. Este software só mais recentemente desenvolveu questões de interoperabilidade, disponibilizada na versão 2014 e o formato IFC passou a ser suportado na versão 2016. Assim, o Civil 3D® passou a ficar capacitado para executar projetos em BIM (André e Ribeirinho, 2018). No domínio da ferrovia, os softwares mais populares são o Revit® e Bentley®. O Revit® é um software mais abrangente que pode ser adequado para várias áreas da engenharia civil, enquanto que o Bentley® é um software mais específico para a ferrovia (Bensalah e Mharzi, 2018).

Atendendo à necessidade de promover a implementação da metodologia BIM às infraestruturas de transporte, o artigo apresenta uma análise de ferramentas 3D, próximas do BIM, de forma a concluir qual aplicabilidade da metodologia BIM com base nas ferramentas e conhecimento actual, no contexto da via férrea. Com base numa obra de renovação duma linha férrea nacional em serviço, procedeu-se à modelação tridimensional (3D) da geometria da infraestrutura ferroviária, através do software Civil 3D® e à demonstração da capacidade de extrair informação do modelo criado com aplicação aos principais parâmetros geométricos da via: a bitola e o nivelamento transversal. Por recurso a ferramentas de base BIM foi criado o modelo BIM do troço em estudo, podendo concluir-se quanto à sua aplicabilidade no sector das infra-estruturas.

## **2 - CASO DE ESTUDO**

### **2.1 - Descrição da obra**

O caso de estudo é relativo a uma obra de renovação integral dum troço de via férrea nacional com extensão de cerca de 35 km. Esta linha tem tráfego misto de diferentes características. A obra foi finalizada em setembro de 2016 e pretendeu melhorar as condições de exploração ferroviária e reduzir os custos de manutenção da infraestrutura.

Em geral, a obra consistiu em trabalhos de instalações fixas de tração elétrica em duas estações, na implementação do sistema de retorno de corrente de tração e terras de proteção (RCT+TP), na substituição das fixações das travessas, na renovação da superestrutura das vias existentes, na melhoria do sistema de drenagem e de catenária, na adaptação das plataformas de passageiros e inerentes acessos pedonais, na manutenção dos aparelhos de mudança de via (AMV) existentes, na contabilização das estruturas metálicas e na colocação de vedações em zonas específicas.

No âmbito da renovação da via férrea, a obra consistiu na aplicação combinada de geogrelha com geotêxtil na base da camada de balastro com a principal função de estabilização da camada de balastro. A aplicação do geotêxtil teve como funções a separação e filtro, face à superfície de desguarnecimento. A Figura 1 mostra a sucessão das principais fases construtivas, realizadas sempre em período noturno:

- Substituição de via (carris, travessas e fixações) (Figura 1a).
- Desguarnecimento mecânico de balastro (Figura 1b).
- Colocação da geogrelha e do geotêxtil (Figura 1c).
- Execução de ataques mecânicos pesados (alinhamento e nivelamento da via) (Figura 1d).

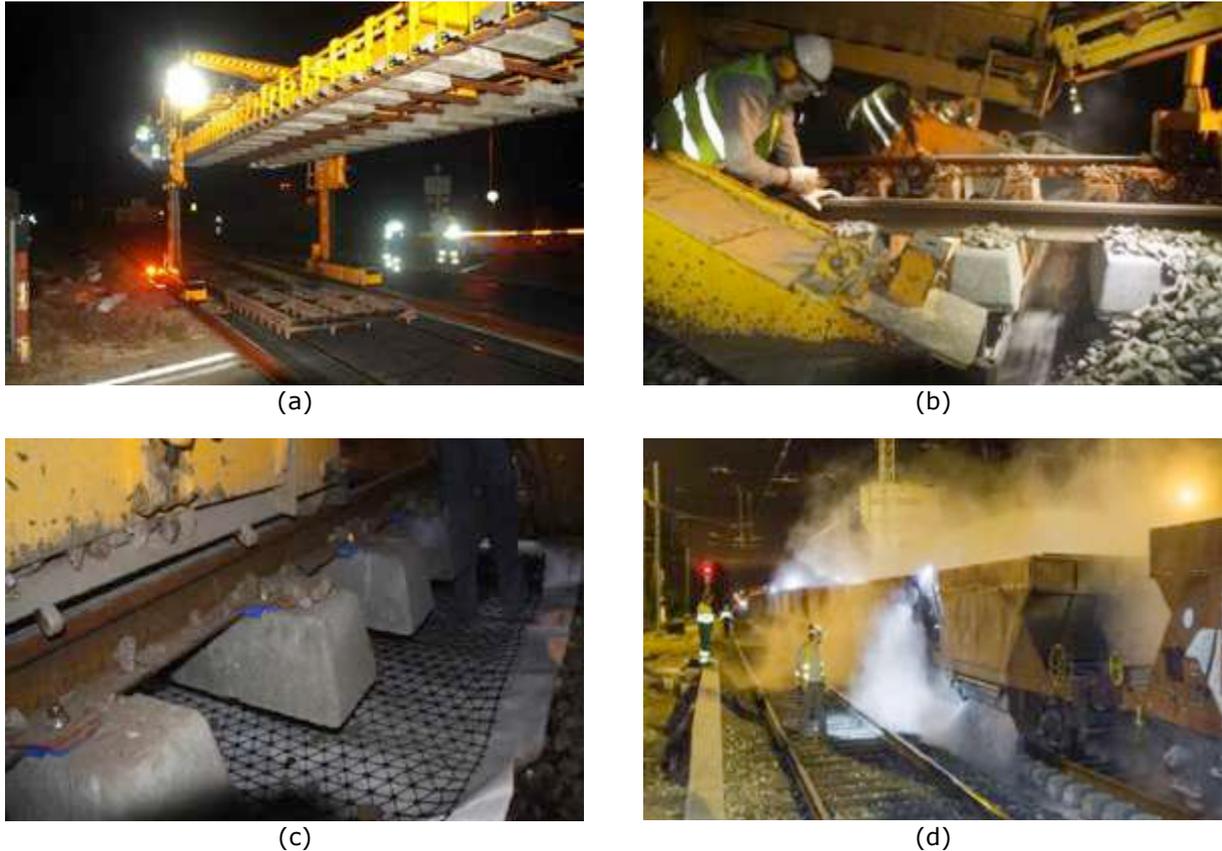


Figura 1 – Fases construtivas da renovação da via férrea

No troço de via em estudo, foram ainda realizados outros trabalhos complementares, nomeadamente, trabalhos de terraplenagem, drenagem, da adaptação da catenária e da sinalização. Os trabalhos de renovação da via férrea foram realizados em 10 dias úteis. Os trabalhos tiveram a duração de 7 horas diárias, em período diurno, enquanto a via adjacente se encontrava em exploração ferroviária, ou seja, circulação em via única temporária (VUT).

Vilela (2018) apresenta a descrição mais pormenorizada da obra, do faseamento construtivo e do equipamento utilizado.

## 2.2 - Modelação da via férrea

O traçado do troço de via em estudo foi desenvolvido sobre cartografia tridimensional à escala 1/1000, obtida a partir da restituição aerofotogramétrica decorrente de voo realizado para o efeito. A definição da geometria em planta (diretriz) foi suportada na coordenação das linhas e aparelhos de mudança de via (AMV) existentes.

Aquando da coordenação de via, foram igualmente objeto de caracterização os elementos associados à via, sendo que a maior parte constituiu pontos fixos, sendo de destacar os seguintes: postes de catenária; passagem hidráulica (pontes); e via existente, com identificação do carril e travessas (em madeira ou betão). Todos estes elementos foram caracterizados através da definição de vários perfis transversais.

A configuração do perfil longitudinal resultou da análise conjunta da subida da rasante pelas especialidades de terraplenagem e drenagem, catenária e via. A análise foi efetuada com o objetivo de compatibilizar as possíveis subidas da rasante que possam beneficiar a drenagem existente e/ou nova, e minimizar a afetação de taludes e/ou estruturas existentes, com a necessidade de garantir determinado valor da altura do fio de contacto da catenária. Havia locais onde, por via dos pressupostos do projeto, não foi possível subir a rasante e, conseqüentemente, foi necessário optar pela instalação da geogrelha com geotêxtil incorporado. Os trainéis de projeto variaram, em valor absoluto, entre 0 ‰ e 14,5 ‰.

O processo de modelação tridimensional (3D) da geometria da via recorreu à utilização do software Autocad Civil 3D® (versão de 2019) desenvolvido pela Autodesk.

O primeiro passo para a modelação requereu a localização da obra através do software Infracworks®, que permitiu não só estabelecer com exatidão a georreferenciação do local mas também obter um mapa com vista de satélite onde foi possível visualizar o troço da linha férrea. A informação da localização obtida no Infracworks® foi importada posteriormente para o Civil 3D® onde foi iniciado o processo de modelação de toda a estrutura da linha ferroviária. A modelação iniciou-se com a criação da diretriz. Posteriormente foi produzido o perfil longitudinal do terreno e criada a rasante do projeto.

Finalmente, procedeu-se à definição da secção transversal da via através da montagem de todas as componentes (submontagens), conforme se representa na Figura 2. O perfil transversal é constituído pelos carris, travessas, balastro (superestrutura), sub-balastro, sub-base, fundação (subestrutura), drenagem e postes de cantenária. Procedeu-se, ainda, à introdução de uma submontagem que permitiu definir a solução de aterro ou de escavação em função da posição do terreno.

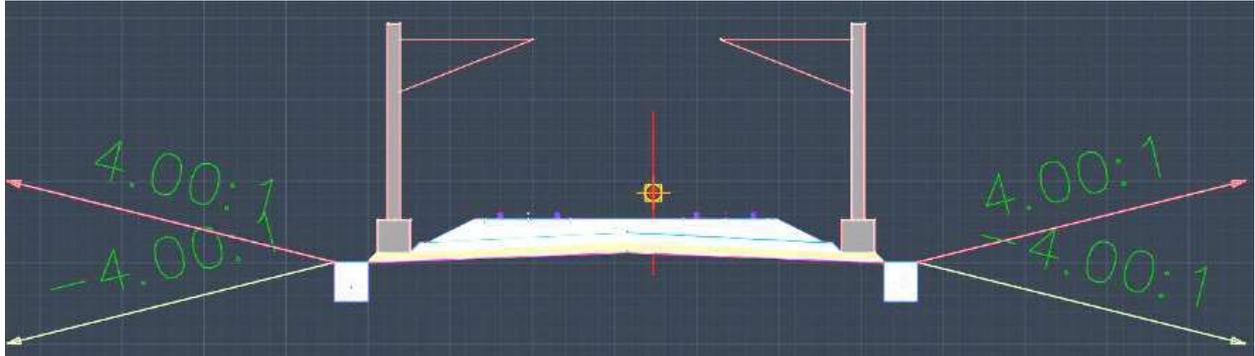


Figura 2 – Modelação da secção transversal

Obtidos os elementos fundamentais da geometria da via, foi possível criar um corredor de todo o troço a partir de uma linha base (alinhamento), depois de criar cortes 2D (montagens) em localizações incrementais e criando inclinações coincidentes que atingem o modelo de superfície. O corredor utiliza vários objetos e dados do Civil 3D®, incluindo submontagens, montagens, superfícies, alinhamentos e perfis. Assim sendo, qualquer mudança nos mesmos, vai afetar todo o projeto.

Criado o modelo 3D de projeto, este pode ser observado segundo diversos pontos de vista para uma correta percepção do resultado final e uma melhor identificação de alguma incompatibilidade da geometria. A Figura 3 mostra como exemplo a perspetiva de modelo 3D da via férrea em zona onde existe uma passagem hidráulica.

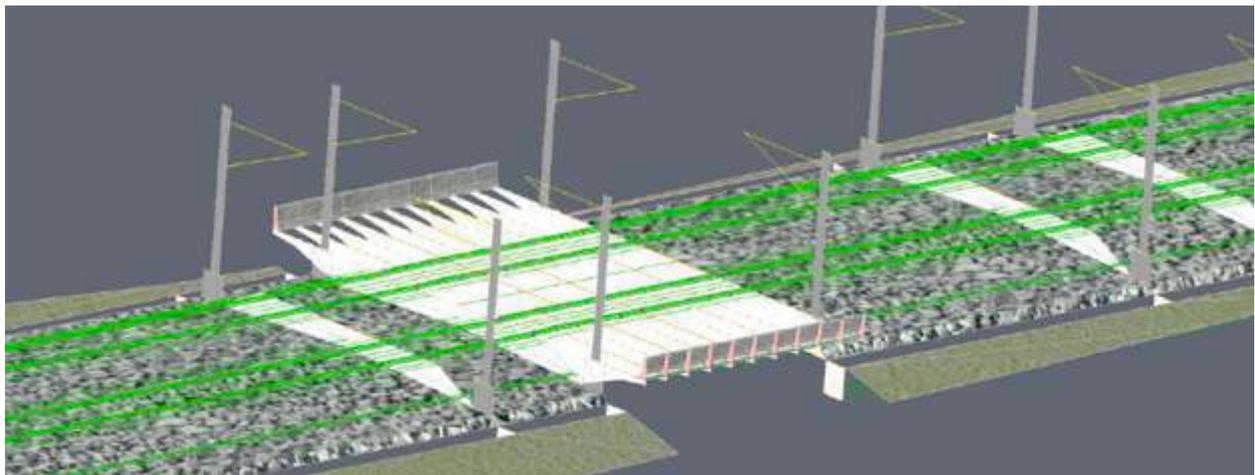


Figura 3 – Exemplo de modelo 3D

### 3 - MODELAÇÃO BIM

Numa tentativa de utilizar os recursos actuais BIM, efectuou-se a transposição do modelo 3D criado, e exportado no formato *dwg*, para o *software* de base BIM de uso frequente, o Revit®. Verificou-se que a interoperabilidade entre os dois sistemas é ainda muito limitada. Assim foi necessário seleccionar famílias de objetos paramétricos, como travessas, fixações e carris, e efectuada a adaptação ao caso de estudo, quanto à geometria e material utilizado no troço. O perfil do carril é do tipo 60E1, as travessas e fixações correspondem a bi-bloco VAX LU NG(60) (Figura 4).

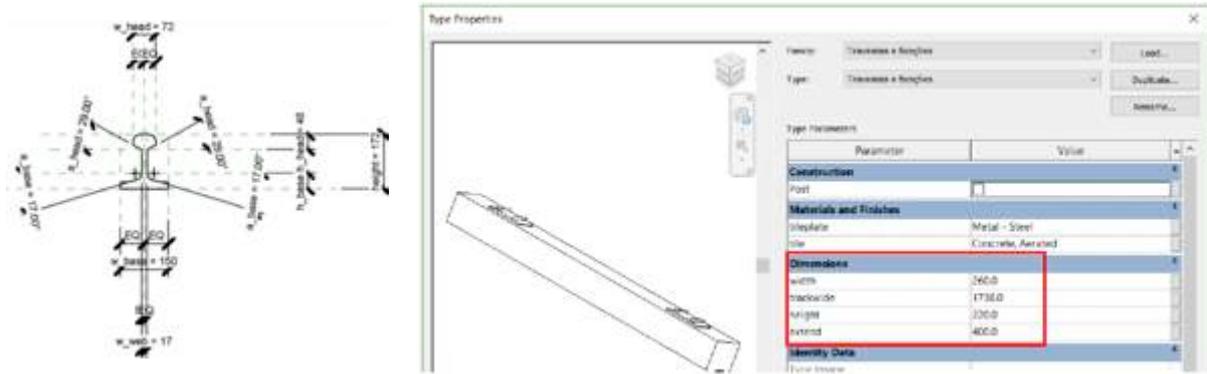


Figura 4 – Geometria e parâmetros do carril tipo 60E1 e travessas bi-bloco VAX LU NG(60).

Posteriormente, estabeleceu-se a composição e a distribuição destes elementos. Os carris apresentam um desenvolvimento longitudinal e as travessas são dispostas transversalmente aos outros elementos de forma a apresentar o espaçamento estabelecido no projeto consultado. Para modelação das distintas camadas a considerar sob a infraestrutura, como o sub-balastro, balastro e geossintético, foram adaptados elementos da família das lajes. Finalmente procedeu-se à modelação dos elementos de drenagem da via férrea, por recurso a elementos do painel *Plumbing & Piping*, sendo seleccionado o comando *Pipe*. O resultado é ilustrado na Figura 5.

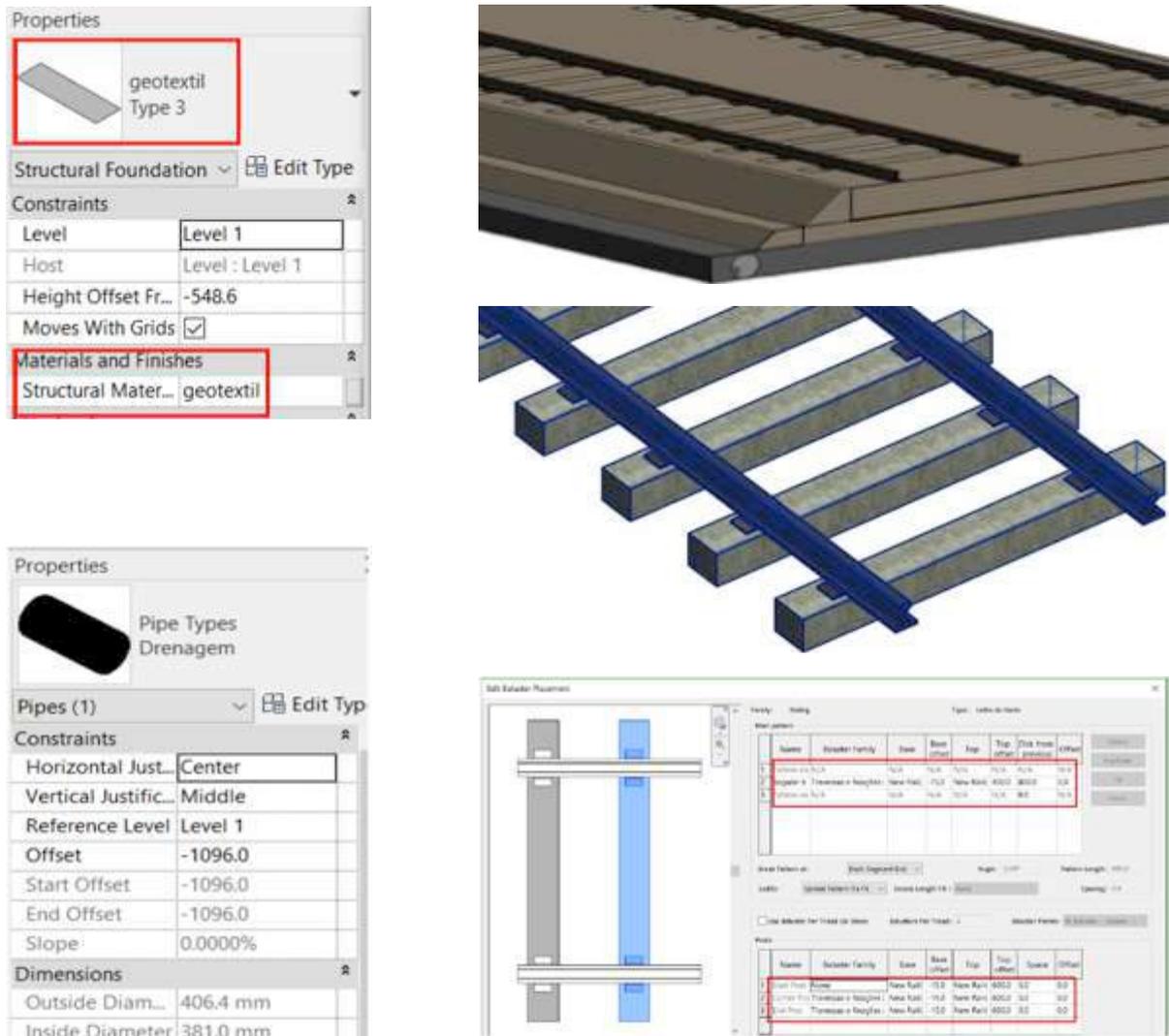


Figura 5 – Modelação de travessas, sub-balastro, balastro, geossintético e elementos de drenagem.

Ainda no âmbito BIM, foi criado o modelo 4D/BIM do processo construtivo, por recurso ao visualizador Navisworks®. Foi considerado o planeamento realizado em *Project*, onde consta todo o processo construtivo de renovação da linha férrea e importado modelo BIM criado no Revit®. O resultado é apresentado na Figura 6.

Em relação ao caso de estudo, foram obtidos mapas de quantidades de materiais, nomeadamente, os volumes de balastros e de sub-balastro e área de geossintético. Foi ainda realizado um estudo de movimento de terras a partir do modelo do Civil 3D. Por fim, foi analisada a capacidade de extração de dados do modelo, para apresentação de documentação. A obtenção de quantidades foi aplicada ao modelo criado no Revit® e no Civil 3D®, e foi efetuada a comparação entre os dois processos.

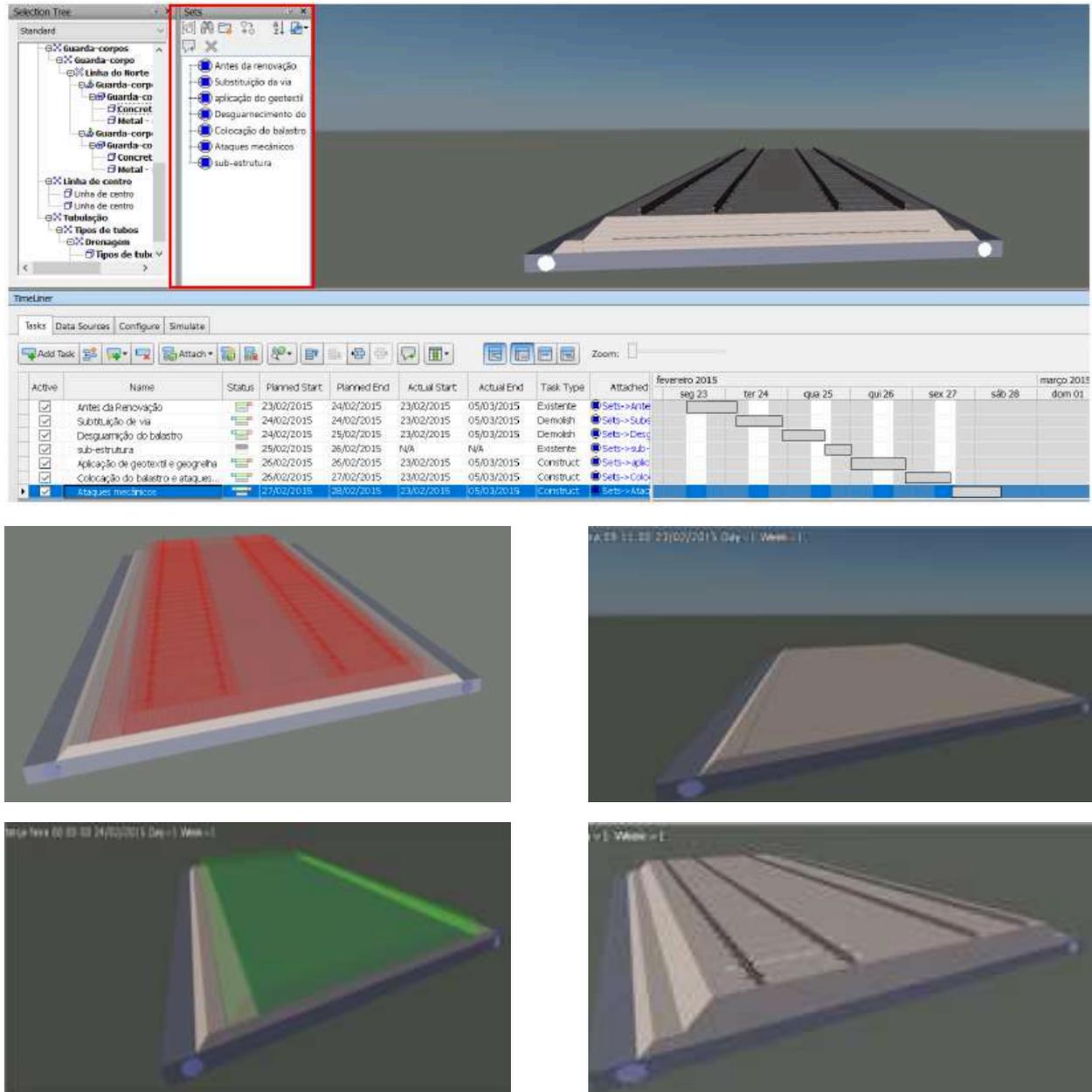


Figura 6 – Geração do modelo 4D/BIM e a simulação de fases construtivas.

#### 4 - UTILIZAÇÃO DE INFORMAÇÃO – INSPEÇÃO DA VIA

A metodologia BIM recorre a ferramentas com capacidade de extração de variado tipo de informação do modelo criado. Pretendeu-se analisar a possibilidade de analisar informação sobre a inspeção geométrica da via, de grande importância nas ações de manutenção. Os principais parâmetros geométricos da via a serem avaliados são estabelecidos na norma EN 13848-1 (2008), nomeadamente: bitola, alinhamento, empeno, nivelamento longitudinal e transversal.

Por recurso ao Civil 3D® foi apenas possível controlar dois parâmetros: a bitola e o nivelamento transversal. A bitola corresponde por definição à mínima distância entre os dois carris, medida a 14 mm abaixo da superfície de rolamento. O nivelamento transversal é a diferença entre a superfície de rolamento e o seu plano horizontal de referência. Para alterar o valor da bitola basta selecionar o alinhamento, do modelo 3D, criado com o nome "Linha X" e selecionar as propriedades pretendidas (Figura 7). Através da interface, foi inserido o valor da bitola.

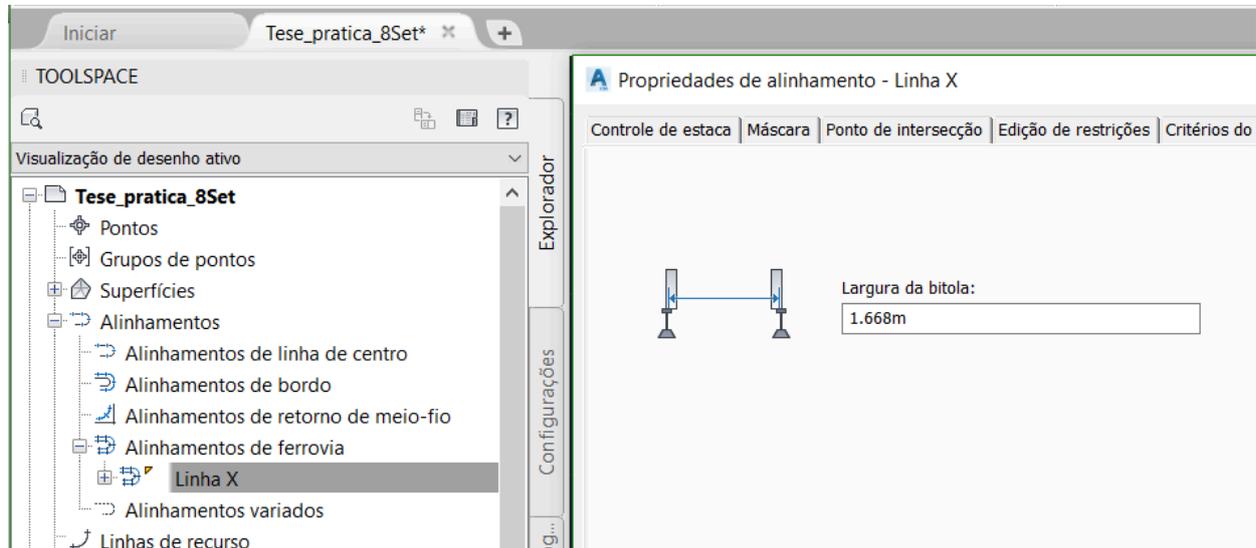


Figura 7 – Propriedades do alinhamento para consideração da bitola

Em relação ao nivelamento transversal, procedeu-se de maneira semelhante, mas selecionando *Adicionar declive transversal*. Na interface da Figura 8 podem ser escolhidos três métodos para o cálculo do nivelamento transversal: Ferrovias do lado alto, Ferrovias do lado baixo e Linha base de centro. Na escolha do método optou-se por não alterar o já selecionado (Ferrovia do lado alto). A Figura 9 ilustra a atribuição dos valores de variáveis para proceder ao cálculo. Este parâmetro é normalmente mais elevado em curvas. Sendo assim, não é muito relevante para o caso de estudo, devido à inexistência de curvas. Este programa como opção de base, admite uma curva embora muito suave, como se pode observar nos dados fornecidos na Figura 10. Esta funcionalidade não deixa de ser bastante importante nos projetos ferroviários mais complexos.

## 5 - CONCLUSÕES

A análise sobre a aplicabilidade da metodologia de trabalho em BIM consistiu na modelação de todos os elementos geométricos no Revit®.

Embora já muito difundida nas comunidades de arquitetura e engenharia, predominantemente nas áreas de estruturas e construção, constata-se ainda uma maior dificuldade de implementação da metodologia BIM nas infraestruturas de transporte. No presente artigo, com base numa obra de renovação de linha férrea nacional, apresentou-se a modelação tridimensional (3D) da geometria da via, através do software Civil 3D®, e à demonstração da capacidade de extrair informação do modelo criado com aplicação à bitola e nivelamento transversal da via férrea.

A criação do modelo 3D foi possível, embora com algumas limitações. Embora o Civil 3D® permita a criação de representações tridimensionais de modo bastante correto, os modelos gerados ainda são constituídos de arestas e superfícies, como acontece no AutoCAD® tradicional. Tal pode originar problemas de interoperabilidade, que por sua vez limitam a definição de modelos mais avançados, como é o caso do modelo 4D. No entanto, por recurso ao Revit®, foram selecionadas diversas famílias de objetos paramétricos e procedeu-se à geração do modelo BIM do caso de estudo da via férrea. Posteriormente foi criado o modelo 4D relativo ao processo construtivo. Relativamente à inspeção da via, constatou-se muitas limitações ainda relativamente ao armazenamento e manipulação desse tipo de informação. Recomenda-se que em trabalhos futuros se analise de forma mais aprofundada a possibilidade de ter um adequado sistema de inspeção de via com todos os parâmetros geométricos usualmente requeridos, de forma a que o planeamento da manutenção, associado a ensaios de inspeção de controlo de qualidade, possa ficar integrado e mais completo.

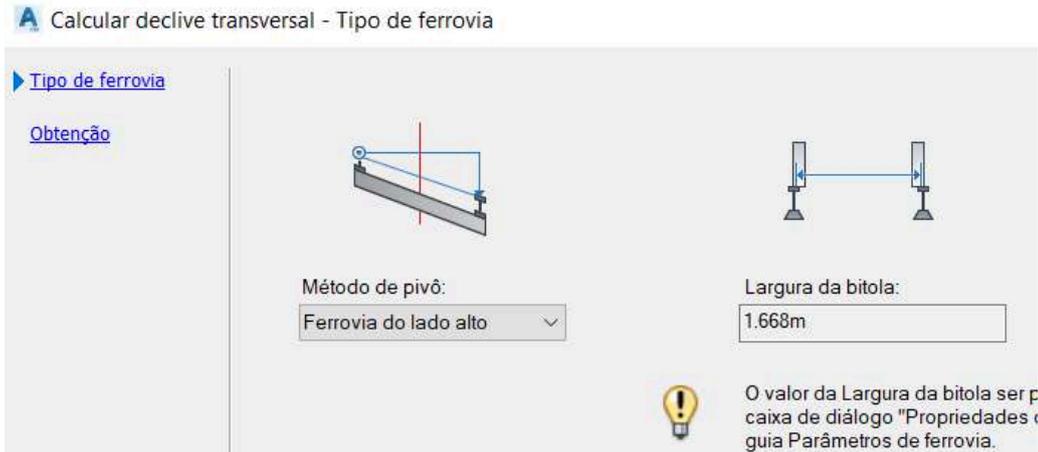


Figura 8 – Cálculo do nivelamento transversal

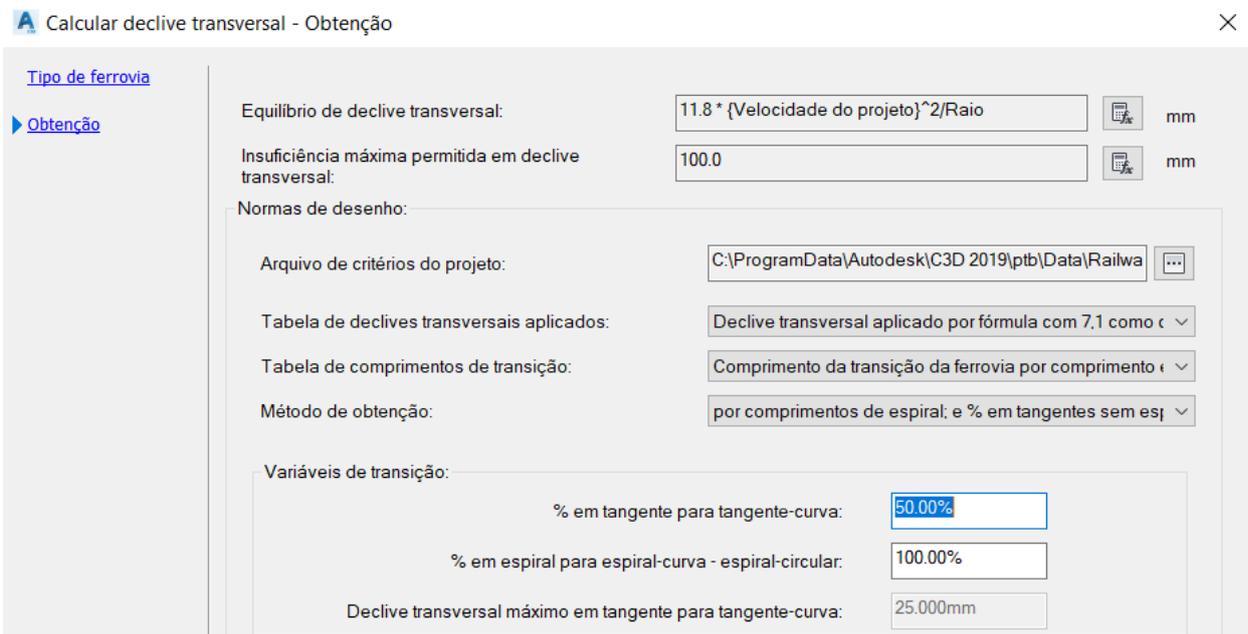


Figura 9 – Variáveis do nivelamento transversal

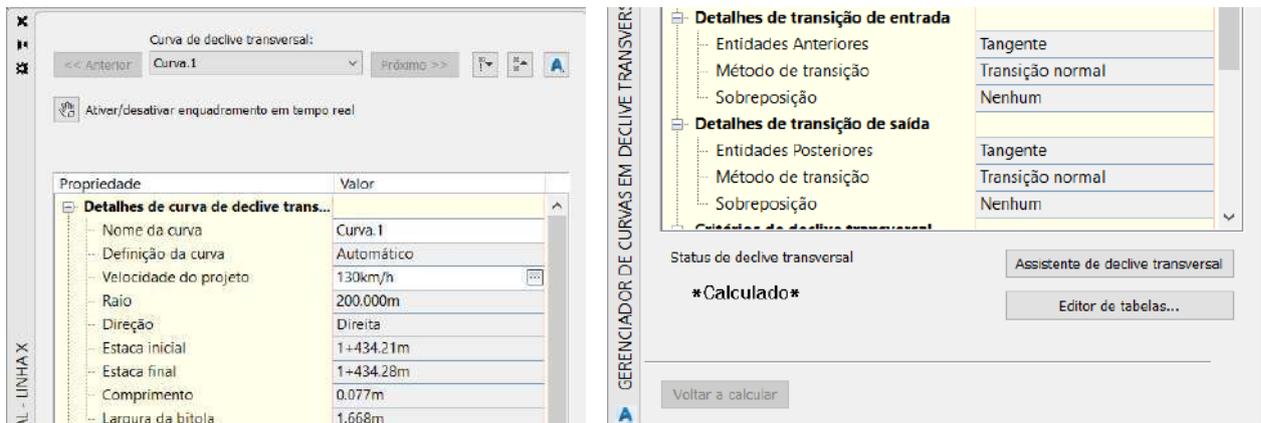


Figura 10 – Janela de propriedades do nivelamento transversal

## AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar o seu agradecimento à Infraestruturas de Portugal, SA, por disponibilizar a informação da obra que serviu de apoio ao caso de estudo de aplicação da modelação apresentado neste artigo.

## REFERÊNCIAS

- AEC Magazine (2016). Autodesk 2017 updates. Disponível em: <https://www.aecmag.com/59-features/1122-autodesk-2017-updates> (Acedido a 14 de Março de 2018).
- André, A. e Ribeirinho, L. (2018). Aplicação de metodologia BIM no âmbito de projetos de regularização fluvial. Os casos de Díli e de Pante Macassar em Timor-Leste. 2º Congresso Português de Building Information Modelling 2018, pp. 221–230.
- Bensalah, M. e Mharzi, H. (2018). *Integrating BIM in railway projects: review & perspectives for Morocco & Mena*. International Journal of Recent Scientific Research, 9(1), pp. 23398–23403. doi: 10.24327/IJRSR.
- Bradley, A., Li, H., Lark, R., e Dunn, S. (2016). *BIM for infrastructure: An overall review and constructor perspective*. Automation in Construction, Elsevier B.V., 71, pp. 139–152. doi: 10.1016/j.autcon.2016.08.019.
- Campestrini, F., Garrido, M., Scheer, S., e Freitas, M. (2015). Entendendo BIM. Disponível em: [http://www.gpsustentavel.ufba.br/documentos/livro\\_entendendo\\_bim.pdf](http://www.gpsustentavel.ufba.br/documentos/livro_entendendo_bim.pdf) (Acedido a 5 de Março de 2018).
- Eastman, C., Liston, K., e Sacks R. (2008). *BIM Handbook*. Paul Teicholz Rafael Sacks. doi: 2007029306.
- Grilo, A. e Jardim-Goncalves, R. (2010). *Value proposition on interoperability of BIM and collaborative working environments*. Automation in Construction, Elsevier B.V., 19(5), pp. 522–530. doi: 10.1016/j.autcon.2009.11.003.
- IPQ (2008). EN 13848-1:2003+A1:2008 – Railway applications; Track – Track geometry quality; Part 1: Characterisation of track geometry. Instituto Português da Qualidade, Almada, Portugal.
- Vilela, M. (2018). Potencial de aplicação da metodologia BIM a infraestruturas ferroviárias. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.



Tema 5

**INOVAÇÃO E TENDÊNCIAS FUTURAS**



## **ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO DE PAREDES NÃO PORTANTES**

### **FIRE RESISTANCE TESTS OF NON-LOADBEARING LSF WALLS**

Piloto, Paulo A. G.; *Polytechnic Institute of Bragança, Bragança, Portugal, ppiloto@ipb.pt*  
Khetata, Mohamed; *University of Salamanca, Salamanca, Spain, khetatamohamedseddik@gmail.com*  
Gavilán, Ana B. R.; *University of Salamanca, Salamanca, Spain, aramos@usal.es*

#### **RESUMO**

Um conjunto de testes de resistência ao fogo de paredes sem carga, à escala real, é apresentado para avaliar o efeito da estrutura de aço (número e posição dos montantes e guias) e diferentes materiais de protecção. Os ensaios experimentais são desenvolvidos de acordo com as normas internacionais EN1364-1 para a preparação de amostras e condições de ensaio e de acordo com a norma genérica de teste de resistência ao fogo EN1363-1, utilizada para definir o critério de classificação deste tipo de elemento de construção. Modelos numéricos também são utilizados para comparar os resultados dos testes. O modelo numérico é validado, usando as condições limites definidas no Eurocódigo EN1991-1-2 e as condições específicas limites na cavidade da parede. Estas condições de contorno específicas são essenciais quando se assume que a transferência de calor flui por convecção e radiação, do lado exposto para o lado não exposto da parede. Os resultados permitem concluir sobre o comportamento de diferentes sistemas de protecção da estrutura de aço enformado a frio, sobre o efeito da estrutura e apresentar um modelo híbrido para validação dos resultados numéricos.

#### **ABSTRACT**

A set of full scale fire resistance tests of non-loadbearing walls is presented to evaluate the effect of the steel frame (number and position of studs and tracks) and different protection materials. The experimental tests are developed in accordance to the international standards EN1364-1 for the sample preparation and conditions for testing and in accordance with the generic standard fire test EN1363-1, used for the criterion to rate this type of building construction element under fire. Numerical models are also used to compare the results of the tests. The numerical model is validated, using the boundary conditions defined in Eurocode EN1991-1-2 and specific boundary conditions in the cavity of the wall. These specific boundary conditions are essential when assuming that the heat transfer flows by convection and radiation, from the exposed side to the unexposed side of the wall. The results allow to conclude on the behaviour of different systems of protection used for the cold formed steel structure, on the effect of the structure and to present the hybrid model to validate the numerical results.

#### **1 - INTRODUCTION**

The light steel framed (LSF) walls are usually made with prefabricated plates (homogeneous or composite) and are widely used as partition walls or loadbearing walls, with large application in buildings structures. The LSF construction method contributes to the sustainability of the built environment, due to the possibility of the material recycling and lower water consumption. This construction method presents also a high degree of freedom to the architects for new building solutions and retrofitting solutions. This construction method is easy and allows for modular construction, presenting building elements with small weight when comparing to traditional solutions and presenting also economy for transportation and handling. However, the high thermal conductivity of the steel structure can lead to significant thermal bridges at room temperature, which can affect the thermal performance of LSF assemblies and can lead to significant damage of the structure when submitted to accidental fire conditions. The LSF is usually made with studs and tracks that require fire protection, normally achieved with a single plasterboard, or a double plasterboard, composite layer or insulation material inside the cavity. The partition walls can be fire rated for the integrity (E) and insulation (I) criteria.

Previous investigation related with the fire behaviour of LSF walls has been developed around the world, but with more emphasis in countries that are using this building construction method for long time ago. One of the first reported fire test was developed in the US, in 1973, by B. C. Son and H. Shoub (Son & Shoub, 1973), explaining in detail two fire-endurance tests on double LSF wall assemblies. Later on in 1985, Kenneth J. Schwartz and T. T. Lie (Schwartz & Lie, 1985) studied the effect of the heat transmission to prevent materials ignition in contact with the unexposed side of the

partition wall, assessing the temperature criterion of the American standard ASTM E119. In 1996, Mohamed A. Sultan (Sultan, 1996) presented a one-dimensional heat transfer model with the possibility to determine the temperature evolution across the wall thickness. This author summarised the results obtained from the numerical simulation and experimental tests for predicting the fire resistance of non-insulated and unloaded steel-stud wall assemblies with gypsum. The results obtained by numerical simulation were conservative with respect to the experimental tests but with very good agreement. In 2002, Geoff Thomas (Thomas, 2002) investigated the thermal properties of gypsum plasterboard at high temperatures and developed a finite element heat transfer model for LSF walls. The model was conservative for fast and hot fires and less accurate for specimens subjected to abrupt temperature changes. The heat transfer model was not able to predict the motion of moisture and pyrolysis reaction products. In 2009 K. Ghazi Wakili and E. Hugi (Ghazi Wakili & Hugi, 2009) developed an experimental investigation regarding the thermal properties of the materials, comparing the performance of four different types of gypsum. Depending on the amount and types of carbonates, different endothermic reactions occurred between room temperature and 900 °C, leading to different values of thermal conductivity, effective specific heat and density. Authors also investigate the time-temperature evolution comparison for a box protected steel column, finding more than 100 °C of maximum difference on the steel temperature after 90 minutes of fire exposure, when considering different these types of gypsum materials. Poologanathan Keerthan and Mahen Mahendran in 2012 (Keerthan & Mahendran, 2012) developed a numerical study to evaluate the thermal behaviour for the gypsum panels under fire, using SAFIR. Authors also included a brief literature review about the thermal behaviour of gypsum plasterboards. Suitable thermal properties were proposed and new simple formulas were developed to estimate the temperature in the unexposed side of the walls. In 2013, the same authors (Keerthan & Mahendran, 2013) developed a numerical study with SAFIR to determine the thermal performance of the composite panels, made by two plasterboards with an insulation layer between them. This numerical study was validated with the experimental results developed by Prakash Kolarkar (Kolarkar, 2010). Authors concluded that the use of this composite solution led to lower temperature evolution in the unexposed side, increasing the fire resistance. In 2014, Ayman Y. Nassif et al. (Nassif, Yoshitake, & Allam, 2014) presented an investigation with experimental tests and numerical modelling of the transient thermo-mechanical behaviour of partition wall with Rockwool insulation, using ABAQUS. The predicted temperature results agree well with the experimental results and the displacements due to thermal bowing were quite similar. In 2016 Jonathan Vallée (Jonathan Vallée, 2016) developed numerical models with ABAQUS and FDS to validate experimental furnace tests developed for LSF partition walls, with and without cavity insulation material. The results demonstrated that insulation material in the cavity can improve the fire resistance, when considering the insulation criterion, especially when ablation of the gypsum plates occurs. In 2017 Anthony Ariyanayagam and Mahen Mahendran (Ariyanayagam & Mahendran, 2017) investigated the fire resistance of non-loadbearing walls lined with calcium silicate plates, comparing the results with traditional gypsum plasterboards. Authors presented four new fire tests and compared the behaviour with previous magnesium oxide plates tests. The fire resistance of the traditional gypsum plates was similar to the fire resistance when using calcium silicate plates. Both solutions have higher fire performance when compared with the magnesium oxide plates. The integrity of the calcium silicate plates was higher than the traditional gypsum plates, probably due to the high-level content of glass fibres. No integrity failure was observed in the 20 mm thick calcium silicate plates. No cracking or falling down was observed for the tests using calcium silicate plates. The fire performance on LSF walls is also being investigated at the Polytechnic Institute of Bragança (Portugal) with the aim of: developing accurate numerical models based on the thermal analysis with fluid structure interaction (Piloto, Khetata, & Gavilán., 2017), validate the numerical models with experimental tests developed elsewhere (Khetata et al., 2017); analysing the fire performance of LSF using the simplified one dimensional heat flow (Piloto, Khetata, & Gavilán, 2017); and presenting a sequential numerical model to study the fire resistance of LSF walls made with composite panels (Piloto, 2018).

The fire rating of the LSF walls requires the development of experimental fire tests in accordance to the final application of materials and LSF structure. For this purpose, nine experimental tests are presented to evaluate the fire resistance with respect to insulation (I) criterion. The fire insulation of a single plasterboard is compared to fire resistance of composite materials and also with the insulation of stone wool. The thermal behaviour of the LSF structure is also compared, using different number of studs. All the tests were simulated using the hybrid 3D finite element model. The results agree well, which allows to develop future parametric analysis.

## **2 - EXPERIMENTAL TESTS**

Nine experimental tests were developed under standard fire conditions, ISO834 (International Organization for Standardization, 1999), using the general requirements for fire tests (CEN- European

Committee for Standardization, 2012) and the particular procedures for partition walls (CEN-European Committee for Standardization, 2015). The partition walls under analysis present three different light steel frames, using 3, 4 and 5 studs, see figure 1.

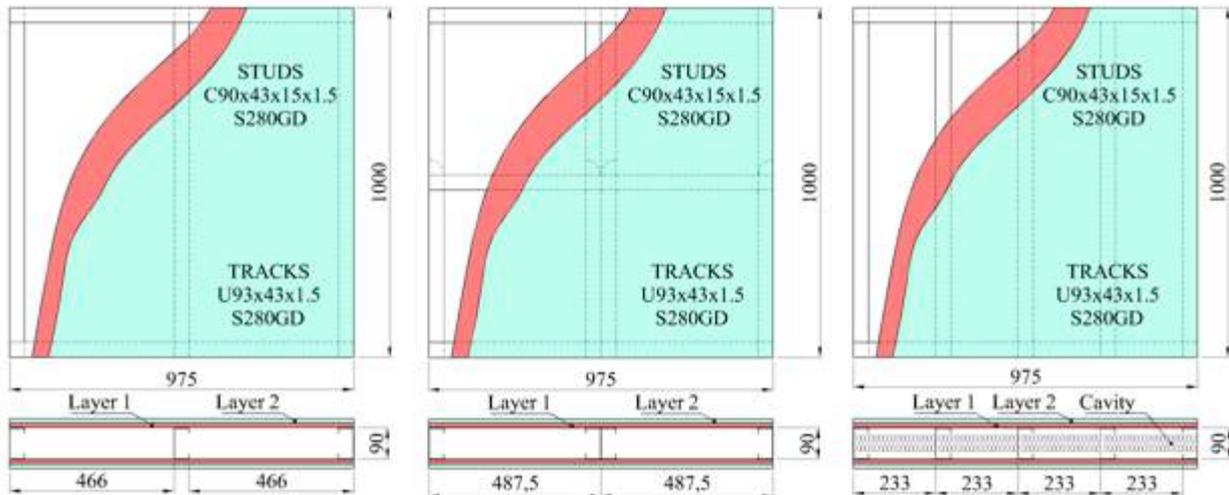


Figure 1 – Partition walls with different LSF structure.

These LSF walls are made with cold formed steel profiles, using stud profiles C90x43x15x1.5 and track profiles U93x43x1.5, forming a cavity thickness of 90 mm. Both profiles have the steel grade S280GD and should be protected with different types of layers and materials, to evaluate the effect of the fire, see table 1. A composite panel with cork and gypsum is compared with a composite panel using OSB and gypsum. Both composite solutions are compared with single and double gypsum panels and with cavity insulation Rockwool. Two different types of plasterboards materials were used (Gypsum 1 is fired proof with two layers of multilayer paper, with high purity natural gypsum inner core reinforced with fiberglass filaments and duly added with thermo-expandable minerals, colour pink; and Gypsum 2 which is normal gypsum, made with laminated gypsum board consisting of two layers of multilayer paper, with same purity natural gypsum inner core reinforced but only with fiberglass filaments, colour white).

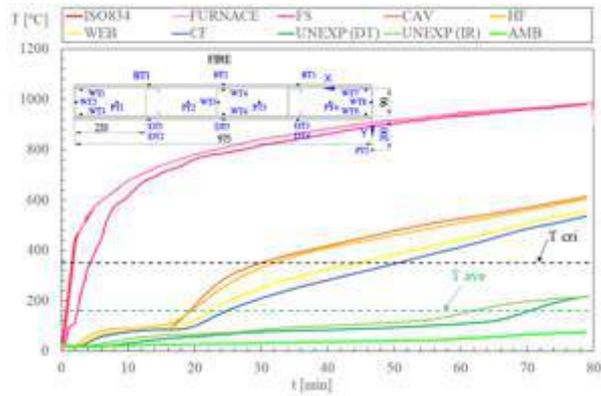
Table 1 – LSF walls: Materials and geometry.

SPECIMEN	LSF (NUMBER OF STUDS)	MATERIAL / THICKNESS FOR LAYER 1 [mm]	MATERIAL / THICKNESS FOR LAYER 2 [mm]	CAVITY / DENSITY [kg/m <sup>3</sup> ]
01	5	Gypsum 1/ 12.5	-	-
02	5	Gypsum 1/ 12.5	Gypsum /12.5	-
03	5	Gypsum 1/ 12.5	-	Rockwool / 75
04	5	Cork / 10	Gypsum 2 / 12.5	-
05	3	Cork / 10	Gypsum 2 / 12.5	-
06	4	Cork / 10	Gypsum 1 / 12.5	-
07	5	Wood OSB / 10	Gypsum 2 / 12.5	-
08	3	Gypsum 1 / 12.5	-	-
09	4	Gypsum 1 / 12.5	-	-

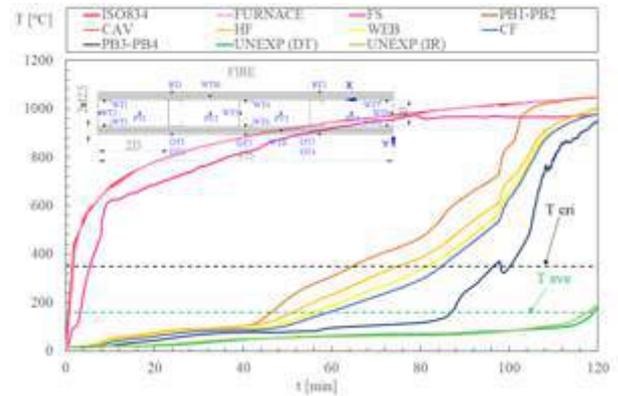
The plates were fixed to the LSF structure, using self-drilling screws of diameter 4.2 and 4.8 mm, spaced every 152 mm. The LSF was fixed to the testing frame around 3 edges (left side, bottom and top) allowing a free edge, properly filled with ceramic fibre on the right side (gap size equal to 25 mm). All the wall borders were filled with gypsum.

Several thermocouples Type K were installed into the specimen. Thermocouples were installed in different formats for temperature measurement: copper disk with plasterboard protection - DTi for measuring the unexposed surface temperature; welded hot joint applied on cold formed steel profiles - WTi for measuring the temperature of the steel profiles in three different regions (hot flange-HF , web- WEB and cold flange - CF); plate thermocouples PTi were applied for measuring the bulk temperature developed inside the cavities defined by the studs and tracks and also the ambient temperature (located 200 mm away from the unexposed surface; sheath thermocouples - BTi were used for measuring the temperature on the exposed surface. The number of thermocouples depends on the configuration of the specimen, see Fig. 2. The time history of the temperature measurements is presented in Fig. 2 for all the positions, using the average results of similar thermocouples. The

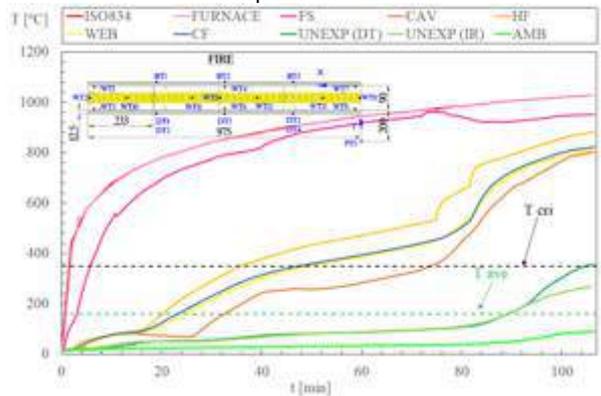
steel temperature is characterized by the hot flange (HF), always presenting the highest temperature, and characterized by the central web temperature (WEB) and the temperature of the cold flange (CF). The results of specimen 03 are quite different from the others, because the cavity is filled with Rockwool. The average temperature inside this material (CAV) was determined by the average values of WT10-WT13, which explains the smaller value with regard to the temperature measurements of HF, WEB and CF.



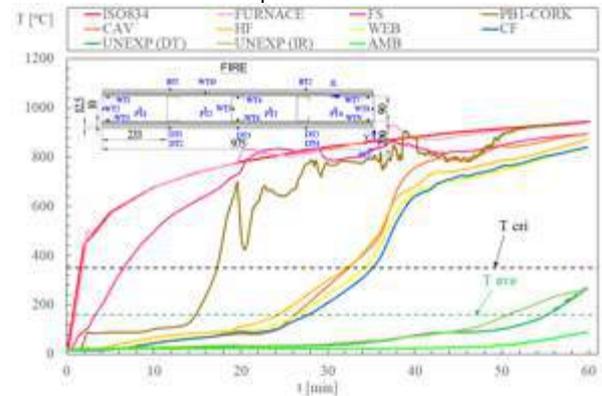
Specimen 01



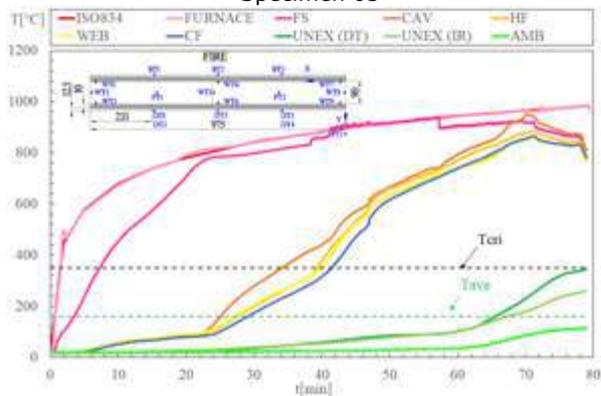
Specimen 02



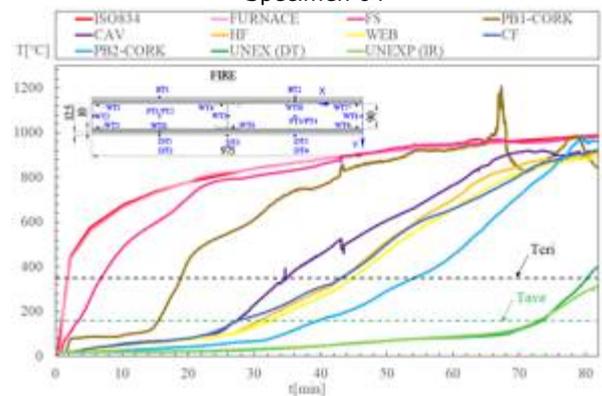
Specimen 03



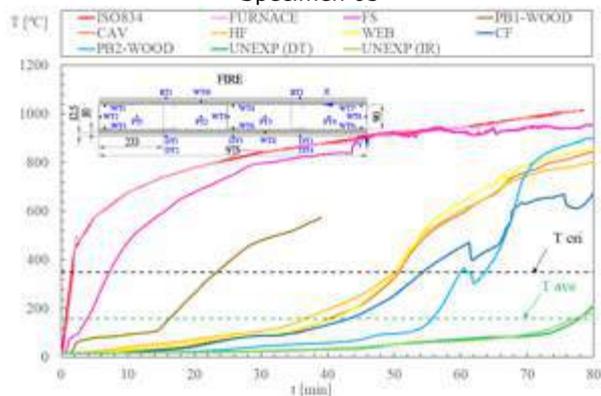
Specimen 04



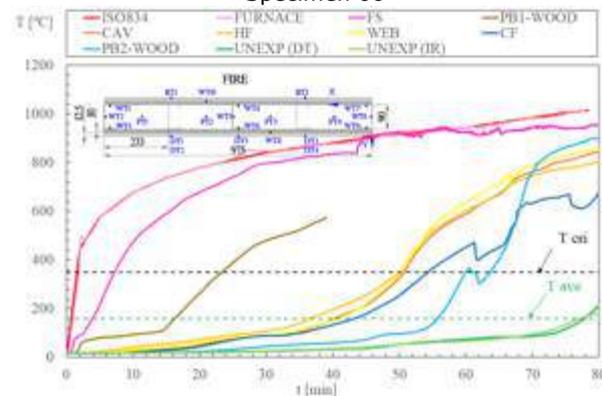
Specimen 05



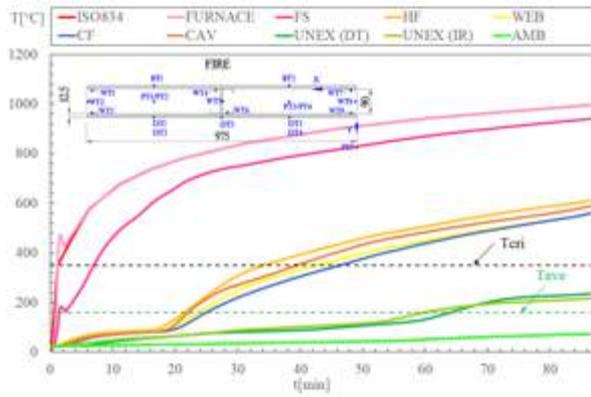
Specimen 06



Specimen 07



Specimen 08

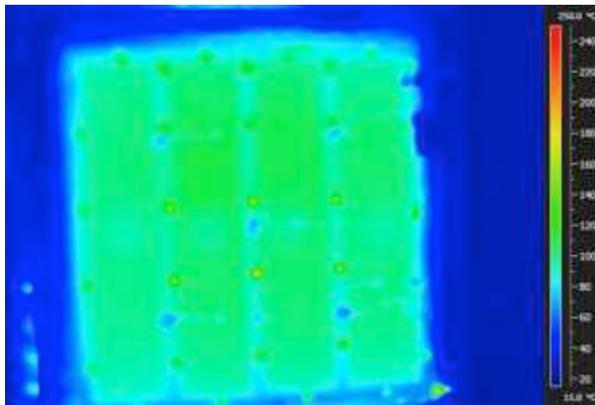


Specimen 09

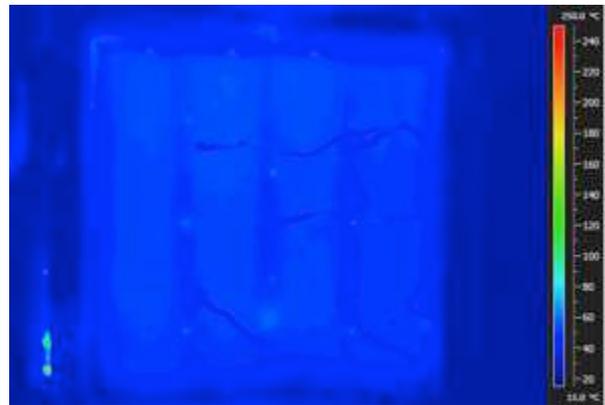
Specimen 07

Figure 2 – Temperature evolution during fire test.

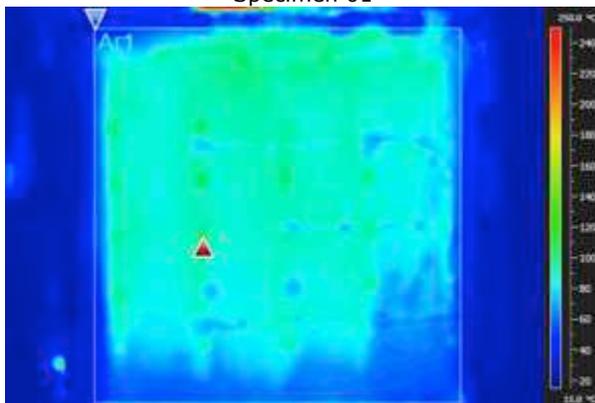
Different failure modes were achieved due to local and global instabilities. These instabilities are also associated with the formation of local plastic hinges. These modes are due to the thermal expansion and also due to the restrain effect of the portal frame. For some specimens (specimens 04, 05, 06 and 07), the furnace temperature goes beyond the temperature curve of ISO834 standard due to the heat release effect of the combustible materials (cork and OSB). Some specimens have combustible material, such as cork and wood. This type of material is localised in internal layer (layer 1) and is first protected by the layer 2 of the exposed side. When flames or hot gases are in contact with layer 2 or when temperature exceeds a certain level, this material starts ignition and starts to burn. In all the other specimens, the furnace temperature was kept close to the ISO834 because there was no combustible material. The unexposed temperature was measured with disc thermocouples UNEX (DT), obtained from the individual measurements of DTi; and with a FLIR infrared thermal camera located at 3m distance from the unexposed surface, UNEX (IR), see Fig. 3 for the corresponding temperature field at minute 50, using the same scale for  $T_{min}=15^{\circ}\text{C}$  and  $T_{max}=250^{\circ}\text{C}$ .



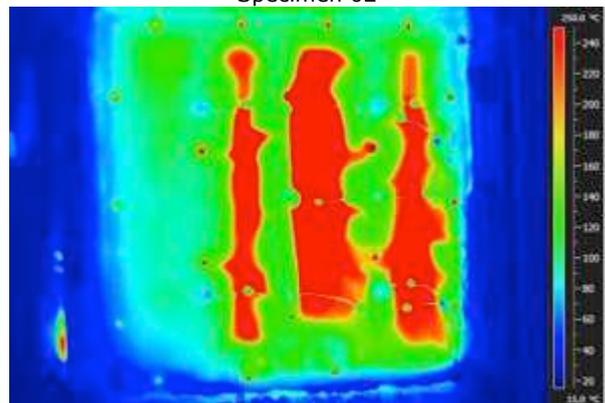
Specimen 01



Specimen 02



Specimen 03



Specimen 04

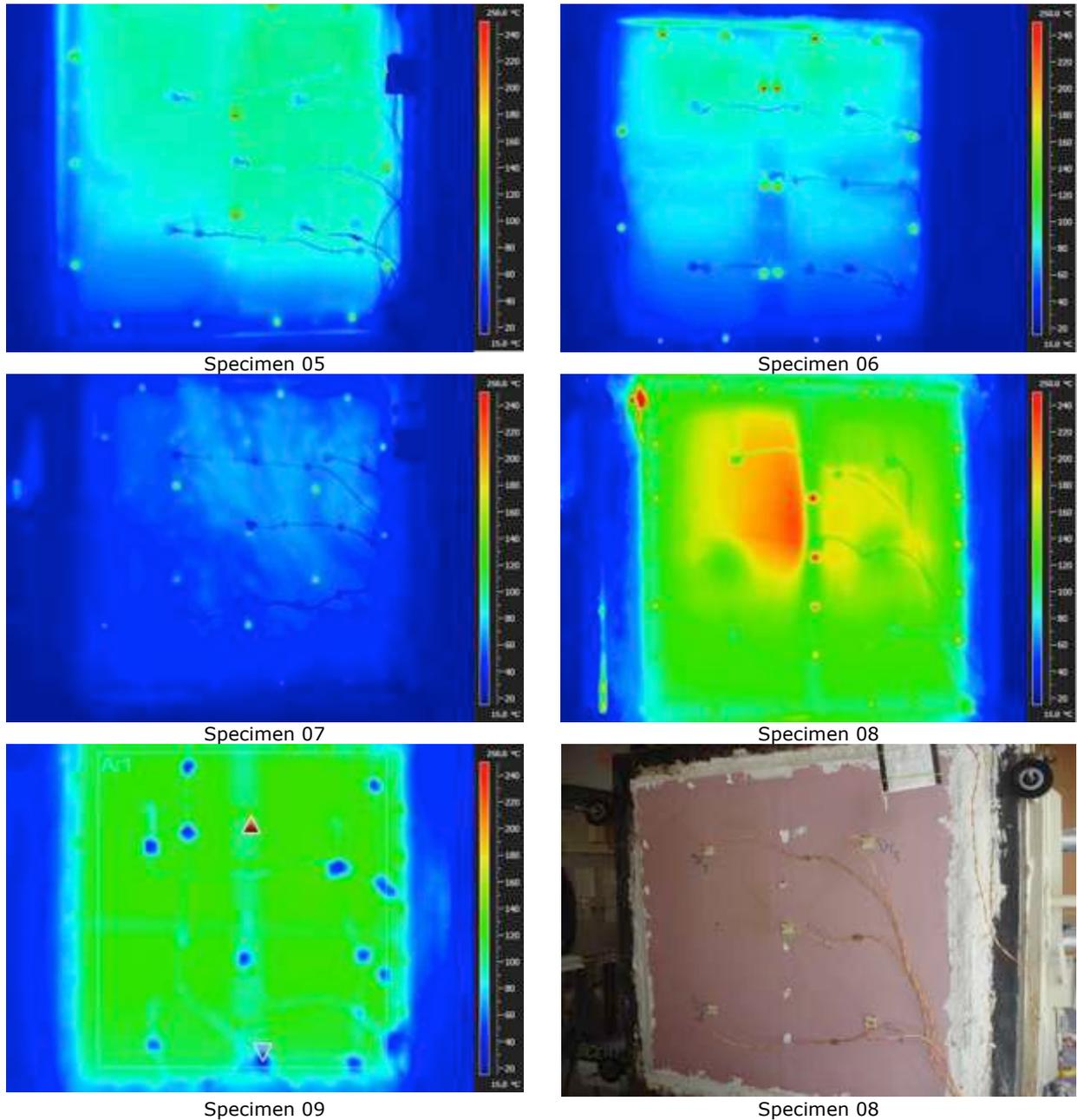


Figure 3 – Infrared temperature field for minute 50.

Special measurements were also developed for some specimens, such as: the average temperature of the cavity (CAV), obtained from the individual measurements of PTi; the room temperature (AMB) measured 200 mm away from the unexposed side of the LSF wall, see Fig. 3 for specimen 08, and the interface temperature (PBi-PBj) between the composite layered plates, obtained from the individual measurements of WTi.

The temperature evolution on the unexposed side defines the fire resistance time (I). The critical time was also determined for every specimen, taking into consideration all the possible criteria and measuring methods. The traditional and standard measuring method, using disk thermocouples (DTI), allows to determine the fire resistance, using the criterion for insulation, looking for the maximum temperature in any location or looking for the average temperature, above the initial average temperature (20 °C), in more than 180 °C or 140°C, respectively. The infrared thermal camera (non-standard measuring method) allowed for the calculation of the average temperature (IR) in the total unexposed area of the specimen (see example of the region A1 for specimen 03 or 09). Both measurement methods agree very well with respect to the definition of the fire resistance, see Table 2. The infrared thermography for the maximum temperature was not considered due to the existence of hotspots, special developed at the screw positions.

Table 2 – LSF walls: Fire resistance for insulation criteria (I) in completed minutes.

SPECIMEN	LSF (NUMBER OF STUDS)	T MAX=200 (DT) [MIN]	T AVE=160 (DT) [MIN]	T AVE=160 (IR) [MIN]
01	5	70	71	62
02	5	119	118	117
03	5	89	87	89
04	5	55	51	50
05	3	63	65	67
06	4	70	73	72
07	5	77	75	77
08	3	53	53	52
09	4	65	64	60

The fire resistance of LSF walls increases with the number of studs, see the comparison between specimen 01, 08, 09 or the comparison between specimen 05, 06. This may be justified by the higher number of cavities that are created and the bigger number of screws that are applied to the layered plates. Increasing the thickness of the gypsum also increases the fire resistance, see the comparison between specimen 01 and 02, being justified by the increase of the thermal resistance. Previous numerical investigation also allows the authors to conclude that for each additional 1 mm in gypsum thickness the fire resistance increases 8 minutes (Khetata et al., 2017). The comparison of the fire resistance of specimen 01, 02 and 03 also allows to conclude that doubling the number of layers of gypsum is a better solution in comparison to the use of insulation material in the cavity. The composite solution with gypsum and OSB presented better fire resistance when compared to composite solution with gypsum and cork, probably due to the higher stiffness presented by the wood plate and maybe also due to the higher heat released rate of the cork.

### 3 - NUMERICAL MODEL AND SIMULATIONS

The three dimensional thermal analysis is validated from experimental results, based on the hybrid solution method and based on the traditional solution method. This hybrid method uses the temperature evolution in the cavity (average PTi value) as bulk temperature for the heat transfer due to convection and radiation. The traditional solution method was used for specimen 03, using perfect contact between materials. The cavity region is fully filled with Rockwool in this specimen.

The finite element model uses shell and solid finite elements with linear interpolating functions and full integration methods from ANSYS. Solid finite elements are only used to model the layer plates and the insulation material (Rockwool). All the LSF model uses shell finite elements. The joints between studs and tracks are assumed to be in perfect contact, using superposed thin flanges, modelled as one shell region with double thickness (3 mm). The contact between solids and shells is also perfect, see Fig. 4.

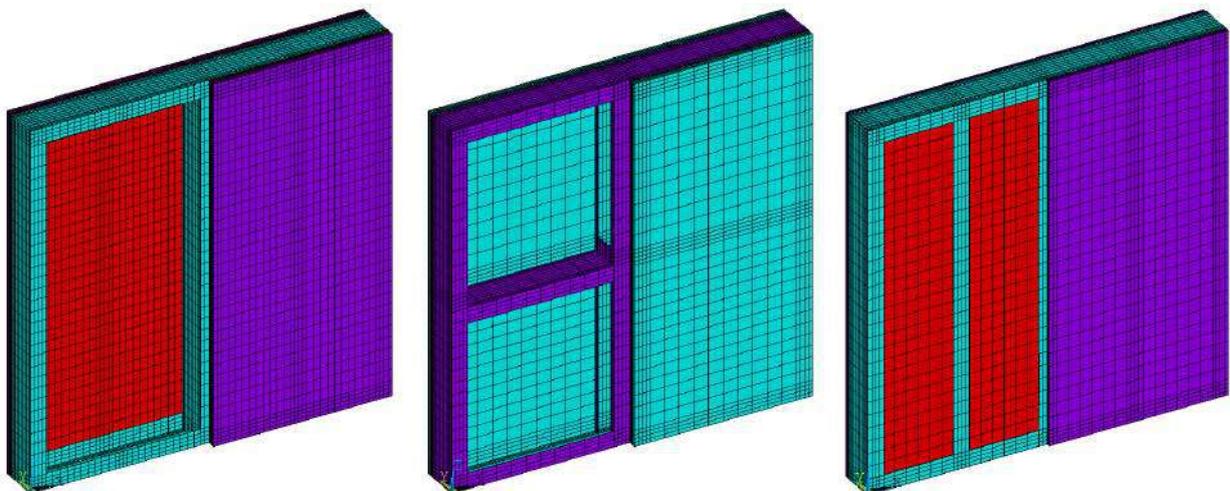
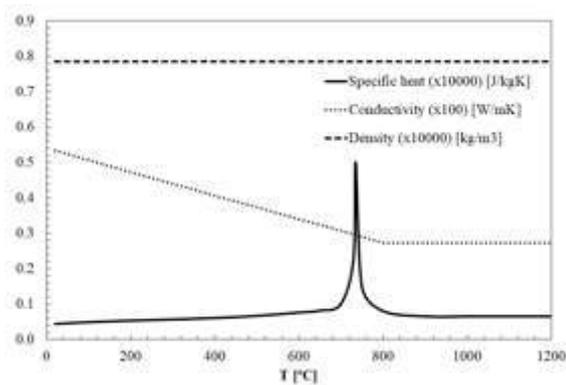


Figure 4 – Finite element mesh used for the simulation of some specimens.

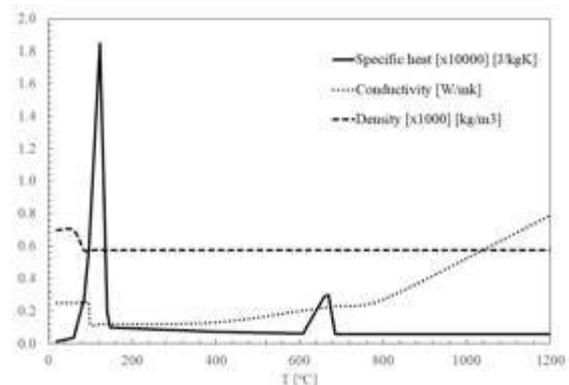
The hybrid solution method considers the temperature variation inside the cavity region, to take into consideration any sudden increase of temperature due to cracks, openings or the heat release from the combustible materials (see temperature measurements for CAV in Fig. 2). The heat flow

parameters were calibrated to be applied for all the simulations with the same values, considering the bulk temperature in this region, specimen dependent and defined by the average value of the measurements made by the plate thermocouples (TPI). The standard boundary conditions were used according to the document on actions in structures submitted to standard fire EN 1991-1-2 (CEN-European Committee for Standardization, 2002), for the exposed side and unexposed side. The heat flow by convection was considered in the exposed surface using a heat transfer coefficient of 25 W/m<sup>2</sup>K and the heat flow by radiation with an emissivity for the flames equal to 1. In both cases the temperature inside the furnace was considered to rise according to the ISO834 (International Organization for Standardization, 1999). On the unexposed surface, only the convective heat flow was considered, with a heat transfer coefficient of 9 W/m<sup>2</sup>K to include the effect of radiation. The bulk temperature outside the furnace was considered equal to the initial mean temperature (20 °C). The extra flow parameters were applied in the cavity region, assuming heat transfer by convection and radiation, considering heat transfer coefficient of 17.5 W/m<sup>2</sup>K and a flame emissivity value of 1.

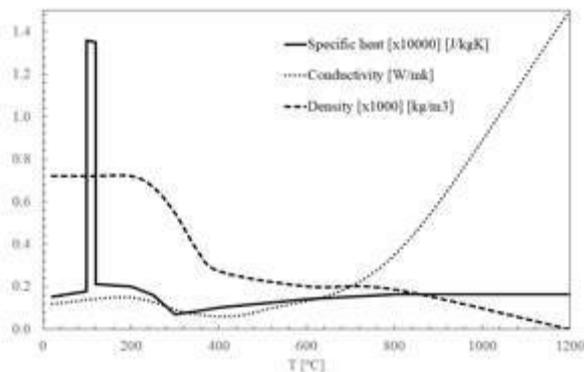
The thermal properties of all the materials were considered temperature dependent. Fig. 5 depicts all the major properties that were used to solve the energy equation. The steel properties were retrieved from EN1993-1-2 (CEN- European Committee for Standardization, 2005) and the gypsum properties were retrieved from the work developed by Mohamed Sultan (Sultan, 1996). The thermal properties of the cork and OSB assumed the same type of temperature dependence in accordance to the proposal of EN1995-1-2 (CEN- European Committee for Standardization, 2004), but small modifications were applied to the properties of cork, due to the material characteristics (elimination of the specific heat peak value for the OSB and adjusting the values measured at room temperature by the hot disk method (International Organization for Standardization, 2015)). The thermal properties for the Rockwool were obtained from Steinar Lundberg (Lundberg, 1994), duly adapted to the corresponding material density. The emissivity of steel and cork was considered equal to 0.7, the emissivity of gypsum and OSB equal to 0.8.



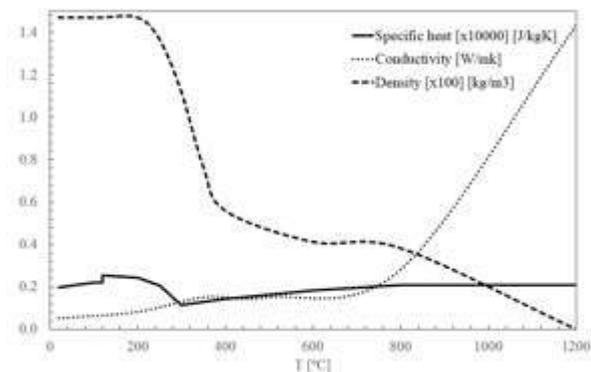
Thermal properties for steel



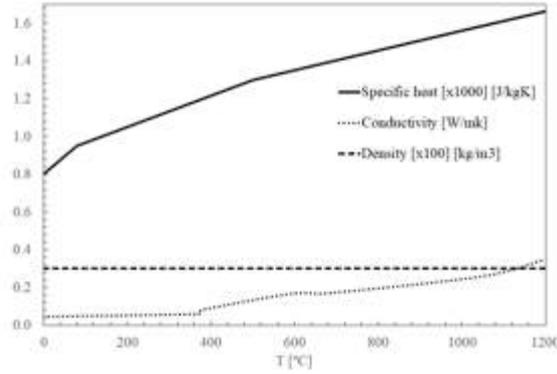
Thermal properties for gypsum



Thermal properties for OSB



Thermal properties for cork

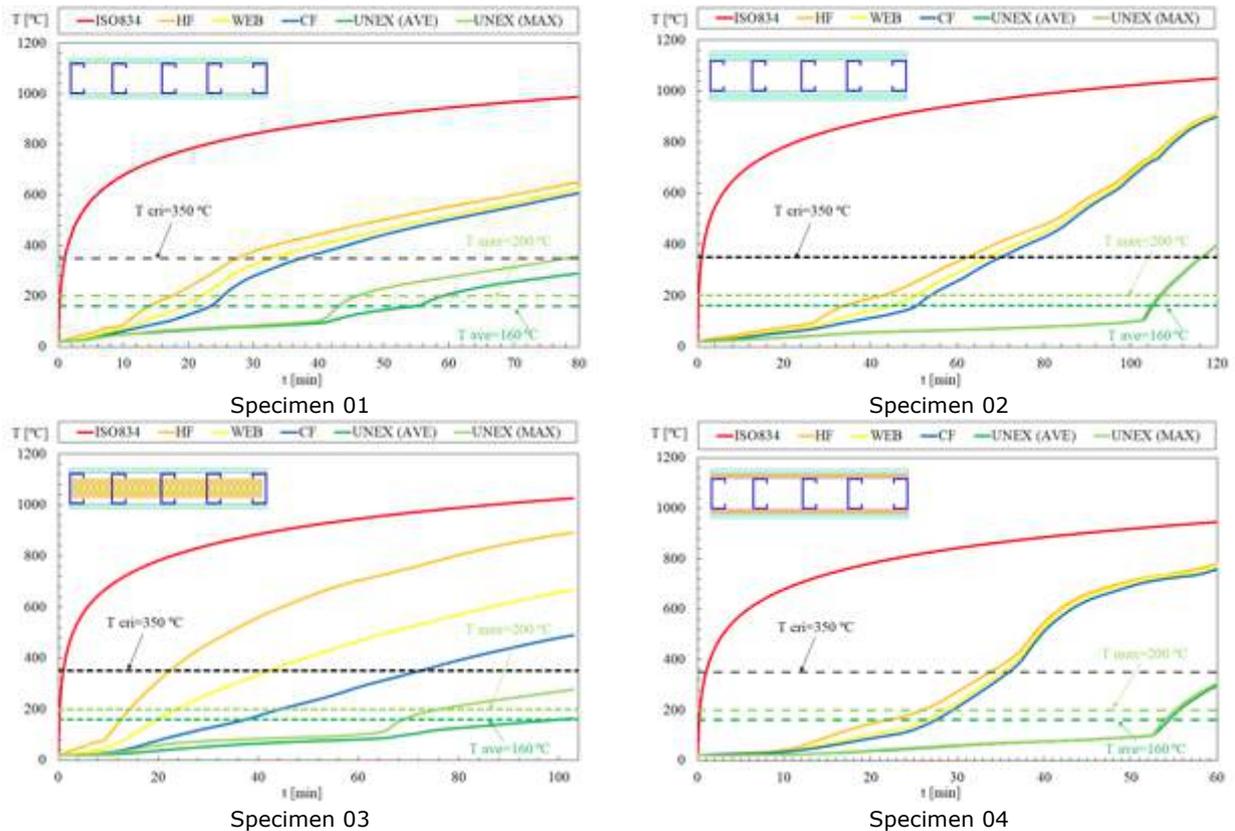


Thermal properties for Rockwool

Figure 5 – Thermal properties for all the materials involved in thermal simulation.

The thermal solution was considered transient and nonlinear, using an incremental time step of 60 s, with the possibility to be reduced to 1 s. The convergence criterion was based on the heat flow, with a tolerance value of 1E-03 and a minimum reference value 1E-06. The ideal ISO834 was adopted for the simulation instead of the furnace temperature evolution.

Fig. 6 depicts the time history evolution for the temperature, collecting the nodal temperatures in the same regions where the thermocouples were located. The results agree well for the most part of the experiments. The specimen 03 presents higher temperature difference between hot flange (HF) and the cold flange (CF), being justified by the assumption of perfect contact between the Rockwool and all other materials in contact with. This perfect contact is responsible for a temperature delay during time. All the other specimens present similar trend and the main difference between the experimental results and the numerical results can be justified by the localised effect of a crack, opening or the ignition of any combustible material.



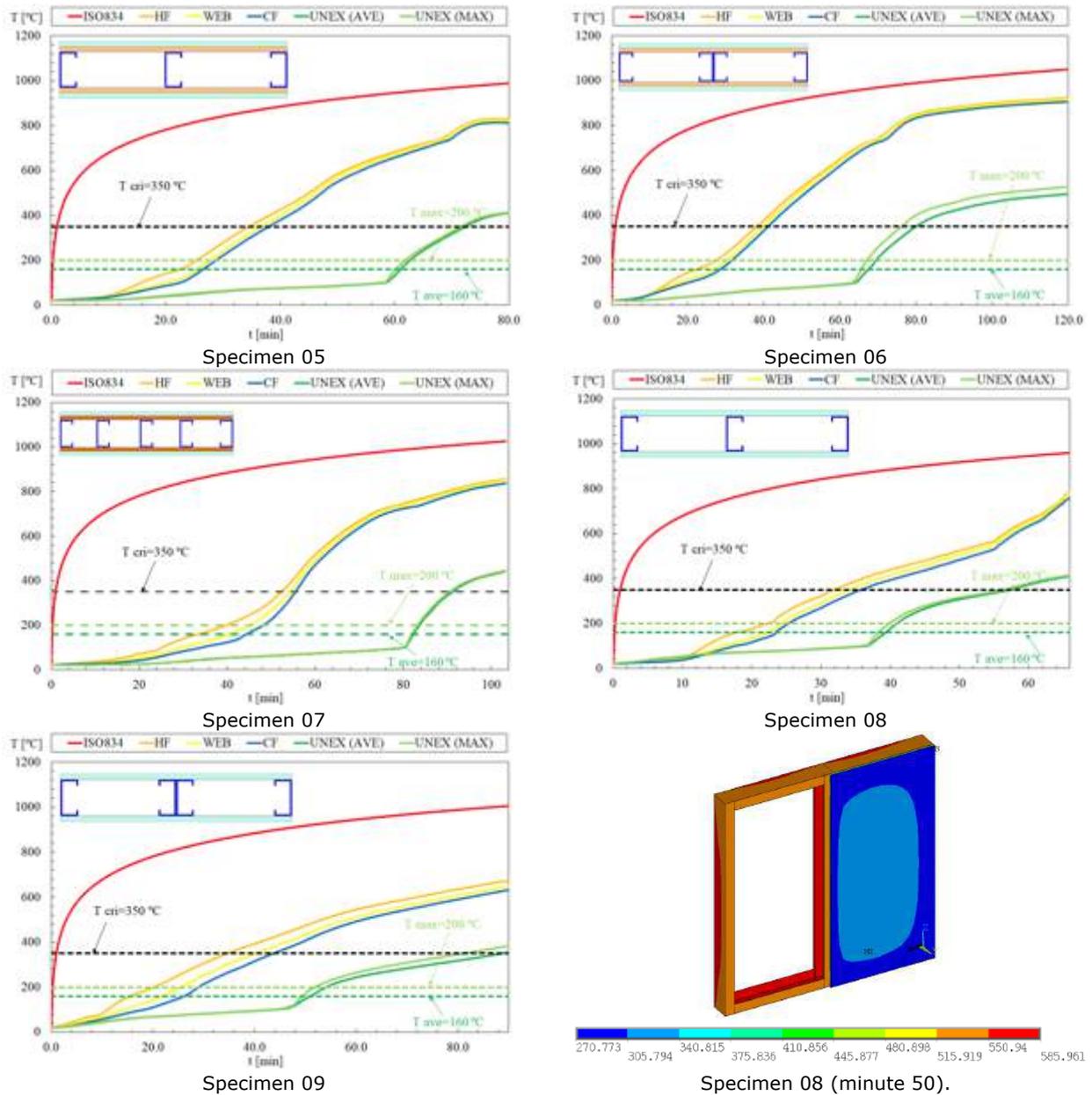


Figure 6 – Temperature evolution during fire simulation.

The critical time was determined with the same criteria used for experimental tests. A specific number of nodes were selected to determine the unexposed surface temperature (UNEX), being representatives of the unexposed surface at mid height of the wall, being some of them aligned with steel studs. The critical time was determined for both conditions [T max] and [T ave], being the fire rating always determined by the first to achieve each condition (smallest critical time in completed minutes in agreement with the fire rating scales available (CEN- European Committee for Standardization, 2016)).

#### 4 - COMPARISON OF RESULTS

Table 3 presents the comparison between the fire resistance (I) determined by numerical simulation and experimental tests. The difference between the results obtained for the fire resistance criteria are in between 1% and 36%. The comparison was made using the criteria (maximum temperature [T max] and average temperature [T ave]) applied to measure the insulation fire performance, using DT measurements from experiments and a representative number of nodal results from the unexposed side of the model, in completed minutes. The results agree well not only when using the criteria but also when comparing the time history of the temperature results. The main difference can be justified by the localised effect of special phenomena's that are very difficult to predict. The numerical model uses the hybrid method, but takes into consideration the average phenomena's of all the cavities

available in the LSF walls, which means that the same phenomenon is reproduced in each cavity in the numerical simulation. This is not exactly what was determined during the experimental test, see for example the Infrared thermal image of specimen 04, 06 or 08, after 50 minutes of fire exposure.

Table 2 – LSF walls: Fire resistance for insulation criteria (I) in completed minutes

SPECIMEN ID	LSF (NUMBER OF STUDS)	T MAX=200 (DT) [MIN]	DIFFERENCE T MAX [%]	T AVE=160 (DT) [MIN]	DIFFERENCE T AVE [%]
01	5	54	22	45	36
02	5	105	11	106	10
03	5	99	11	76	12
04	5	54	1	55	7
05	3	61	3	61	6
06	4	67	4	67	8
07	5	82	6	83	10
08	3	39	26	39	26
09	4	51	21	50	21

## 5 - CONCLUSIONS

Nine experimental fire tests were developed to define the fire resistance of the partition walls, comparing the behaviour of composite plates with respect to the traditional gypsum protection plates.

The fire resistance of the LSF wall increases with the number of studs in the LSF and also with the thickness of the protection layers. Doubling the gypsum layer has a better fire performance in comparison to the use of insulation material inside the cavity. The composite layer using gypsum and OSB presented better fire resistance when compared to the composite layer using gypsum and cork, due to the higher stiffness of the OSB.

The hybrid solution method can be used to predict the fire resistance of partition walls. This solution method requires an extra temperature measurement for the evolution of the bulk temperature in the cavity and the selection of the appropriate heat flow coefficients. This measurement is of extreme importance to account for all the major events that may occur during tests (cracks and ignition of combustible materials).

The non-linear transient fire analysis was validated with experimental results, allowing for the fire rating (I) of the LSF wall.

## ACKNOWLEDGMENTS

Special thanks are due to the companies: Amorim Composites, FALPER / Fibroplac, F. Pereira building Materials and Normago.

## REFERENCES

- Ariyanayagam, A. D., & Mahendran, M. (2017). Fire tests of non-load bearing light gauge steel frame walls lined with calcium silicate boards and gypsum plasterboards. *Thin-Walled Structures*, 115(January), 86–99. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.02.005>
- CEN- European Committee for Standardization. (2002). *EN 1991-1-2, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire*. (CEN- European Committee for Standardization, Ed.), CEN- European Committee for Standardization. Brussels: CEN- European Committee for Standardization.
- CEN- European Committee for Standardization. (2004). *EN 1995-1-2: Eurocode 5 – Design of timber structures Part 1-2: General – Structural fire design*. (CEN- European Committee for Standardization, Ed.), CEN- European Committee for Standardization (CEN-Europ). CEN- European Committee for Standardization.
- CEN- European Committee for Standardization. (2005). *EN 1993-1-2: European Standard Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*. (CEN- European Committee for Standardization, Ed.) (CEN-Europ). Brussels: CEN- European Committee for Standardization.
- CEN- European Committee for Standardization. (2012). *EN 1363-1: Fire resistance tests Part 1: General Requirements*. (CEN- European Committee for Standardization, Ed.) (CEN-Europ). Brussels: CEN- European Committee for Standardization.
- CEN- European Committee for Standardization (Ed.). (2015). *EN 1364-1: Fire resistance tests for non-loadbearing elements. Part 1: Walls* (CEN). Brussels: CEN.
- CEN- European Committee for Standardization (Ed.). (2016). *EN 13501-2: Fire classification of construction*

- products and building elements - Part 2: Classification using data from fire resistance tests, excluding ventilation services (CEN). Brussels: CEN.
- Ghazi Wakili, K., & Hugi, E. (2009). Four types of gypsum plaster boards and their thermophysical properties under fire condition. *Journal of Fire Sciences*, 27(1), 27–43. <https://doi.org/10.1177/0734904108094514>
- International Organization for Standardization. (1999). *ISO834-1: Fire-resistance tests - Elements of building construction - Part 1: General requirements*. (International Organization for Standardization, Ed.) (Internatio). International Organization for Standardization.
- International Organization for Standardization. (2015). *22007-2: Plastics — Determination of thermal conductivity and thermal diffusivity — Part 2: Transient plane heat source (hot disc) method*. (International Organization for Standardization, Ed.). International Organization for Standardization.
- Jonathan Vallée. (2016). *Reliability of fire barriers*. Lund University - Faculty of Engineering Department.
- Keerthan, P., & Mahendran, M. (2012). Numerical studies of gypsum plasterboard panels under standard fire conditions. *Fire Safety Journal*, 53, 105–119. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2012.06.007>
- Keerthan, P., & Mahendran, M. (2013). Thermal Performance of Composite Panels Under Fire Conditions Using Numerical Studies: Plasterboards, Rockwool, Glass Fibre and Cellulose Insulations. *Fire Technology*, 49(2), 329–356. <https://doi.org/10.1007/s10694-012-0269-6>
- Khetata, M., Fernandes, L., Marinho, C., Piloto, P., Gavilán, A., & Razuk., H. (2017). Fire resistance of non-loadbearing light steel framing walls: numerical validation. In *XI Portuguese Congress on Steel and Composite Construction – CMM 2017* (pp. 853–862). Coimbra, Portugal: Portuguese Association for Steel and Composite Construction.
- Kolarkar, P. N. (2010). *Structural and Thermal Performance of Cold-formed Steel Stud Wall Systems under Fire Conditions*. Queensland University of Technology.
- Lundberg, S. (1994). *Material Aspects of Fire Design - TALAT Lectures 2502*.
- Nassif, A. Y., Yoshitake, I., & Allam, A. (2014). Full-scale fire testing and numerical modelling of the transient thermo-mechanical behaviour of steel-stud gypsum board partition walls. *Construction and Building Materials*, 59, 51–61. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.02.027>
- Piloto, P. A. G. (2018). Fire resistance of cold-formed steel walls with composite panels: Results from insulation rating ( I ) and loadbearing prediction rating ( R ). *Metálica Internacional*, (7), 12–17.
- Piloto, P. A. G., Khetata, M. S., & Gavilán., A. B. R. (2017). Fire performance of non-loadbearing light steel framing walls - numerical simulation. In *7th international conference mechanics and materials in design* (pp. 1603–1610). Albufeira, Portugal: INEGI/FEUP.
- Piloto, P. A. G., Khetata, M. S., & Gavilán, A. B. R. (2017). Fire Performance of Non-Loadbearing Light Steel Framing Walls-Numerical and simple calculation methods. *MATTER: International Journal of Science and Technology*, 3(3), 13–23. <https://doi.org/https://dx.doi.org/10.20319/mijst.2017.33.1323> FIRE
- Schwartz, K. J., & Lie, T. T. (1985). Investigating the unexposed surface temperature criteria of standard ASTM E119. *Fire Technology*, 21(3), 169–180. <https://doi.org/10.1007/BF01039972>
- Son, B. C., & Shoub, H. (1973). *Fire Endurance Tests of Double Module Walls of Gypsum Board and Steel Studs* (Report). (National Bureau of Standards Washington, Ed.). Washington, D.C. 202234.
- Sultan, M. A. (1996). A model for predicting heat transfer through noninsulated unloaded steel-stud gypsum board wall assemblies exposed to fire. *Fire Technology*, 32(3), 239–259. <https://doi.org/10.1007/BF01040217>
- Thomas, G. (2002). Thermal properties of gypsum plasterboard at high temperatures. *Fire and Materials*, 26(1), 37–45. <https://doi.org/10.1002/fam.786>

## **MODELO DE CÁLCULO AVANÇADO CALIBRADO COM ENSAIO EXPERIMENTAL DE LAJES EM MADEIRA EXPOSTAS AO FOGO**

### **ADVANCED CALCULATION MODEL CALIBRATED WITH EXPERIMENTAL TEST OF WOODEN SLABS EXPOSED TO FIRE**

Fonseca, Elza M M; *Instituto Politécnico do Porto, ISEP; LAETA, INEGI, Porto, Portugal, elz@isep.ipp.pt*

Piloto, Paulo A G; *Instituto Politécnico de Bragança, ESTiG, LAETA, INEGI, Bragança, Portugal, ppiloto@ipb.pt*

#### **RESUMO**

As lajes em madeira são elementos estruturais com larga aplicação, em particular, na reabilitação de edifícios, espaços interiores e construção de novas estruturas em edifícios. As propriedades mecânicas, térmicas e acústicas fazem deste material uma solução ideal para lajes de pavimentos e coberturas. No entanto, quando expostas a uma ação de acidente tipo fogo é necessário a avaliação do seu comportamento vulnerável com rigor. Neste trabalho, apresenta-se um modelo de cálculo avançado, com base na utilização de elementos finitos, calibrado com os resultados experimentais obtidos. Os ensaios experimentais foram realizados em lajes de madeira expostas a uma frente de fogo por baixo do elemento. As lajes foram instrumentadas com termopares para medição da temperatura em diferentes pontos de controlo ao longo da ação de incêndio num forno de resistência ao fogo, com a utilização da curva de incêndio padrão ISO 834. O modelo de cálculo avançado permite também a obtenção das temperaturas em regime transiente e incorpora as propriedades não-lineares da madeira. O comportamento físico da laje é ainda condicionado pela formação da carbonização, sendo este fenómeno também considerado no modelo de cálculo avançado.

#### **ABSTRACT**

The wooden slabs are structural elements with wide application, in particular, in building rehabilitation, interior spaces and in new building structures. The mechanical, thermal and acoustic properties make this material as an ideal solution for floor and roof slabs applications. However, when exposed to an accidental fire condition it is necessary to assess their vulnerable behaviour accurately. In this work, an advanced calculation model is presented, based on the use of finite elements, calibrated with experimental results. The experimental tests were performed on wooden slabs exposed to a fire from below the element. The slabs were instrumented with thermocouples to measure the temperature at different control points along the fire duration in a fire resistance furnace, following the standard fire curve ISO 834. The advanced calculation model also allows the obtained the transient effect and incorporates the non-linear wood properties. The physical behaviour of the wooden slab is conditioned by the char layer formation, and this phenomenon is also considered in the advanced calculation model.

#### **1 - INTRODUCTION**

The perforated wooden slabs combine the aesthetics and the acoustic properties, based on design, style, in strength and stability of the element. The wooden slabs or typical wood panels offer a rustic and decorative look to almost all building structures (auditoriums, offices, restaurants, concert halls, schools, hotels, gymnasiums, etc.). The perforations in these panels are available in a large variety of patterns, sizes and finishes.

Considering the behaviour of wood when submitted to a developing fire, wood-based materials will burn and are rated as combustible. Wood material when exposed to fire produces a surrounding charring depth layer, with no mechanical resistance, resulting a reduced cross-section. In perforated cellular wooden slabs, the size of perforations influences the fire effect over the slab and the temperature evolution in the unexposed side. The constructive elements should be design in accordance, to prevent and delay the fire damage effect, allowing that the slab could remain in service for long time. The perforations increase the slab surface exposed to the fire effect, facilitating the penetration of flames and heat flow.

Several researchers have presented experimental and analytical methods to calculate the physical degradation of wood due high temperatures, (White, 1999), (Poon, 2003), (Janssens, 2004). The charring rate of different species when exposed to fire conditions has been examined by others

researchers in different countries, (Schaffer, 1967), (White, 1992), (White, 1992), (Konig and Walleij, 1999), (Gardner and Syme, 1991), (Collier, 1992), (Pun et al., 1997), (Frangi and Fontana, 2003), (Pinto and Junior, 2007), (Frangi et al., 2008), (Cachim and Franssen, 2010), (Fonseca and Barreira, 2009), (Fonseca and Barreira, 2010), (Fonseca and Barreira, 2011), (Fonseca et al., 2012). Also, empirical models for determining the charring rate and the heat transfer conditions were developed by (Schaffer, 1967), (White, 1992).

The main goal of this work is to present an advanced calculation model, calibrated with experimental tests, to predict the time-temperature evolution, during a fire scenario, using a finite element method. Different constructive solutions of wooden slabs, with different sizes of rectangular and circular perforations will be analysed. The influence of the size effect was verified and is determinant to the temperature evolution inside the cellular wooden slabs. This factor has a bigger effect when compared with the geometry shape effect. This study carries out the results according others previous investigations developed by the authors of this work (Fonseca et al., 2013), (David et al., 2015), (Jorge et al., 2015).

## 2 - EXPERIMENTAL TESTS AND RESULTS

Four wooden slabs with perforations were considered for test and analysis. The spruce specie was used for all the wooden slab. The constructive model considers three different cellular zones (two cells with different perforations and one cell with no perforation). Slab 1 and slab 2 present two types of rectangular perforations with different sizes, R1=250x20 mm in Cell 3 and R2=50x20 mm in Cell 1. Slab 3 and Slab 4 present circular perforations with different diameters, d1=20mm in Cell 3 and d2=10mm in Cell 1. Fig. 1 represents all dimensions used in the constructive solution model, being each slab made by four beams inside with a thickness to 27mm, and an external framework composed by two beams S200x37 and two beams S200x39.

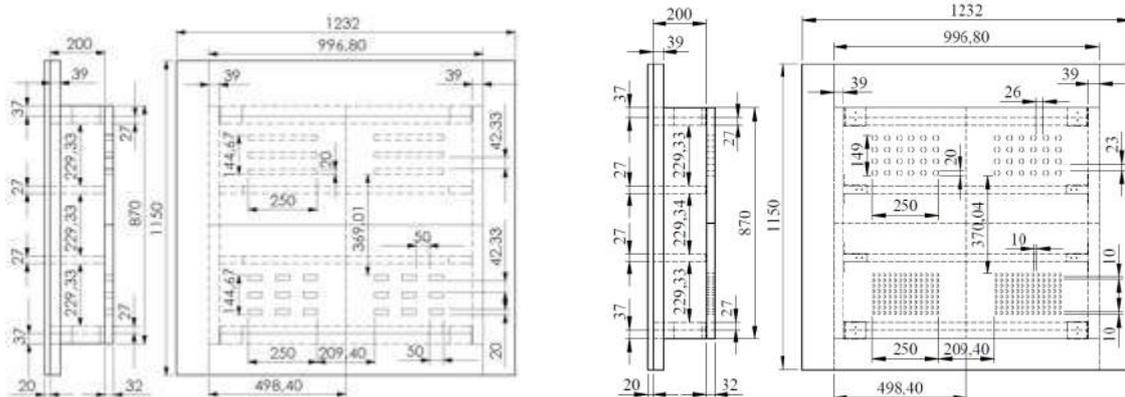


Figure 1 – Geometry of wooden slabs: a) Slab\_1\_2 rectangular perforations, b) Slab\_3\_4 circular perforations

The dimension of each perforation is compared between Cell 1 and Cell 3, for each wooden slab, see Table 1. Cell 1 has a similar open space between slabs with rectangular and circular perforations. Cell 3 with circular perforations represents only 50% open space in comparison to the higher rectangular perforations.

Table 1 - Size of the openings in each cell

	SLAB 1 AND 2 (RECTANGULAR PERFORATIONS)	SLAB 3 AND 4 (CIRCULAR PERFORATIONS)
Cell 3, mm <sup>2</sup>	30000 (R1)	15072 (d1≅50%R1)
Cell 1, mm <sup>2</sup>	18000 (R2≅60%R1)	16328 (d2≅91%R2)
Total, mm <sup>2</sup>	48000	31400 (≅65% Slab_1_2)

In the experimental tests, thermocouples were installed to measure the temperature in different locations (ceiling plate, beams and cellular zones) and located in the same positions in all slabs, based on the criteria defined by the European standard (EN 1365-2, 1999), as presented in Fig. 2. Three types of thermocouples were used: single wire for spot measurements, copper discs protected with plasterboard for measuring the temperature in the unexposed side and plate thermocouples for measuring the temperature within the cellular zones. The thermocouples signal acquisition was made with a HBM system (MGC Plus and Spider 8).

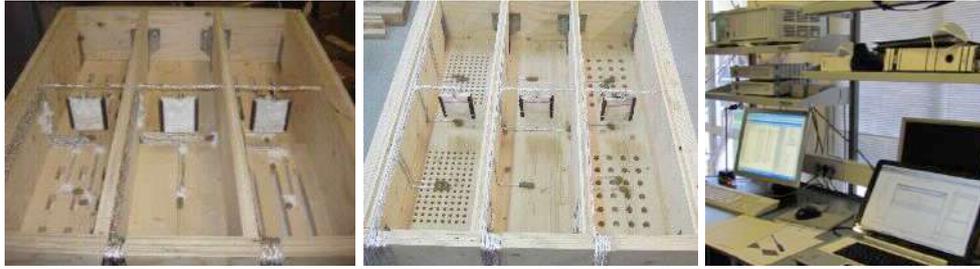


Figure 2 – Thermocouples installation and data acquisition systems

The bottom surface of each slab (perforated side) was submitted to standard fire. The slabs were tested in the fire resistance furnace at the Polytechnic Institute of Bragança, see Fig. 3. This furnace is equipped with 4 burners running with natural gas, with a total power of 360kW, and a working volume of 1m<sup>3</sup>, prepared to work with any standard fire curve, in particular to the standard fire curve ISO834 (ISO TC 92, 1999).



Figure 3 – Fire resistance furnace in laboratory, before and after the test

At the end of the fire exposure, cells without perforations do not exceeded 100°C, while cells with perforations presented a triple of this value. The temperature measured with plate thermocouples, within the cellular zones, is proportional to the size of the openings. Fig. 4 represents the char layer in all tested slabs. The charring rate was also determined at the end of the test.



Laje\_1

Laje\_2

Laje\_3

Laje\_4

Figure 4 – Char layer in all four wooden slabs, after the experimental test

The charring rate of the perforated Cell is almost the double in comparison to the non-perforated cell, which also justifies the temperatures recorded within the cellular cavities of each slab. The temperature evolution in Cell 3, for rectangular perforations (Slab\_1\_2) enables a faster heating process with higher temperatures compared to the circular perforations (Slab\_3\_4). The temperature evolution in Cell 1 has similar behaviour independently of the shape of the perforated wooden slabs (circular or rectangular). The shape of perforated zone is not a relevant factor to the temperature evolution inside the cellular slab. For the same time of the fire exposure, Slabs\_3\_4 have a better behaviour in terms of the char layer formation through the bottom surface, when compared with Slabs\_1\_2.

### 3 - NUMERICAL MODEL AND RESULTS

A 3D finite element (Solid70) with 8 nodes was used for thermal and nonlinear transient analysis, using Ansys program. In order to fully satisfy the nonlinear conditions of the numerical problem, an iterative procedure in each time step it is necessary to apply. A modified Newton-Raphson method was adopted to solve the nonlinear problem, and the time interval considered for each step was equal to 10s. Fig. 5 shows the mesh used in all numerical simulations, respectively for each constructive solution.

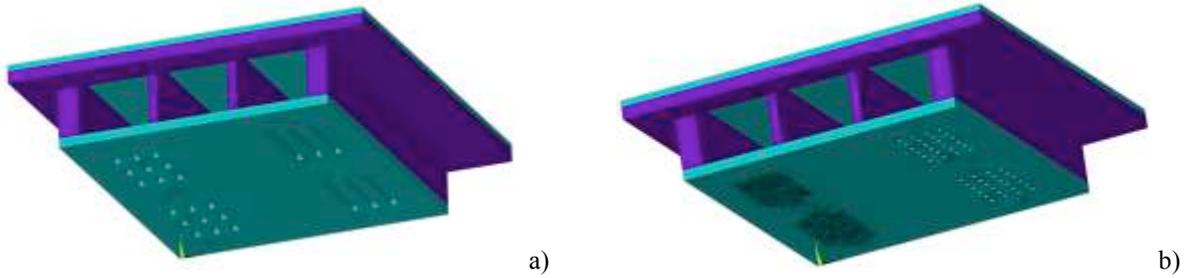


Figure 5 – 3D numerical model for each: a) Slab\_1\_2, b) Slab\_3\_4

The bottom surface of the wooden slab was exposed to fire during 900s.

For fire calculation we have used a standard temperature-time curve ISO 834 according Eurocode 1 (EN1991-1-2, 1995) with the following expression and represented in figure 6:

$$T_{\infty} = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (5)$$

where  $t$  is the time in minutes min.

The temperature on the boundary (exposed surface and internal cavities) follows real heating curves obtained during experimental tests, measured with plate thermocouples. The convection coefficient is taken equal to  $25 \text{ W/m}^2\text{K}$  (EN1991-1-2, 2002) inside cavities and in the exposed surface. At the unexposed surface the room temperature is kept constant and the value of convection coefficient is equal to  $9 \text{ W/m}^2\text{K}$ . The emissivity of the flames is taken equal to 1.0 for exposed side and internal cavities (EN1991-1-2, 2002).

The non-linearity due to the temperature dependence of the material properties will be considered during the numerical simulation. The thermal properties of wood vary considerably with temperature and was applied according Eurocode 5 (EN1995-1-2, 2003), figure 6.

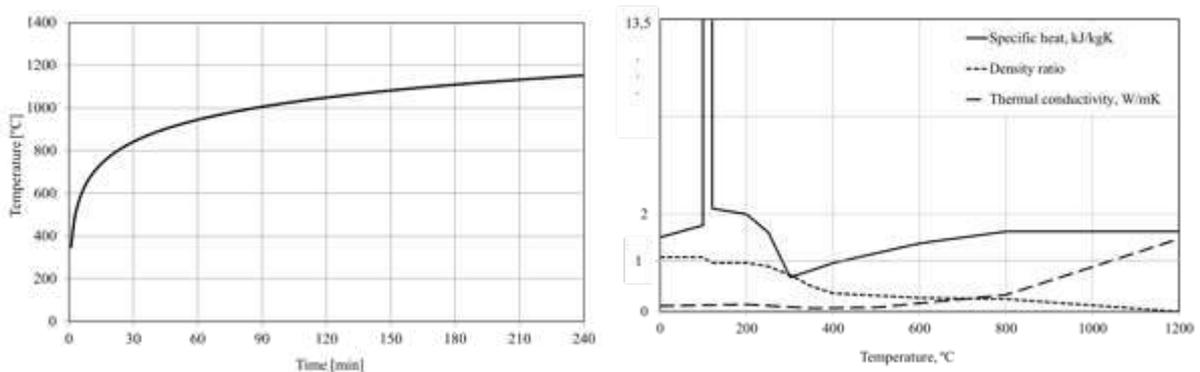


Fig. 6 – Nominal fire curve (ISO 834) and wood thermal properties.

Fig. 7 represents the char layer formation for all numerical models of the slabs at the end of the fire exposure, in grey colour. For the last time step a criterion for determine the carbonized layer is applied, that will be compared with the experimental record obtained in each slab (Fig. 4), allowing to evaluate the residual cross section and the influence of different perforations on the fire resistance.

The assessment of the charred layer allowed to verify that the cavity without perforations presents the lowest values of charring rate (between  $0,65 - 0,8 \text{ mm/min}$ ), being the perforated rectangular layer that reaches higher temperatures values (between  $1,0 - 1,4 \text{ mm/min}$ ). It is possible to confirm that wooden slabs with perforations can limit the use of these constructive elements in terms of fire resistance.

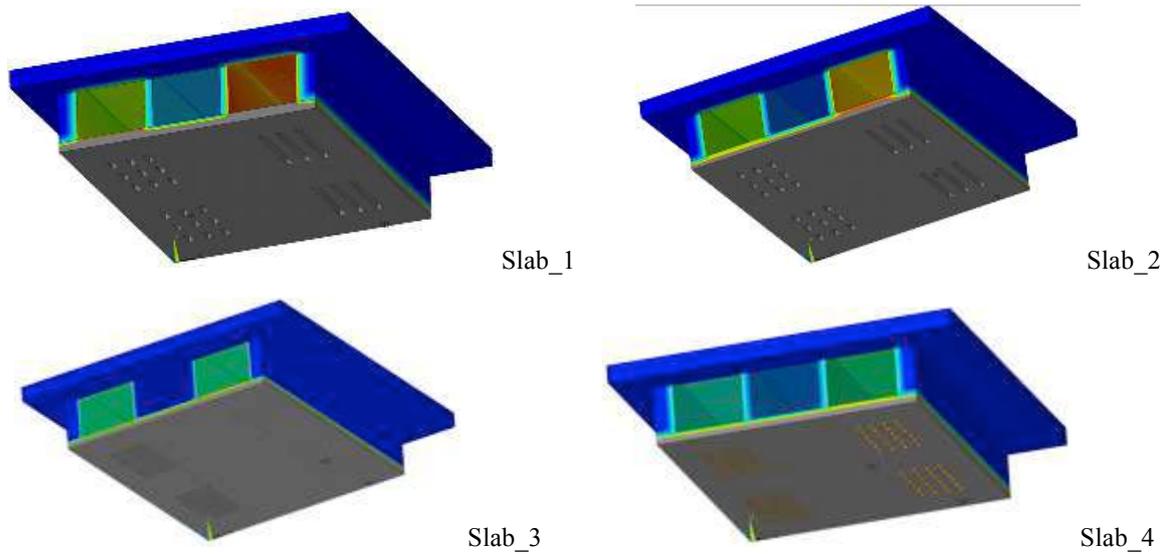


Figure 7 - Char layer in all four wooden slabs with 3D numerical model,  $t=900s$ .

#### 4 - TEMPERATURE EVOLUTION IN PERFORATED CELLS

The temperature evolution for each wooden slab was compared between the experimental ( $T_{exp}$ ) and numerical ( $T_{num}$ ) results. Fig. 8 shows some graphs with the time-temperature history in perforated cells (Cell 1 and Cell 3) for different thermocouples and nodal positions. The numerical results are in agreement with the experimental results.

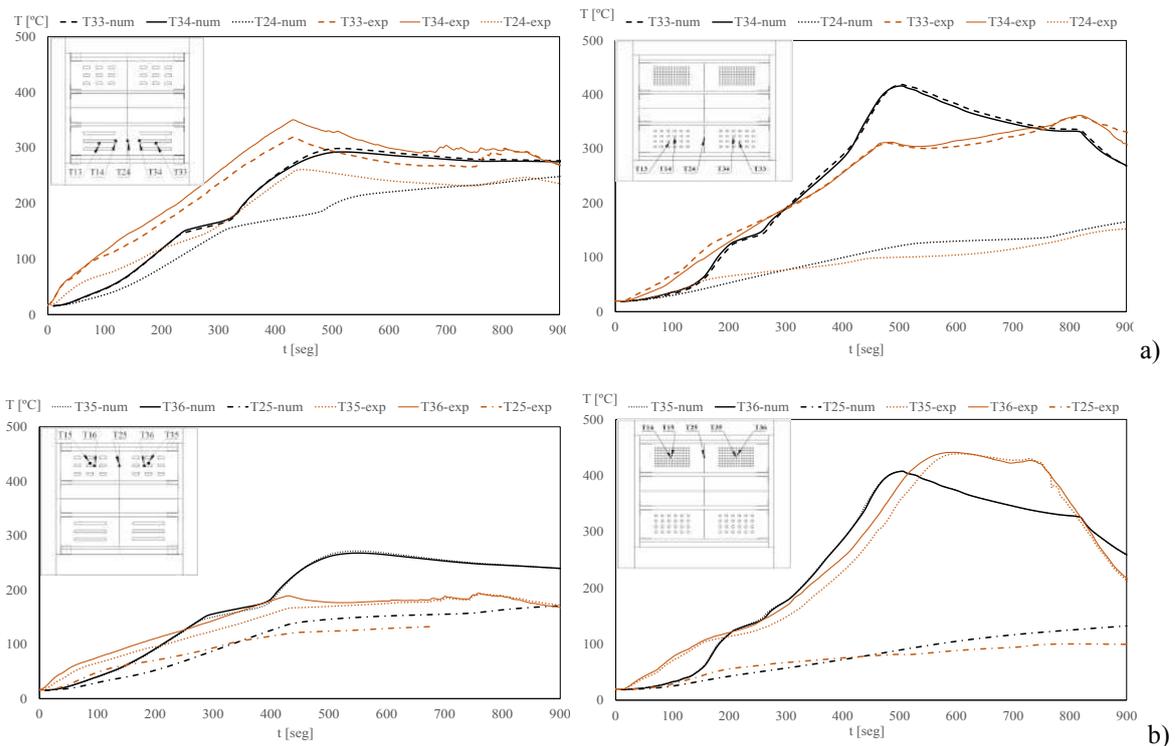


Figure 8 - Time-temperature history for wooden slab (Slab\_1\_2 and Slab\_3\_4): a) Cell 3, b) Cell 1

Wood material when exposed to fire presents a thermal physical degradation. The evolution of the temperature inside the cellular zones was characterized and the shape and size of perforations could be compared with the unperforated cell.

In the border of the rectangular slots ( $T33=T13$  and  $T34=T14$ , Cell 3) and circular slots ( $T35=T15$  and  $T36=T16$ , Cell 1) the values of temperatures are higher when compared with all inside nodal positions which remain at lower temperatures ( $T24$  and  $T25$ , Cell 3 and Cell 1, respectively).

Attending to the Table 1, the circular perforations for Cell 1 or Cell 3 have almost the same open space in Slab\_3\_4, which allows to conclude a similar temperature evolution (T24 and T25) inside the Cell. In Slab\_1\_2 the temperature inside Cell 3 is higher when compared with Cell 1, which agrees with the calculated open space between R1 and R2. In Cell 3 and Cell 1 the temperature increases until switch off the furnace (450-500s) and decreases after this time.

The results in Cell 2 have similar behaviour in all tested wooden slabs with temperatures below 100°C.

## 5 - CONCLUSIONS

During the real fire test exposure, the insulation criteria were verified, in both wooden slabs, since the temperature rise on the unexposed surface did not exceed 180°C on any of the disc thermocouples or 140°C in average with respect to the initial average temperature, defined according to the European standard for fire resistance tests (EN 1365-2, 1999). The integrity criteria were also verified during experimental tests using the cotton ignition test, where no flame appearance occurred during the wooden slabs testing (EN 1365-2, 1999). The time-temperature numerical simulation results are in agreement and have the same behaviour with the experimental results. The size effect of the perforation is responsible for the temperature evolution, as expected, and the shape of the perforations has no significant effect, in particular for the tested perforations models.

## ACKNOWLEDGMENTS

The authors gratefully acknowledge to Jular company, who provided all technical support.

## REFERENCES

- Cachim, P. B., Franssen, J. M. (2010). Assessment of Eurocode 5 Charring rate Calculation Methods, *Fire Technology*, 46, DOI: 10.1007/s10694-009-0092-x, pp. 169-181.
- CEN EN1365-2- *Fire resistance tests for loadbearing elements. Floors and roofs*, Brussels, 1999.
- CEN EN 1363-1- *Fire resistance tests - General requirements*, Brussels, 1999.
- CEN EN1991-1-2- *Eurocode 1: Actions on Structures- General actions- Actions on Structures Exposed to Fire*, Brussels, 2002.
- CEN EN1991-2-2- *Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures - Actions on Structures - Actions on Structures Exposed to Fire*, Brussels, 1995.
- CEN EN1995-1-2- *Eurocode 5: Design of timber structures- Structural fire design*, Brussels, 2003.
- Collier, P. C. R. (1992). *Charring rates of timber*, Study report, Branz, New Zealand.
- Frangi, A., Erchinger, C., Fontana, M. (2008). Charring model for timber flame floor assemblies with void cavities, *Fire Safety Journal Zurich*, 43:8, DOI: 10.1016/j.firesaf.2007.12.009, pp. 551-564.
- Frangi, A., Fontana, M. (2003). Charring rates and temperature profiles of wood sections, *Fire Mater*, Zurich, 27:2, DOI: 10.1002/fam.819.
- Fonseca, E. M. M., Barreira, L. M. S. (2009). Charring rate determination of wood pine profiles submitted to high temperatures. WIT Press, 3 Int. Conf. on Safety and Security Eng., 108, pp.449-457.
- Fonseca, E. M. M., Barreira L. (2010). Método experimental para determinação da espessura carbonizada na madeira quando submetida a altas temperaturas, *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas RPEE*, 7, pp. 33-40.
- Fonseca, E. M. M., Barreira, L. (2011). Experimental and Numerical Method for Determining Wood Char-Layer at High Temperatures due an Anaerobic Heating, *International Journal of Safety and Security Engineering*, 1(1), pp. 65-76.
- Fonseca, E. M. M., Coelho, D. C. S., Barreira, L. M. S. (2012). Structural Safety in Wooden Beams under Thermal and Mechanical Loading Conditions, *International Journal of Safety and Security Engineering*, 2:3, pp. 242-255.

- Fonseca, E. M. M., Couto D., Piloto P. A. G. (2013). Fire safety in perforated wooden slabs: a numerical approach, WIT Press, 5 Int. Conf. Safety and Security Eng., 134, DOI: 10.2495/SAFE130511, pp.577-584.
- Fonseca, E. M. M., Barreira, L. M. S., Meireles, J. M., Piloto, P. A. G. (2013). Numerical Model to Assess the Fire Behaviour of Cellular Wood Slabs with Drillings, 4 Int. Conf. on Integrity, Reliability & Failure, S.Gomes et al (Eds.).
- David, C., Elza F., Paulo, P., Jorge, M., Luísa B., Débora, F. (2015). Fire Resistance of Cellular Wooden Slabs with Rectangular and Circular Perforations; 6 Int. Conf. on Mechanics and Materials in Design M2D2015, Azores, pp. 2323-2330.
- David, L. P. C., Elza, M. M. F., Paulo, A. G. P., Jorge, M. M., Luísa, M. S. B., Débora. R. S. M. F. (2016). Perforated cellular wooden slabs under fire: numerical and experimental approaches. Journal of Building Engineering, 8, DOI: 10.1016/j.job.2016.10.007, pp. 218-224.
- Jorge, M., Elza, F., Paulo, P., Débora, F. (2015). Fire Resistance of Wooden Cellular Slabs with Rectangular Perforations, Proceedings of the Int. Fire Safety Symposium 2015, Coimbra, pp. 203-212.
- Gardner, W. D., Syme, D. R. (1991). Charring of glued-laminated beams of eight australian-grown timber species and the effect of 13 mm gypsum plasterboard protection on their charring, N.S.W. Technical report no.5, Sydney.
- ISO TC 92, ISO 834-1- Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1: general requirements, 1999.
- Janssens, M. L. (2004). Modeling of the thermal degradation of structural wood members exposed to fire, Fire and Materials, 28:2-4, DOI: 10.1002/fam.848, pp.199-207.
- Koenig, J., Walleij, L. (1999). One-dimensional charring of timber exposed to standard and parametric fires in initially unprotected and postprotection situations, Swed Inst Wood Technol Res, p.45.
- Pinto, E. M., Junior, C. C. (2007). Estudo teórico e experimental sobre a degradação térmica e os gradientes térmicos da madeira de Eucalyptus de uso estrutural exposta ao fogo, Pesquisa & Tecnologia Minerva, 2:3, pp. 131-140.
- Poon, L., England, J. P. (2003). Literature Review on the Contribution of Fire Resistant Timber Construction to Heat Release Rate – Timber Development Association, Warrington Fire Research Aust. Pty. Ltd., Project No.20633, version 2b, pp.1-78.
- Pun, C. Y., Seng, H. K., Midon, M. S., Malik, A. R. (1997). Timber design handbook, FRIM, Malayan Forest Records no.42.
- Schaffer, E. L. (1967). Charring rate of selected woods transverse to grain. Research paper FPL 69. Madison (WI): Forest Products Laboratory.
- White, R. H., Dietsberger, M. A. (1999). Fire Safety, Chapter 17, Wood Handbook: Wood as an Engineering Material, Forest Products Laboratory, USDA Forest Service.
- White, R. H., Erik, V. N. (1992). Charring rate of wood for ASTM E119 exposure, Fire Technol, 28:1, pp.5-30.



## **EFEITO DA TEMPERATURA EM LIGAÇÕES COLADAS ENTRE LAMINADOS DE CFRP E CHAPAS METÁLICAS**

### **INFLUENCE OF TEMPERATURE ON CFRP LAMINATES BONDED TO STEEL PLATES**

Biscaia, Hugo; *UNIDEMI, Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal, hb@fct.unl.pt*  
Silva, Manuel AG; *Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal, mgs@fct.unl.pt*  
Ribeiro, Pedro; *Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal, pn.ribeiro@campus.fct.unl.pt*

#### **RESUMO**

O efeito das variações de temperatura nas ligações coladas tem sido um tema recentemente estudado por alguns investigadores. As resinas frequentemente utilizadas para estabelecer a colagem entre, por exemplo, um compósito de fibra de carbono (FRP) e uma chapa metálica têm temperaturas de transição vítrea ( $T_g$ ) relativamente baixas (aproximadamente 58°C-70°C) e a influência de temperaturas operacionais próximas sobre estas ligações podem afetar o desempenho estrutural destas ligações. Neste estudo dedicado a esse tópico foram ensaiados ao corte vários provetes de colagem dupla em ambientes a diferentes temperaturas: 20°C (temperatura ambiente normal de preparação dos provetes), 35°C, 50°C, 65°C, 80°C e 95°C. Os resultados evidenciaram que com o aumento da temperatura até a um nível próximo de  $T_g$  da resina SIKADUR-30 (67°C) a ligação CFRP/aço perde gradualmente a sua resistência máxima inicial, obtida para  $T = 20^\circ\text{C}$  ( $\Delta T = 0^\circ\text{C}$ ) até sofrer queda abrupta para as temperaturas mais altas. Desenvolveu-se um modelo analítico com base numa lei local de "bond slip" bi-linear com um patamar inicial elástico seguido de um patamar de amolecimento linear e delimitado por um deslizamento último, a partir do qual não se transferem tensões de aderência entre o compósito de CFRP e a chapa metálica para estudar os dados experimentais. O aumento da temperatura faz aumentar o comprimento mobilizado da ligação pelo que, devido às restrições impostas pelas dimensões do equipamento de ensaio, o comprimento de colagem adotado de 200 mm poderá ter sido insuficiente para gerar capacidade máxima para a junta nos ensaios a temperaturas mais elevadas. Uma abordagem numérica baseada no Método dos Elementos Finitos (MEF) foi ainda desenvolvida com vista a reproduzir os ensaios experimentais.

#### **ABSTRACT**

The effect of temperature variations on adhesively bonded joints has been a subject recently studied by some researchers. Since the resins frequently used to establish the bond between, for instance, a Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) and a steel plate (or bar), have relatively low vitreous transition temperatures ( $T_g$ ) (approximately 58-70°C), the influence of the temperature on these type of joints is an important topic addressed in the present work. Twelve double-lap bonded joints were tested at different temperatures, starting at 20°C (room temperature), 35°C, 50°C, 65°C, 80°C, and 95°C. The results showed that with the increase of the temperature up to a level close to  $T_g$  of the resin (67°C) the CFRP/steel bonded joint gradually loses its initial maximum strength, reached for  $T = 20^\circ\text{C}$  ( $\Delta T = 0^\circ\text{C}$ ) with abrupt loss for the highest temperatures. An analytical model was developed based on a bi-linear local law with an initial elastic plateau followed by a linear softening plateau and delimited by a ultimate slip, i.e. a slip from which no bond stresses are transferred between the CFRP composite and the steel bar to interpret the experimental data. It is noted that the increase in temperature also increases the length along which the stresses develop, but due to the constraints imposed by the size of the test equipment, the maximum bond length of 200 mm was adopted preventing the development of maximum capacity for the highest temperatures. The Finite Element Method (MEF) was also used to simulate the experimental tests and check the feasibility of the proposed model on the reproduction of the experimental results.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Inúmeras estruturas metálicas foram construídas nas últimas décadas e os períodos de vida útil de parte dessas estruturas começam agora a ser atingidos exigindo intervenções que restabeleçam níveis de segurança aceitáveis. O surgimento dos polímeros reforçados com fibras (FRP – *Fiber Reinforced Polymers*) na indústria da construção veio permitir encontrar novas soluções de restabelecimentos desses índices de segurança das estruturas sem que para isso seja necessário substituir elementos ou adicionar outros que aumentem o peso próprio inicial da estrutura. Ao mesmo tempo, e quando comparados com o aço, os compósitos de FRP apresentam, boas resistências à

corrosão. Ao proceder-se a colagens ao invés de se realizarem rebitagens ou aparafusamentos, consegue-se também eliminar concentrações de tensões que, de outra forma, se desenvolveriam junto às zonas metálicas rebitadas ou aparafusadas. Contudo, os diferentes coeficientes de dilatação térmica de ambos os materiais e/ou as temperaturas de transição vítrea relativamente baixas das resinas usadas na colagem destes materiais (CFRP e aço), fazem com que esta técnica de colagem levante algumas preocupações e que, por escassez de dados, se torne necessário fazer estudos complementares para maior e segurança e racionalidade técnica e económica.

Em qualquer dos estudos disponíveis na literatura, o principal desafio com que os autores se têm debruçado reside, precisamente, no desempenho da ligação entre ambos os materiais, uma vez que esta é suscetível de descolar prematuramente, i.e. aquando do descolamento do compósito de CFRP a extensão nele desenvolvida está muito aquém do valor de rotura. O descolamento prematuro do reforço impede a transferência de tensões entre os materiais. Este é um modo de rotura importante recentemente incluído em códigos internacionais sobre estruturas de betão armado (CNR-DT, 2005; Model Code, 2010) que apresentam um conjunto de recomendações úteis para projetistas de outras estruturas. A complexidade da resposta mecânica de uma seção reforçada em grande escala não permite que o mecanismo de descolamento da ligação seja completamente analisado e os primeiros estudos experimentais conduzidos focam provetes sujeitos a ensaios de corte simples ou duplo. Estes provetes caracterizam-se pela colagem do laminado ou do tecido de CFRP na superfície de perfis metálicos (Xia e Teng, 2005) ou, em alternativa, o CFRP é colado em duas faces opostas de uma chapa ou barra de aço fazendo-se uma ligação de junta dupla (Fawzia *et al.*, 2006; Fawzia *et al.*, 2009; Al-Mosawe *et al.*, 2015). A realização dos provetes assim concebidos e os seus ensaios até à rotura, tornaram mais fácil compreender o mecanismo de rotura do descolamento do CFRP do substrato de aço quando carregados segundo uma direção coincidente com o Modo II de fratura.

Neste contexto, alguns autores têm complementado os ensaios experimentais com simulações numéricas (Fawzia *et al.*, 2009) e/ou analíticas (Biscaia e Chastre, 2018a) nos quais estudam o desempenho da ligação CFRP/aço quando sujeita a ações mecânicas e/ou térmicas. Um dos primeiros estudos foi desenvolvido por Xia e Teng (2005). Os autores realizaram alguns ensaios de arrancamento de corte simples tendo verificado que, localmente, a ligação CFRP/aço tem um desempenho que se pode aproximar por uma relação entre a tensão de aderência e o deslizamento do tipo bi-linear. Nesse mesmo estudo propuseram uma expressão capaz de estimar o comprimento de colagem que se deve adotar por forma a conseguir maximizar a resistência numa ligação CFRP/aço ou, por outras palavras, definiram o comprimento efetivo para uma ligação CFRP/aço. Assumindo ainda uma lei de aderência do tipo bi-linear, Biscaia e Chastre (2018a) propuseram um método teórico que permite estimar a performance da ligação CFRP/aço independentemente se o provete utilizado é de junta simples (*pull-push*) ou de junta dupla (*pull-pull*). Os resultados mostraram também que o comprimento efetivo depende da energia de fratura ( $G_F$ ), do módulo de elasticidade e espessura do compósito de CFRP, da relação entre a rigidez axial do CFRP e do aço, bem como dos deslizamentos máximo (desenvolvido para tensão de aderência máxima) e último (a partir do qual não há qualquer transferência de tensões de aderência) da ligação.

Em outro estudo desenvolvido por Yang *et al.* (2017) os autores chegaram a uma relação tri-linear entre as tensões de aderência mobilizadas na interface e o respetivo deslizamento. Nesse trabalho, propuseram um modelo analítico que, baseado numa lei local de aderência do tipo tri-linear, permitiu estimar os deslizamentos, as extensões no CFRP e as tensões de aderência desenvolvidas ao longo do comprimento de colagem.

Quando a ação é a temperatura, os trabalhos disponíveis na literatura que abordam o desempenho da ligação CFRP/aço são muito escassos. Ainda assim, refira-se o trabalho desenvolvido por Li *et al.* (2016) em que os autores sujeitaram provetes de junta dupla a variações de temperatura até 93°C. Os autores (Li *et al.*, 2016) propuseram, com base nos resultados experimentais, um modelo para estimar a lei de aderência local em função da temperatura. O modelo utilizado foi o mesmo originalmente proposto por Dai *et al.* (2006) que se baseia numa lei de aderência do tipo exponencial e que se adequa melhor a ligações com elementos de betão do que com elementos de aço (Biscaia *et al.*, 2016). Ainda assim, os resultados alcançados por Li *et al.* (2016) permitiram concluir que o aumento da temperatura faz diminuir a resistência da ligação, sendo que ao atingir-se os 120°C ( $\Delta T = 93^\circ\text{C}$ ) a ligação atingiu uma força máxima apenas de 0,4 kN contrastando com os 10,6 kN obtidos inicialmente à temperatura de 27°C. De igual modo, a energia de fratura da ligação diminuiu abruptamente com o aumento da temperatura atingindo um valor praticamente nulo quando a temperatura atingiu o dobro da temperatura de transição vítrea da resina utilizada na colagem entre o CFRP e o aço.

Dadas as necessidades de melhor perceber o desempenho da ligação colada entre um laminado de CFRP e o aço quando sujeito a uma ação combinada temperatura e força mecânica foram concebidos alguns provetes de junta dupla que, após um período de cura nunca inferior a duas semanas, foram

ensaiados ao corte até à rotura. Os resultados permitiram observar que o aumento da temperatura é muito prejudicial para a ligação CFRP/aço diminuindo as forças máximas transmitidas ao CFRP. Atendendo a que a temperatura faz aumentar o comprimento no qual as tensões de aderência se desenvolvem (Dai *et al.*, 2013; Biscaia *et al.* 2015a), os comprimentos de colagem adotados para os provetes sujeitos a variações de temperatura foram 50 mm mais compridos do que nos provetes ensaiados à temperatura ambiente. Apresenta-se ainda um modelo de aderência do tipo bi-linear que, com base nos resultados experimentais, se ajusta em função da temperatura. Este modelo de aderência foi incluído num programa de cálculo automático (ATENA 2D) e os resultados das simulações numéricas comparados com os obtidos experimentalmente. Os 200 mm de comprimento de colagem revelaram-se ser insuficientes nos provetes que foram submetidos a temperaturas superiores ao da temperatura de transição vítrea da resina, justificando-se por esse motivo, as maiores discrepâncias entre as respetivas simulações numéricas e os resultados experimentais.

## 2 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 - Geometria e dimensões dos provetes

Os provetes adotados neste trabalho são constituídos por duas barras de aço com uma seção transversal de 5×50 mm (espessura×largura) e comprimento de 250 mm cada. As barras de aço são coladas com duas tiras de CFRP deixando-se um espaçamento de 20 mm entre barras a meio do provete. Para assegurar que o descolamento do CFRP se fará em apenas numa das barras, à outra barra são fixas, por intermédio de seis parafusos, duas pequenas chapas metálicas (vide Figura 1a-b). Desta forma, pretende-se aumentar as tensões de compressão na ligação CFRP/aço aquando do aperto dos parafusos e fazendo-se, dessa forma, aumentar o desempenho da interface conforme descrito na literatura (Biscaia, *et al.*, 2015b). O descolamento do CFRP faz-se pela ligação que, apesar de mais comprida (200 mm) do que a exteriormente comprimida (130 mm), está livre de quaisquer tensões de compressão exteriormente aplicada à ligação. No total, foram concebidos 12 provetes que, após 2 semanas em ambiente laboratorial, i.e. à temperatura de 20°C, foram ensaiados até à sua rotura. O Quadro 1 mostra a designação atribuída aos provetes, bem como a monitorização adotada durante os ensaios de cada um deles.

Quadro 1 – Identificação dos provetes.

Designação	Número de ensaios realizados	Comprimento colado $L_b$ (mm)	Temperatura $T$ (°C)	Monitorização
CFRP/AÇO_Lb150_T20	3	150	20	6 ou 9 extensómetros e célula de carga da máquina de tração
CFRP/AÇO_Lb200_T35	2	200	35	
CFRP/AÇO_Lb200_T50	1	200	50	
CFRP/AÇO_Lb200_T65	2	200	65	
CFRP/AÇO_Lb200_T80	2	200	80	
CFRP/AÇO_Lb200_T95	2	200	95	

### 2.2 - Caracterização mecânica dos materiais

O laminado de CFRP foi produzido no Instituto de Tecnologia de Harbin (China) e tem uma espessura de 1,46 mm e 20 mm de largura. A partir do ensaio à tração de três provetes determinou-se a tensão e a respetiva extensão de rotura média de 1820 MPa e 1,00%, respetivamente. O módulo de elasticidade médio calculado para o CFRP é de 180,5 GPa. O agente de ligação utilizado para colar o CFRP às barras de aço foi uma resina epoxídica (SIKADUR-30) que foi aplicada à temperatura ambiente segundo as recomendações do fornecedor. O coeficiente de expansão térmica linear da resina é  $2,5 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ , com uma temperatura de transição vítrea de 62°C após 7 dias de cura a 45°C, tensão de ligação média em aço superior a 21 MPa e módulo de elasticidade de 11,2 GPa. Do ensaio de provetes planos de aço ensaiados à tração permitiram determinar uma tensão média para o aço de 382,5 MPa, uma tensão máxima de 560,5 MPa, uma extensão máxima de 14,5% e um módulo de elasticidade de 179 GPa.

### 2.3 - Configuração e instrumentação dos ensaios

A Figura 1a mostra a configuração do ensaio de arrancamento duplo seguido neste estudo com vista a analisar a aderência entre um compósito de CFRP e uma barra de aço. Ao longo dos 150 mm (apenas nos provetes sujeitos a uma temperatura ambiente 20°C, i.e. sem qualquer variação de temperatura) ou 200 mm de comprimento de colagem, foram colados extensómetros de forma a medir as extensões no CFRP durante dois períodos essenciais do ensaio: (i) durante o incremento de temperatura; e (ii) durante a aplicação de uma força de tração aos provetes sob temperatura constante. Durante a primeira fase do ensaio apenas uma das barras de aço se encontrava fixa de

modo a evitar esforços de compressão e, conseqüentemente, eliminar a possibilidade do compósito de CFRP encurvar e descolar da chapa de aço. Após aproximadamente 15 min sob temperatura constante, a outra extremidade do provete foi fixa seguindo-se a aplicação de uma força até à sua ruptura sob temperatura constante. Durante este período, a força imposta ao provete foi de 80 N/s.

Os extensómetros utilizados foram espaçados, entre si, com 25 mm com exceção do espaçamento adotado entre os extensómetros 1 e 2 (mais próximos do centro do provete) onde se adotou uma distância entre eles de 20 mm (veja-se a Figura 1b).

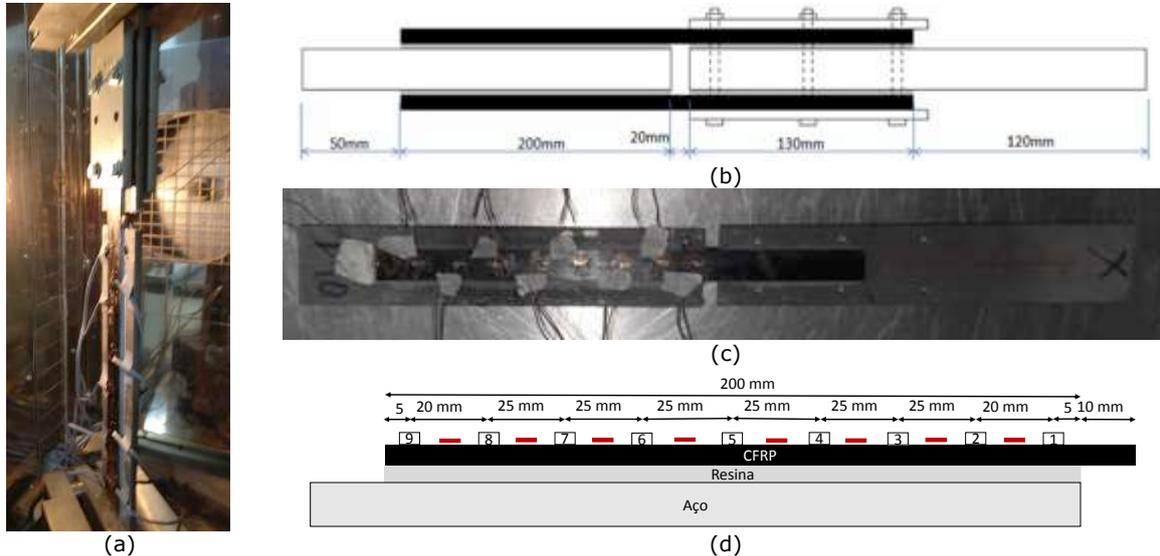


Figura 1 – (a) Configuração de ensaio; (b) dimensões dos provetes; (c) vista de topo dos provetes; e (d) posição dos extensómetros.

### 3 - APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

#### 3.1 - Curvas força vs. deslizamento

A partir dos dados dos ensaios experimentais, a combinação das forças transmitidas ao compósito de CFRP e os deslizamentos da ligação calculados na extremidade carregada do CFRP está representada na Figura 2. Os deslizamentos foram calculados de acordo com as recomendações de Biscaia e Chastre (2018a), em que após se identificar o local onde as tensões de aderência são nulas ao longo do ensaio, se pode escolher esse ponto para iniciar a integração das extensões no CFRP e, a partir daí, proceder ao cálculo dos deslizamentos da ligação. A força foi medida pela célula de carga instalada no equipamento de tração utilizado para realizar os ensaios dos provetes pelo que, esta representa a força total aplicada ao provete ou, se se preferir, representa o dobro da força daquela que é transmitida aos dois laminados de CFRP. As curvas força vs. deslizamento mostram três fases distintas que tendem a desaparecer com o aumento da temperatura: (i) linear; (ii) não linear; e (iii) constante. Esta última fase da curva caracteriza-se por se manter a força máxima transmitida ao CFRP e evidencia que o comprimento de colagem adotado para a ligação é suficientemente grande, permitindo que se atinja a resistência máxima da ligação CFRP/aço, i.e. comprimento é superior ao comprimento efetivo da ligação que é, por definição, o comprimento a partir do qual a resistência da ligação cessa de crescer. Conforme se pode observar pelas diferentes curvas da Figura 2, este patamar constante sob força máxima tende a desaparecer com o aumento da temperatura imposta ao provete pelo que, o comprimento de 200 mm neles adotados é insuficiente para que se consiga atingir a resistência da ligação CFRP/aço, ficando-se aquém da força máxima que é possível transmitir ao compósito de CFRP. Observando as rigidezes iniciais dos provetes, verifica-se que esta tende a diminuir com o aumento da temperatura o que, está em linha com as perdas das propriedades mecânicas iniciais da resina quando sujeita a aumentos de temperatura.

#### 3.2 - Distribuição das extensões no compósito de FRP

A Figura 3 mostra as distribuições das extensões no laminado de CFRP para todos os provetes. Aqui, optou-se por mostrar, por simplificação, apenas as extensões quando na extremidade carregada se atingiram os deslizamentos  $s = s_{max}/2$ ,  $s_{max}$ ,  $(s_{max} + s_{ult})/2$  e  $s_{ult}$  de cada um dos ensaios, i.e. quando a ligação atingiu: (i) metade do deslizamento correspondente ao desenvolvimento da tensão de aderência máxima, ou seja, metade do deslizamento máximo ( $s_{max}$ ); (ii) o deslizamento máximo; (iii)

a média entre o deslizamento máximo e o deslizamento último ( $s_{ult}$ ), ou seja, o deslizamento a partir do qual não se há qualquer transferência de tensões entre os materiais; e (iv) o deslizamento último.

Os resultados evidenciam uma redução das extensões máximas atingidas na extremidade carregada do laminado de CFRP com o aumento da temperatura. Ao mesmo tempo, o aumento da temperatura não permite identificar maiores discrepâncias entre as distribuições das extensões quando  $s = s_{max}$ ,  $(s_{max} + s_{ult})/2$  ou  $s_{ult}$ , o que mostra que os valores calculados para o deslizamento máximo e o deslizamento último são muito semelhantes ( $s_{max} \approx s_{ult}$ ). Conforme já referido, este resultado pode estar condicionado pela falta de comprimento de colagem de modo a permitir a que a o segmento descendente da ligação CFRP/aço se desenvolva na totalidade e ao longo do comprimento de colagem da ligação.

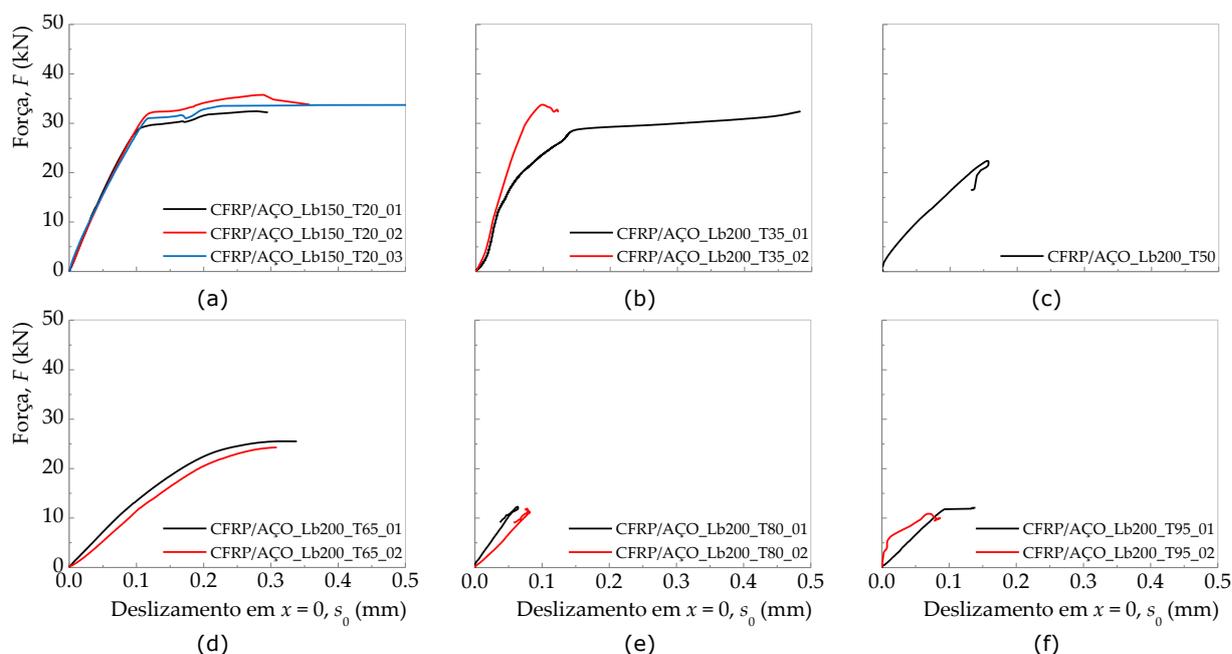


Figura 2 – Respostas força vs. deslizamento dos provetes quando sujeitos à temperatura constante de: (a) 20°C; (b) 35°C; (c) 50°C; (d) 65°C; (e) 80°C; e (f) 95°C.

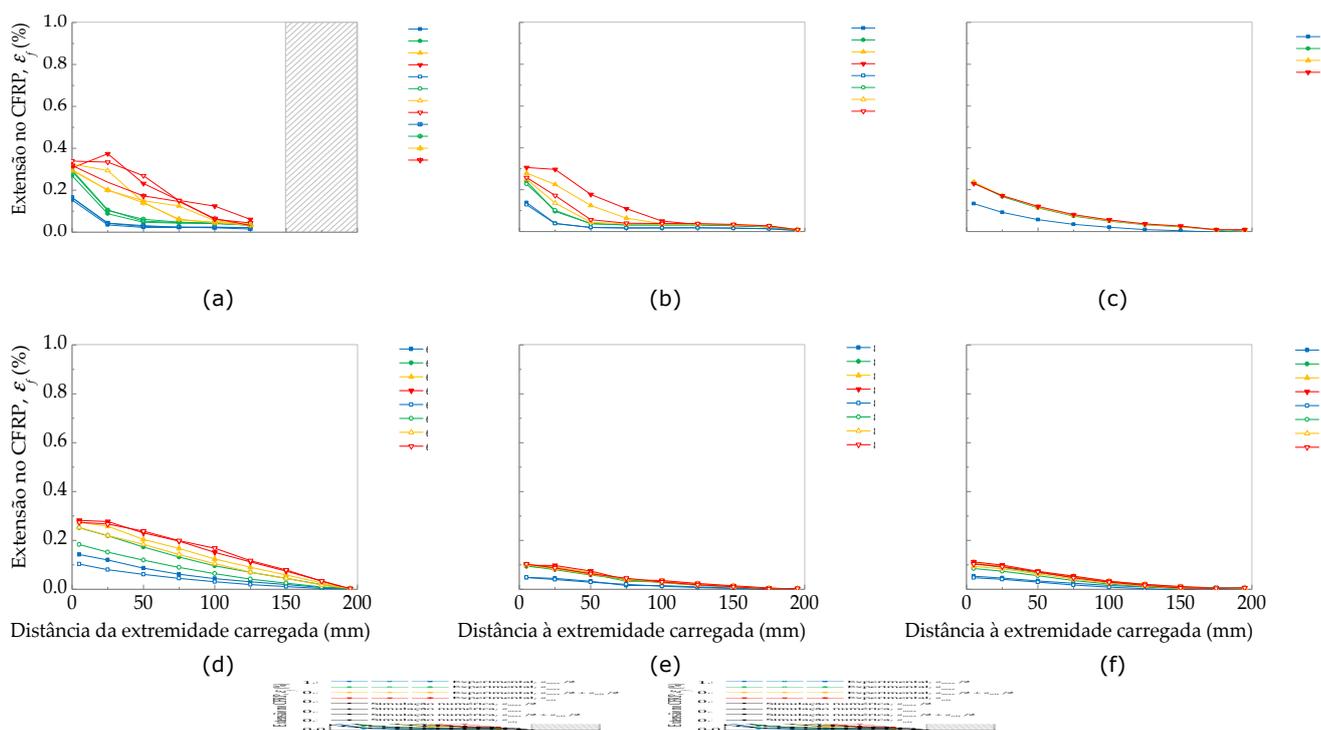


Figura 3 – Distribuição das extensões no CFRP quando sujeitos à temperatura constante de: (a) 20°C; (b) 35°C; (c) 50°C; (d) 65°C; (e) 80°C; e (f) 95°C.

### 3.3 - Curva local de aderência (tensão de aderência vs. deslizamento)

As curvas locais de aderência da ligação CFRP/aço estão representadas na Figura 4. A temperatura ambiente, os três ensaios realizados mostraram que a tensão de aderência máxima desenvolvida na ligação é muito precisa entre provetes, chegando-se a um valor médio de 19,62 MPa. Porém, com o aumento da temperatura, este valor inicial tende rapidamente a diminuir sendo que, com 80°C, o valor médio da tensão de aderência máxima calculada com base nos provetes CFRP/AÇO\_Lb200\_T80\_01|02 é apenas de 1,69 MPa. Os deslizamentos máximos aumentaram com o aumento da temperatura mas, após atingir-se a temperatura de transição vítrea, os deslizamentos máximo tenderam a baixar abruptamente. Em termos médios, e atendendo apenas aos resultados provenientes dos provetes analisados, o aumento da temperatura pareceu não afetar fortemente os valores calculados para o deslizamento máximo (vide Quadro 2). Em contrapartida, os deslizamentos últimos da ligação tendem a desaparecer com o aumento da temperatura. Conforme já se fez referência antes, estes resultados poderão estar condicionados pelo comprimento de colagem dos provetes de 200 mm que pode não ter sido suficientemente grande de modo a que a ligação CFRP/aço desenvolvesse mais deslizamentos.

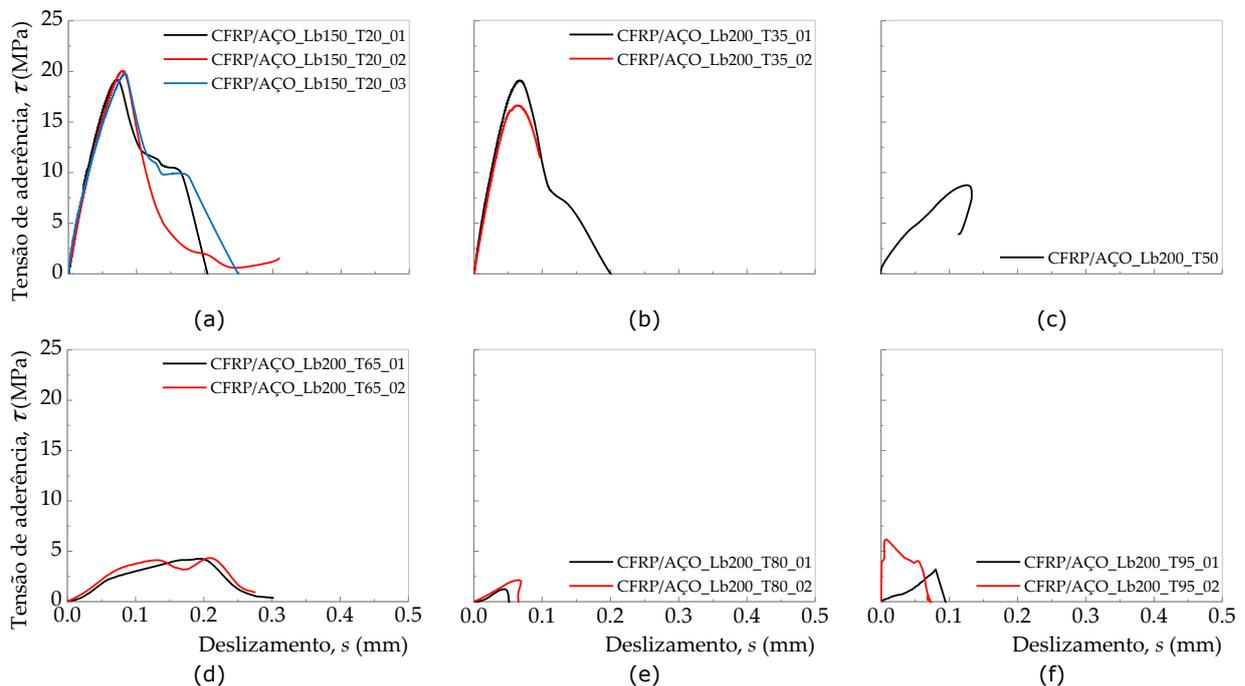


Figura 4 – Curvas locais de aderência obtidas experimentalmente quando sujeitas à temperatura constante de: (a) 20°C; (b) 35°C; (c) 50°C; (d) 65°C; (e) 80°C; e (f) 95°C.

## 4 - MODELO PROPOSTO

### 4.1 - Estimativa da força máxima

Conforme já se demonstrou, a força máxima transmitida ao compósito de CFRP depende da temperatura a que a ligação colada está sujeita, bem como da temperatura de transição vítrea da resina usada para promover a ligação entre os materiais. Assim, atendendo as estas condicionantes, a força máxima estimada para os provetes devido à influência da temperatura ( $F_{max,T}$ ) pode ser determinada de acordo com a função sigmoide:

$$\frac{F_{max,T}}{F_{max,T_0}} = \frac{1}{2} \cdot \tanh \left[ -a_1 \cdot \left( \frac{T}{T_g} - a_2 \right) \right] + \frac{1}{2} \quad [1]$$

onde  $a_1$  e  $a_2$  são constantes ajustáveis aos resultados dos ensaios experimentais e obtidos a partir de um processo de minimização de forma a ajustar a curva aos resultados experimentais tendo-se, para o presente caso em estudo, chegado a,  $a_1 = 2,439$  e  $a_2 = 1,126$ . A Figura 5 compara os resultados experimentais com os obtidos pela Eq. (1).

### 4.2 - Estimativa da lei de aderência

De forma a estimar uma lei de aderência dependente da variação de temperatura, procedeu-se à definição da tensão de aderência máxima, do deslizamento máximo e deslizamento último segundo

funções que se ajustam aos resultados obtidos experimentalmente. Recorreu-se às expressões seguintes:

$$\frac{\tau_{max,T}}{\tau_{max,T_0}} = \frac{1}{2} \cdot \tanh \left[ -b_1 \cdot \left( \frac{T}{T_g} - b_2 \right) \right] + \frac{1}{2} \quad [2]$$

$$\frac{s_{max,T}}{s_{max,T_0}} = \frac{1-c_1}{2} \cdot \tanh \left[ -c_2 \cdot \left( \frac{T}{T_g} - c_3 \right) \right] + \frac{1+c_1}{2} \quad [3]$$

$$\frac{s_{ult,T}}{s_{ult,T_0}} = \frac{1}{2} \cdot \tanh \left[ -d_1 \cdot \left( \frac{T}{T_g} - d_2 \right) \right] + \frac{1}{2} \quad [4]$$

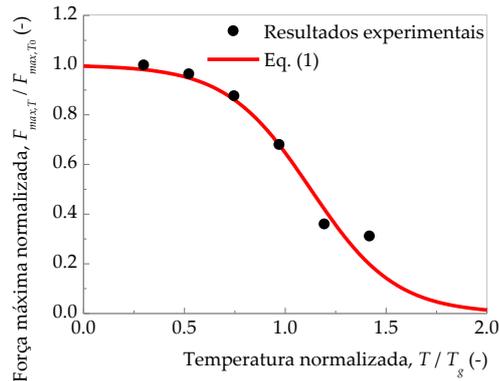


Figura 5 – Comparação da força estimada segundo a Eq. (1) com os resultados experimentais ou numéricos.

onde  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$ ,  $d_1$  e  $d_3$  são constantes que foram obtidas a partir de um processo de minimização do erro entre os resultados experimentais e os obtidos a partir das Eqs. (2) a (4), obtendo-se  $b_1 = 3,615$ ,  $b_2 = 0,756$ ,  $c_1 = 2,439$  e  $c_2 = 1,126$ ,  $d_1 = 2,439$  e  $d_2 = 1,126$ . Os gráficos da Figura 6 compara os resultados experimentais com os obtidos pela Eq. (1). Quer a tensão de aderência quer o deslizamento último tendem a diminuir com o aumento da temperatura. Já o deslizamento máximo tende para 0,074 mm. Os resultados experimentais mostram ainda que com o aumento da temperatura e até atingir-se a temperatura de transição vítrea, o deslizamento máximo tende a aumentar caindo abruptamente quando se atinge a  $T_g$ . Estes resultados dos deslizamentos determinados nos ensaios poderão evidenciar que o comprimento de colagem de 200 mm adotado para os provetes pode não ser suficiente para se obter a lei de aderência completa da ligação CFRP/aço conseguindo-se mobilizar apenas, o primeiro troço (elástico) da lei de aderência em todo o comprimento de colagem. Desse modo, o deslizamento máximo não se chega efetivamente a atingir, nem o deslizamento último se consegue obter uma vez que o amolecimento da ligação também não é mobilizado. Por esse motivo, reforça-se uma vez mais a ideia que os parâmetros adotados no modelo requerem que sejam mais refinados e, para isso, é preciso aumentar a base de dados atual aumentando, e incluindo no modelo, o número de provetes ensaiados. Ainda assim, e com base nos dados obtidos, mostra-se na Figura 7a a evolução da lei de aderência da ligação CFRP/aço em função da temperatura mostrando-se na Figura 7b, a energia de fratura normalizada em função da temperatura normalizada e onde  $G_{F,T_0} = 3,644$  N/mm (correspondente ao valor da energia de fratura da ligação quando  $T = 20^\circ\text{C}$ ).

## 5 - MODELAÇÃO E SIMULAÇÃO NUMÉRICA

### 5.1 - Modelo numérico (geometria e propriedades dos materiais)

As simulações numéricas foram realizadas no programa de cálculo automático ATENA 2D (Cervenka *et al.*, 2016). Todas as propriedades dos materiais usados neste trabalho, aço e compósito de CFRP, foram consideradas na modelação. A lei constitutiva para definir as chapas de aço ajusta-se bem a uma lei elasto-plástica pelo que o troço elástico tem um módulo de elasticidade de 179 GPa e o segundo troço um módulo de elasticidade nulo. A ligação CFRP/aço foi modelada com base em elementos de interface coesivos e cuja definição se fez de acordo com as leis de aderência obtidas experimentalmente (vide Figura 4). A rotura dos elementos de interface é regida pelo critério de Mohr-Coulomb em que, numa primeira fase, o processo de descolamento da ligação segue uma relação linear até atingir a tensão de aderência máxima ( $\tau_{max}$ ) e o respetivo slip máximo ( $s_{max}$ ). Após esta fase, o modelo rege-se por um amolecimento linear (*softening*) até atingir-se o descolamento

completo do CFRP da chapa de aço, i.e. tensão de aderência nula para deslizamento último ( $s_{ult}$ ). Por conseguinte, a lei de aderência CFRP/aço é do tipo bi-linear em cuja definição entram os mesmos dados determinados experimentalmente para as diferentes temperaturas estudadas. Na outra direção, i.e. na direção perpendicular à superfície de colagem, assumiu-se uma tensão de tração nula e um coeficiente de atrito nulo de forma a evitar quaisquer interações entre modos que possam afetar as distribuições das extensões no CFRP e, consequentemente, as tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem (Biscaia e Chastre, 2018b).

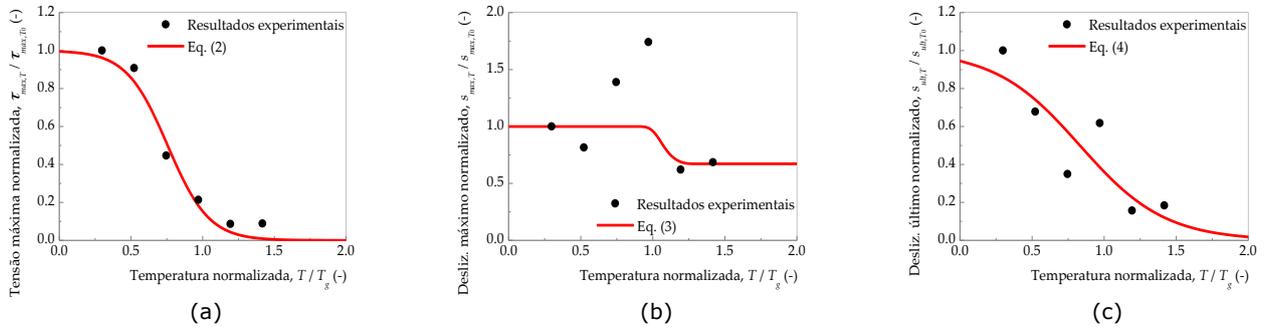


Figura 6 – Determinação: (a) da tensão de aderência máxima normalizada; (b) do deslizamento normalizado; e (c) do deslizamento último normalizado.

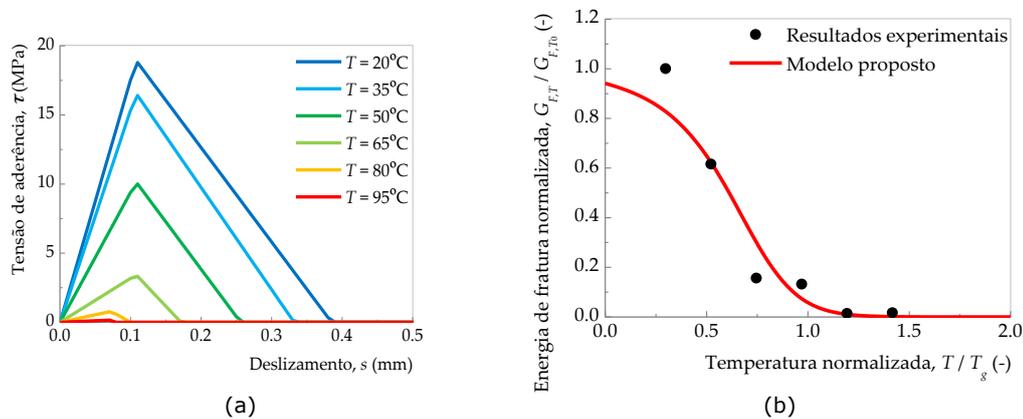


Figura 7 – Efeito da temperatura na: (a) lei de aderência sob o efeito da temperatura; e (b) na energia de fratura da ligação CFRP/aço.

Os elementos correspondentes ao CFRP e às chapas de aço foram modelados com elementos finitos quadrilaterais com diferentes dimensões. No caso do aço, os elementos tipo *brick* utilizados têm 1,0 cm de lado, enquanto o tamanho dos elementos tipo *brick* utilizados para o elemento de CFRP têm menor dimensão, i.e. 0,7 mm de lado. Dada a simetria do provete e ensaio, apenas 1/4 dos provetes foram modelados tendo-se ainda adotado um incremento de deslocamento na extremidade do CFRP de 0,01 mm/step de modo a simular as cargas transmitidas ao CFRP adotando-se vários incrementos até se atingir a rotura da ligação CFRP/aço. A Figura 8 mostra o modelo numérico representativo dos provetes.

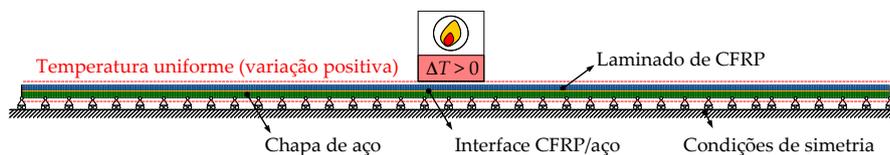


Figura 8 – Modelo de elementos finitos dos provetes de junta dupla (1/4 do provete).

## 5.2 - Resultados

### 5.2.1 - Forças máximas estimadas

As forças máximas atingidas nos provetes diminuíram drasticamente com o aumento da temperatura, especialmente quando próximas e acima da temperatura de transição vítrea,  $T_g$ , da resina que, segundo o fabricante é de 62°C e que dos ensaios de DSC realizados é de 67°C, mas ficando abaixo da temperatura de transição vítrea da resina da matriz do CFRP que é de aproximadamente de 103°C. O Quadro 2 sintetiza as forças e extensões máximas obtidas nos ensaios realizados às diferentes

temperaturas. De referir que no ensaio a realizar à temperatura de 110°C, o provete escorregou entre as garras da máquina não se conseguindo, por essa razão, obter quaisquer dados fiáveis para este patamar de temperatura cuja variação é de  $\Delta T = 90^\circ\text{C}$ . Em todo o caso, a força máxima atingida à temperatura ambiente ( $F_{max,T0}$ ) foi de 33,3 kN registando-se uma degradação desse resultado de cerca de 65.5% quando se elevou a temperatura até aos 95°C.

Quadro 2 – Síntese dos resultados (valores experimentais médios).

Temperatura uniforme, $T$ ( $^\circ\text{C}$ )		20	35	50	65	80	95
Variação de temperatura, $\Delta T$ ( $^\circ\text{C}$ )		0	15	30	45	60	75
Tensão de aderência máxima (MPa)	Experimental	19,62	17,81	8,76	4,18	1,69	1,73
	Modelo	18,93	16,56	10,14	3,43	0,79	0,16
Deslizamento máximo (mm)	Experimental	0,108	0,088	0,150	0,188	0,067	0,074
	Modelo	0,108	0,108	0,108	0,108	0,073	0,073
Deslizamento último (mm)	Experimental	0,447	0,303	0,156	0,276	0,070	0,082
	Modelo	0,385	0,332	0,256	0,172	0,100	0,053
Força máxima no provete (kN)	Experimental	33,9	32,7	29,7	23,1	12,2	10,6
	Numérico	40,5	36,2	24,3	14,2	3,1	0,3
Extensão máxima no CFRP (%)	Experimental	0,321	0,282	0,229	0,278	0,100	0,108
	Numérico	0,396	0,344	0,231	0,135	0,029	0,007

### 5.2.2 - Curvas força vs. deslizamento

Comparando as respostas numéricas com as experimentais, conforme se mostra pela Figura 9, pode-se afirmar que as simulações numéricas têm melhor aproximação às curvas experimentais para variações de temperatura mais baixas. Todavia, a rigidez inicial das simulações é inferior àquela que se observa nos ensaios experimentais, sendo que a simulação do provete CFRP/AÇO\_Lb200\_T50 aquela em que se conseguiu representar melhor o ensaio experimental até atingir-se a força máxima. Com o aumento da temperatura, o modelo proposto rapidamente progride para que a transferência de tensões na interface caminhem para zero o que faz diminuir a resistência da ligação. Por esse motivo, as forças máximas atingidas nesses modelos são mais baixas do que aquelas obtidas experimentalmente, sobressaindo-se, neste aspeto, a simulação numérica dos provetes CFRP/AÇO\_Lb200\_T95\_01|02 onde se alcançou uma força máxima de apenas 0,3 kN, contrastando com a força máxima de 10,6 kN obtida a partir da média das forças atingidas naqueles provetes.

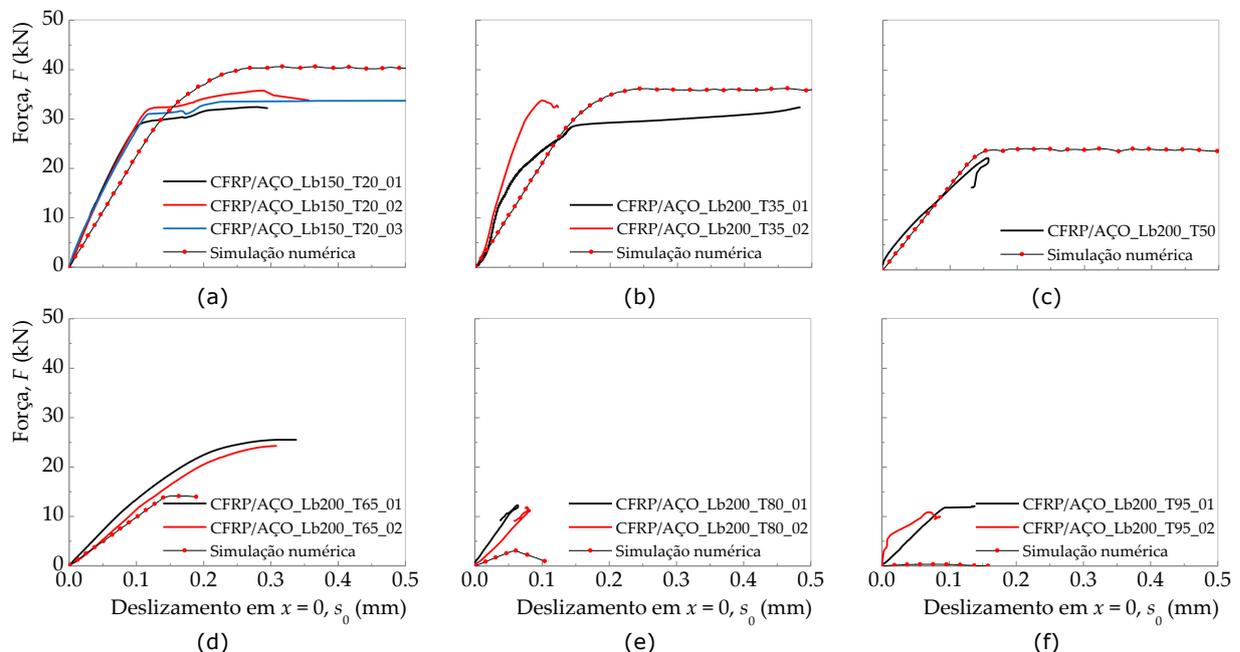


Figura 9 – Comparação experimental/modelo das distribuições das extensões no CFRP quando sujeitos à temperatura constante de: (a) 20°C; (b) 35°C; (c) 50°C; (d) 65°C; (e) 80°C; e (f) 95°C.

### 5.2.3 - Distribuição das extensões no CFRP

A Figura 10 compara as distribuições das extensões no compósito de CFRP obtidas nas simulações numéricas com as obtidas experimentalmente. Em conformidade com o adotado anteriormente, mostram-se as distribuições das extensões para quatro deslocamentos medidos junto à extremidade carregada (em  $x = 0$ ), i.e. para  $s = s_{max}/2$ ,  $s_{max}$ ,  $(s_{max} + s_{ult})/2$  e  $s_{ult}$ . Analogamente às forças

máximas atingidas nos provetes submetidos a maiores variações de temperatura que apresentam as maiores diferenças para os resultados experimentais, as extensões desenvolvidas no compósito de CFRP são também díspares. Por isso, optou-se por mostrar apenas as distribuições das extensões nos provetes sujeitos a temperaturas até aos 65°C, i.e. próximo da temperatura de transição vítrea da resina usada como agente adesivo entre o CFRP e as chapas de aço. Ainda assim, são visíveis na Figura 9 das diferenças entre as distribuições numericamente obtidas das experimentais. Contudo, percebe-se pelas outras distribuições dos outros provetes que se consegue uma boa aproximação dos resultados numéricos aos resultados experimentais fazendo-se notar uma maior extensão junto à extremidade carregada que vai baixando ao longo do comprimento de colagem. Mais ao centro do comprimento de colagem, o modelo, à semelhança dos resultados experimentais, mostra um patamar constante que é menor para o provete cujo comprimento de colagem é de 150 mm (CFRP/AÇO\_Lb150\_T20) e maior, por exemplo, nos provetes CFRP/AÇO\_Lb200\_T35|50 cujos comprimentos de colagem é de 200 mm. Após esse patamar, as extensões decrescem até se anularem na extremidade livre.

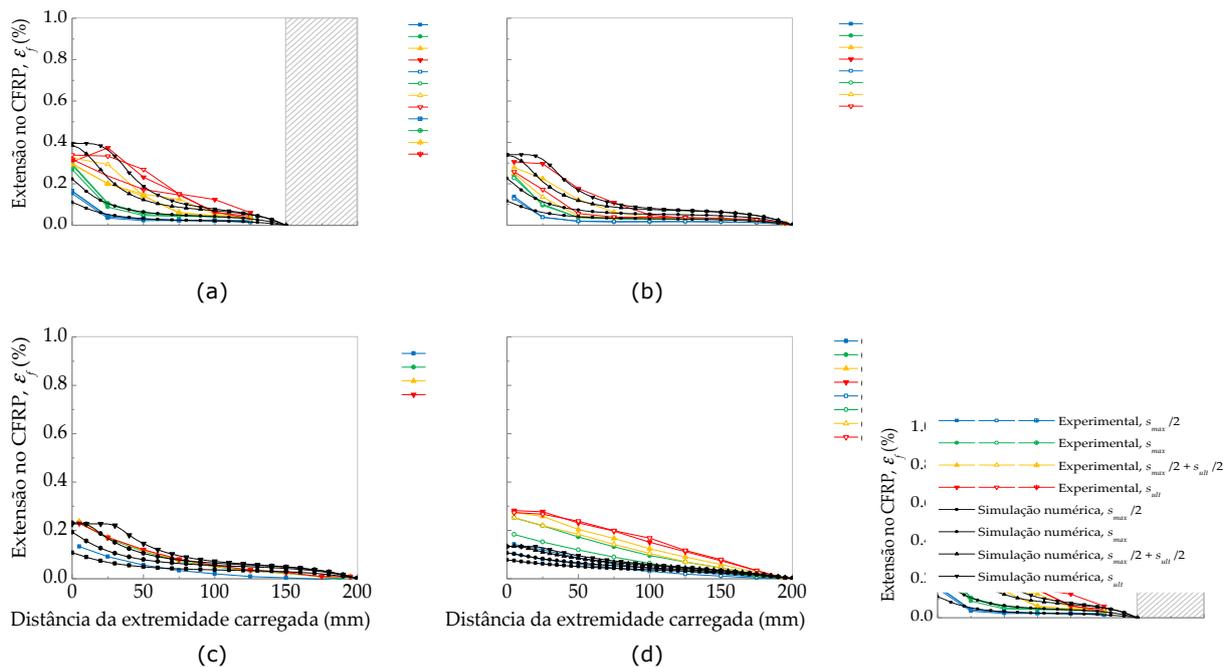


Figura 10 – Comparação experimental/modelação das distribuições das extensões no CFRP quando sujeitos à temperatura constante de: (a) 20°C; (b) 35°C; (c) 50°C; e (d) 65°C.

## 6 - CONCLUSÕES

Com base nos resultados alcançados, as seguintes conclusões podem ser enumeradas:

- as forças máximas transmitidas ao compósito de CFRP são severamente afetadas pelo aumento de temperatura, especialmente quando se atinge ou se excede a temperatura de transição vítrea do agente adesivo, i.e. da resina epoxídica;
- o aumento da temperatura reduz as tensões de aderência máximas na ligação CFRP/aço. Apesar de não se ter verificado experimentalmente, provavelmente devido ao pouco tempo a que os provetes estiveram expostos à temperatura antes de serem carregados até à rotura, a transferência de tensões entre materiais fica comprometida pelo que, o modelo proposto, estima tensões nulas para temperaturas superiores à temperatura de transição vítrea do agente adesivo;
- o aumento da temperatura faz com que as tensões de aderência se desenvolvam por um comprimento de colagem maior pelo que, os 200 mm utilizados (limitados pela câmara de temperatura) poderão não ter sido suficientes para determinar a lei de aderência completa da ligação nessas condições. Sugere-se que, por isso, os resultados numéricos destes ensaios (T = 65°C, 80°C e 90°C) são aqueles que se desviam mais dos resultados obtidos experimentalmente;
- o modelo proposto necessita de uma base de dados maior do que aquela utilizada neste estudo (12 provetes ensaiados) de modo a conseguir refinar todos os parâmetros nele considerados.

Dessa forma, garantir-se-á que os resultados obtidos a partir deste modelo de aderência tenham não só um significado estatístico mais relevante como também aumentará a fiabilidade do mesmo.

## **AGRADECIMENTOS**

O primeiro autor agradece o apoio financeiro concedido pelo UNIDEMI no âmbito do seu Projeto Estratégico UID/EMS/00667/2019 e à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) pela bolsa de pós-doutoramento SFRH/BPD/111787/2015, que possibilitaram o desenvolvimento de algumas partes deste estudo.

## **REFERÊNCIAS**

- Al-Mosawe, A., Al-Mahaidi, R., Zhao, X.L. (2015). Effect of CFRP properties, on the bond characteristics between steel and CFRP laminate under quasi-static loading, *Construction and Building Materials*, 98, 489-501.
- Biscaia, H.C., Chastre, C., Viegas, A., Franco, N. (2015a). Numerical modelling of the effects of elevated service temperatures on the debonding process of FRP-to-concrete bonded joints, *Composites Part B: Engineering* 70, 64-79.
- Biscaia, H.C., Chastre, C., Silva, M.A.G. (2015b). Bond-slip model for FRP-to-concrete bonded joints under external compression, *Composites Part B: Engineering* 80, 246-259.
- Biscaia, H.C., Chastre, C., Borba, I.S., Silva, C. e Cruz, D. (2016). Experimental evaluation of bonding between CFRP laminates and different structural materials, *Journal of Composites for Construction* 20(3), 04015070.
- Biscaia, H. e Chastre, C. (2018a). Theoretical analysis of fracture in double overlap bonded joints with FRP composites and thin steel plates, *Engineering Fracture Mechanics* 190, 435-460.
- Biscaia, H. e Chastre, C. (2018b). Design method and verification of steel plate anchorages for FRP-to-concrete bonded interfaces, *Composite Structures* 192, 52-66.
- Cervenka V., Jendele L., Cervenka J. ATENA Program Documentation – Part 1 – Theory. Cervenka Consulting, Prague, May, 2016.
- Fawzia, S., Al-Mahaidi, R., Zhao, X.L. (2006). Experimental and finite element analysis of a double strap joint between steel plates and normal modulus CFRP, *Composite Structures*, 75(1-4), 156-162.
- Fawzia, S., Zhao, X.L., Al-Mahaidi, R. (2009). Bond-slip models for double strap joints strengthened by CFRP, *Composite Structures*, 92(9), 2137-2145.
- Model Code 2010, First complete draft, Volume 1, The International Federation for Structural Concrete (fib), March 2010.
- National Research Council Advisory Committee (CNR-DT 202/2005), Technical recommendations for construction guidelines for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures (Metallic structures), Rome, CNR June 2007.
- Dai, J., Ueda, T. e Sato, Y. (2006). Unified analytical approaches for determining shear bond characteristics of FRP-concrete interfaces through pullout tests, *Journal of Advanced Concrete Technology* 4(1), 133-145.
- Dai, J.G., Gao, W.Y., Teng, J.G. (2013). Bond-slip model for FRP laminates externally bonded to concrete at elevated temperature, *Journal of Composites for Construction*, 17(2), 217-228.
- Li, S., Zhu, T., Lu, Y., Li, X. (2016). Effect of temperature variation on bond characteristics between CFRP and steel plate, *International Journal of Polymer Science*, Article ID 5674572, 8 pages.
- Xia, S.H., Teng, J.G. (2005). Behaviour of FRP to steel bonded joints, J.F. Chen, J.G. Teng (Eds.), *Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (2005)*, 419-426.
- Yang, Y., Biscaia, H., Chastre, C. e Silva, M.A.G. (2017). Bond characteristics of CFRP-to-steel joints, *Journal of Constructional Steel Research* 138, 401-419.



## **MONITORIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS OCUPANTES EM EDIFÍCIOS RESIDENCIAIS - UM CASO DE ESTUDO**

### **MONITORING OCCUPANT BEHAVIOUR IN A RESIDENTIAL BUILDING CONTEXT - A CASE STUDY**

Pereira, Pedro F.; *CONSTRUCT-LFC, Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto, fpfp@fe.up.pt*

Ramos, Nuno M. M.; *CONSTRUCT-LFC, Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto, nuno.ramos@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

Em edifícios residenciais, a instalação de um sistema de monitorização não é uma tarefa fácil. O sistema de monitorização tem que ser quase impercetível para os ocupantes, não exigir grandes operações de manutenção, coletar os dados que se pretendem de forma precisa e fiável e evitar o seu posicionamento em zonas sujeitas a eventos singulares e irrelevantes para o estudo. Estes requisitos são difíceis de serem alcançados simultaneamente sendo alguns deles frequentemente negligenciados de forma consciente ou não. Além disso, os dados obtidos têm frequentemente alguns períodos corrompidos, lacunas ou valores extremos. Em edifícios residenciais com sistemas de gestão e automação (domótica) que têm como base do seu funcionamento os dados monitorizados, estes problemas podem ser críticos pondo em causa o objetivo destes sistemas relacionado com a redução do consumo de energia e maximização do conforto térmico e qualidade de ar interior. Assim, este trabalho apresenta-se como uma contribuição para melhorar as futuras campanhas de monitorização e o funcionamento dos sistemas de domótica. Para tal, este estudo concentra-se na: análise do impacto que o posicionamento dos sensores e os intervalos de medição provocam na precisão dos dados; deteção de dados corrompidos e uma maneira de evitar que estes deturpem o funcionamento de sistema de domótica. Os dados utilizados para este estudo foram obtidos numa campanha residencial durante dois anos. No final, foi possível concluir que algumas posições de sensores simplesmente não recolhem os dados pretendidos. Concluiu-se também que a existência de um trabalho de pré-processamento dos dados anterior à construção das bases de dados é essencial para evitar que o sistema interprete mal os dados recolhidos.

#### **ABSTRACT**

In a residential building context, the installation of a monitoring system to collect occupant behaviour data is not an easy job. The monitoring system has to be almost imperceptible to occupants, work well with a low need of maintenance and collect accurate data. These requirements are difficult to be achieved simultaneously. Furthermore, the data collected have some corrupted periods, gaps or outliers. In residential buildings with management and automation systems that are based on the monitored data, these problems can be critical, jeopardizing the purpose of these systems related to the reduction of energy consumption and maximization of thermal comfort and quality of indoor air. Thus, this work presents a contribution to the improvement of future monitoring campaigns. This study focuses in the analysis of the impact of sensors position on the accuracy of the data, the detection of bad data and a way to avoid it to trick the building management system. The data used in this study was collected in a two-year residential monitoring campaign. In the end, it was possible to conclude that some sensors positions simply do not collect the intended data.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

O consumo de energia pode ser dividido por setor de atividade sendo que a cota dos edifícios varia, situando-se próximo dos 40% nos Estados Unidos da América (EUA) e Europa (2010/31/EU 2010) e em cerca de 30% na generalidade dos países do sul da europa dos quais Portugal faz parte (Garrido-Soriano et al. 2012; INE e DGEG 2011).

Por imposição da UE, os estados membros terão que transpor para a regulamentação interna a Diretiva Europeia sobre o Desempenho Energético (EPBD) transcrita na Diretiva 2010/31/EU (2010). Esta diretiva estabelece um conjunto de metas para cumprir até 2020 que implicam uma redução dos consumos de energia e emissões de CO<sub>2</sub> em 20% e um peso mínimo de 20% das energias renováveis como fonte de energia. Entre as medidas sugeridas pela Diretiva 2010/31/EU (2010) está o incremento do uso de sistemas de controlo ativos e sistemas inteligentes que potenciem a eficiência energética dos edifícios novos ou alvo de grandes renovações. Em particular, a nova EPBD fomenta a

utilização de “sistemas de automatização, controlo e monitorização, destinados a poupar energia”. É neste contexto que surge o estudo do comportamento dos ocupantes, que tem vindo a merecer a atenção de cada vez mais investigadores (D’Oca, Hong, e Langevin 2018), contribuindo para uma redução efetiva dos consumos de energia. Estes estudos, de acordo com os autores Jia, Srinivasan, e Raheem (2017), tem como fundamento a solução de dois problemas: um relacionado com a fase de projeto dos edifícios, tentando diminuir-se o desfasamento entre o desempenho energético real do edifício e o simulado na fase de conceção; e o outro relacionado com a fase de serviço, contribuindo para a melhoria dos sistemas de gestão de energia e automatização dos edifícios. O estudo do comportamento dos ocupantes pressupõe a sua medição de acordo com Yan et al. (2015). Assim, as abordagens de monitorização dos ocupantes podem ser divididas em três categorias principais: campanhas *in situ*, inquéritos e entrevistas e estudos laboratoriais. A medição realizada de acordo com o primeiro processo é não intrusiva, permitindo monitorizar comportamentos não distorcidos ou condicionados. Os restantes já podem sofrer algum desvio face ao comportamento natural dos ocupantes. Contudo existem na bibliografia diversos estudos relatando problemas relacionados com os trabalhos que contemplam campanhas de monitorização *in situ*. É neste âmbito que surge o presente trabalho com o objetivo de se divulgarem as dificuldades e as descobertas de uma campanha de monitorização ocorrida durante 2 anos de uma fração residencial ocupada.

## 2 - ESTADO DA ARTE

Apesar dos estudos com campanhas de monitorização *in situ* serem os mais utilizados pela comunidade científica, existem diversas dificuldades que lhe são associadas, não sendo fácil a sua aplicação num contexto residencial. O sistema de monitorização tem que ser quase impercetível para os ocupantes, funcionar bem com poucas necessidades de manutenção e registar valores com precisão. Estes requisitos são difíceis de serem alcançados simultaneamente pelo que alguns têm que ser desvalorizados em função de outros. Para além disto, há sempre o risco de os dados recolhidos possuírem períodos corrompidos e períodos sem medição o que exige um trabalho de pré-processamento de dados por vezes muito trabalhoso. Existe também a dificuldade na escolha dos sensores ideais para o estudo que se pretende desenvolver. Há uma grande variabilidade no mercado de módulos de sensores comerciais (Messerve et al. 2010) e de sensores prontos a serem montados em Arduíno (Ali et al. 2016), devendo a sua escolha ter em conta principalmente a fiabilidade, precisão, resolução, autonomia e o tempo de resposta. A disposição dos sensores no caso de estudo é também frequentemente um fator preponderante.

No trabalho de Kabele et al. (2011) foi estudada a influência da localização dos sensores de temperatura no consumo de energia do sistema de aquecimento com controlo através dos valores registados nesse mesmo sensor. Os valores de diferenças de temperatura nas diferentes localizações dos sensores superaram 1,5°C num quarto com cerca de 15m<sup>2</sup>.

No estudo de Du et al. (2015), foram avaliadas as temperaturas do ar em 7 locais de um compartimento com cerca de 110 m<sup>2</sup> a duas alturas (0,1m e 1,1m). O consumo de energia e o conforto térmico foram avaliados em função das diferentes posições dos sensores de temperatura. Os resultados obtidos mostram que a posição habitual para colocação de um sensor de temperatura (perto da grelha de extração do ar do sistema de HVAC) não é a melhor.

Os autores Yoganathan et al. (2018) usaram técnicas como análise de cluster, perda de informação e o princípio de Pareto para otimizar um estudo de caso. Eles reduziram a quantidade inicial de sensor em 80%, correspondendo a 1 sensor por 183 m<sup>2</sup>. Os sensores utilizados mediram três parâmetros ambientais internos, como temperatura, humidade e luminância.

Mahyuddin e Awbi (2012) estudaram a influência da posição dos sensores de CO<sub>2</sub> no valores medidos e na sua representatividade do compartimento em que se inserem. Foram analisados diferentes estudos em ambiente residencial, educacional e de escritórios, tendo conseguido retirar ensinamentos sobre as posições ideais para os sensores de CO<sub>2</sub>.

O projeto E3SoHo (Messerve et al. 2010), que teve como objetivo a diminuição dos consumos de habitações sociais, resume os principais sensores utilizados numa monitorização residencial. No âmbito do projeto, foram avaliados os sensores disponíveis no mercado tendo-se analisado e comparado algumas das suas características (rever isto reduzir e introduzir informação mais válida):

O trabalho desenvolvido por Hnat et al. (2011) deu origem a um guia para a monitorização de edifícios residenciais. O trabalho teve como base 10 estudos anteriores dos autores em cerca de 20 edifícios com um uso superior a 1200 sensores. Foram criadas recomendações ao nível do sistema de alimentação, comunicação, interferência dos ocupantes, ações de manutenção/aquisição de dados, registos dos ocupantes e sobre o tipo de sensores a usar.

No estudo dos autores Rainald e Fernando (2005), foi desenvolvida uma metodologia baseada em simulações 3D CFD, para se detetar a localização ideal dos sensores utilizando-se com um número mínimo de modo a otimizar-se a deteção de materiais perigosos em blocos residenciais.

Os autores David, Idasiak, e Kratz (2007) referem que um sensor é caracterizado por vários parâmetros que são a zona que ele cobre, a precisão da sua medição nessa zona, o seu posicionamento e as perturbações às quais ele é sensível. A zona coberta pode ser muito variável entre vários sensores. Para sensores como os PIR ou as câmaras, essa zona é o campo de visão, para um sensor de contato essa zona é reduzida a um ponto. Assim, surgiu o conceito de zona eficiente, isto é, a zona em que cada sensor pode fornecer informação sobre o fluxo que mede. Além disso, para representar a precisão das medições efetuadas, essa zona eficiente também deve ter uma distribuição espacial da confiabilidade e precisão de medição. São previamente identificadas as zonas a ser monitorizadas e as zonas que podem ser desprezadas. A otimização do número de sensores foi alcançada através do uso do algoritmo genérico proveniente do método de Branch and Bound através do MATLAB.

Os autores Vlasenko, Nikolaidis, e Stroulia (2015) criaram uma metodologia semi-automática que gera uma distribuição de sensores que detetam o movimento e localização dos ocupantes num ambiente residencial, otimizando o número de senhores e a confiabilidade dos resultados obtidos. Este trabalho foi desenvolvido em ambiente residencial.

No trabalho de Shimosaka et al. (2016) foi executado um estudo empírico para a otimização do número dos sensores de modo a obterem-se dados precisos e fiáveis acerca da posição e movimento dos ocupantes de uma fração habitacional com cerca de 60m<sup>2</sup>. Inicialmente foram instalados 38 sensores e depois de serem analisados os dados desses sensores, foi proposta uma otimização do seu número através da remoção dos sensores redundantes.

Fanti et al. (2017) foi proposta uma metodologia para apoiar a decisão de disposição de sensores de movimento em ambiente residencial. Foram utilizados 8 tipos de sensores PIR com custos e características diferentes, possibilitando a metodologia proposta uma otimização.

Lu, Qing-ling, e Yi-Ju (2017) utilizam bases de dados de habitações localizadas em 5 cidades. Estas bases de dados foram criadas através de sensores de movimento, temperatura e estado de janelas e portas para testar uma metodologia de reconhecimentos das atividades dos seus ocupantes. A metodologia proposta foi comparada com outras metodologias de deteção dos ocupantes, tendo a metodologia proposta obtido melhores resultados em diversas ações.

De acordo com Yi e Li (2012), a otimização da localização do sensor deve ser personalizada, pois uma técnica usada num caso de estudo específico não terá sucesso garantido noutro estudo. Para reduzir este tipo de erros, existem muitos métodos: aplicar as restrições na função objetivo; e agilizar o processo de otimização; aplicando as técnicas avançadas de análise artificial.

O presente estudo difere dos acima citados, pois avalia a influência do posicionamento dos sensores de temperatura e humidade relativa no estudo do impacto das atividades diárias dos ocupantes num apartamento residencial.

### **3 - MÉTODO**

#### **3.1 - Caso de estudo**

O caso de estudo base, alvo de monitorização, foi uma fração habitacional de um prédio multifamiliar localizado no Porto. A fração possui um sistema de ventilação mecânica centralizada (MEV) com bocas de extração nas três instalações sanitárias e um sistema a duas velocidades na cozinha, com um caudal fixo e um caudal máximo nas horas das refeições. Só existem aberturas específicas para a entrada de ar na lavandaria, sendo as restantes entradas de ar efetuadas pelas infiltrações das caixilharias. O caso de estudo foi monitorizado durante 2 anos, tendo-se instalado sensores de temperatura e humidade relativa no compartimento correspondente ao quarto principal (R1) e à sua instalação sanitária (W1) de acordo com o indicado na Figura 1.

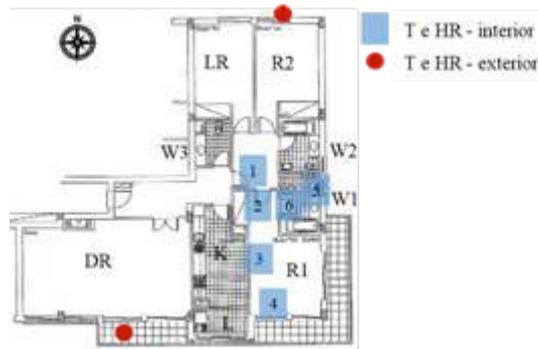


Figura 1 – Distribuição de sensores no caso de estudo.

Complementarmente, foram também usados dados da estação meteorológica do Departamento de Proteção Civil da Câmara Municipal do Porto, disponível no seguinte sítio:

<https://www.wunderground.com/personal-weather-station/dashboard?ID=IPORTOPO9>.

Tendo por base os parâmetros interiores monitorizados de temperaturas (T) e humidade relativa (HR), foram calculadas as pressões parciais de vapor de água de acordo (P) com Künzle (1995) e as diferenças de pressão ( $\Delta P$ ).

### 3.2 - Metodologia usada

Neste estudo foram avaliados os impactos de as ações dos ocupantes (ADL) provocam nos valores ambientais interiores ao nível da temperatura e pressão parcial de vapor de água em função dos valores medidos nos sensores distribuídos de acordo com o indicado na Figura 1. Foram avaliadas as ações de abertura das janelas no quarto principal (A1) e a ação de tomar banho (A2). A metodologia seguida neste estudo está resumida na Figura 2. Foi criada uma base de dados com a ocorrência de ações dos ocupantes assim como uma base de dados com os parâmetros ambientais medidos pelo sistema de monitorização ao nível da temperatura e humidade relativa e dos parâmetros calculados como a pressão de vapor e o excesso de pressão. Através da análise dos instantes após a ocorrência das ações foi possível estabelecer uma correlação entre as ações e as variações que estas provocam em alguns parâmetros através do coeficiente de Spearman. Estabelecida esta relação, foi possível identificar os impactos das ações dos ocupantes ao nível dos seguintes parâmetros: T e P em função do tipo de ação analisada. Posteriormente, quantificaram-se esses impactos.

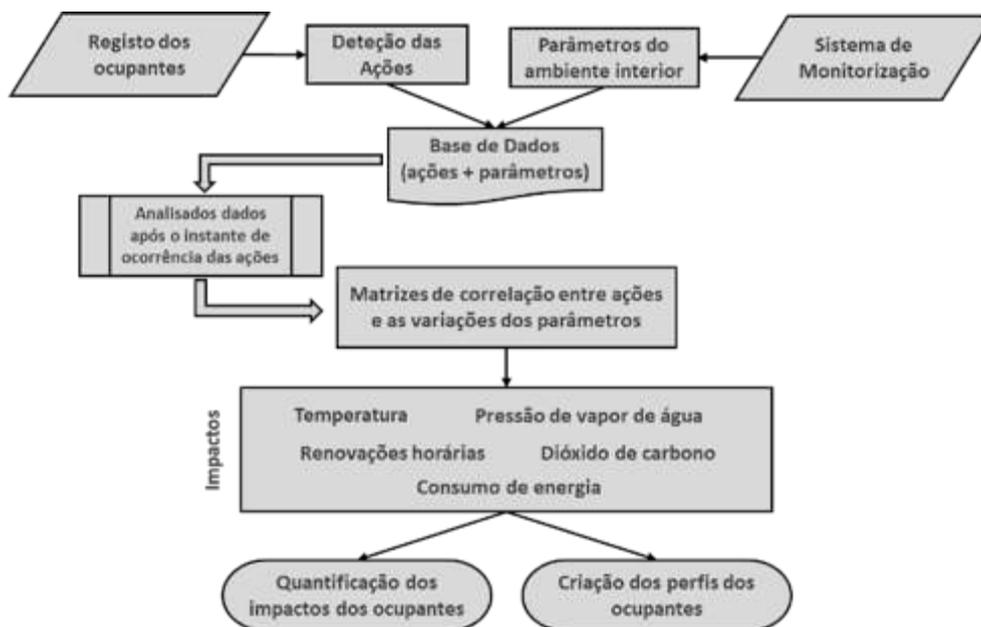


Figura 2 – Metodologia utilizada no estudo para a deteção dos impactos dos ocupantes.

Como referido, o estudo dos ocupantes será avaliado tendo por base as variações que as ações dos ocupantes provocam nos parâmetros medido/calculados. Deste modo, criaram-se dois novos parâmetros: a diferença da temperatura interior ( $\Delta T_i$ ) e a diferença da pressão de vapor interior ( $\Delta P_i$ ). Estes parâmetros variação foram obtidos através das equações (1) e (2), respetivamente:

$$\Delta T_i = T_{(t)} - T_{(t-1)} \quad (1)$$

Onde:

T – temperatura interior por sensor (°C)

t – instante de registo de dados

t-1 – instante de registo de dados anterior

$$\Delta P_i = P_{(t)} - P_{(t-1)} \quad (2)$$

Onde:

P – pressão parcial de vapor de água interior por sensor (Pa)

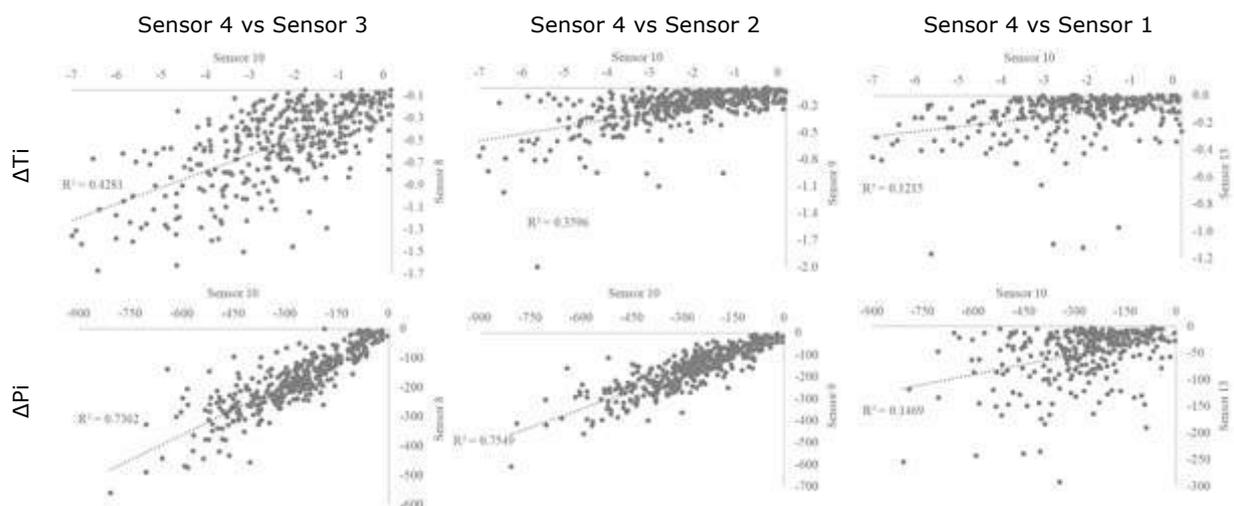
#### 4 - RESULTADOS

A análise de correlação entre a ação A1 e os seus hipotéticos impactos na temperatura e pressão parcial de vapor de água nos sensores localizados nas posições 1, 2, 3 e 4 foi avaliada a partir dos coeficientes de Spearman. Foram encontradas correlações com significância estatística entre a abertura da janela e os seguintes parâmetros:

- $\Delta T_i$  nos sensores 1, 2, 3 e 4;
- $\Delta P_i$  nos sensores 1, 2, 3 e 4.

As correlações com o sensor 1 apenas apresentaram significância estatística no nível 0,05 (bilateral) enquanto com os restantes sensores há significância estatística ao nível 0,01 (bilateral). Os coeficientes de correlação encontrados para os parâmetros de  $\Delta T_i$  e  $\Delta P_i$  do sensor na posição 2 são inferiores aos sensores das posições 4 e 3. Contudo, devido ao facto de não se terem obtidos coeficientes de correlação considerados elevados de acordo com Hinkle, Wiersma, e Jurs (2003) (superiores a 0,7), esta correlação pode não implicar uma relação direta de ação/efeito, podendo tratar-se apenas de uma coincidência temporal. Deste modo, reduziu-se a incerteza correlacionando os sensores entre si face às variações registadas nos parâmetros de T e P ( $\Delta T_i$  e  $\Delta P_i$ , respetivamente). Encontrou-se uma tendência com aproximação linear, sendo o valor dos impactos menor à medida que o sensor se afasta da janela. Na Tabela 1 pode-se observar esta correlação e o seu R2 com uma regressão linear. Os valores apresentados na Tabela 1 indiciam a existência de uma tendência clara dos parâmetros de  $\Delta T_i$  e  $\Delta P_i$ , correlacionando os sensores apresentados.

Tabela 1 – Gráficos de dispersão entre os valores dos parâmetros  $\Delta T_i$  e  $\Delta P_i$  dos impactos da abertura das janelas na R1.



Relativamente à quantificação dos impactos da abertura das janelas no compartimento R1, pode-se observar na Figura 3 os parâmetros cuja correlação com a ação A1 foi identificada. Os valores apresentados correspondem às diferenças de T e P ( $\Delta T_i$  e  $\Delta P_i$ , respetivamente) nos sensores 4, 3 e 2 registadas desde a ocorrência da ação até à estabilização dos parâmetros por influência desta ação. Pode-se observar que o sensor 4 é o que mais se altera em valor absoluto (Figura 3). Este sensor

está localizado na ombreira da janela onde a ação é efetuada. O sensor 3 é o segundo a sofrer maior influência da ação de abertura de janelas, encontrando-se no mesmo compartimento da ação, mas a cerca de 2 m de distância da janela. Assim, ao nível da temperatura, os impactos são cerca 10 vezes inferiores no sensor 8 face aos registados no sensor 4. No que respeita à pressão parcial de vapor de água, as diferenças dos impactos registados nos sensores 4 e 3 são menos notórias, sendo na mesma ordem de grandeza como se pode observar na Figura 3. É observável que os impactos vão diminuindo à medida que o sensor se afasta das janelas abertas sendo que o sensor fora do compartimento (sensor 1) já não regista os impactos desta ação. A representação gráfica do descrito está apresentada na Figura 4 com a inclusão dos percentis 5, 50 e 95 (P5, P50 e P95, respetivamente) das variações registadas, por influência da ação.

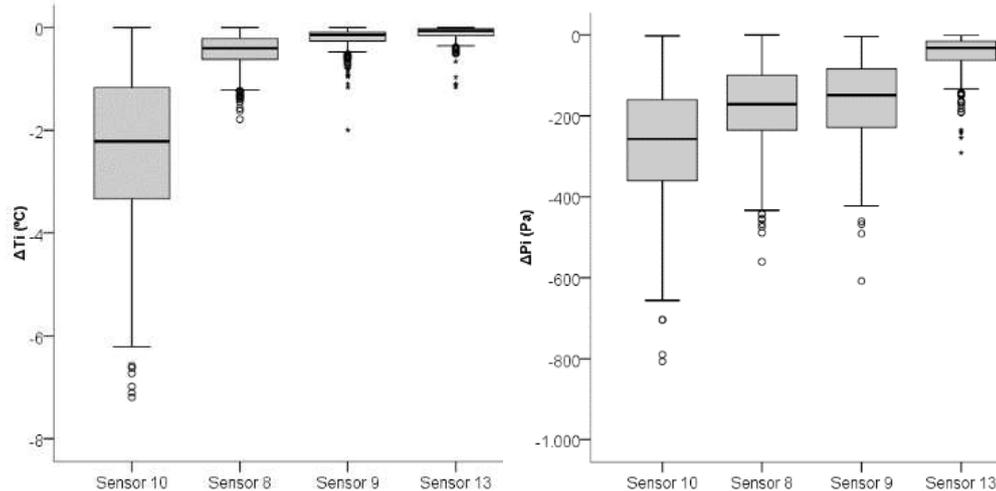


Figura 3 – Impactos da ação de abrir as janelas no compartimento R1 ao nível de  $\Delta T_i$  e  $\Delta P_i$  e  $\Delta CO_2i$ .

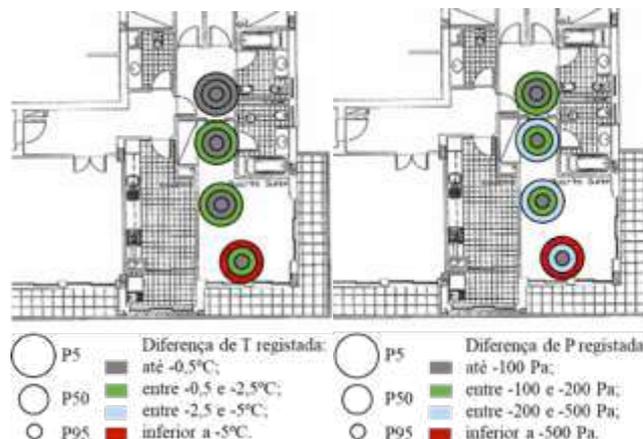


Figura 4 – Impactos da ação de abrir as janelas no compartimento R1.

A análise dos impactos da ação de tomar banho na instalação sanitária W1 ao nível da temperatura e pressão de vapor de água, nos sensores localizados nas posições 5, 6, 2 e 1, foi efetuada através dos coeficientes de correlação de Spearman. Foram encontradas correlações com significância estatística entre a abertura da janela e os seguintes parâmetros:

- $\Delta T_i$  nos sensores 11, 12, 9 e 13;
- $\Delta P_i$  nos sensores 11, 12, 9 e 13.

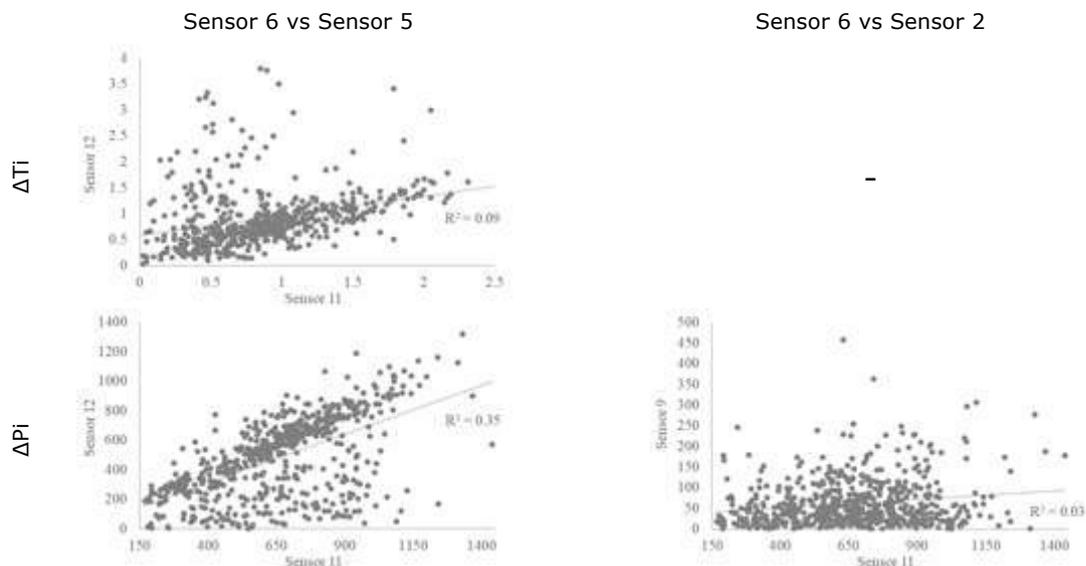
O valor da correlação foi consideravelmente mais elevado para os parâmetros registados nos sensores localizados dentro do compartimento W1 (sensor 5 e 6) do que nos sensores localizados no exterior do compartimento W1 (sensor 2 e 1) tendo o valor mais elevado sido obtido para o sensor 11. No entanto, nenhum valor do coeficiente de Spearman foi superior a 0,7 pelo que se optou por correlacionar os parâmetros dos diferentes sensores entre si.

Ao nível da temperatura ( $\Delta T_i$ ) os sensores localizados no interior da instalação sanitária mostraram uma correlação moderada de acordo com Hinkle, Wiersma, e Jurs (2003). Podendo-se observar na Tabela 2 que existe uma correlação entre os valores de  $\Delta T_i$  dos dois sensores. É também possível

observar que o  $R^2$  da aproximação com uma regressão linear entre os sensores 6 e 5 é muito reduzido, observando-se a existência de alguns valores bastante acima da regressão linear. Este facto é justificável com a influência da radiação solar no compartimento, estando o sensor 5 muito próximo da janela. Contudo, é possível observar na Tabela 2 uma correlação clara entre os sensores 5 e 6 quando os valores de  $\Delta T_i$  do sensor 5 não superam os  $1,5^\circ\text{C}$ . Os sensores localizados no interior da W1 (5 e 16) não apresentaram uma correlação com significância estatística com os sensores localizados na posição 2 e 1, ao nível de  $\Delta T_i$ . Por sua vez os sensores 2 e 1, apresentam uma correlação moderada entre si. Assim, considera-se que apenas os sensores localizados no interior do compartimento é que registam os impactos da ação tomar banho ao nível da temperatura.

Ao nível da pressão de vapor de água, foi encontrada uma correlação moderada entre o sensor 6 e o sensor 5. Esta correlação pode ser observada na Tabela 2, assim como a existência de vários valores fora da tendência justificável com a influência que a radiação solar tem no sensor 12. Existe ainda uma correlação com significância estatística entre os sensores da W1 (5 e 6) e o sensor 2 ao nível de  $\Delta P_i$ . Contudo, como se pode observar na Tabela 2, a aproximação da correlação com uma regressão linear não existe. Como indicado para o parâmetro  $\Delta T_i$ , os sensores 2 e 1 também estão moderadamente correlacionados entre si aquando da ocorrência da ação tomar banho da W1.

Tabela 2 – Gráficos de dispersão entre os valores dos parâmetros  $\Delta T_i$  e  $\Delta P_i$  dos impactos do banho na W1.



Relativamente à quantificação dos impactos, apresentam-se na Figura 5 as variações dos parâmetros de T e P ( $\Delta T_i$  e  $\Delta P_i$ , respetivamente) registadas nos sensores nas localizações 5 e 6 por impacto da ocorrência da ação de tomar banho no compartimento W1 e a  $\Delta P_i$  no sensor 2. Observa-se que existem diversos valores atípicos no sensor 12. Como já referido estes valores existem pela influência da radiação solar no vão envidraçado da janela. No entanto, os quartis 1, 2 e 3 são muito aproximados entre os sensores da W1 (5 e 6). Assim, considera-se que o ato de tomar banho impacta positivamente a temperatura do compartimento W1 até  $2^\circ\text{C}$  estando a mediana perto dos  $0,75^\circ\text{C}$ . Relativamente à variação da pressão no sensor 11, foram registados impactos positivos de até perto de  $1250\text{Pa}$  estando a mediana perto dos  $700\text{Pa}$ . Existem valores de  $\Delta P_i$  muito baixos (perto de nulos) no sensor 5 que podem corresponder a atos de tomar banho com a janela aberta. Foi ainda encontrada uma pequena variação positiva da variação da pressão na localização 9 com valores máximos de perto de  $250\text{Pa}$ , sendo a mediana de cerca de  $50\text{Pa}$ . Estas variações são muito inferiores às registadas no interior da W1 (sensores 11 e 12).

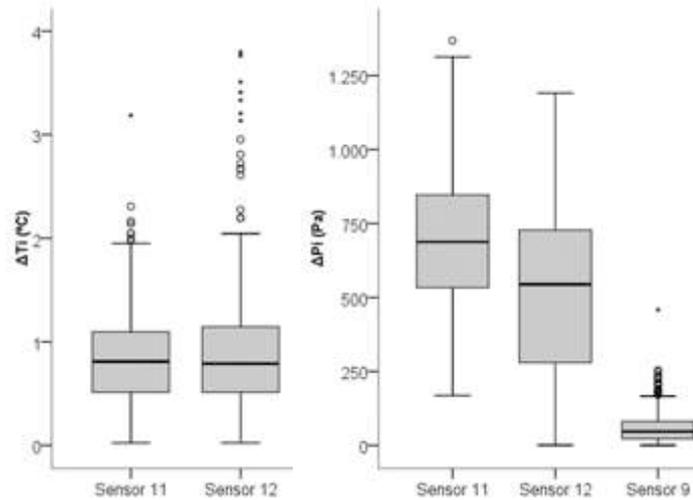


Figura 5 – Impactos da ação de tomar banho no compartimento W1 ao nível de  $\Delta T_i$  e  $\Delta P_i$ .

Os sensores localizados no interior do compartimento W1 (5 e 6) possuem uma correlação positiva moderada entre si, à semelhança do que acontece com os sensores localizados fora do compartimento W1 (sensores 1 e 2) para os dois parâmetros avaliados ( $\Delta T_i$  e  $\Delta P_i$ ). Desta forma pode-se assumir que os impactos de tomar banho no compartimento W1 ficam praticamente confinados ao compartimento, havendo uma variação dos parâmetros nos sensores exteriores ao compartimento W1, correlacionados entre si. Há motivos para tal se verificar:

Hábito dos ocupantes de manter a porta da W1 fechada durante o banho e nos instantes que o sucedem;

Existência de coincidência temporal entre o ato de tomar banho na W1 e a abertura das janelas do R1 (Figura 6), existindo por isso dupla influência de ações no sensor da posição 9 e em sentido inverso (abertura da janela na R1 correlaciona-se negativamente a  $\Delta P_i$  do sensor 2 e o ato de tomar banho, correlaciona-se positivamente).

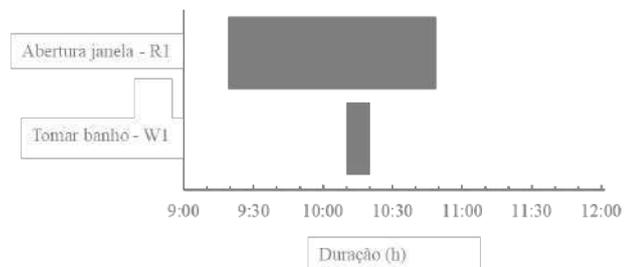


Figura 6 – Coincidência temporal entre as ações “janela aberta R1” e “tomar banho W1”.

A representação gráfica dos impactos da ação de tomar banho do compartimento W1 está apresentada na Figura 7 com a inclusão dos percentis 5, 50 e 95 ( $P_5$ ,  $P_{50}$  e  $P_{95}$ , respetivamente) das variações registadas, por influência da ação.

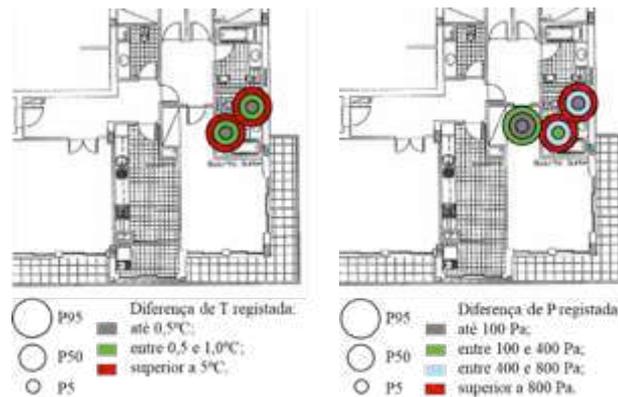


Figura 7 – Impactos da ação de tomar banho no compartimento W1.

## 5 - DISCUSSÃO

As ações dos ocupantes de edifícios residenciais podem ser correlacionadas com os impactos que essas ações têm no ambiente interior utilizando-se os coeficientes de Spearman (ró de Spearman -  $\rho$ ). Os coeficientes de Spearman são os mais aconselhados para relacionar variáveis categóricas com variáveis contínuas cuja distribuição não é normal. Contudo, neste tipo de estudos, para se conseguir um coeficiente de Spearman elevado é necessário tratar os dados monitorizados de modo a que se consiga correlacionar as ações com os impactos.

Uma vez que existe um conjunto de ações a ocorrer em simultâneo no edifício, é importante perceber quais os sensores que detetam os impactos específicos de cada ação, podendo recorrer-se a regressões lineares entre o mesmo parâmetro medido e diferentes sensores, percebendo-se assim se existe correlação entre os valores medidos. Esta estratégia possibilita também a hierarquização dos impactos em função da sua magnitude relativamente a uma ação. A hierarquização é possível devido à monitorização de parâmetros interiores através de sensores colocados em diferentes locais da fração em estudo e, como tal, localizados a diferentes distâncias do ponto onde ocorre a ação. Neste caso de estudo concreto foi possível perceber que o impacto das ações ficou circunscrito ao compartimento onde a ação ocorreu tendo-se verificado diferenças elevadas entre os impactos medidos pelos sensores localizados perto do local de ocorrência das ações e os sensores mais afastados. Por exemplo, no caso da abertura de janelas no compartimento R1 verificou-se que o sensor localizado a cerca de 20cm do local onde ocorre a ação mediu impactos com uma magnitude cerca de 10 vezes superior à detetada por outro sensor distanciado a cerca de 2 metros deste e, como tal, da ação. Assim, considera-se que a existência de um único sensor por compartimento não é garantia de sucesso para o estudo do comportamento dos ocupantes, considerando-se importante a monitorização de todos os compartimentos onde ocorrem as ações dos ocupantes com maior impacto na habitação de modo a ser possível fornecer uma base de dados precisa aos sistemas de domótica. No mesmo sentido, o recurso a bases de dados generalistas do comportamento dos ocupantes de edifícios residenciais levará a funcionamentos deficientes dos sistemas de domótica e a simulações numéricas pouco precisas e realistas.

## 6 - CONCLUSÃO

No presente caso de estudo, foi possível perceber que os impactos das ações variam bastante em função da distância a que o sensor está do foco da ação. Por exemplo, foi identificado que a ação de abertura de janelas do quarto R1, tem um impacto em média cerca de 10 vezes superior numa zona perto da janela face a uma zona distanciado a cerca de 2 metros. Foi também possível observar que, as ações de abrir as janelas, tomar banho, aquecer e cozinhar, que ocorrem nos compartimentos de serviço onde existem sistemas de extração mecânica e nos compartimentos principais, ficaram circunscritas a estes compartimentos.

A posição dos sensores revelou ser importante para o conhecimento que se consegue extrair nos dados monitorizados. Assim, sensores localizados demasiado próximos de zonas singulares de um compartimento podem coletar valores longe da média desse compartimento, mas que são úteis para se obter informações específicas como a deteção de ações que ocorram sempre nessa zona e quantificar o seu impacto por área de influência.

A opção de colocar apenas um sensor por compartimento é arriscada porque os dados coletados podem ser muito influenciados por uma única ação. Em residências que possuam um sistema de automação (BAS) ou sistemas semelhantes (sistemas de gestão de energia - EMS ou sistemas de gestão do edifício - BMS), que usam os dados monitorados para gerir os sistemas, isso pode representar uma falha enorme. A percepção errada das condições internas fornecidas por um sensor que não coleta dados específicos de zonas extremas pode levar a patologias de construção, baixo conforto térmico e baixa qualidade do ar interno (CO<sub>2</sub> e outros poluentes). Por outro lado, se um BAS for "alimentado" apenas por sensores que coletam dados de zonas singulares, isso pode levar a uma interpretação incorreta do conforto térmico da generalidade do espaço e das condições de qualidade do ar interior. Em consequência, o BAS poderia promover alterações nos sistemas da habitação, consumindo energia que não era necessária.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado no âmbito do projeto "HOME ZERO", com referência POCI-01-0247-FEDER-017840, cofinanciado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (COMPETE 2020) e do Portugal 2020.

## REFERÊNCIAS

- 2010/31/EU, Directive. 2010. *Directive 2010/31/EU of the European Parliament and of the council of 19 May 2010 on the Energy Performance of Buildings*
- Ali, Akram Syed, Zachary Zanzinger, Deion Debose e Brent Stephens. 2016. "Open Source Building Science Sensors (OSBSS): A low-cost Arduino-based platform for long-term indoor environmental data collection". *Building and Environment* no. 100:114-126. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0360132316300476>.
- D'Oca, S., T. Hong e J. Langevin. 2018. "The human dimensions of energy use in buildings: A review". *Renewable and Sustainable Energy Reviews* no. 81:731-742. <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-85027558816&doi=10.1016%2fj.rser.2017.08.019&partnerID=40&md5=d10b6408f890100165480c42b1d31238>.
- David, Pierre, Vincent Idasiak e Frédéric Kratz. 2007. "A Sensor Placement Approach for the Monitoring of Indoor Scenes", em Berlin, Heidelberg.
- Du, Zhimin, Peifan Xu, Xinqiao Jin e Qiaoling Liu. 2015. "Temperature sensor placement optimization for VAV control using CFD-BES co-simulation strategy". *Building and Environment* no. 85:104-113. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0360132314004053>.
- Fanti, M. P., M. Roccotelli, G. Faraut e J. J. Lesage. 2017. "Smart placement of motion sensors in a home environment". Comunicação apresentada em 2017 IEEE International Conference on Systems, Man, and Cybernetics (SMC). 5-8 Oct. 2017.
- Garrido-Soriano, N., M. Rosas-Casals, A. Ivancic e M. D. Álvarez-Del Castillo. 2012. "Potential energy savings and economic impact of residential buildings under national and regional efficiency scenarios. A Catalan case study". *Energy and Buildings* no. 49:119-125. <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-84861832911&partnerID=40&md5=973148e727ada66fff245746dbf5fbf7>.
- Hinkle, D. E., W. Wiersma e S.G. Jurs. 2003. *Applied Statistics for the Behavioral Sciences*. Editado por Houghton Mifflin. 5th ed., Malawai Medical Journal. Boston.
- Hnat, T. W., V. Srinivasan, J. Lu, T. I. Sookoor, R. Dawson, J. Stankovic e K. Whitehouse. 2011. "The hitchhiker's guide to successful residential sensing deployments". Comunicação apresentada em 9th ACM Conference on Embedded Networked Sensor Systems, SenSys 2011, em Seattle, WA.
- INE, Instituto Nacional de Estatística e Direção Geral de Energia e Geologia DGEG. 2011. *Inquérito ao Consumo de Energia no Sector Doméstico 2010*.
- Jia, M., R. S. Srinivasan e A. A. Raheem. 2017. "From occupancy to occupant behavior: An analytical survey of data acquisition technologies, modeling methodologies and simulation coupling mechanisms for building

- energy efficiency". *Renewable and Sustainable Energy Reviews* no. 68:525-540. <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-84994000394&doi=10.1016%2fj.rser.2016.10.011&partnerID=40&md5=d8bc76cfaa73b5f0878e8321d6edb89>.
- Kabele, K., J. Bartoňová, M. Patakiová e K. Vavřínová. 2011. "Simulation in control system sensor location design". Comunicação apresentada em Proceedings of Building Simulation 2011: 12th Conference of International Building Performance Simulation Association.
- Künzel, Hartwig M. 1995. *Simultaneous Heat and Moisture Transport in Building Components*. Stuttgart.
- Lu, Lu, Cai Qing-ling e Zhan Yi-Ju. 2017. "Activity Recognition in Smart Homes". *Multimedia Tools and Applications* no. 76 (22):24203-24220. <https://doi.org/10.1007/s11042-016-4197-1>.
- Mahyuddin, N. e H. B. Awbi. 2012. "A review of CO 2 measurement procedures in ventilation research". *International Journal of Ventilation* no. 10 (4):353-370. <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-84859791880&partnerID=40&md5=4a57c8deb96d3129a931a1d0ad077d3f>.
- Messerve, Thomas, Krzysztof Duszczak, Nuno Martins, Piotr Dymarski, Haldor Samset, Nicolas Salmon, Régis Decorme e Manuel Ramiro. 2010. *E3SoHo - ICT for energy efficiency in social housings*.
- Rainald, Löhner e Camelli Fernando. 2005. "Optimal placement of sensors for contaminant detection based on detailed 3D CFD simulations". *Engineering Computations* no. 22 (3):260-273. <https://www.emeraldinsight.com/doi/abs/10.1108/02644400510588076>.
- Shimosaka, Masamichi, Osamu Saisho, Takuya Sunakawa, Hidenori Koyasu, Keisuke Maeda e Ryoma Kawajiri. 2016. "ZigBee based wireless indoor localization with sensor placement optimization towards practical home sensing\*". *Advanced Robotics* no. 30 (5):315-325. <https://doi.org/10.1080/01691864.2015.1132636>.
- Vlasenko, I., I. Nikolaidis e E. Stroulia. 2015. "The Smart-Condo: Optimizing Sensor Placement for Indoor Localization". *IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics: Systems* no. 45 (3):436-453.
- Yan, D., W. O'Brien, T. Hong, X. Feng, H. Burak Gunay, F. Tahmasebi e A. Mahdavi. 2015. "Occupant behavior modeling for building performance simulation: Current state and future challenges". *Energy and Buildings* no. 107:264-278. <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-84940513201&partnerID=40&md5=3d626d60485cc9a7b34f92bca19b1a57>.
- Yi, Ting-Hua e Hong-Nan Li. 2012. "Methodology Developments in Sensor Placement for Health Monitoring of Civil Infrastructures". *International Journal of Distributed Sensor Networks* no. 8 (8):612726. <http://journals.sagepub.com/doi/abs/10.1155/2012/612726>.
- Yoganathan, Duwaraka, Sekhar Kondepudi, Balaji Kalluri e Sumanth Manthapuri. 2018. "Optimal sensor placement strategy for office buildings using clustering algorithms". *Energy and Buildings* no. 158:1206-1225. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378778817304723>.



## **PRINCIPAIS DESAFIOS E DESENVOLVIMENTOS EM ENSAIOS PARA FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ENCHIMENTO À ESCALA REAL**

### **CHALLENGES AND MAIN FEATURES ON OUT-OF-PLANE TESTS OF FULL-SCALE INFILL MASONRY WALLS**

Arêde, António, *CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, aarede@fe.up.pt*

Furtado, André, *CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, afurtado@fe.up.pt*

Melo, José; *CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, josemelo@fe.up.pt*

Pinto, Nuno; *CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, npinto@fe.up.pt*

Rodrigues, Hugo, *RISCO - Escola de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Leiria, Departamento de Engenharia Civil, Leiria, Portugal, hugo.f.rodrigues@ipleiria.pt*

Varum, Humberto, *CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, hvarum@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

As ocorrências de vários episódios sísmicos nos últimos anos vêm evidenciando a vulnerabilidade das paredes de enchimento quando sujeitas a ações para fora do seu plano, em particular quando combinadas com ações no plano, existindo um reduzido número de ensaios sobre este tipo de elementos. Têm sido realizadas campanhas experimentais com o objetivo de caracterizar o comportamento sísmico destes elementos e de forma a avaliar a influência de diferentes variáveis, como a geometria, tipo de apoio, presença de aberturas, entre outros. No entanto, o número de estudos em paredes de alvenaria de enchimento em modelos à escala real é muito reduzido. Baseada nesta motivação, decorre uma campanha experimental no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) de ensaios de paredes de enchimento à escala real sujeitas a ações para fora-do-plano. A plataforma de ensaios inovadora desenvolvida tinha como base a aplicação de uma ação nas paredes de alvenaria para fora do plano com recurso a *airbags*. Esta plataforma foi recentemente melhorada e atualizada com um novo sistema de aplicação da carga, com recurso a uma matriz de atuadores pneumáticos, o que permite uma maior versatilidade no tipo de ensaios a realizar. O presente artigo pretende apresentar os detalhes relativos a cada um dos setups, acompanhado de uma análise crítica das vantagens e desvantagens de cada um. Serão apresentados resultados experimentais realizados para validação da plataforma de ensaios.

#### **ABSTRACT**

It is widely consensual that further and deeper research is required on the out-of-plane seismic response of infill masonry walls to increase the knowledge regarding this behaviour and to develop effective retrofit strategies for preventing panel collapse, increasing human life protection and reducing economic losses. This type of study is also important to support the development of accurate numerical models capable to simulate the expected response of IM walls subjected to out-of-plane loadings, combined or not with in-plane loadings. In this context, experimental testing is key to characterize the infill panels cyclic behaviour subjected to static or dynamic cyclic loads addressing a few issues, such as: different levels of previous damage, boundary conditions, reduced width support, etc. However, such experimental tests are difficult to perform since complex experimental set-ups are required with enough capacity for testing full-scale samples. At the Laboratory for Earthquake and Structural Engineering (LESE) of the University of Porto, a few experimental studies were carried out to characterize the out-of-plane performance of infill panels. Two different approaches were adopted to apply the out-of-plane loadings, one by using airbags and other by using pneumatic actuators. Further information regarding both test setups will be described and discussed throughout the manuscript. Experimental results of two specimens tested with the both testing platforms will be presented highlighting the main differences and similarities.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

A engenharia de estruturas utiliza os ensaios experimentais para caracterizar o comportamento expectável de estruturas ou de elementos estruturais, assim como caracterizar as suas propriedades

mecânicas e materiais. A informação resultante desta caracterização experimental é extremamente importante para a avaliação de estruturas existentes e dimensionamento de estruturas novas. Podem ser realizados diferentes tipos de ensaios com o mesmo objetivo, sejam eles monotônicos ou cíclicos, quase-estáticos ou dinâmicos para caracterizar a resposta dinâmica de uma estrutura ou de um determinado elemento.

Os últimos anos revelaram uma preocupação especial por parte da comunidade científica relativamente ao comportamento sísmico das paredes de alvenaria de enchimento e a sua interação com a estrutura de betão armado. É unânime o reconhecimento que esta interação pode ser favorável para a estrutura ou não, dependendo de uma série de aspetos, pormenores construtivos propriedades materiais, rigidez e resistência relativa entre a estrutura de betão armado e a alvenaria, existência de ligação entre os painéis de enchimento e a estrutura, entre outros fatores (Furtado *et al.* 2016; Hermanns *et al.* 2014; Lee and Woo 2002; Romão *et al.* 2013; Vicente *et al.* 2012).

Das observações realizadas em missões de reconhecimento de danos pós-sismo a estruturas de betão armado em sismos recentes resultaram as seguintes conclusões: i) um número significativo de edifícios de betão armado sofreu danos extensos ou mesmo o colapso devido ao desempenho deficiente dos painéis de enchimento (De Luca *et al.* 2014; Furtado *et al.* 2015); ii) o comportamento no plano pode desempenhar um papel importante no desenvolvimento do "efeito de arco" quando o painel é solicitado por uma ação para fora-do-plano; iii) a maioria dos danos observados em edifícios de betão armado foi relativo aos painéis de alvenaria, nomeadamente destacamento do painel da estrutura envolvente (Figura 1a), fissuração diagonal (Figura 1b), esmagamento dos cantos, rotura por corte (Figura 1c) e o colapso para fora do plano (Figura 1d), sendo que grande parte se deve a uma ausência ou deficiente ligação à estrutura de betão armado. Dois tipos de mecanismos podem ser igualmente desencadeados pela presença das paredes de enchimento, nomeadamente o mecanismo de pilar curto (Figura 1e) e o mecanismo de piso flexível (Figura 1f). Este tipo de danos requer um elevado esforço financeiro, seja em processos de reparação, demolição ou reconstrução, resultando num elevado impacto económico a nível macro. É importante igualmente destacar que estas intervenções requerem na sua generalidade a interdição da utilização dos edifícios.



Figura 1 - Exemplos de danos observados em painéis de alvenaria ou causados pela presença de painéis de alvenaria em estruturas de betão armado: a) destacamento do painel de alvenaria (Varum *et al.* 2017); b) fissuração diagonal (Varum *et al.* 2017); c) deslizamento no centro do painel (Varum *et al.* 2017); d) colapso para fora-do-plano; e) mecanismo de pilar-curto; e f) mecanismo de piso-flexível (Varum *et al.* 2017).

Muitos autores têm dedicado a sua atenção ao estudo do comportamento para fora-do-plano de paredes de enchimento (Anil *et al.* 2012; Calvi and Bolognini 2001; Furtado *et al.* 2016; Griffith *et al.*

2007), tendo estes verificado que as principais variáveis que influenciam a sua resposta são: a) (ausência) ligação do painel à estrutura envolvente; b) existência de dano prévio; c) redução da largura de suporte dos painéis de enchimento devido a opção construtiva para execução de correções de pontes térmicas por exemplo; d) condições fronteira; e) esbelteza do painel de enchimento e f) mão-de-obra. Além de todas as consequências decorrentes do colapso para fora-do-plano (humano, material e económico), foi igualmente destacado pelos autores que este mecanismo pode resultar numa irregularidade em altura ou/e em planta em termos de rigidez, o que pode desencadear a formação de diferentes mecanismos tais como torsão ou piso flexível, que podem desempenhar um papel chave na resposta sísmica global do edifício.

Assim, devido à inexistência de um conhecimento consolidado do comportamento sísmico de painéis de enchimento tem-se observado por parte da comunidade científica um número crescente de atividades experimentais relacionadas com esta temática. A maioria dos ensaios experimentais são ensaios de caracterização do comportamento no plano de pórtico de betão armado preenchidos com painéis de alvenaria. Os ensaios de caracterização do comportamento sísmico para fora-do-plano de paredes de enchimento é ainda, nos dias de hoje, um tópico por investigar dado o elevado número de variáveis que estão envolvidas. A maioria destes testes têm sido realizados em espécimes à escala reduzida, muitas vezes justificado por dificuldades inerentes à complexidade dos *setups* experimentais, condições laboratoriais para realizar este tipo de ensaios à escala real.

Durante os últimos anos, foi desenvolvido um *setup* experimental para ensaio de paredes de enchimento à escala real e sujeitas a um carregamento para fora-do-plano no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE). A aplicação da carga, foi conseguida de forma uniforme e quase-estática através de *airbags* e posteriormente através de uma matriz de atuadores pneumáticos. O presente artigo pretende apresentar os detalhes relativos a cada um dos *setups*, acompanhado de uma análise crítica das vantagens e desvantagens de cada um. Serão apresentados resultados experimentais realizados para validação da plataforma de ensaios.

## **2 - ENSAIO PARA FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ENCHIMENTO COM RECURSO A AIRBAGS**

### **2.1 - Conceito, vantagens e desvantagens**

Um dos maiores desafios no ensaio de paredes de enchimento sujeitas a um carregamento para fora-do-plano é a capacidade de reprodução dos efeitos da ação sísmica. Ao longo da literatura, pode-se encontrar diversas formas abordagens relativas à aplicação deste carregamento, sejam estes carregamentos pontuais ou carregamentos distribuídos ao longo de todo o painel. Obviamente que, para além de ensaios quase-estáticos, alguns autores decidiram a utilização de ensaios em mesa sísmica para caracterização deste comportamento. Mas ao invés dos ensaios quase-estáticos onde é possível caracterizar de forma detalhada a resposta dos espécimes quando sujeitos a um determinado carregamento, os ensaios dinâmicos em mesa sísmica são normalmente constituídos por ações bidirecionais em que é avaliada a resposta do painel às ações combinadas, o que dificulta o entendimento do efeito de cada ação na sua resposta.

Diferentes estratégias podem ser adotadas para aplicação da carga para fora-do-plano. Este tipo de ensaios começou a ser realizado em paredes de alvenaria de pedra ou de alvenaria estrutural através dos ensaios realizados por Mosallam (2007), onde foi aplicado um carregamento uniforme com recurso a sacos de água e mais tarde, no mesmo ano, Griffith *et al.* (2007) utilizou um conceito similar através de um carregamento uniforme ao longo de toda a superfície da parede com *airbags*. Griffith *et al.* (2007) realizaria mesmo um ensaio quase-estático, cíclico em que para isso utilizou *airbags* em cada uma das faces do espécime. Uma das desvantagens associadas ao uso de *airbags* em ambos os lados é a impossibilidade de observação da evolução dos danos ao longo do ensaio e a dificuldade associada à sincronização entre a atuação dos dois *airbags*.

Ambas as estratégias de aplicação de carregamento utilizaram estruturas de reação devidamente ligadas à laje de reação. Recentemente, Lunn and Rizkalla (2011) realizou uma campanha experimental de ensaios para fora-do-plano de paredes de enchimento com *airbags* tendo ligado mecanicamente através de varões de aço uma parede de reação ao pórtico de betão armado envolvente. Os *airbags* foram colocados entre o painel e a parede de reação permitindo assim uma ação uniformemente distribuída ao longo de toda a superfície do painel. A monitorização do carregamento aplicado era realizada através do controlo das válvulas de pressão.

O uso de cargas pontuais em 4 ou 8 pontos (alinhados e não alinhados) aplicadas por atuadores hidráulicos é uma abordagem cada vez mais comum para ultrapassar as dificuldades inerentes à complexidade dos *setups* experimentais que envolvem a mobilização global do painel. No entanto,

este tipo de estratégia pode apresentar alguma influência no mecanismo de rotura durante os ensaios na medida em que apenas zonas localizadas do painel são sujeitas ao carregamento, o que em algumas situações revelou-se importante no desenvolvimento do “efeito de arco”.

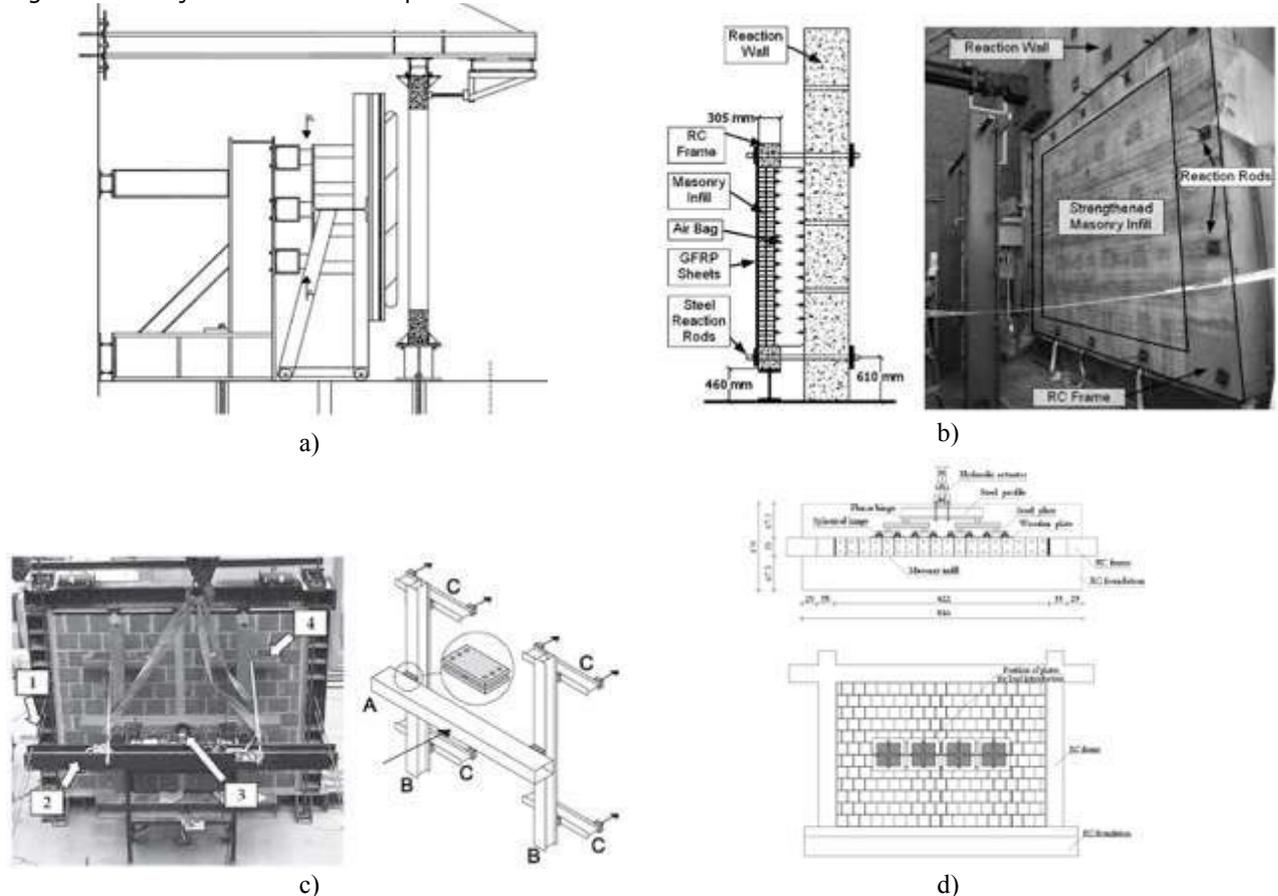


Figura 2 - Estratégias de aplicação de cargas para fora-do-plano em paredes de enchimento: a) airbags com estrutura de reação independente (adaptado de Silva (2017)); b) *airbags* com estrutura de reação ligada a pórtico envolvente (adaptado de Lunn and Rizkalla (2011)); c) aplicação a 4 pontos não alinhados (adaptado de Porto *et al.* (2015) d) aplicação a 4 pontos alinhados (adaptado de Hak *et al.* (2014)).

No Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) foi desenvolvido um sistema de ensaio baseado na aplicação de uma carga distribuída cuja principal vantagem é mobilizar todo o painel de enchimento tendo em conta a contribuição de todas as forças de inércia distribuídas em resultado da excitação sísmica como referido anteriormente. Procurou-se desenvolver um sistema de ensaio e em que fosse possível monitorizar todas as ações desenvolvidas ao longo do ensaio. O setup experimental foi ainda dotado de um sistema de aplicação de carga axial nos pilares de betão armado que pode ser adaptado para ensaios no plano como para fora-do-plano do painel. Foi desenhada uma estrutura de reação metálica e autoequilibrada que tirava partido do pórtico de betão armado envolvente ao painel em teste para fazer reação ao carregamento para fora-do-plano. Foi acoplado ao sistema de ensaio células de cargas individuais que permitem monitorizar a transmissão dos esforços desenvolvidos entre o pórtico de betão armado e a estrutura de reação ao longo do ensaio

## 2.2 - Descrição do setup experimental

A realização de testes para fora-do-plano, tendo em vista a caracterização do comportamento da parede de alvenaria de enchimento a ações aplicadas perpendicularmente ao seu plano, consistiu na aplicação, em todo o painel, de uma força uniformemente distribuída por um conjunto de sete *airbags*, que exerciam reação numa estrutura metálica autoequilibrada. Procurou-se deste modo que todo o painel contribuísse para a resposta à solicitação imposta pelos *airbags*, sendo esta aplicada de forma cíclica.

A estrutura metálica de reação foi solidarizada através de barras metálicas dispostas ao longo de cinco alinhamentos verticais, aos quais se encontravam acoplados quatro alinhamentos horizontais que contribuíam para o aumento de rigidez do sistema em questão. A disposição de algumas barras com secções diferentes em relação ao eixo de simetria vertical da estrutura, fez com que no final esta estrutura de reação apresentasse alguma assimetria (Furtado *et al.* 2016). De modo a equilibrar o

peso do sistema metálico principal, tornou-se necessário colocar um perfil metálico, afastado do referido sistema, funcionando como um contrapeso, como se pode observar na Figura 3.



Figura 3 - Setup experimental para ensaio de paredes de enchimento sujeitas a ações distribuídas para fora do seu plano com recurso a *airbags*: a) vista frontal; e b) Vista traseira.

A ligação do conjunto atrás caracterizado com o pórtico de betão armado, no qual estava inserida a parede de alvenaria de enchimento, foi conseguida através da colocação de doze chapas metálicas nos alinhamentos do eixo das vigas e dos pilares do pórtico, convenientemente fixadas quer no elemento de betão armado quer no metálico. Junto ao sistema metálico, a fixação materializava-se pela existência de um pequeno troço de um varão roscado, soldado nos alinhamentos verticais do sistema de reação, que permitia a instalação de células de carga, onde seriam ligadas posteriormente as barras que efetuavam a ligação pórtico-sistema de reação. A fixação à estrutura de betão armado implicou a execução de pequenos furos nos pilares e nas vigas para a passagem das barras de ligação, que após o posicionamento da estrutura de reação possibilitava a colocação de uma chapa metálica, de modo a uniformizar a superfície e logo de seguida a colocação de porcas para finalizar a fixação, como ilustrado na Figura 4a. A necessidade de perceber a interação entre o pórtico de betão armado e o sistema metálico conduziu à instalação das referidas 12 células de carga, permitindo assim uma monitorização contínua dos esforços desenvolvidos ao longo de todo o ensaio (Figura 4b). Foi realizada uma verificação preliminar da capacidade das vigas e dos pilares receberem estes esforços pontuais (distribuídos pelos perfis U ao longo de todo o seu comprimento) tendo-se verificado que para os níveis de carregamento esperados não ocorriam deformações significativas que pudessem introduzir fendilhação nestes elementos.

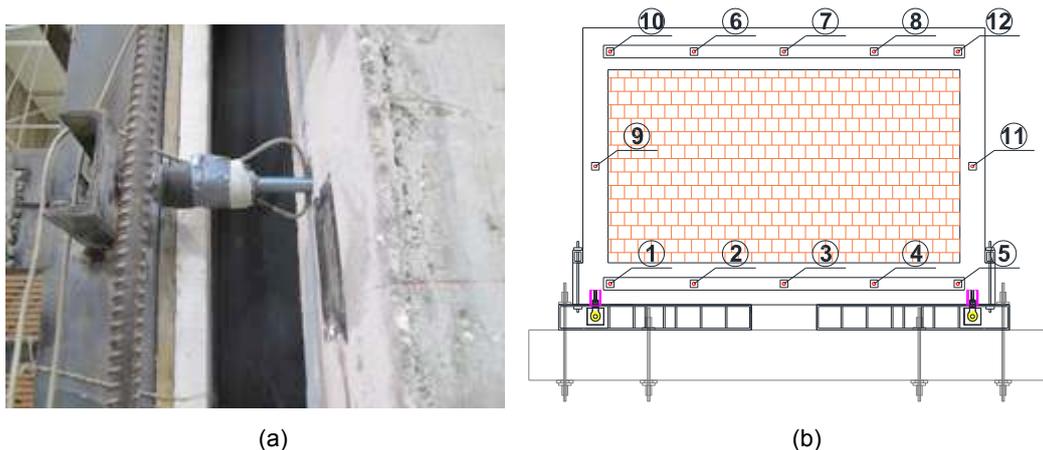


Figura 4 - Ligação da Estrutura metálica ao Pórtico de betão Armado. a) Pormenor da Célula de carga b) Identificação da posição das células de carga utilizadas.

Foi colocado um atuador hidráulico no topo de cada pilar, tendo sido instalado na parte superior de cada atuador hidráulico um cabeçote metálico, ao qual se encontravam ligados dois varões de alta resistência Dywidags com 30 mm de diâmetro, ligação esta considerada rotulada. Na parte inferior, os Dywidags eram ligados, de forma rotulada, ao perfil metálico que servia de base do pórtico de betão armado. A injeção de óleo no cilindro hidráulico possibilitava que este exercesse reação no perfil metálico, sobre si colocado, tracionando os Dywidags. Consequentemente, cada pilar ficava sujeito a

um esforço de compressão, tanto maior quanto maior fosse o nível de pressão transmitido aos cilindros hidráulicos. De modo a controlar o esforço axial que se estava a aplicar a cada pilar, procedeu-se à colocação de duas células de carga entre o topo do pilar e o cilindro hidráulico. Assim, o registo contínuo efetuado por estas possibilitava verificar se os dois pilares estariam sujeitos a esforços na mesma ordem de grandeza. O pórtico metálico encontrava-se apoiado em toda a sua base, num perfil metálico. A ligação entre estes dois elementos é efetuada através de ligações aparafusadas entre este perfil de base e um outro colocado superiormente à saliência existente na viga inferior do pórtico de betão armado, executada já com esse propósito. Quatro varões de aço de alta resistência, com 30 mm de diâmetro, asseguram a fixação do perfil metálico de base à laje de reação. Face ao exposto, considera-se, relativamente às condições de apoio do pórtico de betão armado, que este se encontra encastrado na fronteira inferior. A solitação do painel de alvenaria de enchimento, foi conseguida através da manipulação computadorizada da pressão no interior dos *airbags* como será descrito na subsecção 2.3. Na Figura 5 encontra-se ilustrado o esquema do setup desenvolvido para a realização de testes para fora-do-plano de painéis de enchimento.

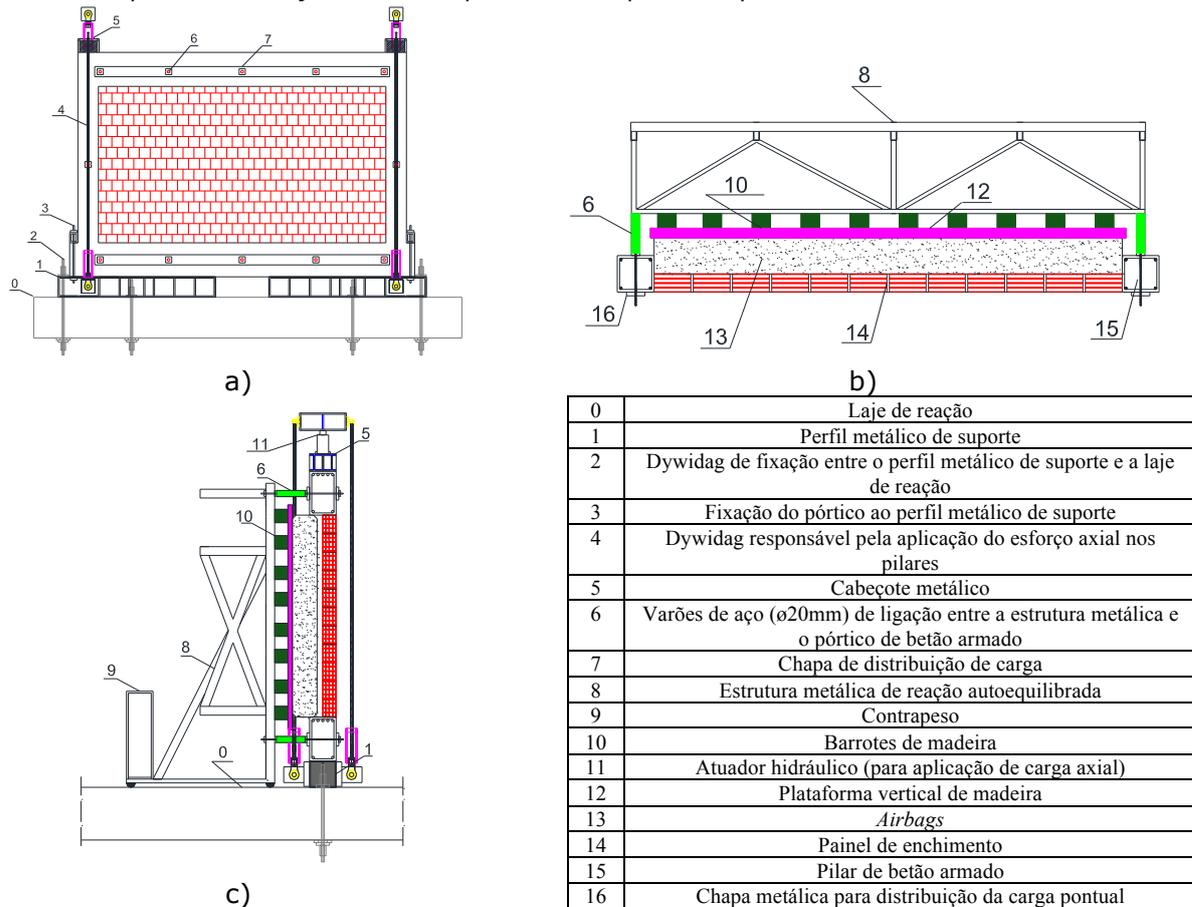


Figura 5 - Setup experimental para ensaio de paredes de enchimento sujeitas a ações distribuídas para fora do seu plano com recurso a *airbags*: a) vista frontal b) vista de topo (em corte); e c) vista lateral (em corte).

### 2.3 - Descrição do sistema de controlo

O sistema de controlo é composto por dois componentes: (i) controlo dos *airbags*; e (ii) controlo do esforço axial aplicado. O controlo dos *airbags* foi realizado através de dois compressores de ar (100lt, 8bar), dois filtros manuais reguladores de pressão (FESTO, LFR-D-MIDI, 0-16bar), duas electroválvulas de controlo direcional (FESTO, MPYE-5-3/8-010-B, 0-10bar) e dois transdutores (pressão e deslocamento). A cada compressor foi ligado um regulador de pressão (definido com um limite de 2bar) e uma electroválvula, respetivamente, de forma a ter duas entradas de ar no conjunto dos *airbags* (uma em cada extremidade do mesmo como descrito mais à frente). A solitação do painel de alvenaria de enchimento foi conseguida através do controlo da entrada de ar nos *airbags* recorrendo à monitorização da pressão no interior dos mesmos e do deslocamento implementado por estes. O controlo do esforço axial foi realizado através de uma central hidráulica, de dois atuadores e duas células de carga (AEP) com a disposição já descrita anteriormente. Para o controlo de ambos, foi utilizado um computador portátil (onde foram executados dois programas em simultâneo desenvolvidos especificamente para estes fins) e um dispositivo de aquisição de dados multifuncional

(DAQ) da National Instrument (NI6211), com várias entradas/saídas digitais e analógicas, que recolhe os sinais dos transdutores e células de carga e envia sinais para as electroválvulas e central hidráulica. Na Figura 6 pode-se observar o diagrama do sistema de controlo dos ensaios de paredes de enchimento. Sendo apresentado na Figura 6a um diagrama de ligações entre os *airbags* e o sistema de controlo e na Figura 6b do sistema do controlo de ensaios global. O programa de controlo implementado no LESE baseia-se num controlo por deslocamento alvo, onde se define determinado transdutor de deslocamentos como referência e os deslocamentos objetivo ao longo do ensaio. Este cruzamento com o valor registado pelos sensores de pressão permite aferir ao sistema a necessidade de admissão de carga ou descarga de ar para os *airbags*.

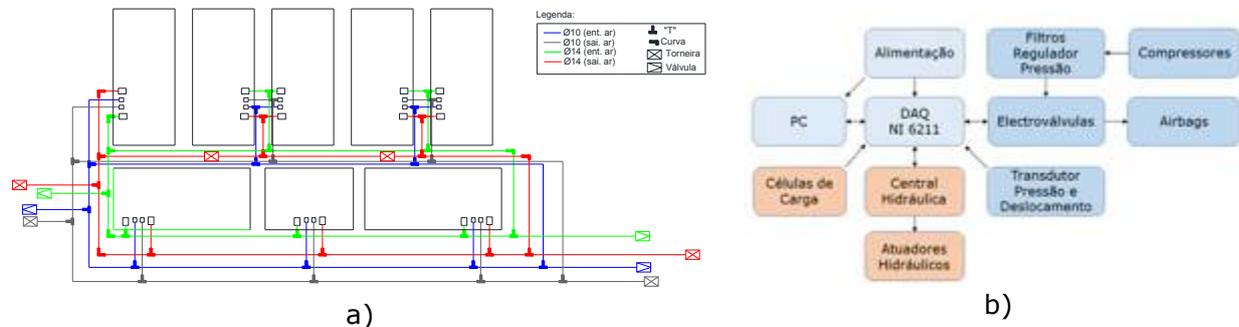


Figura 6 - Esquema ilustrativo: a) sistema de ligações entre *airbags* e o sistema de controlo; b) Diagrama do sistema de controlo dos ensaios de paredes de enchimento sujeitas a ações distribuídas para fora do seu plano implementado no LESE.

## 2.4 - Exemplo aplicativo do sistema de ensaio

A validação do sistema de ensaios aqui apresentado foi realizada através do teste de uma parede de enchimento à escala real, sem aberturas, composta por tijolos cerâmicos de furação horizontal com 15 cm de espessura. O seu assentamento foi conseguido com recurso a uma argamassa pré-doseada do tipo "ciarga", de classe M5. Esta parede foi sujeita a um carregamento cíclico carga-descarga sem carregamento axial nos pilares de betão armado.

Na Figura 7 é apresentada a reposta força-deslocamento da parede ensaiada, onde se destaca o valor registado por cada uma das células de carga (aqui designadas CC) ao longo do ensaio e o somatório destas. Pode-se verificar que através deste tipo de monitorização é possível captar ao detalhe a distribuição dos esforços desenvolvidos ao longo do ensaio. A parede atingiu a força máxima de 63kN para um deslocamento para fora-do-plano de 12mm (ponto central de controle).

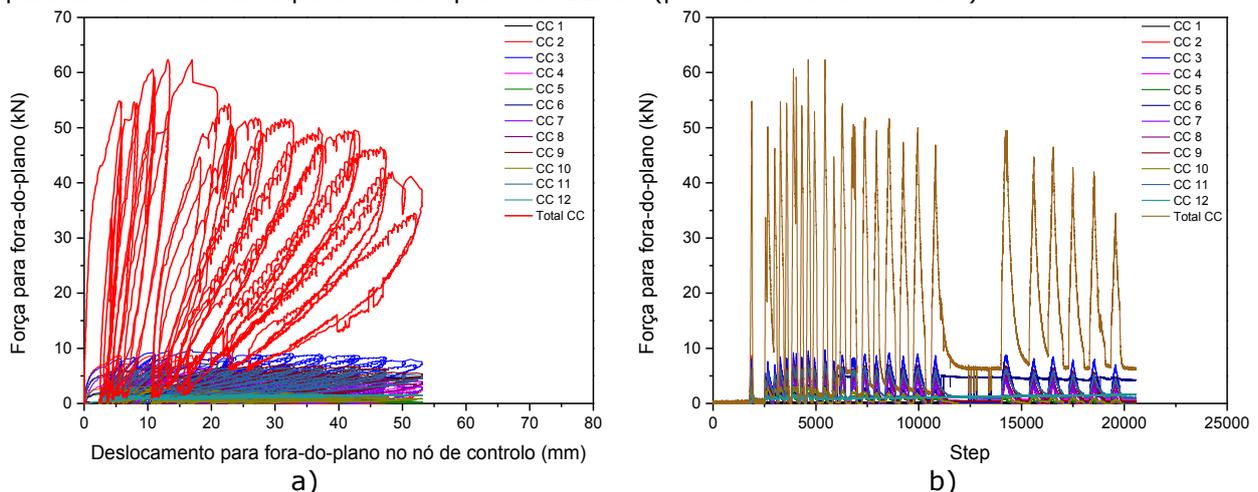


Figura 7 - Resultados experimentais: a) Força-deslocamento; b) Evolução ao longo do tempo das forças registadas por cada célula de carga e correspondente somatório.

Adicionalmente foi monitorizado o deslocamento para fora-do-plano da viga superior e inferior do pórtico de betão armado ao longo do ensaio onde foi observado que apenas foi atingido um deslocamento máximo de 1 mm não sendo assim considerado significativo, validando assim o conceito definido e implementado para a estrutura de reação. Observou-se uma rotura trilinear (linha preta) combinado com um ligeiro destacamento do painel em relação ao pórtico (linha azul) como se

pode observar na Figura 8. Observou-se igualmente a concentração da deformação na zona central do painel.

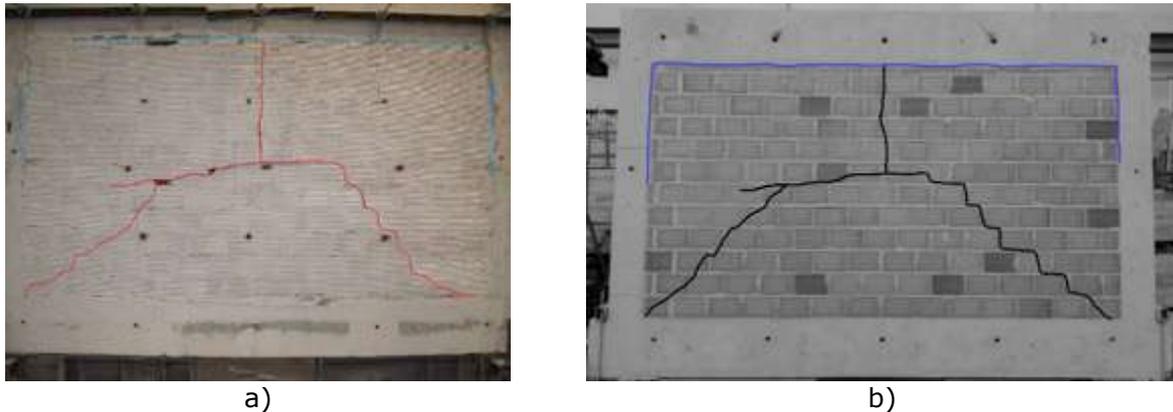


Figura 8 - Resultados experimentais: a) Dano final observado; e b) Padrão de fissuração observado.

### 3 - ENSAIO PARA FORA-DO-PLANO DE PAREDES DE ENCHIMENTO COM RECURSO A ATUADORES PNEUMÁTICOS

#### 3.1 - Descrição geral

Tendo por base o mesmo conceito que foi detalhado na secção anterior, foi realizado um upgrade do sistema de ensaio de paredes de enchimento sujeitas a carregamentos para fora do seu plano. Este sistema é constituído, por um lado, por uma estrutura metálica de reação, igualmente autoequilibrada e que se liga ao pórtico de betão armado. A principal inovação deste sistema, e o que permitiu que o carregamento fosse aplicado uniformemente na face do painel, é um conjunto de vinte e oito atuadores pneumáticos (Figura 9a), associados, cada um, a uma placa de madeira (Figura 9b) e uma placa de cortiça de medidas 0.50×0.50 m (Figura 9c), para acomodar a distribuição do carregamento sobre toda a superfície da parede de alvenaria. Este sistema permite um melhor e mais eficiente controlo do carregamento, e ainda uma resposta mais rápida dos atuadores tanto na fase ascendente de carregamento como na fase descendente de descarga. Os atuadores pneumáticos utilizados são o modelo FD200—22CI ("Double Convolution Air Spring") da marca Continental. Este tipo de atuadores possui um curso máximo de 185mm ( $260h_{\max}-75h_{\min}$ ), uma capacidade máxima de 20KN para um deslocamento de 100mm ( $h=175\text{mm}$ ) e uma pressão de 8bar.

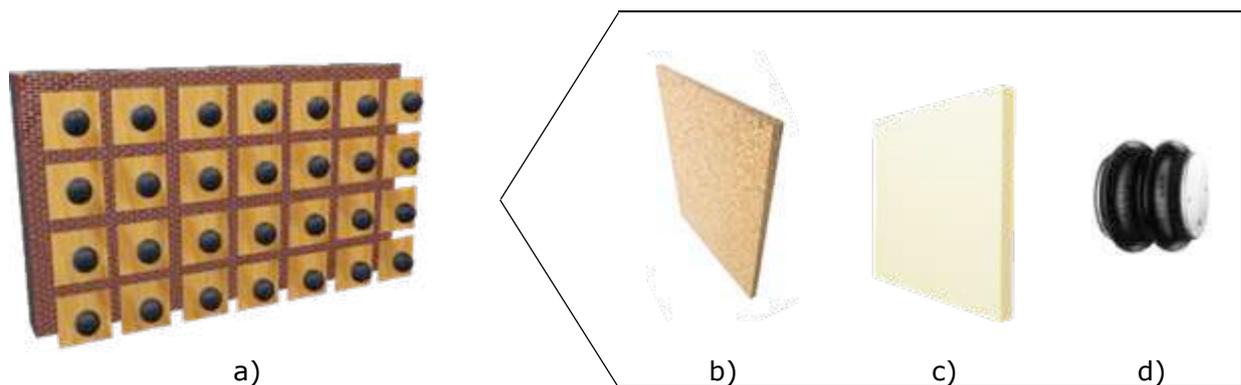


Figura 9 - Setup experimental para ensaio de paredes de enchimento sujeitas a ações distribuídas para fora do seu plano com recurso a atuadores pneumáticos: a) esquema geral; b) placa de cortiça; c) placa de madeira; e d) atuador pneumático.

Os quatro alinhamentos horizontais onde estão dispostos os atuadores pneumáticos materializam-se através de quatro perfis HEB140. Estes, por sua vez, ligam-se a cinco perfis HEB200, verticais, integrantes da estrutura de reação, que se pode observar na Figura 10. A ligação entre os perfis é rotulada, de forma a permitir movimentos longitudinais. Assim, a estrutura de reação está ligada ao pórtico de betão armado ao longo de doze pontos, (cinco na viga superior, e cinco na viga inferior, nas extremidades dos perfis verticais e uma a meio de cada pilar), tirando, aliás, partido da sua rigidez e tornando todo o sistema autoequilibrado. Nos doze pontos de ligação ao pórtico, instalaram-

se ainda dez células de carga, responsáveis pela monitorização das ações nos ensaios com cargas para fora-do-plano. A fixação à estrutura de betão armado implicou a execução de pequenos furos nos pilares e nas vigas para a colocação das chapas de ligação, estas responsáveis por uniformizar a distribuição da carga ao longo da viga. Uma das grandes vantagens deste sistema é o facto de facilmente se conseguir realizar ensaios a paredes de alvenaria com aberturas, pois, para tal, basta apenas desativar o atuador pneumático respetivo a estas. Do mesmo modo, é possível realizar ensaios com a aplicação de cargas uniforme no painel, ou, com a distribuição que se desejar testar.

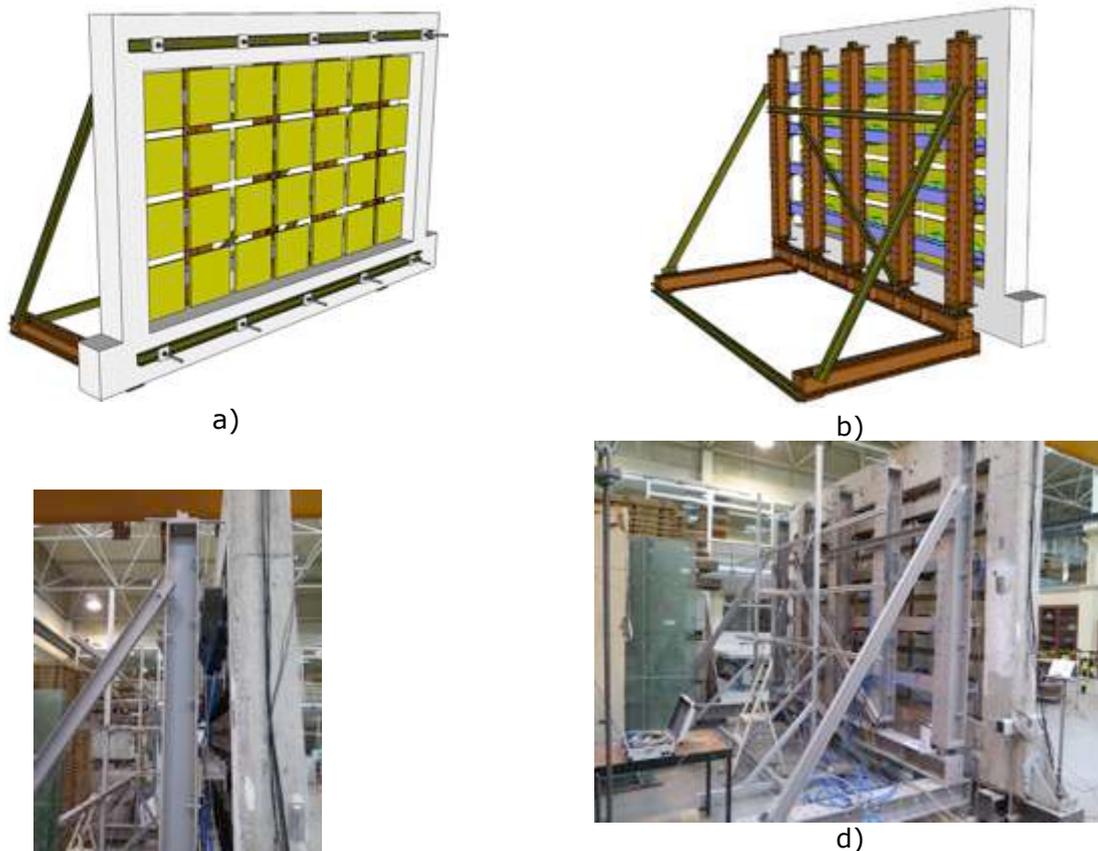


Figura 10 - Setup experimental para ensaio de paredes de enchimento sujeitas a ações distribuídas para fora do seu plano com recurso a atuadores pneumáticos: a) esquema geral (vista frontal); b) esquema geral (vista traseira); c) vista traseira; e d) vista lateral.

### 3.2 - Descrição do sistema de controlo

O sistema de controlo dos atuadores pneumáticos é composto por um compressor de ar (100lt, 8bar), um filtro manual regulador de pressão (FESTO, LFR-D-MIDI, 0-16bar), uma electroválvula de controlo direcional (FESTO, MPYE-5-3/8-010-B, 0-10bar) e dois transdutores de pressão e deslocamento. O compressor de ar liga-se ao regulador de pressão e à electroválvula direcional.

A ação das forças no painel foi conseguida através do controlo da entrada de ar nos atuadores pneumáticos, consoante a sua pressão interior e imposição de deslocamento para fora-do-plano. A Figura 11 apresenta um resumo do sistema de controlo deste tipo de ensaios.

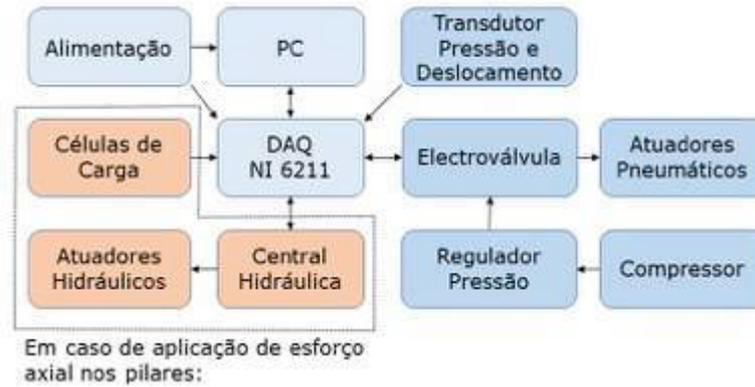


Figura 11 - Setup experimental para ensaio de paredes de enchimento sujeitas a ações distribuídas para fora do seu plano com recurso a atuadores pneumáticos: Sistema de controlo.

### 3.3 - Exemplo aplicativo do sistema de ensaio

Para validação do sistema de ensaio aqui apresentado, foi testada uma parede simples de enchimento sem aberturas, composta por tijolos cerâmicos de 15 cm de espessura com argamassa pré-doseada do tipo "ciarga", classe M5. A parede, envolvida por um pórtico de betão armado, possui uma dimensão geométrica de 4.20x2.30m, respetivamente comprimento e altura. Esta parede, construída com 1 cm de reboco, foi sujeita a um carregamento cíclico carga-descarga sem carregamento axial nos pilares de betão armado. Na Figura 12 é apresentada a resposta força-deslocamento da parede ensaiada, onde é possível visualizar o valor registado por cada uma das células de carga ao longo do ensaio e o somatório destas. Pode-se verificar que o esforço registado em todas as células de carga são relativamente homogéneos, não existindo muita variação entre células. A parede atingiu a força máxima de 43kN para um deslocamento para fora-do-plano de 22mm (ponto central de controle). A parede atingiu a rotura para um deslocamento para fora-do-plano de 36.5mm, tendo ocorrido o seu colapso de forma frágil. Este sistema de ensaios permite que o sistema de monitorização (transdutores de deslocamento) seja colocado por detrás da estrutura metálica de reação, o que permite levar os ensaios até ao colapso do painel sem que sejam danificados quaisquer tipos de equipamentos.

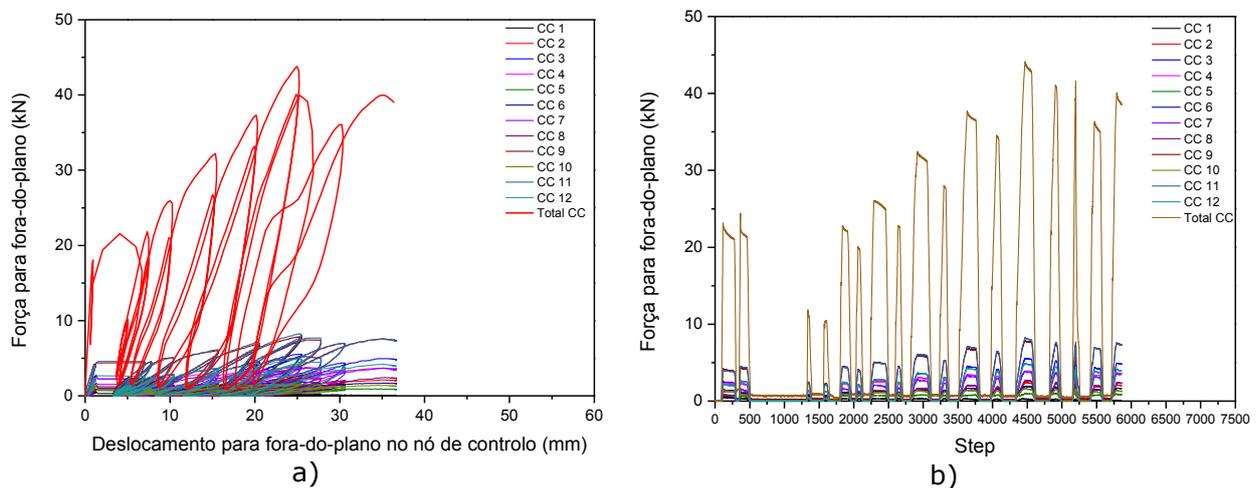


Figura 12 - Resultados experimentais: a) Força-deslocamento; b) Evolução ao longo do tempo das forças registadas por cada célula de carga e correspondente somatório.

Durante o ensaio observou-se um padrão de fissuração trilinear, com três fissuras bem evidentes, combinadas com um ligeiro destacamento da argamassa no limite superior entre o painel e a viga de betão armado (marcado a azul), e entre o painel e os pilares adjacentes. Na Figura 13 pode-se observar os danos existentes no instante imediatamente anterior ao seu colapso.

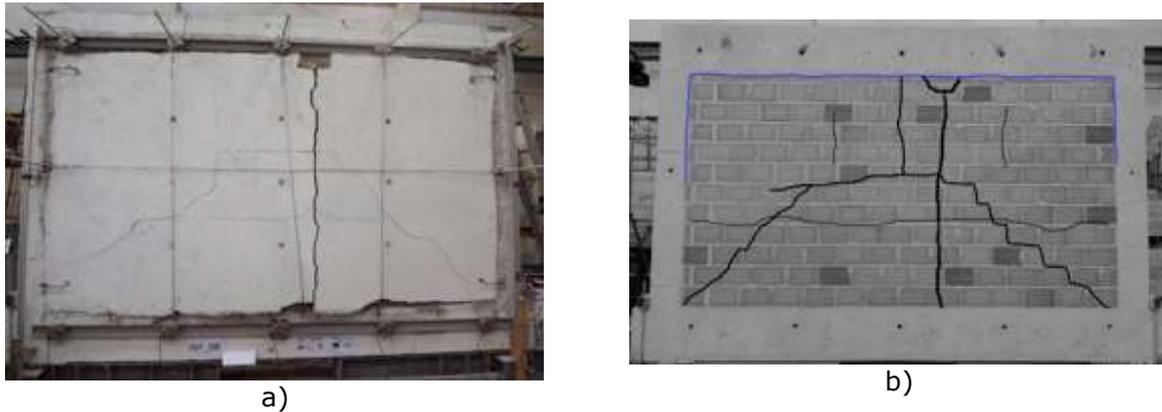


Figura 13 - Resultados experimentais: a) Dano final observado; e b) Padrão de fissuração observado.

#### 4 - Conclusões

O presente trabalho visa abordar uma temática cada vez mais importante que é o comportamento para fora-do-plano das paredes de alvenaria de enchimento. Nesse sentido foram abordadas diferentes formas de caracterizar este comportamento através de ensaios experimentais, quer através de aplicação de carga pontual, quer através de carga distribuída ou mesa sísmica. O contributo da caracterização do comportamento para fora-do-plano deste tipo de elementos considerados não estruturais e fundamentalmente o entendimento da sua capacidade quando sujeita a cargas combinadas no seu plano e fora deste visa calibrar modelos numéricos capazes de simular o seu comportamento expectável caso seja sujeito a uma ação sísmica e desenvolver soluções de reforço que sejam eficientes e permitam melhorar/prevenir o seu comportamento em futuros eventos. Baseado nesta motivação foi desenvolvido um sistema de ensaios para fora-do-plano de paredes de enchimento inovador composto por um sistema de ensaio autoequilibrado de aplicação de forças distribuídas através de *airbags*, através do qual se consegue caracterizar o seu comportamento. Posteriormente, este mesmo sistema de ensaios foi melhorado e o sistema de aplicação de cargas foi substituído por atuadores pneumáticos. Foram ainda abordadas as vantagens e desvantagens associada ao setup proposto assim como foram realizadas algumas considerações sobre o programa de controlo implementado que se baseia num controlo por deslocamento alvo, onde se define determinado transdutor de deslocamentos como referência e os deslocamentos objetivo ao longo do ensaio. Este cruzamento com o valor registado pelos sensores de pressão permite aferir ao sistema a necessidade de admissão de carga ou descarga de ar para os *airbags*. Foram apresentados os resultados principais de dois ensaios experimentais relativos à validação de cada um dos setups apresentados.

#### AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado pelo projeto: POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Institute of R&D In Structures and Construction financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P. Este trabalho foi alvo de Este trabalho foi objeto de um financiamento específico da FCT através do projeto PTDC/ECMEST/3790/2014 - Safety Evaluation and Retrofitting of Infill Masonry Enclosure Walls for Seismic Demands (ASPASSI).

#### REFERÊNCIAS

- Anil, O., Tagayoglu, M., and Demirhan, M. (2012). "Out-of-plane behavior of unreinforced masonry brick walls strengthened with CFRP strips." *Construction and Building Materials*, 35, 614-624.
- Calvi, G., and Bolognini, D. (2001). "Seismic response of reinforced concrete frames infilled with weakly reinforced masonry panels." *Journal of Earthquake Engineering*, 5(2), 153-185.
- De Luca, F., Verderame, G., Gómez-Martínez, F., and Pérez-García, A. (2014). "The structural role played by masonry infills on RC buildings performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake." *Bull Earthquake Eng*, 12, 1999-2006.
- Furtado, A., Costa, C., Arêde, A., and Rodrigues, H. (2016). "Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls." *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, pp. 1-16.

- Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A., and Varum, H. (2016). "Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls." *Engineering Structures*, 111, 48-63.
- Furtado, A., Rodrigues, H., Varum, H., and Costa, A. (2015). "Evaluation of different strengthening techniques' efficiency for a soft storey building." *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-18.
- Griffith, M., Vaculik, J., Lam, N., Wilson, J., and Lumantarna, E. (2007). "Cyclic testing of unreinforced masonry walls in two-way bending." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 801-821.
- Hak, S., Morandi, P., and Magenes, G. (2014). "Out-of-plane experimental response of strong masonry infills." *2<sup>nd</sup> European Conference on Earthquake Engineering and Seismology Turkey*.
- Hermanns, L., Fraile, A., Alarcón, E., and Álvarez, R. (2014). "Performance of buildings with masonry infill walls during the 2011 Lorca earthquake." *Bull Earthquake Eng*, 12, 1977-1997.
- Lee, H., and Woo, S. (2002). "Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-storey R/C frame with non-seismic detailing." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*(31), 353-378.
- Lunn, D. S., and Rizkalla, S. H. (2011). "Strengthening of Infill Masonry Walls with FRP Materials." *Journal of Composites for Construction*, 15(2), 206-214.
- Mosallam, A. S. (2007). "Out-of-plane flexural behavior of unreinforced red brick walls strengthened with FRP composites." *Composites: Part B*, 38, 16.
- Romão, X., A.A.Costa, Paupério, E., Rodrigues, H., Vicente, R., Varum, H., and Costa, A. (2013). "Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake." *Eng. Fail. Anal.* , 34, 670-692.
- Silva, L. (2017). "Experimental and numerical study of new systems for earthquake resistant masonry enclosures in reinforced concrete buildings, Thesis Project." University of Minho, Guimarães, Portugal.
- Varum, H., Furtado, A., Rodrigues, H., Oliveira, J., Vila-Pouca, N., and Arêde, A. (2017). "Seismic performance of the infill masonry walls and ambient vibration tests after the Ghorka 2015, Nepal earthquake " *Bull Earthquake Eng*, 15(3), 1-28.
- Vicente, R., Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A., and Mendes da Silva, R. (2012). "Performance of masonry enclosure walls: lessons learned from recent earthquakes." *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 11(1), 23-34.

## LIGAÇÕES COLADAS ENTRE BARRAS DE AÇO INOX EXTERIORMENTE COLADAS A ELEMENTOS DE BETÃO: ANÁLISE TEÓRICA VS. EXPERIMENTAL

### EXTERNALLY BONDED JOINTS BETWEEN STAINLESS STEEL BARS AND CONCRETE: THEORETICAL VS. EXPERIMENTAL ANALYSIS

Biscaia, Hugo; UNIDEMI, Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal, hb@fct.unl.pt  
Franco, Noel; Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal, ni.franco@campus.fct.unl.pt  
Chastre, Carlos; CERIS, Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal, chastre@fct.unl.pt

#### RESUMO

Os sistemas de reforço por colagem exterior têm sido alvo de várias abordagens, não só do ponto de vista do tipo de material a utilizar, como também sob o ponto de vista da técnica mais eficiente a seguir. As fibras reforçadas com polímeros (FRP) têm sido, no último par de décadas, alvo de investigação exaustiva, tendo-se verificado que esses sistemas nutrem de ductilidade algo reduzida devido ao descolamento prematuro do material de reforço da superfície de betão. Por conseguinte, o aço inox devidos às suas boas características anticorrosivas e ductilidade apresenta-se como uma alternativa viável aos compósitos de FRP. Assim, com vista a melhorar a ductilidade dos elementos estruturais reforçados, em vez de se recorrer a técnicas de reforço não tradicionais (e.g., *Externally Bonded Reinforcement* (EBR) ou *Near Surface Mounted* (NSM)) que estão associadas a roturas prematuras por colagem do elemento de reforço quando a extensão nele instalada está muito aquém do seu valor de rotura, dever-se-á seguir outras técnicas de reforço por colagem. Com vista a interpretar e perceber o desempenho da ligação aço inox/betão, desenvolveu-se uma campanha experimental em que os ensaios visam em testar e comparar a técnica EBR com uma técnica inovadora e desenvolvida pelos autores (CREatE – *Continuous Reinforcement Embedded at Ends*) através da realização de ensaios de arrancamento de ligações aço inox/betão. Estes ensaios consistem em aplicar uma força à barra de aço inox segundo uma direção que permite induzir uma rotura da ligação consistente com o Modo II de fratura. A técnica de Correlação de Imagem Digital (CID) foi utilizada na monitorização de todos estes ensaios tendo-se desenvolvido ainda diferentes modelos, analíticos e numéricos com recurso a um programa de cálculo automático não linear, que permitiram simular os processos de descolamento da ligação aço inox/betão segundo as técnicas EBR e CREatE.

#### ABSTRACT

The way that bonding systems are being seen recently is changing due to the need of increasing the efficiency, security and durability of those systems when applied to a structure. The strengthening of civil structures with Fiber Reinforced Polymers (FRP) have gained an enormous popularity and have been motive of several researches. So, it is not wonder that the drawbacks associated to those systems are well identified. From the point of view of the corrosion susceptibility, the use of stainless steel as a reinforcement material could be a good alternative material to FRP composites. Nevertheless, premature ruptures are not associated to the reinforcement material but with the bonding strengthening technique used instead. Therefore, with the aim of understanding the bond behavior between a stainless steel and a concrete substrate, an experimental program was planned where the Externally Bonded Reinforcement (EBR) was adopted and the interfacial bond behavior determined. An analytical model to estimate the debonding process is proposed. The Digital Image Correlation (DIC) was used to monitor the debonding process and obtain the slip distribution throughout the bonded length. An innovative bonding strengthening technique is also motive of analysis through the Finite Element Method (FEM).

#### 1 - INTRODUÇÃO

Atualmente, as técnicas de monitorização de estruturas têm melhorado consideravelmente. A monitorização de deslocamentos com recurso à fotografia por intermédio de câmaras digitais de alto desempenho e/ou resolução é um claro exemplo de que, quando associadas a algoritmos capazes de identificar e consequentemente acompanhar pequenos deslocamentos de uma superfície, se consegue monitorizar estruturas com custos associados relativamente baixos. Nesse sentido, o uso da técnica da Correlação de Imagem Digital (CID) tem sido usada por diversos autores (e.g., Czaderski *et al.*, 2010; Zhu *et al.*, 2014; Biscaia *et al.*, 2018a) na monitorização de estruturas em detrimento de outras técnicas mais convencionais, como é o uso de extensómetros, transdutores de deslocamento,

etc., uma vez que se consegue encontrar *software* de uso livre na internet (NCORR, 2018; GOM, 2018), permitindo reduzir custos. Ao contrário dos extensómetros ou dos transdutores de deslocamento que conseguem realizar medições num único ponto, a técnica da CID permite monitorizar vários pontos numa superfície ou área.

Tendo sido usada recentemente por outros autores (Czaderski *et al.*, 2010; Zhu *et al.*, 2014) para monitorizar os deslizamentos entre um material de reforço e um substrato, a técnica da CID tem revelado um problema quanto à dificuldade em medir, com precisão, deslocamentos muito pequenos (< 1 mm) que estão geralmente associados ao processo de descolamento entre um reforço e o substrato. Por conseguinte, os deslizamentos são muito difíceis de obter, especialmente no início do processo de descolamento, onde os deslizamentos são especialmente muito pequenos ( $\pm 0,01$  mm). Por esse motivo, a CID tem sido usada conjuntamente com outras técnicas de modo a ter resultados com níveis de interferência (ruído no sinal) desprezáveis. As descontinuidades na obtenção dos deslocamentos através da CID comprometem o cálculo das tensões de aderência desenvolvidas ao longo da interface colada, uma vez que esse cálculo fica profundamente afetado aquando da primeira e segunda derivadas em relação ao eixo segundo o comprimento de colagem, que é necessário realizar para a sua determinação.

No sentido de contornar estas dificuldades, é possível encontrar na literatura (Czaderski *et al.*, 2010; Zhu *et al.*, 2014) alguns exemplos como alguns autores recorreram a soluções previamente conhecidas e que se adequam a determinadas ligações coladas. Este procedimento pressupõe, de antemão, que a relação entre a tensão de aderência e o deslizamento deva ser previamente conhecida, o que, no caso de, por exemplo, da ligação entre Polímeros Reforçados com Fibras (FRP) e um substrato de betão armado, se pode recorrer a soluções com base numa lei de aderência local do tipo exponencial (Dai *et al.*, 2006). As funções matemáticas daí encontradas são funções contínuas e que, por conseguinte, suavizam os deslizamentos obtidos a partir da técnica da CID. Porém, se não se conhecer de antemão, a solução que pode definir matematicamente os deslizamentos ao longo do comprimento de colagem de uma ligação, como é o caso da ligação aço inox/betão, este tipo de estratégia não pode ser seguido. No presente trabalho, propõe-se a determinação de uma lei de adesão local e o respetivo processo de descolamento da ligação colada, recorrendo-se à técnica da CID. Os resultados são comparados com os resultados obtidos a partir das medições feitas através dos extensómetros dispostos ao longo do comprimento colado entre as barras de aço inoxidável e os elementos de betão, bem como com os resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Como forma de melhorar o desempenho da ligação aço inox/betão, são ainda apresentados os resultados numéricos obtidos segundo uma técnica inovadora (*Continuous Reinforcement Embedded at Ends*, CREatE) através da perspetiva entre a força transmitida à barra de aço inoxidável e o respetivo deslizamento.

## 2 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 - Geometria e dimensões dos provetes

Com o objetivo de avaliar a ligação colada aço inox/betão, idealizou-se um programa experimental no qual se assumiu uma técnica de colagem vulgarmente denominada por *Externally Bonded Reinforcement* (EBR) na literatura. Foram considerados diferentes comprimentos de colagem para se ter em conta a sua influência deste fator no desempenho final da ligação. O Quadro 1 mostra as características dos provetes idealizados para esta campanha experimental, bem como a designação atribuída a cada um dos provetes. Além disso, a instrumentação usada em cada um dos ensaios está também mencionada no Quadro 1 de forma muito sucinta.

Os provetes utilizados no presente programa experimental foram retirados de partes de vigas de betão armado (BA) com secção transversal em T, previamente ensaiadas à flexão (Franco *et al.*, 2018), conforme se mostra na Figura 1a. As regiões das vigas com momentos fletores insignificantes, i.e., junto às proximidades dos apoios, foram reutilizadas e as barras de aço inoxidável coladas na superfície de betão correspondente à região inferior do banzo das vigas (Figura 1b). Com este procedimento, pretendeu-se garantir que o betão nestas secções não se encontrasse fendilhado de modo a permitir a sua reutilização nestes ensaios de arrancamento (vide Figura 1b-d) com o intuito de avaliar a ligação colada aço inox/betão.

### 2.2 - Caracterização mecânica dos materiais

A resistência do betão foi avaliada aos 28 dias de idade através de ensaios à compressão uniaxial de 3 cubos com 15 cm de aresta segundo a norma NP EN 12390 3. Os resultados permitiram determinar uma resistência média de  $f_{cm} = 24,1$  MPa, o que, de acordo com o Eurocódigo 2, trata-se de um betão C20/25.

Quadro 1 – Definição dos provetes ensaiados, instrumentação, forças máximas e respetivos modos de rotura.

Provete	Comprimento de colagem, $L_b$ (mm)	Instrumentação	Força máxima, $F_{max}$ (kN)	Modo de rotura
EBR-Lb50	50	2 TD <sup>(1)</sup> , 3 Ext <sup>(2)</sup> , 1 CFD <sup>(3)</sup>	6.3	Tipo I
EBR-Lb100a	100	2 TD <sup>(1)</sup> , 4 Ext <sup>(2)</sup> , 1 CFD <sup>(3)</sup>	12.8	Tipo II
EBR-Lb100b	100	2 TD <sup>(1)</sup> , 3 Ext <sup>(2)</sup> , 1 CFD <sup>(3)</sup>	12.4	Tipo I
EBR-Lb160	160	2 TD <sup>(1)</sup> , 5 Ext <sup>(2)</sup> , 1 CFD <sup>(3)</sup>	14.5	Tipo I
EBR-Lb240	240	2 TD <sup>(1)</sup> , 7 Ext <sup>(2)</sup> , 1 CFD <sup>(3)</sup>	15.9	Tipo II
EBR-Lb300	300	2 TD <sup>(1)</sup> , 8 Ext <sup>(2)</sup> , 1 CFD <sup>(3)</sup>	21.9	Tipo II
EBR-Lb400	400	2 TD <sup>(1)</sup> , 11 Ext <sup>(2)</sup> , 1 CFD <sup>(3)</sup>	18.6	Tipo III
EBR-Lb560	560	2 TD <sup>(1)</sup> , 15 Ext <sup>(2)</sup> , 1 CFD <sup>(3)</sup>	14.6	Tipo III
EBR-Lb640	640	2 TD <sup>(1)</sup> , 16 Ext <sup>(2)</sup> , 1 CFD <sup>(3)</sup>	18.5	Tipo II
EBR-Lb800	800	2 TD <sup>(1)</sup> , 21 Ext <sup>(2)</sup> , 1 CFD <sup>(3)</sup>	14.8	Tipo III

<sup>(1)</sup>TD – Transdutor de Deslocamento; <sup>(2)</sup>Ext – Extensómetro; <sup>(3)</sup>CFD – Câmara Fotográfica Digital. Tipo I – Rotura adesiva pela interface aço inox/resina; Tipo II – Destacamento de uma camada superficial de betão; Tipo III – Rotura mista (betão e pela interface aço inox/resina).

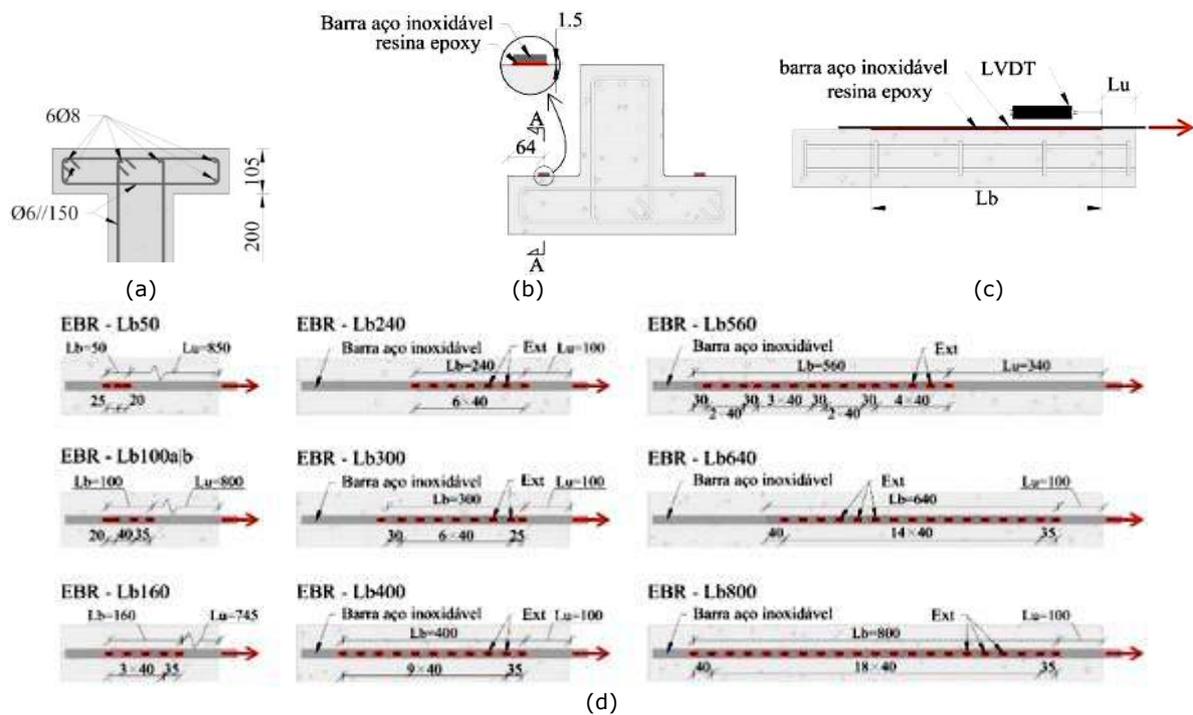


Figura 1 – Geometria e dimensões dos provetes: (a) secção transversal; (b) secção longitudinal (corte AA); (c) vista dos banzos das vigas utilizados nos ensaios de arrancamento; e (d) distribuição dos extensómetros ao longo do comprimento de colagem.

As armaduras ordinárias das vigas de BA foram ensaiadas à tração uniaxial tendo-se determinado as suas propriedades mecânicas (Quadro 2). Por sua vez, as propriedades mecânicas do aço inox foram obtidas a partir de sete barras de secção transversal de 20×5 mm (largura × espessura) segundo a norma europeia EN ISO 6892-1 encontrando-se os resultados obtidos no Quadro 2. Mais informação sobre estes ensaios poderão ser encontrados em outro trabalho desenvolvido pelos autores (Franco *et al.*, 2018).

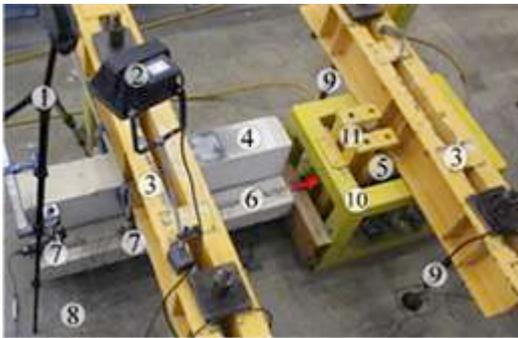
Quadro 2 – Propriedades mecânicas da armadura ordinária utilizada nas vigas de BA (valores médios).

Tipo de aço	Secção	Tensão de cedência, $f_{sy}$ (MPa)	Tensão última, $f_{su}$ (MPa)	Extensão última, $\epsilon_{su}$ (%)	Módulo de elasticidade, $E_s$ (MPa)
B 500 SD	φ6	538	634	7,5	199
B 500 SD	φ8	573	675	6,5	212
B 500 SD	φ12	530	637	11,4	211
Aço inox EN 1.4404	20×5	401	628	26,6	200

### 2.3 - Ensaios de arrancamento e instrumentação

A configuração dos ensaios de arrancamento usada é a mesma seguida pelos autores em outro trabalho em que pretendeu avaliar a ligação entre laminados de carbono (CFRP – *Carbon Fiber Reinforced Polymers*) e diferentes tipos de substratos: betão, aço e madeira (Biscaia *et al.*, 2016). Os resultados experimentais daí obtidos permitiram constatar que esta configuração é adequada para analisar a ligação colada entre dois materiais estruturais pelo que, se adotou a mesma configuração de ensaio para analisar a ligação entre o aço inoxidável e o betão (Franco *et al.*, 2018).

Para medir os deslocamentos em ambas as extremidades coladas do aço inoxidável, utilizaram-se dois transdutores de deslocamento (nº. 7 da Figura 2). Um transdutor de deslocamento TML-CDP25 (curso de 25 mm) foi colocado na extremidade de aço inoxidável carregada, enquanto que para medir os deslocamentos do aço inoxidável da extremidade livre recorreu-se a um transdutor de deslocamento TML-CP50 (curso de 50 mm). Um suporte e uma câmara fotográfica digital (nº. 1 da Figura 2), bem como um foco de luz (nº. 2 da Figura 2) para iluminar a área de colagem a analisar, serviram para capturar imagens a cada 5 segundos durante todo o período de realização do ensaio. Deste modo, foi possível recorrer à técnica da CID tendo-se seguido uma metodologia igual àquela já definida pelos autores noutro trabalho (Biscaia *et al.*, 2018a). Para além das medições realizadas segundo a técnica da CID, vários extensómetros foram também colados às barras de aço inoxidável ao longo do comprimento de colagem conforme as disposições mostradas na Figura 1d para os seis provetes.



Legenda:

- 1 – Suporte para a câmara fotográfica digital;
- 2 – Foco de luz;
- 3 – Perfil metálico;
- 4 – Provelte de betão armado de seção em T;
- 5 – Macaco hidráulico;
- 6 – Barra de aço inoxidável;
- 7 – Transdutor de deslocamento;
- 8 – Laje rígida de betão armado;
- 9 – Varão Dywidag;
- 10 – Estrutura metálica reticulada;
- 11 – Pequeno perfil metálico.

Figura 2 – Vista geral do ensaio de arrancamento.

## 3 - ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 3.1 - Curvas força vs. deslizamento

Dependendo de como o comprimento de colagem é ou não suficientemente grande, a relação entre a força e o deslizamento da ligação aço inox/betão apresenta características diferentes. Assim, para ajudar na descrição dessas diferenças, a Figura 3 mostra todas as respostas força vs. deslizamento obtidas para cada um dos provetes ensaiados. Para além disso, os deslizamentos na extremidade carregada obtidos a partir das leituras realizadas pelos extensómetros ao longo do comprimento de colagem, bem como pela técnica da CID, são também mostrados na Figura 3. Em ambas as técnicas de monitorização (extensómetros e CID), os deslizamentos na extremidade carregada são muito parecidos. No entanto, importa realçar que os deslizamentos medidos a partir da técnica CID tendem a desviar-se dos deslizamentos medidos a partir dos extensómetros nos provetes cujos comprimentos de colagem são mais curtos. Essas diferenças ficam a dever-se, muito provavelmente, aos valores de deslizamento muito pequenos (inferiores a 0,05 mm) envolvidos nos processos de descolamento das barras de aço inox do substrato de betão armado (EBR-Lb50, Lb100a|b e Lb160).

Não obstante, ambas as situações (comprimentos de colagem curtos e longos) são importantes para a compreensão e definição dos diferentes estados que a interface aço inox/betão atravessa até à sua rotura. Por exemplo, nos provetes cujos comprimentos de colagem são maiores, conseguem-se identificar três estados diferentes. Por ordem em que esses estados surgem durante o processo de descolamento, a curva força vs. deslizamento caracteriza-se por: (i) um primeiro troço linear que corresponde a um estado elástico da interface aço inox/betão; (ii) um segundo troço não linear onde se combinam o estado elástico com o de amolecimento (ou *softening* conforme vulgarmente designado na literatura internacional); e (iii) um patamar constante que é revelador da iniciação do descolamento (sem transferência de tensões) da interface aço inox/betão. No entanto, à medida que o comprimento de colagem da ligação diminui, estes três estados tendem também a diminuir, precisamente, por falta de comprimento de amarração. Inclusivamente, e dependendo do comprimento de colagem da ligação e da relação interfacial (tensão de aderência vs. deslizamento),

pode acontecer que apenas o regime elástico se consegue desenvolver até à rotura da ligação, o que se consegue identificar pela resposta linear força vs. deslizamento da interface.

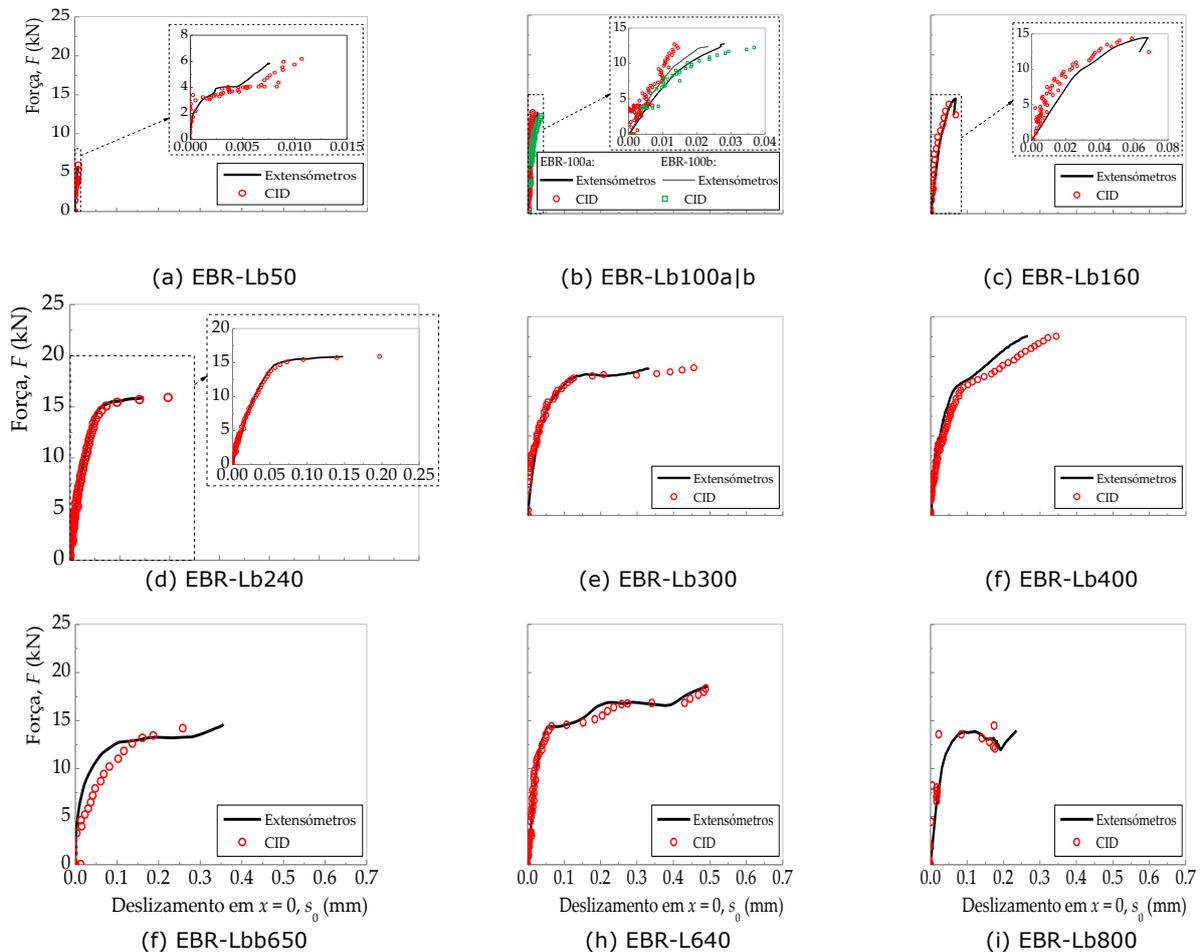


Figura 3 – Respostas Força-Deslizamento obtidas experimentalmente.

### 3.2 - Modos de rotura

A Figura 4 mostra os modos de rotura observados nos ensaios de corte simples. No total, foram identificados três modos de rotura diferentes e que podem ser classificados da seguinte forma (veja-se o Quadro 1): (i) rotura adesiva pela interface aço inox/resina (Tipo I); (ii) destacamento de uma pequena camada superficial de betão (Tipo II); e (iii) rotura mista, i.e., coesiva pelo betão e adesiva pela interface aço inox/resina (Tipo III). De entre estes três tipos de modos de rotura, a rotura adesiva entre o aço inoxidável e a resina foi observada nos provetes cujos comprimentos de colagem são mais curtos. À medida que o comprimento da ligação dos provetes aumenta, as roturas da ligação aço inox/betão começaram a caracterizar-se também pelo destacamento de uma camada superficial de betão.

Apesar de não ser esse o propósito deste estudo, pode-se afirmar que os modos de rotura aqui observados evidenciam que a técnica tradicional EBR deve ser melhorada atendendo-se para isso, à adição de fixações mecânicas que permitam aumentar a resistência da interface aço inox/betão. Nesse sentido, a adoção de outras técnicas mais recentes e inovadoras (Chastre *et al.*, 2016) deve ser considerada em futuras aplicações. Naturalmente, a melhor solução para atingir esse objetivo é aquela que é capaz de tirar partido de todo o comportamento mecânico da barra de aço inoxidável, ou seja, é aquela que leva à rotura da barra de aço inox e que, pela via experimental, os autores deste trabalho já conseguiram demonstrar para laminados de matriz polimérica reforçado com fibras de carbono colados a pavimentos antigos de madeira (Biscaia *et al.*, 2016b; Biscaia *et al.*, 2018a).

O Quadro 1 associa os modos de rotura observados e as cargas máximas atingidas em cada provete ensaiado na presente campanha experimental. Do Quadro 1, constata-se que as cargas máximas tendem a aumentar com o comprimento de colagem e, na verdade, naqueles casos em que isso não aconteceu, os modos de rotura observados são modos de rotura mistos em que partes do comprimento de colagem ocorreram roturas adesivas pela interface aço inox/resina e noutras

observaram-se destacamentos de uma camada superficial de betão. Por conseguinte, as roturas coesivas pelo betão são mais eficientes porque, como seria expectável para uma técnica de reforço por colagem, as interfaces (betão/resina e aço inox/resina) não podem desempenhar na ligação aço inox/betão o papel mais fraco da ligação sendo que, a rotura deva ocorrer em qualquer um dos dois materiais estruturais colados.

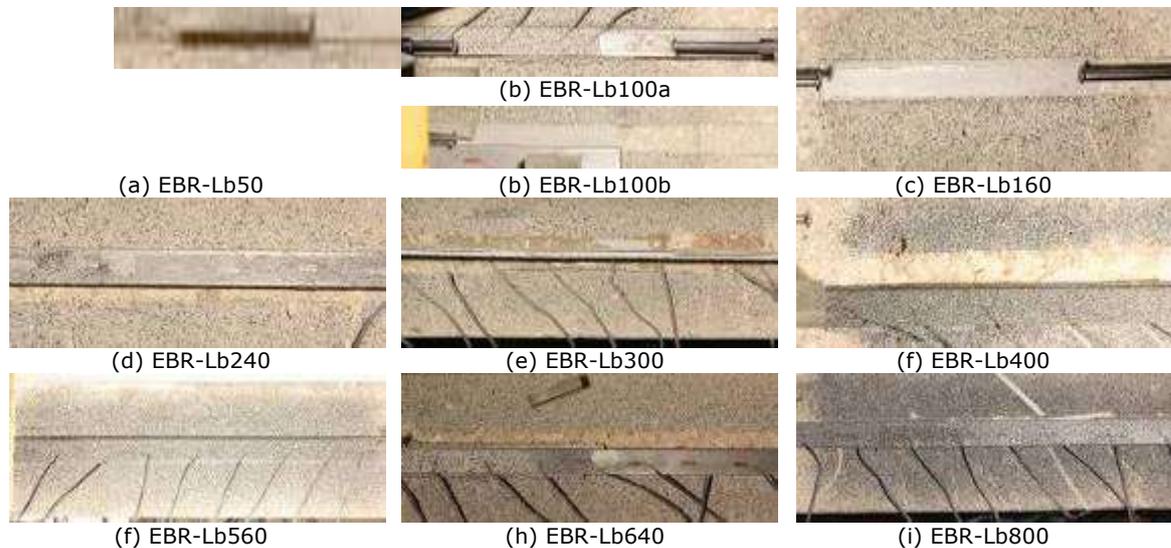


Figura 4 – Modos de rotura observados no final do ensaio.

### 3.3 - Deslizamentos ao longo do comprimento de colagem

Conforme já se referiu, os deslizamentos da ligação aço inox/betão foram obtidos segundo a técnica da CID, bem como a partir das extensões medidas pelos extensómetros. Neste último caso, os deslizamentos poderão, considerando que as extensões desenvolvidas no betão são muito pequenas quando comparadas com as extensões no aço inox (Franco *et al.*, 2018), obter-se a partir da integração das extensões no aço inoxidável ao longo do comprimento de colagem sendo que, para um comprimento de colagem suficientemente grande, o deslizamento é nulo na extremidade livre. Os deslizamentos ao longo do comprimento de colagem terão, desta forma, uma configuração parabólica sendo esta, aliás, uma técnica vulgarmente seguida por vários autores, e.g. (Ferracutti *et al.*, 2007; Yang *et al.*, 2017). Por outro lado, se se usar a técnica da CID, os deslizamentos obtidos ao longo do comprimento de colagem apresentam demasiados ruídos que dificultam (ou impossibilitam mesmo) a determinação das extensões e das tensões de aderência ao longo do comprimento de colagem. Por conseguinte, os autores propuseram um modelo (Biscaia *et al.*, 2018b) que permite, de uma forma simples, estimar a lei de aderência local de uma ligação sem que para isso se se conheça, de antemão, a solução algébrica que define a distribuição dos deslizamentos da ligação. Com base nessa lei coesiva simples (polinómio de 3º grau), o processo de descolamento completo de uma ligação colada fica perfeitamente definido. Refira-se ainda que este modelo pode ser considerado como uma simplificação a outros modelos mais elaborados como são as leis de aderência aproximadas por funções exponenciais (Dai *et al.*, 2006) ou por potências (Ferracutti *et al.*, 2007) e que são usados para caracterizar o comportamento interfacial das ligações FRP/betão. No entanto, este modelo tem a vantagem de, em caso de se se recorrer à CID, poder-se eliminar as descontinuidades (ruídos) que se obtêm da determinação dos deslizamentos da ligação, sem que para isso se recorra a uma solução previamente já conhecida.

Durante o processo de descolamento, a distribuição dos deslizamentos é caracterizada por uma distribuição não linear ao longo do comprimento de colagem sendo que, o seu maior valor encontra-se localizado na extremidade carregada ( $x = L_b$ ) e a menor na extremidade livre ( $x = 0$ ). Observa-se ainda uma concavidade voltada para cima nessa distribuição e em todo o domínio do comprimento de colagem. Tendo em consideração estes aspetos, os autores propuseram que os deslizamentos ao longo do comprimento de colagem,  $s(x)$ , pudessem ser determinados a partir de (Biscaia *et al.*, 2018b):

$$s(x) = \frac{a}{1 + e^{b \cdot (L_b - x)}} \quad [1]$$

onde "a" e "b" são constantes a serem determinadas a partir da adaptação da curva aos resultados experimentais obtidos a partir da técnica CID; e  $L_b$  é o comprimento de colagem. Esta função, Eq. (1), depende da definição de dois parâmetros sendo que "a" corresponde ao dobro do deslizamento último da ligação, i.e. ao deslizamento a partir do qual não é possível transferir-se tensões de aderência

entre os materiais colados, e “b” é um parâmetro responsável pela forma da função que é mais ou menos acentuada com o aumento ou diminuição do seu valor, respetivamente. Deve-se mencionar que a Eq. (1) deve ser usada apenas em situações em que o comprimento de colagem é suficientemente grande e que o substrato (neste caso, o betão) é considerado rígido ou suficientemente indeformável de modo a que as extensões nele desenvolvidas possam ser ignoradas quando comparadas com as extensões desenvolvidas no reforço (neste caso, o aço inox). Para mais informação sobre este modelo sugere-se que o leitor consulte outros trabalhos desenvolvidos pelos autores deste estudo (Biscaia *et al.*, 2018a; Biscaia *et al.*, 2018b).

A Figura 5 mostra as aproximações conseguidas entre a Eq. (1) e os dados experimentais após a aplicação de um processo de minimização dos erros entre ambos os resultados, experimental e teórico, e através do qual se obteve o parâmetro “b” (Biscaia *et al.*, 2018b). Os resultados mostram que a Eq. (1) é capaz de representar, com boa aproximação, as distribuições dos deslizamentos ao longo do comprimento de colagem permitindo suavizar o ruído que se obtém pelo recurso à técnica da CID. Deve-se fazer notar ainda que a região colada e monitorizada através da técnica da CID deve cobrir, pelo menos, o comprimento efetivo da ligação, ou seja, o comprimento a partir do qual não se consegue aumentar a resistência da ligação. Desta forma, garante-se que os maiores deslizamentos na ligação serão monitorizados, o que permitirá definir, com melhor aproximação, todo o processo de descolamento da ligação. Assim, no presente caso, chegou-se a um comprimento efetivo de 235 mm para a ligação aço inox/betão (Biscaia *et al.*, 2018a), razão pela qual se mostram, na Figura 5, apenas os resultados obtidos para os seis provetes com maiores comprimentos de colagem.

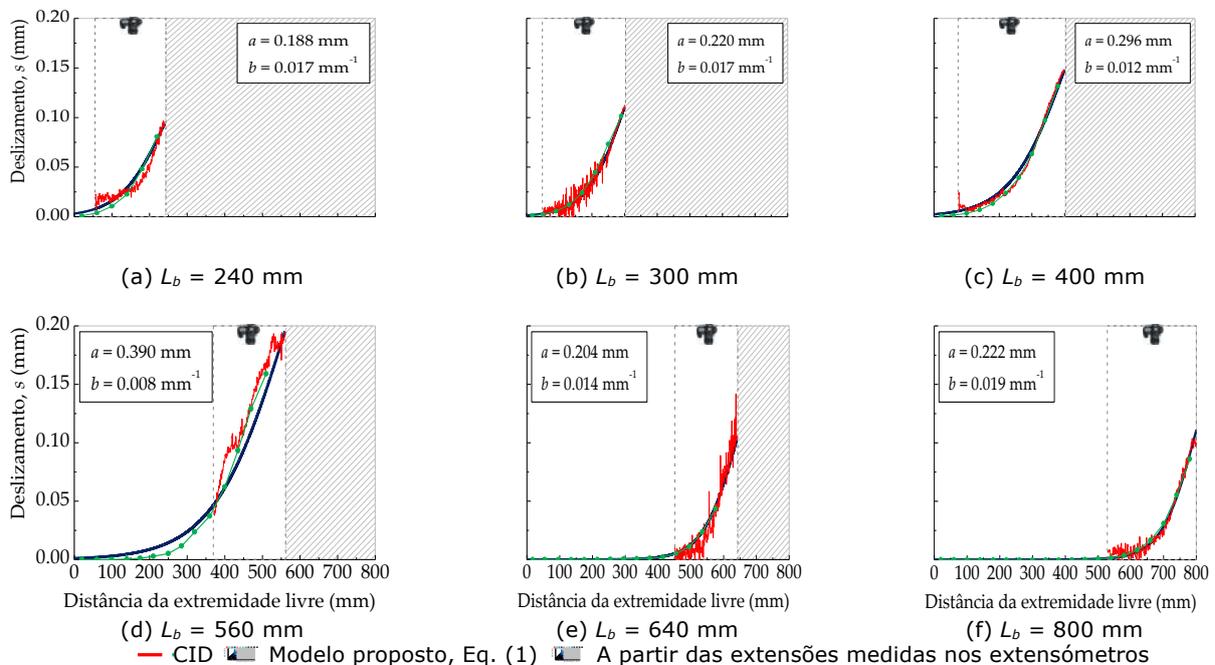


Figura 5 – Distribuição dos deslizamentos nos provetes com comprimentos de colagem suficientemente grandes (calibração com o modelo proposto).

## 4 - MODELAÇÕES NUMÉRICA E ANALÍTICA

### 4.1 - Lei de aderência local

A partir da Eq. (1) e após algumas operações matemáticas (Biscaia *et al.*, 2018b), a lei de aderência local entre dois materiais estruturais colados fica definida segundo o polinómio de 3º grau:

$$\tau(s) = \left(\frac{b}{a}\right)^2 \cdot 2s \cdot (s - a) \cdot \left(s - \frac{a}{2}\right) \cdot E_s \cdot t_s \quad [2]$$

onde  $E_s$  e  $t_s$  são o módulo de elasticidade e a espessura do aço inoxidável, respetivamente. Experimentalmente, a combinação, num dado ponto da ligação (preferencialmente junto à extremidade carregada), entre as tensões de aderência e os deslizamentos pode ser obtida conforme sugerido amplamente na literatura (e.g. Dai *et al.*, 2006; Ferracutti, *et al.*, 2007; Biscaia e Chastre, 2018a). Os resultados experimentais daqui obtidos quando confrontados com os resultados da Eq. (2) evidenciam algumas discrepâncias que se acentuam mais nos provetes EBR-Lb400 e EBR-Lb560 (vide Figura 6). Selecionaram-se ainda quatro pontos (i, ii, iii e iv) da curva tensão de aderência vs.

deslizamento teórica para, nas subseções subsequentes, ilustrar-se o desempenho da ligação aço inox/betão quando  $s = s_{\max}/2$ ,  $s = s_{\max}$ ,  $s = (s_{\max} + s_{ult})/2$  e  $s = s_{ult}$ , respetivamente. Desta forma, pretendeu-se ilustrar, com os dois primeiros pontos, o regime elástico da ligação aço inox/betão, enquanto que com os outros dois pontos se pretendeu mostrar o regime de amolecimento (ou *softening*) a desenvolver nesta ligação.

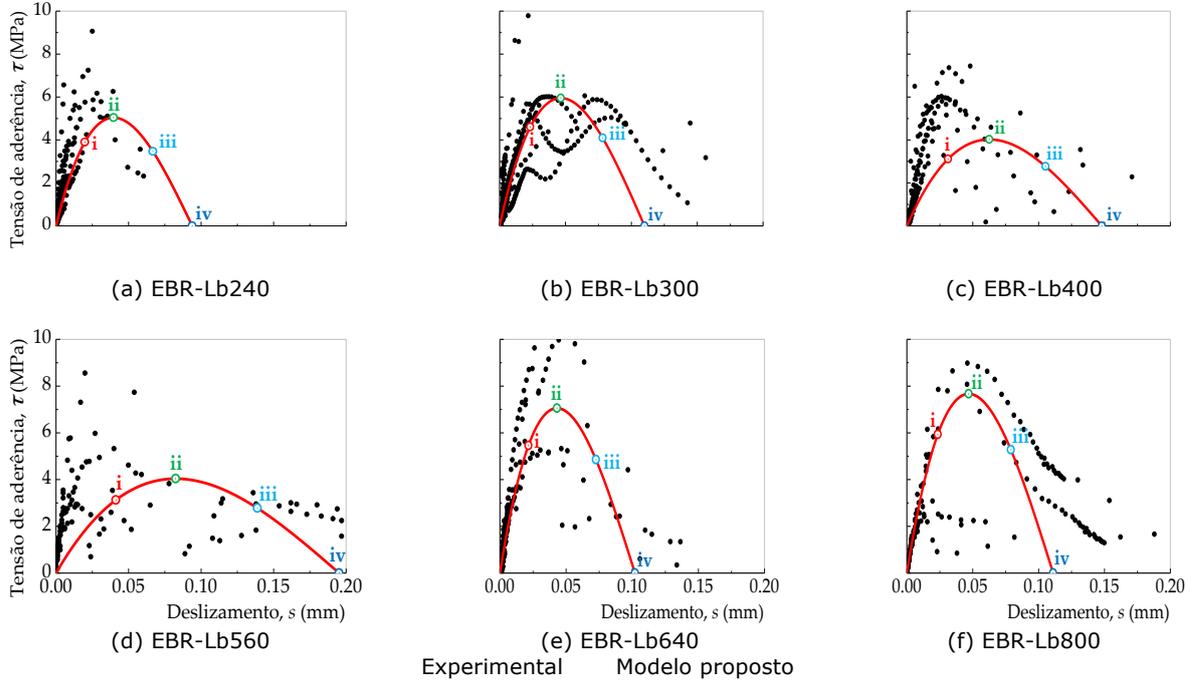


Figura 6 – Lei de aderência aço inox/betão.

#### 4.2 - Modelo analítico proposto

Nas condições já referidas, o processo de descolamento numa ligação colada entre dois materiais estruturais pode ser estudado assim que se estabelece a equação de equilíbrio do problema. Assim, tomando em consideração a lei de aderência local definida pela Eq. (2) e assumindo que durante o processo de descolamento do aço inoxidável da superfície de betão armado, o aço inox está dentro do seu regime elástico, a condição de equilíbrio a resolver é (Biscaia *et al.*, 2018b):

$$\frac{d^2s(x)}{dx^2} = 2 \left(\frac{b}{a}\right)^2 \cdot s \cdot (s - a) \cdot \left(s - \frac{a}{2}\right) \quad [3]$$

que integrando e introduzindo as condições de fronteira em  $x = 0$ , i.e. na extremidade livre,  $s = 0$  e  $ds/dx = 0$  (extensão nula no aço inoxidável), conduz à distribuição de deslizamentos:

$$s(x) = \frac{a}{1 + \left(\frac{a}{s_{Lb}} - 1\right) \cdot e^{b \cdot (L_b - x)}} \quad [4]$$

onde  $s_{Lb}$  representa o deslizamento na extremidade carregada, i.e. em  $x = L_b$ , e que, para a simulação, se faz incrementar monotonicamente para, dessa forma, se simular todo o processo de descolamento.

Atendendo que as extensões no substrato de betão armado podem ser ignoradas, da primeira derivação da Eq. (4) em ordem a  $x$ , define-se a distribuição das extensões,  $\varepsilon_s(x)$ , desenvolvidas no aço inoxidável ao longo do comprimento de colagem:

$$\varepsilon_s(x) = \frac{a \cdot b \cdot s_{Lb} \cdot (a - s_{Lb}) \cdot e^{b \cdot (L_b - x)}}{\left[s_{Lb} + (a - s_{Lb}) \cdot e^{b \cdot (L_b - x)}\right]^2} \quad [5]$$

Por outro lado, a distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento colado podem ser determinadas a partir da derivação da Eq. (5) em ordem a  $x$  (Biscaia *et al.*, 2018b), chegando-se a:

$$\tau(x) = E_s \cdot t_s \cdot a \cdot b^2 \cdot s_{Lb} \cdot (s_{Lb} - a) \frac{e^{b \cdot (L_b - x)} \cdot (s_{Lb} - a \cdot e^{b \cdot (L_b - x)} + s_{Lb} \cdot e^{b \cdot (L_b - x)})}{\left[s_{Lb} + a \cdot e^{b \cdot (L_b - x)} - s_{Lb} \cdot e^{b \cdot (L_b - x)}\right]^3} \quad [6]$$

Quanto ao comprimento efetivo da ligação, assumindo que para deslizamentos inferiores a 0,005 mm não se consegue efetivar qualquer transferência de tensões em materiais, da Eq. (1) ao fazer-se que  $L_{eff} = L_b - x$ , resulta:

$$L_{eff} = \frac{1}{b} \ln(200a - 1) \quad [7]$$

### 4.3 - Modelo numérico tridimensional

Para as simulações numéricas, recorreu-se à versão 3D do programa de cálculo automático ATENA (Cervenka *et al.*, 2016). As propriedades do betão, das armaduras, do aço inoxidável e do elemento de interface para modelar a ligação aço inox/betão foram adotadas de acordo com os resultados experimentais. O comportamento constitutivo do aço inoxidável apesar de ser não linear (Biscaia *et al.*, 2018a; Biscaia *et al.*, 2018b), assumiu-se uma lei constitutiva do tipo bi-linear, sendo que o primeiro troço possui um módulo de elasticidade de 192 GPa e o segundo troço com um módulo de elasticidade de 800 MPa. A interface aço inox/betão foi modelada com elementos de interface cuja rotura é governada pelo critério de Mohr-Coulomb. Numa primeira parte, o descolamento da ligação rege-se pela relação linear entre a tensão de aderência máxima e o respetivo slip de acordo com:

$$K_{tt} = \frac{\tau_{max}}{s_{max}} \quad [8]$$

Por conseguinte, o primeiro troço é sempre linear e quando a tensão de aderência máxima é atingida, o modelo permite adotar um amolecimento da ligação (*softening*) por diferentes troços retos. Uma vez que o primeiro troço é sempre linear, por simplificação, considerou-se um modelo bi-linear cujos pontos nucleares são os mesmos encontrados para o modelo proposto, i.e. os mesmos para  $\tau_{max}$ ,  $s_{max}$  e  $s_{ult}$ . Por outro lado, na direção perpendicular à área colada, a rigidez  $K_{nn}$  foi praticamente ignorada por se ter assumido uma tensão, nessa direção, nula. Outros parâmetros relevantes para definir completamente os elementos de interface no ATENA (Cervenka *et al.*, 2016), como a coesão e o atrito interno da ligação, assumiram, no primeiro caso, os mesmos valores de  $\tau_{max}$  obtidos a partir do modelo proposto, enquanto que para o segundo caso, assumiu-se um valor nulo para que não houvessem quaisquer interferências das tensões normais com as tensões tangenciais desenvolvidas na ligação (Biscaia e Chastre, 2018b).

Ambos os elementos foram modelados com elementos finitos quadrilaterais com diferentes tamanhos. No caso do betão, os elementos tipo *brick* utilizados têm 4,0 cm de lado, enquanto o tamanho dos elementos tipo *brick* utilizados para o elemento de aço inoxidável têm menor dimensão, i.e. 8 mm de lado. A malha do elemento de betão ao longo da interface foi também refinada assegurando que os nós ao longo da interface estivessem espaçados de 2 cm. Por falta de qualquer simetria, os provetes foram completamente modelados tendo-se ainda adotado um incremento de deslocamento na extremidade do aço inoxidável de 0,01 mm por cada passo imposto ao modelo de modo a simular as cargas transmitidas ao aço inoxidável perfazendo-se vários passos até se verificar a rotura da ligação aço inox/betão. O modelo numérico tridimensional do provete EBR-Lb800 está representado na Figura 7 sendo que, os demais modelos diferem deste devido ao comprimento de colagem assumido em cada um deles, obrigado a que o elemento de aço inoxidável seja mais curto nesses modelos.

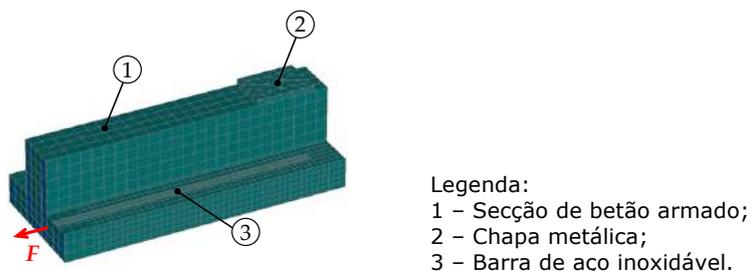


Figura 7 - Modelo numérico tridimensional: Provette EBR-Lb800.

## 5 - VALIDAÇÃO DA MODELAÇÃO

### 5.1 - Distribuição das extensões no aço inox

As extensões obtidas experimentalmente no reforço de aço inoxidável e as obtidas pelas modelações são alvo de comparação na Figura 8 para os quatro pontos previamente referidos (i, ii, iii e iv) e realçados na Figura 6. Uma vez que o modelo analítico proposto apenas deve ser aplicado a comprimentos de colagem superiores ao comprimento efetivo da ligação, apenas os provetes cujos comprimentos de colagem são superiores a 235 mm (Biscaia *et al.*, 2018a) são aqui alvo de comparação. Assim, as soluções numéricas e analíticas encontradas para cada provete permitem constatar que, com a exceção dos provetes EBR-Lb300 e EBR-Lb400, os resultados mostram boa aproximação com os resultados experimentalmente obtidos. Nota-se, porém, que as extensões máximas atingidas na extremidade carregada de aço inoxidável são inferiores aos resultados experimentais e analíticos. Contudo, em termos gerais, os resultados permitem verificar que quer o modelo proposto quer a modelação numérica desenvolvida podem ambas representar

qualitativamente a distribuição das extensões ao longo do comprimento de colagem da ligação aço inox/betão, i.e. as extensões desenvolvidas no aço inox são maiores junto à extremidade carregada, diminuindo ao longo do comprimento de colagem e tendendo para zero na extremidade livre (oposta à carregada) da ligação.

## 5.2 - Distribuição das tensões de aderência

A Figura 9 compara as distribuições das tensões de aderência obtidas das simulações com os resultados obtidos experimentalmente. Com base nessas comparações, pode observar-se que a distribuições das tensões de aderência são razoavelmente bem estimadas com exceção, porventura, dos provetes com  $L_b = 300$  e  $400$  mm nos quais a modelação proposta apresenta algumas diferenças com os resultados experimentais, com especial ênfase junto à extremidade livre do aço inoxidável. No entanto, deve-se fazer notar que a determinação experimental da distribuição das tensões de aderência assume uma distribuição constante entre extensómetros consecutivos, o que implica que a distância adotada entre pontos de monitorização é importante para a determinação destas tensões. Por isso, a distância máxima adotada entre extensómetros consecutivos foi, no máximo, de 40 mm, o que, atendendo à visão geral dos resultados obtidos, pareceu ser suficiente para se estabelecerem comparações razoáveis com os modelos numérico e analítico proposto neste trabalho.

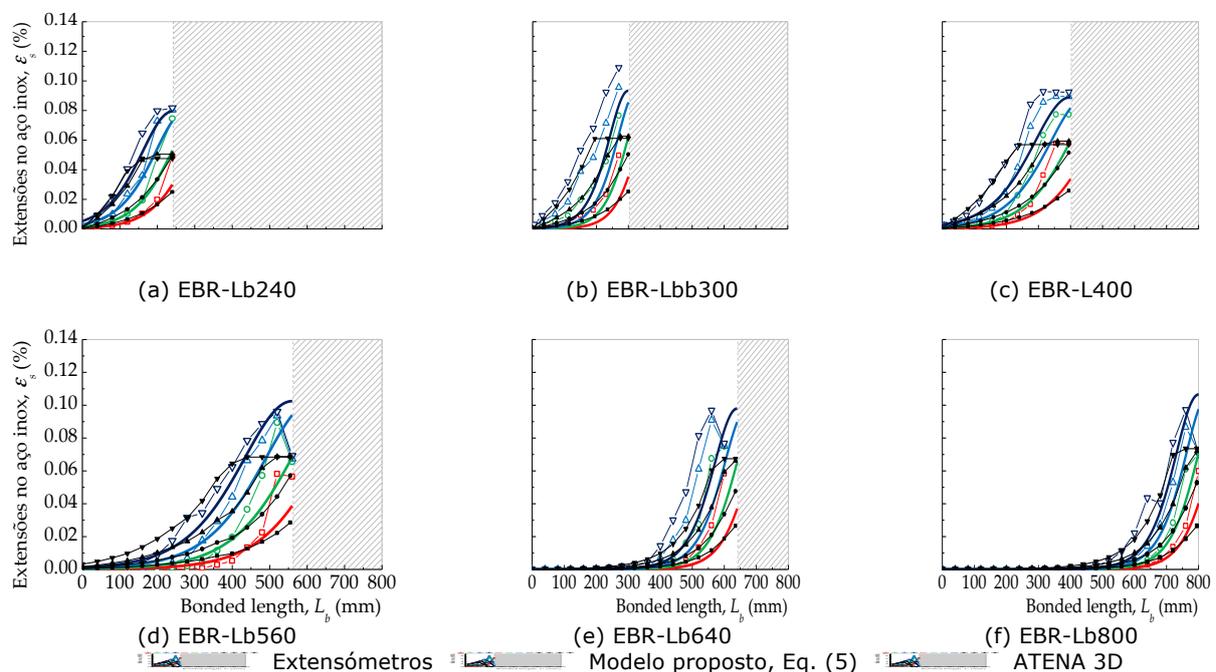


Figura 8 – Distribuição das extensões no aço inox nos provetes com comprimentos de colagem suficientemente grandes.

Além disso, as distribuições de tensão de aderência obtidas em qualquer dos casos (pela via numérica, analítica ou experimental), correspondem a distribuições tipicamente descritas na literatura, e.g. (Dai *et al.*, 2006; Ferracutti *et al.*, 2007; Biscaia *et al.*, 2016; Biscaia e Chastre, 2018a), ou seja, com o aumento da carga transmitida ao reforço, as tensões de aderência aumentam na extremidade carregada até atingirem o seu valor máximo ou  $\tau_{max}$ . Como o valor máximo é atingido primeiro na extremidade carregada, o primeiro troço (elástico) correspondente à curva tensão de aderência vs. deslizamento fica totalmente esgotado nesse ponto e, em seguida, as tensões de aderência começam a diminuir de acordo com o segundo troço (*softening*) descendente da curva tensão de aderência vs. deslizamento. Neste processo, a tensão de aderência máxima desenvolvida na ligação move-se em direção à extremidade livre de reforço. Quando a tensão de aderência na ligação toma o valor zero na extremidade carregada significa que a resistência da interface foi atingida e a separação completa entre o aço inoxidável e o betão foi iniciada. Neste processo, dependendo do comprimento de colagem adotado, a força transmitida à barra de aço inoxidável mantém-se contante sendo que, à medida que o diagrama correspondente às tensões de aderência atinge a extremidade livre, a força tende a baixar e os deslizamentos em toda a ligação a tender para o deslizamento último,  $s_{ult}$ , da ligação (Dai *et al.*, 2006; Ferracutti *et al.*, 2007; Biscaia e Chastre, 2018a).

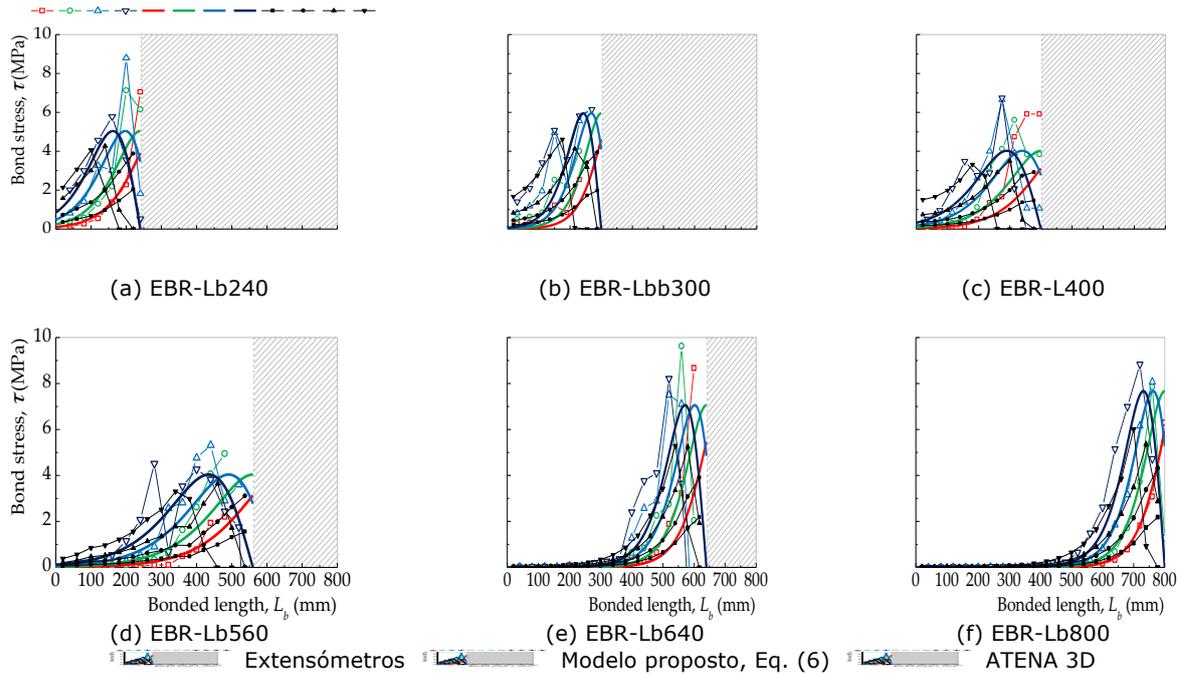


Figura 9 – Distribuição das tensões de aderência nos provetes com comprimentos de colagem suficientemente grandes.

## 6 - TÉCNICA DE REFORÇO INOVADORA CREAtE

A Figura 10 compara duas técnicas de reforço por colagem para um comprimento de colagem de 560 mm. Uma, a EBR, mostra que a simulação numérica estima uma força máxima transmitida ao aço inoxidável de 13,4 kN (EBR-Lb560) enquanto na outra (CREAtE), a força, após atingir os 13,4 kN, tende a subir devido ao efeito da ancoragem simulado na extremidade do aço inoxidável oposta à carregada. Por conseguinte, a técnica CREAtE apresenta, claramente, um desempenho altamente superior ao observado pela técnica convencional EBR, conseguindo-se levar à rotura o aço inoxidável. A Figura 10 mostra ainda, a tracejado, o comportamento esperado para o aço inoxidável se este fosse simplesmente tracionado. Nota-se que, durante o processo de descolamento da ligação aço inox/betão, e à medida que o aço inoxidável descola, a partir dos 13,4 kN, a curva força vs. deslizamento tende rapidamente a acompanhar a resposta do aço inoxidável quando submetida à tração simples.

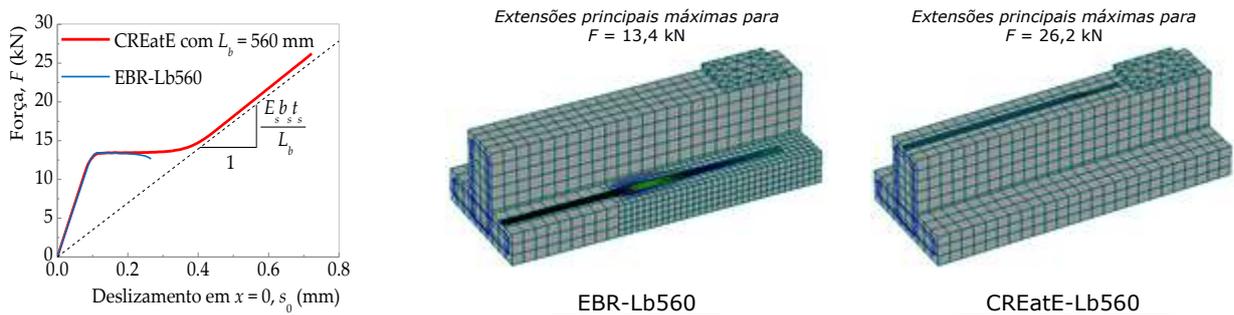


Figura 10 – Comparação entre a técnica convencional EBR (proвете EBR-Lb560) e a técnica inovadora CREAtE (simulação numérica de um modelo igualmente com  $L_b = 560$  mm).

## 7 - CONCLUSÕES

Com base nos resultados apresentados ao longo deste trabalho, identificam-se as seguintes conclusões:

- o modelo analítico proposto pode ser usado em ligações coladas entre um aço inoxidável e o betão, e cuja distribuição de deslizamentos ao longo do comprimento colado é inicialmente desconhecida. Ao contrário de outros modelos (e.g. Dai *et al.*, 2006), a função de deslizamento proposta é fácil

de usar e ajusta muito bem aos dados experimentais, facilitando a implementação do método, por exemplo, em projeto;

- a curva proposta para definir o deslizamento ao longo do comprimento de colagem, permite definir, com suficiente precisão, as distribuições das extensões e das tensões de aderência. Comparando com os resultados experimentais, com exceção de algumas situações, o processo de descolamento do aço inoxidável do betão foi simulado analítica e numericamente com boa precisão. Sendo a modelação numérica realizada numa perspetiva tridimensional, o modelo analítico, apesar das suas simplificações (a 1D), conseguiu reproduzir fielmente os resultados experimentais e numéricos;
- da simulação numérica realizada relativa à técnica de reforço CREAtE, é possível concluir que o descolamento prematuro da ligação, vulgarmente observado em ligações em que se adota a técnica EBR, é eliminado, conseguindo-se plastificar ou romper o aço inoxidável.

## **AGRADECIMENTOS**

Os dois primeiros autores agradecem ao UNIDEMI e ao seu Projeto Estratégico UID/EMS/00667/2019 pelo apoio financeiro de algumas partes deste estudo. O primeiro autor agradece ainda à Fundação para a Ciência e Tecnologia pela bolsa pós-doutoral SFRH/BPD/111787/2015.

## **REFERÊNCIAS**

- Biscaia, H.C., Chastre, C., Borba, I.S., Silva, C. e Cruz, D. (2016a). Experimental evaluation of bonding between CFRP laminates and different structural materials, *Journal of Composites for Construction* 20(3), 04015070.
- Biscaia, H.C., Franco, N., Nunes, R. e Chastre C. (2016b). Old suspended timber floors flexurally-strengthened with different structural materials, *Key Engineering Materials* 713, 78-81.
- Biscaia, H., Chastre, C., Cruz, D. e Franco, N. (2017). Flexural strengthening of old timber floors with laminated carbon fiber reinforced polymers. *Journal of Composites for Construction* 21(1):04016073.
- Biscaia, H., Franco, N. e Chastre, C. (2018a). Stainless steel bonded to concrete: An experimental assessment using the DIC technique, *International Journal of Concrete Structures and Materials* 12(1), artigo 9.
- Biscaia, H., Franco, N. Chastre, C. (2018b). Development of a simple bond-slip model for joints monitored with the DIC technique, *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 18 (4), 1535-1546.
- Biscaia, H. e Chastre, C. (2018a). Theoretical analysis of fracture in double overlap bonded joints with FRP composites and thin steel plates, *Engineering Fracture Mechanics* 190, 435-460.
- Biscaia, H. e Chastre, C. (2018b). Design method and verification of steel plate anchorages for FRP-to-concrete bonded interfaces, *Composite Structures* 192, 52-66.
- CEN, NP EN 12390-3. Ensaios de betão endurecido: Resistência à compressão dos provetes de ensaio. Instituto Português da Qualidade, 2003.
- CEN, EN ISO 6892-1:2009 - Metallic materials. Tensile testing - Part 1: Method of test at ambient temperature, CEN, 2009.
- Cervenka V., Jendele L., Cervenka J. ATENA Program Documentation – Part 1 – Theory. Cervenka Consulting, Prague, May, 2016.
- Chastre, C., Biscaia, H.C., Franco, N. e Monteiro, A. (2016). Experimental analysis of reinforced concrete beams strengthened with innovative techniques. 41st IAHS WORLD CONGRESS Sustainability and Innovation for the Future, 13-16 September 2016, Albufeira, Portugal, p. 1-10.
- Czaderski, C., Soudki, k. e M. Motavalli. (2010). Front and side view image correlation measurements on FRP to concrete pull-off bond tests, *Journal of Composites for Construction*, 14(4), 451-463.

- Dai, J., Ueda, T. e Sato, Y. (2006). Unified analytical approaches for determining shear bond characteristics of FRP-concrete interfaces through pullout tests, *Journal of Advanced Concrete Technology* 4(1), 133-145.
- Eurocode 2 (EC2). Eurocode 2: design of concrete structures – Part 1-1: general rules and rules for buildings. EN 1992-1-1; December 2004.
- Ferracuti, B., Savoia, M. e Mazzotti, C. (2007). Interface law for FRP-concrete delamination, *Composite Structures* 80, 523-531.
- Franco, N., Biscaia, H. e Chastre, C. (2018). Experimental and numerical analyses of flexurally-strengthened concrete T-beams with stainless steel, *Engineering Structures*, 172, 981-996.
- GOM Correlate software (2018). [www.gom.com/3d-software/gom-correlate.html](http://www.gom.com/3d-software/gom-correlate.html), acedido em 3/10/2018).
- H. Zhu, Wu, G., Shi, J., Liu, C., He, X. (2014). Digital image correlation measurement of the bond-slip relationship between fiber-reinforced polymer sheets and concrete substrate, *Journal of Reinforced Plastic Composites* 33(17), 1590-1603.
- NCORR (2018). [www.ncorr.com](http://www.ncorr.com), acedido em 3/10/2018.
- Yang, Y., Biscaia, H., Chastre, C. e Silva, M.A.G. (2017). Bond characteristics of CFRP-to-steel joints, *Journal of Constructional Steel Research* 138, 401-419.



## **MONITORAMENTO NÃO-DESTRUTIVO DA EVOLUÇÃO DO POTENCIAL DE CORROSÃO EM ESTRUTURA STEEL FRAME**

### **NON-DESTRUCTIVE MONITORING OF THE EVOLUTION OF CORROSION POTENTIAL IN STEEL-FRAME STRUCTURE**

Cavalcante, Lia; LAREB/CENTRE, Faculdade Ari de Sá, Fortaleza, Brazil, liafontenelec@hotmail.com.  
Silva, Matheus; LAREB/CENTRE, Faculdade Ari de Sá, Fortaleza, Brazil, matheus.engcv@outlook.com.  
Rodrigues, Moacir; LAREB, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 4200-465 Porto, Portugal, fmoacirpr@gmail.com.  
Sales, Vinicius; Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brazil, mesquita.e@outlook.com.  
Medeiros, João; LAREB, Faculdade Estácio, Fortaleza, Brazil, joaomedeiros702@gmail.com.  
Araujo, Emanuel; LAREB, Universidade Federal do Ceará, Campus Russas, Russas, Brazil, emanuhenriqcivil@gmail.com.  
Barroso, Ana Jéssica; LAREB/CENTRE, Faculdade Ari de Sá, Fortaleza, Brazil, moaccirfilho@hotmail.com.  
Rubens, Tallis; LAREB, Universidade Federal do Ceará, Campus Russas, Russas, Brazil, tallis.maia@gmail.com.  
Mesquita, Esequiel; LAREB, Universidade Federal do Ceará, Campus Russas, Russas, Brazil, emesquita@ufc.br.

#### **RESUMO**

As estruturas civis estão sujeitas a ações ambientais e cargas externas que podem reduzir sua durabilidade. Um dos danos mais frequentes presentes nas estruturas de concreto armado (CA) e *Steel-Frame* é a corrosão, especialmente em países com grandes zonas costeiras, como o Brasil. A corrosão é um processo eletroquímico que, por suas ocorrências, são necessárias diferenças de potencial, umidade e oxigênio. Diversos fatores, como presença de cloretos e sulfatos e evolução da carbonatação, também podem acelerar a evolução da corrosão. Neste trabalho, uma técnica não-destrutiva é empregada para avaliação da evolução potencial da corrosão em escala real. Para isso, o processo de corrosão foi induzido em uma estrutura de *Steel-frame* aplicada por aspersão de solução de NaCl (0,01 mol/L) em um arcabouço da estrutura avaliada. As medidas foram realizadas ao longo do tempo por um eletrodo padrão preenchido com sulfato de cobre (CuSO<sub>4</sub>) em 81 pontos. Os resultados obtidos permitiram construir mapas de cores e monitorar a evolução da corrosão, bem como identificar as áreas onde o processo de corrosão foi mais ativo.

#### **ABSTRACT**

Civil structures are subject to environmental actions and external loads that can reduce its durability. One of the most often damages present in reinforced concrete (RC) structure is the corrosion, especially in countries with large coastal zones, as Brazil. Corrosion is electrochemical process that for its occurrences potential difference, humidity and oxygen are needed. Several factors as chlorides and sulfates presence and evolution of carbonatation can also accelerate the corrosion evolution. In this work, a non-destructive technique is employed for real scale potential corrosion evolution assessment. For that, the corrosion process was induced in a steel structure with projected mortar applied by sprinkling of NaCl solution (0.01 Mol/L) in a frame of the assessed structure. The measures were performed over the time by a standard electrode filled with copper sulfate (CuSO<sub>4</sub>) in 81 points. The obtained results allowed to build color maps and the monitoring of the corrosion evolution, as well identify the areas where the corrosion process was more active.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

A durabilidade das estruturas tem sido mundialmente investigada e discutida, uma vez que afeta diretamente a segurança e a vida útil das construções. Entretanto, não há um consenso entre os estudiosos em como se dá essa redução da durabilidade estrutural. METHA (1994), ANDRADE (2001) e REPETTE (1997) explicam que a modelagem de parâmetros que analisam a vida útil de uma estrutura ainda é complexa, visto que há uma tentativa de correlacionar diversos fatores influenciadores desse acontecimento, além disso, Andrade (2001), cita que é necessário também uma análise e validação completa dos modelos propostos.

Em se tratando de fatores que influenciam diretamente os processos de degradação das armaduras, destaca-se a corrosão que, segundo ANDRADE (1997), é a manifestação patológica que mais ataca as estruturas, cuja evolução compromete significativamente a segurança das mesmas. Além disso,

Romano (2009) também comenta que o número de casos em que as edificações apresentam sinais de deterioração nos primeiros anos vem crescendo, e que dentre as manifestações patológicas mais frequentes está a corrosão das armaduras do concreto.

Dessa forma, sabe-se que a corrosão é um fenômeno eletroquímico que tem como produtos os óxidos e hidróxidos de ferro, e que possui, como agentes limitantes de sua ocorrência, um meio eletrolítico, uma diferença de potencial e a presença de oxigênio. Podendo esse mecanismo ser acelerado pela presença de agentes agressivos (HELENE & PEREIRA, 2007; GENTIL, 1996 citado por HOFFMANN, 2001). De forma semelhante, Torres (2011) define a corrosão como um processo de retorno do aço a forma de óxido de ferro, que no caso do concreto armado é fortemente influenciado pela carbonatação e presença de cloretos.

Normalmente, o aço de reforço possui uma manta passiva de hidróxido de ferro que o protege da corrosão, esta camada protetora sofre uma degradação em função da reação do concreto com o dióxido de carbono na atmosfera (CO<sub>2</sub>), ou através da penetração de substâncias que agredem o aço, em particular cloretos (PROCEQ, 2017). Esta descaracterização é chamada de despassivação do aço, onde, segundo Tuutti (1982) citado por De Castro (2014), após a sua ocorrência é dado o início a corrosão de fato.

## 2 - METODOLOGIA

Para o presente trabalho, foi realizado o teste de potencial de corrosão, o qual realiza uma avaliação não destrutiva "in situ" da probabilidade de corrosão na estrutura pelo método de meia-célula, normatizado pela ASTM C 876-09, a fim de obter uma imagem característica do estado de corrosão da armadura, chamada escareamento. Para isso, foi conectado um eletrodo através de um voltímetro na estrutura, esse dispositivo percorreu uma área onde os pontos estavam previamente estabelecidos para a análise, sendo estes, representados por 81 pontos a 20cm de distância em x e y. O eletrodo referencial do sistema foi uma meia-célula de Cu/CuSO<sub>4</sub>, o qual consiste em um bastão de cobre que é imerso em uma solução saturada de sulfato de cobre.

A estrutura foi induzida a corrosão com banhos periódicos de solução de 0.1 M de cloreto de sódio. Dessa forma, foram realizados 12 testes, um a cada 7 dias, a fim de estabelecer um parâmetro de evolução do processo corrosivo, para isso, o primeiro teste foi realizado dia 21 dez, e os demais se iniciaram a partir da segunda semana de janeiro, sendo os dias: 11 jan, 19 jan, 26 jan, 02 fev, 09 fev, 16 fev, 23 fev, 09 mar, 16 mar, 23 mar e 30 mar. Com o auxílio do software estatístico Profometer Link Setup V2.1.4, foi possível a interpretação imediata dos dados coletados em mV, assim como a configuração da faixa de medição de +40 mV a -600 mV, devido ao fato da estrutura já estar exposta anteriormente às condições naturais da região.

Entretanto, sabe-se que existem fatores que influenciam a medição do potencial de corrosão das estruturas, dentre eles destacam-se: a umidade; variações na camada de concreto; uma baixa resistividade elétrica; altas temperaturas e; a permeabilidade do concreto. No que se refere a região a qual a estrutura está inserida, sabe-se que esta possui um clima tropical quente subúmido, de acordo com a FUNCEME, sendo característico do nordeste brasileiro, além disso, possui uma vasta influência da faixa litorânea do Estado, sendo esta responsável pelo desenvolvimento de processos corrosivos em estruturas, devido a ação da agressividade de sais, especialmente cloretos.

Segundo o manual de instruções de operação da PROCEQ (2017), é designando uma probabilidade de 90% de corrosão em andamento em áreas abaixo de -350 mV, e uma probabilidade de 90% de nenhuma corrosão em áreas acima de -200 mV, sendo incerto o comportamento nas regiões entre os dois limites. Então é disponibilizada uma visão geral imediata discriminando as áreas em corrosão ativa (vermelho) das áreas passivas (azuis) e regiões incertas (verde).

## 3 - RESULTADOS

Para a primeira análise, ocorrida no mês de dezembro de 2017, foram coletadas as informações referentes aos índices de potencial de corrosão da estrutura, onde esta estaria em condições normais, ou seja, antes de ser iniciado o processo de indução corrosiva por NaCl. Como ilustrado no seguinte gráfico, o qual mostra que a estrutura, em sua grande parte, se encontra em uma área acima de -190mV, indicando que há baixa probabilidade de ocorrência do fenômeno nessa estrutura.

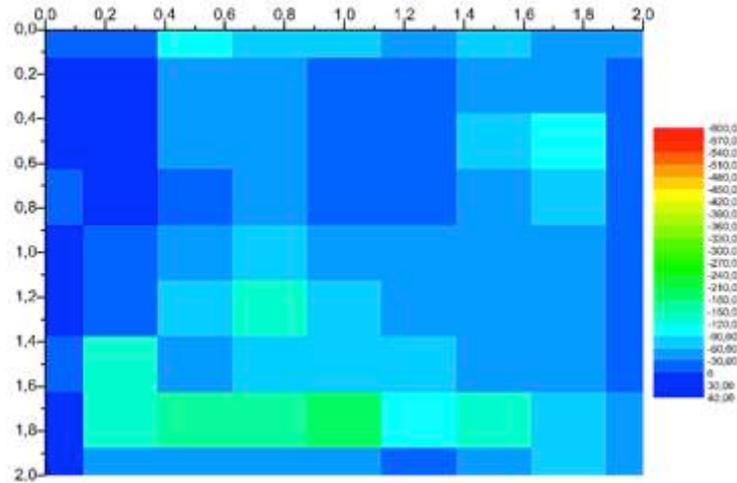


Figura 1: Escareamento da análise de potencial de corrosão de Dezembro de 2017.

Quando analisada a estrutura no mês de janeiro de 2018 (figura 2), pôde-se observar a redução significativa e progressiva da área passiva, obtendo até -445 mV, a medida em que a indução com banhos de NaCl foram ocorrendo. Entretanto, cabe aqui ressaltar a importância de fatores que influenciam na medição, tal como a temperatura, que no mês de janeiro teve sua máxima em 33°C. O aumento da temperatura reduz a resistividade elétrica do concreto levando a obter resultados mais negativos, além disso, a baixa resistividade pode conduzir a uma sobrevalorização da área de corrosão.

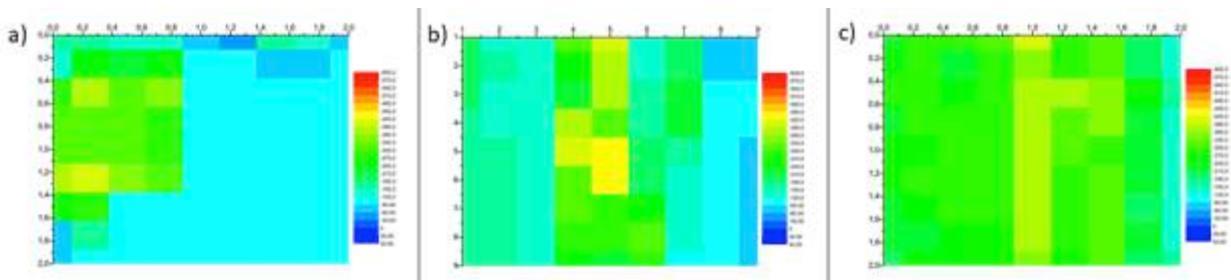


Figura 2: Escareamento da análise de potencial de corrosão de Janeiro de 2018. a) dia 11, b) dia 19 e c) dia 26.

Para o mês de fevereiro de 2018, a área se mostrou com maior uniformidade, como mostra a figura 3, indicando uma maior probabilidade de corrosão ativa em comparação com o mês anterior, obtendo resultados de -165mV a -380mV. Em março de 2018, na análise do dia 30 (figura 2.d), pode-se observar que foi obtido resultados na faixa de até -620mV, ou seja, há a corrosão ativa em grande parte da estrutura, nesse estado, a estrutura já apresenta fissuras.

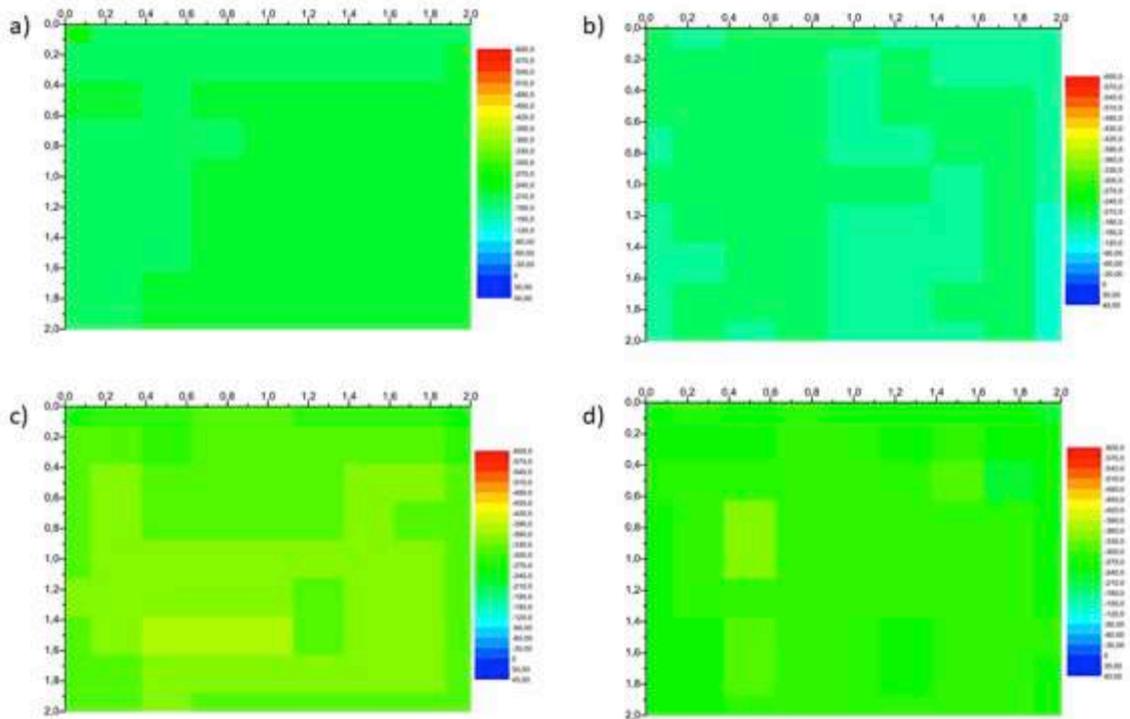


Figura 3: Escareamento da análise de potencial de corrosão de Fevereiro de 2018. a) dia 02, b) dia 09, c) dia 16 e d) dia 23.

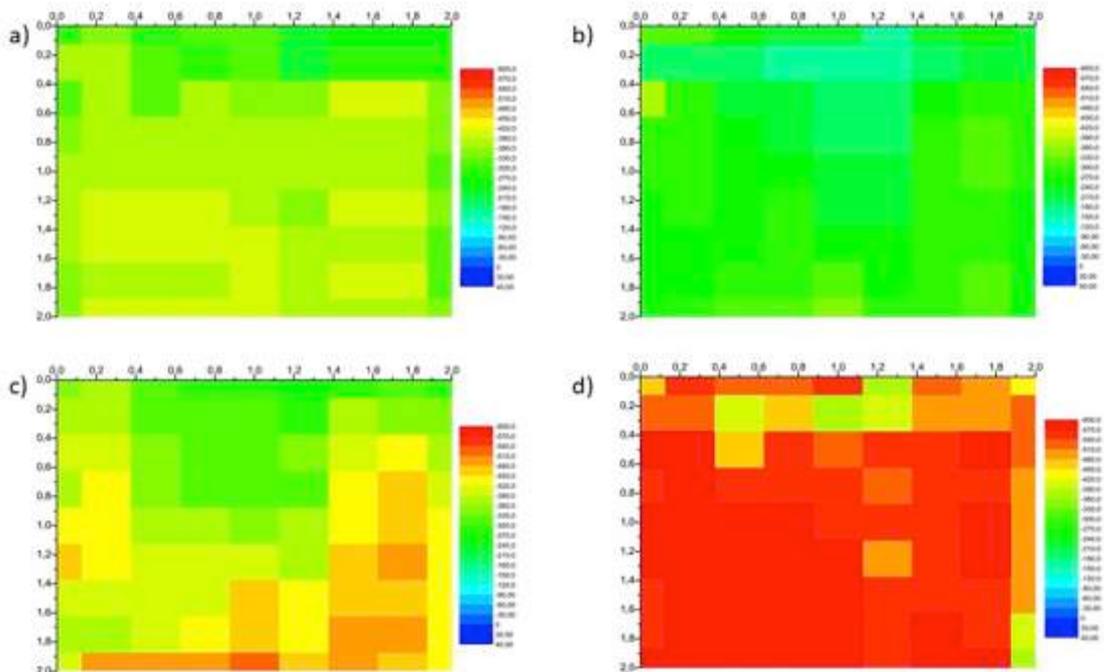


Figura 4: Escareamento da análise de potencial de corrosão de Março de 2018. a) dia 09, b) dia 16, c) dia 23 e d) dia 30.

Quando escolhidos e analisados pontos aleatórios da malha pré-definida, a fim de descrever como se comporta o processo corrosivo na estrutura, obtém-se a figura 5. Este mostra que não há uma linearidade entre o índice de potencial e o tempo. Isto deve-se ao fato de que há fatores influenciadores na obtenção de resultados presentes no estudo, como a temperatura e a umidade.

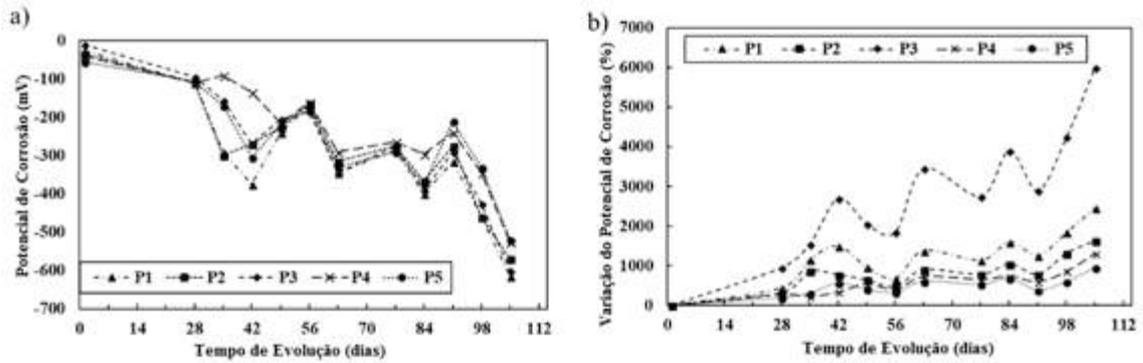


Figura 5: Relação de potencial e tempo de pontos aleatórios

#### 4 - CONCLUSÕES

Pelo exposto, com referência à análise dos dados ora apresentados nesse trabalho, foi possível estabelecer e determinar alguns comportamentos, dentre as quais destacam-se as seguintes:

- Os comportamentos de estruturas de Steel-frame podem ser modificados com a interferência direta no ambiente, ou seja, um elemento estrutural pode transcorrer do estado de área passiva de corrosão a área ativa de corrosão.
- O monitoramento de estruturas em concreto armado pode detectar áreas de corrosão na fase inicial do processo, maximizado as possibilidades de intercessão e correção.
- As análises de monitoramento não destrutivo da evolução potencial de corrosão em uma estrutura de aço com argamassa projetada aplicada, se mostraram satisfatória para avaliações de manifestações patológicas e monitoramento do comportamento de estruturas em curto espaço de tempo.
- Foi possível prever a existência de fissuras nas áreas estudadas, a partir da análise do avanço progressivo das áreas em corrosão.
- O monitoramento possibilitou estabelecer o início do processo de corrosão e assim estabelecer gráficos do avanço da manifestação patológica ao longo do tempo, isso abre possibilidades para estudos no que concerne ao monitoramento constante e ativo em estruturas de concreto e aço.
- Confirmou que aumento da temperatura reduz a resistividade elétrica do concreto levando a obter resultados mais negativos, além disso, a baixa resistividade pode conduzir a uma sobrevalorização da área de corrosão.

#### REFERÊNCIAS

- ANDRADE, Jairo José De Oliveira. *Das Estruturas De Concreto Armado Atacadas Pela Corrosão De Armaduras: Iniciação Por Cloretos*. 2001. 277 f. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001.
- Andrade, J. J. de O. (1997). *Durabilidade das Estruturas de Concreto Armado: Análise Das Manifestações Patológicas nas Estruturas no Estado de Pernambuco*. Dissertação (Mestrado), Universidade, 151.
- Castro, L. G. C. de. (2014). *Estudo da Velocidade de Despassivação de Aços em Estruturas de Concreto Armado, em Meio de Cloreto*, (Trabalho de Graduação-Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista).
- Hoffmann, A. Ti. (2001). *Influência da Adição de Sílica Ativa, Relação Água/Aglomerante, Temperatura e Tempo de Cura no Coeficiente de Difusão de Cloretos em Concretos*. 2001. 132 f. 2001. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado em Engenharia)-Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.
- Mehta, p. K. ; Monteiro, P. J. M. (1994). *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*. 1ª Ed. São Paulo. Ed. PINI, 1994, 580p.

PROCEQ. (2017). Instruction Manual: Profometer Corrosion 6. PROCEQ Operation, Schwerzenbach, Suíça.

Repetto, WL. (1997) "Modelo de Previsão de Vida Útil de Revestimentos de Proteção da Superfície do Concreto em Meios de Elevada Agressividade", Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo.

Romano, F. S. (2009); Estudo do Ingresso de Cloretos em Concretos Localizados no Litoral Norte do Rio Grande do Sul. Dissertação (Mestrado) – UFRGS. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre: UFRGS.

Torres, A. da Silva (2011). Corrosão por Cloretos em Estruturas de Concreto Armado: Uma Meta-Análise. Tese (Doutorado) – UFRGS. Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre: UFRGS.

## **ANÁLISE DA DELAMINAÇÃO E SEUS EFEITOS EM COMPÓSITOS DE MÁTRIZ POLIMÉRICA**

### **ANALYSIS OF DELAMINATION AND ITS EFFECT IN POLYMER MATRIX COMPOSITES**

Silva, Pedro Emanuel Viana; ISEP, Porto, Portugal, 1140164@isep.ipp.pt  
Matos, João Emílio; LEMA/ISEP, Porto, Portugal, jem@isep.ipp.pt  
Durão, Luís Miguel Pereira; CIDEM/ISEP Porto, Portugal, lmd@isep.ipp.pt

#### **RESUMO**

A utilização de materiais compósitos de matriz polimérica tem despertado um crescente interesse e, atualmente, é possível encontrar exemplos da sua aplicação em áreas tão diversificadas como a medicina, o desporto, a aeronáutica, a indústria automóvel, a arquitetura ou a construção civil.

As características mais importantes desta família de materiais estão associadas ao seu baixo peso e elevada resistência específica. Na maior parte dos casos, o fabrico de peças nestes materiais tem por objetivo a obtenção de peças "quase-prontas". Contudo, o seu fabrico não prescinde, em muitos casos, de processos de maquinaria adicionais, com particular destaque para a furação. Deste processo resultam danos nas peças, o mais relevante dos quais é a delaminação. Este defeito tem por consequência uma diminuição das características mecânicas do material, mais importante ainda quando se manifesta nas zonas onde se efetuam ligações a outros componentes.

O objetivo deste trabalho é avaliar a extensão da área delaminada à volta do furo obtido por maquinaria e correlacionar este dano com a perda de resistência do material. Para tal, foram ensaiados dois lotes de provetes obtidos a partir de placas em carbono/epóxido nos quais se efetuou uma furação com velocidade de corte constante e três diferentes avanços bem como quatro hipóteses de ferramenta – helicoidal MD, helicoidal HSS, helicoidal com pré-furo e tipo Brad. Os provetes assim obtidos foram radiografados e das imagens resultantes foi possível calcular a extensão da área delaminada. No final os provetes foram ensaiados mecanicamente – Pin-Bearing test – para obter a devida correlação entre extensão do dano e resistência mecânica.

Os resultados mostram que se pode estabelecer uma relação entre a área delaminada e a resistência mecânica do material, e que esta diminui com o aumento da área de dano, sendo possível controlar as variáveis de corte para reduzir a extensão desta zona.

#### **ABSTRACT**

The use of polymer matrix composite materials has raised an increased interest and, nowadays, it is possible to find examples of application in areas as diverse as medicine, sports, aeronautics, automotive industry, architecture or construction.

The most important features of this family of materials are associated with their low weight and high strength. In the majority of the cases, the manufacture of parts from these materials aim at obtaining pieces "almost-ready". However, in most cases, additional machining processes, with particular emphasis on drilling, are needed for assembly or finishing purposes. This process eventually can cause damage, the most relevant of which is the delamination. This damage has the effect of a decrease on the mechanical characteristics of the parts, most importantly when manifested in areas where their function is to make connections to other components.

The aim of this study is to assess the extent of the delaminated area around the hole obtained by machining and correlate this damage with the loss of resistance of the material. Two specimens obtained from carbon/epoxide prepreg were tested, after being drilled with a constant cutting speed and three different feed rates as well as four types of tool – MD helical, HSS helical, MD helical with pilot hole and Brad type. The pieces thus obtained were radiographed and from the resulting images it was possible to calculate the extent of the delaminated area. At the end the test specimens were mechanically tested – Pin-Bearing test – to obtain the proper correlation between extent of damage and mechanical resistance.

The results show that it is possible to establish a relationship between the delaminated area and the mechanical resistance of the parts, that tend to decrease with the increase of the damaged area and also that is possible to control the cutting parameters to reduce the extent of this area.

## 1 - INTRODUÇÃO

Os materiais compósitos têm assumido uma importância crescente na área da engenharia e a sua utilização é cada vez mais comum. As características importantes desses materiais, tais como as boas propriedades mecânicas associadas ao seu baixo peso específico, têm permitido uma ampla aplicação em áreas distintas como a medicina, o desporto, a aeronáutica, a indústria automóvel, a arquitetura ou a construção civil.

Na área da construção civil podem referir-se diversas utilizações, tais como o reforço externo de pilares em betão armado com uma capa de material compósito tendo por objetivo o aumento do tempo de serviço de estruturas complexas como pontes ou na reabilitação de edifícios. Os materiais compósitos mais utilizados com esta finalidade são os polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC), de vidro (PRFV), de basalto (PRFB) ou aramidas (PRFA, mais conhecidas pela marca comercial Kevlar®). Como polímero são utilizadas resinas epóxicas, de poliéster ou de vinil éster. Esta solução permite reduzir as tensões e as deformações na estrutura, bem como aumentar a capacidade de carga, a rigidez e a capacidade de dissipação de energia em casos de carga incluindo as situações de sismo (Pendhari et al., 2008), (Parghi e Alam, 2018).

No entanto podem ser já encontrados diversos exemplos de estruturas totalmente executadas em materiais compósitos, como é o caso da substituição de pontes já desde 1996 nos Estados Unidos (Reeve, 2010) ou da ponte sobre o Rio Manzanares, em Madrid, instalada em 2010 e que suporta a passagem diária de 1500 pessoas (Reinforced Plastics, 2011), ver Figura 1.



Figura 1 – Ponte sobre o Rio Manzanares, Madrid (Reinforced Plastics, 2011)

As vantagens normalmente associadas à utilização de materiais compósitos nestas soluções estruturais são o seu baixo peso, a resistência à corrosão, o baixo custo e tempo de montagem, a resistência mecânica específica e o baixo custo de manutenção (Reinforced Plastics, 2011). Podem ainda acrescentar-se vantagens a nível estético, tendo em conta a flexibilidade e variedade de opções a nível do design. Torna-se assim provável que a utilização de materiais compósitos em infraestruturas seja cada vez mais uma opção a ser considerada por arquitetos e engenheiros (Reinforced Plastics, 2017).

A maioria dos materiais compósitos é produzida na forma de partes funcionais, prontas ou quase prontas a serem utilizadas. No entanto, a sua aplicação não exclui totalmente a necessidade de processos de maquinagem adicionais, nomeadamente o processo de furação.

A furação de materiais compósitos é, na maior parte dos casos, uma operação de acabamento necessária no fabrico de peças destinadas a montagem em estruturas complexas. A seleção de ferramentas apropriadas e condições de furação é de primordial importância para a obtenção de furos sem qualquer tipo de danos, como pode ser encontrado em diversos artigos publicados em revistas científicas (Hocheng e Tsao, 2005; Palanikumar et al. 2008, Rahme et al. 2015).

A furação é um tipo particular de processo de remoção de material em que a ferramenta tem um movimento rotativo combinado com um movimento de avanço, normalmente vertical, ao longo da peça. Assim, durante o processo de corte, o ângulo de orientação da fibra é variável, causando uma mudança nos mecanismos de corte identificados por Klocke et al (1998) e o correspondente modo de fratura da fibra - tração, compressão ou flexão. O mecanismo de remoção de apra é semelhante ao corte oblíquo com velocidades de corte em constante alteração, de zero no centro à velocidade nominal de corte na periferia da broca. Quando se considera a operação de furação, vários fatores devem ser analisados na sua otimização, minimizando os efeitos negativos sobre a resistência mecânica e a vida à fadiga: material da ferramenta, geometria da ferramenta e condições de furação (Persson et al., 1997; Persson et al, 1997; Montesano et al., 2017).

O material da ferramenta tem um papel importante, pois para diferentes materiais da ferramenta podem resultar furos com diversa qualidade de acabamento e extensão de dano observável à volta do furo. Geralmente, as ferramentas em carboneto de tungsténio (MD) são as mais usadas por representarem um bom compromisso entre custo da ferramenta, desgaste da aresta cortante e qualidade final dos furos, enquanto as ferramentas em aço rápido (HSS) causam maior extensão de dano e as ferramentas em diamante policristalino (PCD) são muito caras. O desgaste da ferramenta é uma consequência da abrasividade dos compósitos e afeta a possibilidade de realizar um corte limpo durante toda a vida útil da ferramenta. Outra questão relacionada com o material da ferramenta é o dano térmico, uma vez que o aumento da temperatura normalmente observado durante a maquinação suaviza a matriz, facilitando assim a delaminação ou o arrancamento de fibras.

A geometria da ferramenta é um fator chave no projeto de trabalhos experimentais relativos à avaliação de danos. Novas geometrias de brocas têm sido desenvolvidas em trabalhos experimentais destinados a avaliar a furação em materiais compósitos, tendo por objetivo a redução da delaminação (Piquet et al, 2000; Hocheng e Tsao, 2006; Durão et al., 2010; Durão et al., 2012). O principal foco no desenvolvimento destas ferramentas é a redução da força axial, a melhoria da qualidade da furação, considerando a redução de defeitos visuais tais como rebarbas, e o aumento da produtividade. Uma geometria de ferramenta capaz de reduzir a força axial tem um grande efeito na redução da delaminação.

O efeito das condições de furação é um tema amplo, onde uma grande diversidade de abordagens pode ser considerada. Algumas dessas abordagens consideram a velocidade de rotação da broca, o avanço da broca, a utilização de fluidos de arrefecimento, o uso de uma placa de suporte, o recurso a estratégias de pré-furação ou uma configuração que permita o amortecimento do movimento da broca contra a peça (Tsao e Hocheng, 2005; Campos Rubio et al., 2008; Khashaba et al., 2010). Todas essas possíveis estratégias de furação pretendem reduzir a delaminação. Sabe-se que o início e a propagação da delaminação é uma função complexa que depende não apenas das condições de furação que pretendem reduzir a força axial, mas também das propriedades do material, como demonstrado pelo modelo de força crítica para o início da delaminação originalmente apresentado por Hocheng e Dharan (1990), ver Equação 1.

$$F_{crit} = \pi \left[ \frac{8G_{lc} E h^3}{3(1-\nu^2)} \right]^{1/2} \quad [1]$$

O objetivo deste trabalho consiste em apresentar um método simples de avaliar a extensão da área delaminada à volta do furo obtido por maquinação e procurar correlacionar este dano com a perda de resistência mecânica do material. Este é um tema de interesse para a indústria relacionada com a produção de peças em materiais compósitos. De notar que, por exemplo na indústria aeronáutica, a rejeição de peças devido a problemas de furação representa cerca de 60% do total de peças rejeitadas (Khashaba, 2009). Neste trabalho mostram-se os resultados dos ensaios realizados a dois lotes de provetes obtidos a partir de placas em carbono/epóxico nos quais se efetuou uma furação com velocidade de corte constante e diferentes avanços bem como diferentes estratégias de furação. Os provetes foram de seguida radiografados e das imagens resultantes foi possível calcular a extensão da área delaminada recorrendo a um software simples. No final os provetes foram ensaiados mecanicamente – Pin-Bearing test – para que fosse possível procurar a devida correlação entre extensão do dano e resistência mecânica.

Os resultados mostram que é possível estabelecer uma relação entre a área delaminada e a resistência mecânica do material, e que esta diminui com o aumento da área de dano. Desta forma mostra-se que é possível controlar as variáveis de corte para reduzir a extensão do dano e consequente redução das propriedades mecânicas.

## 2 - TRABALHO EXPERIMENTAL

### 2.1 - Materiais e Métodos

Para o trabalho experimental, duas placas em carbono/epóxico, uma delas do tipo unidirecional e outra do tipo cross-ply, foram fabricadas a partir de pré-impregnado HS 160 T700 UD REM 36%. As placas foram curadas por 2 horas a 135 °C, seguido de arrefecimento. A espessura final das placas foi de 3 mm. As características mecânicas típicas do material podem ser encontradas no Quadro 1.

As placas foram cortadas em 16+16 provetes de ensaio de 35 × 135 mm<sup>2</sup> que foram utilizados para a furação e subsequentes ensaios mecânicos, neste caso o ensaio designado por Pin-Bearing (Wang et al, 1996). Para efeitos de rastreabilidade todos os provetes foram numerados.

Quadro 1 – Propriedades mecânicas típicas do HS160 T700 UD REM Tape 36%.

PROPRIEDADE	UNIDADE	VALOR TÍPICO
Módulo de elasticidade à tração	[GPa]	123
Tensão de rotura à tração	[MPa]	2294
Alongamento à tração	%	1,72
Módulo de elasticidade à compressão	[GPa]	109,8
Tensão de rotura à compressão	[MPa]	1152
Módulo de flexão	[GPa]	134
Resistência à flexão	[MPa]	1850
ILSS	[MPa]	81,5

As operações de furação foram realizadas numa máquina de furação radial MAS VR2, disponível no Laboratório de Tecnologia Mecânica do DEM/ISEP, e cada furação foi realizada com o provete suportado por guias de madeira na zona de furação, para evitar danos adicionais devido à flexão deste por efeito da força axial exercida pela broca durante a furação. Os lados de entrada e saída da broca foram devidamente marcados na superfície do provete.

Foram utilizadas quatro estratégias de furação utilizando três tipos de geometrias: Helicoidais ( twist, TWI), Helicoidais com pré-furo (twist with pre—drilling, TPD), Brad (BRA) e Helicoidais de aço rápido (High Speed Steel, HSS), conforme apresentado na Figura 2.

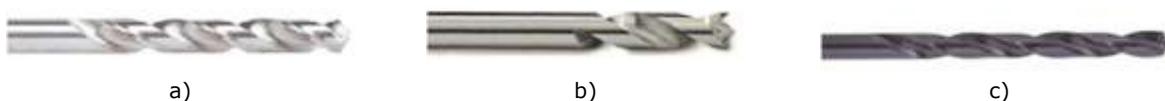


Figura 2: Geometrias de brocas: a) Helicoidal; b) Brad; c) Helicoidal de aço rápido.

As brocas helicoidais são muito usadas na furação de materiais compósitos, apresentando bons resultados no que respeita à extensão do dano. A broca tipo Brad tem arestas de corte em forma de foice, provocando um tensionamento das fibras de reforço antes do corte, o que resulta num corte limpo. Todas essas brocas são feitas de carboneto de tungsténio.

As brocas de aço rápido são geometricamente idênticas às brocas helicoidais acima referidas, mas diferem no material. Geralmente, este material não é recomendado na furação de compósitos de fibra de carbono devido à elevada abrasividade das fibras que provocam o desgaste prematuro da aresta de corte e, consequentemente, produzem áreas de danos maiores. O objetivo da utilização destas brocas é o de obter furos com uma área de dano mais extensa.

A utilização de pré-furo com uma broca de menor diâmetro, seguida de furação com a broca de diâmetro final é favorável do ponto de vista das forças axiais desenvolvidas durante a furação, pois reduz a tensão suportada pela placa no lado de saída da broca, produzindo também um furo mais limpo. Em contrapartida torna a operação de furação mais demorada.

O diâmetro das brocas utilizadas era de 6 mm, com exceção da broca utilizada para executar a pré-furação, que tinha um diâmetro de 1,6 mm, correspondendo a 27% do diâmetro final nominal, maior

que a considerada ideal, no trabalho apresentado por Tsao e Hocheng (2003) e que recomenda uma proporção de 12% do diâmetro final ao efetuar a pré-furação.

Uma vez que a diversidade de áreas de dano deveria ser alcançada usando diferentes tipos de brocas e não através de diferentes parâmetros de furação, apenas uma velocidade de rotação da árvore e dois diferentes avanços, baixo e alto, foram utilizados. A velocidade de rotação da árvore foi ajustada para 1120 rpm, o avanço baixo foi de 0,12 mm/rot e o avanço alto foi de 0,30 mm/rot, sendo este último aplicado somente na furação com brocas HSS, para causar áreas de dano maiores.

## 2.2 - Análise da extensão do dano

Após completar o processo de furação, e para que fosse possível determinar a área delaminada à volta dos furos, foi efetuada uma radiografia digital com contraste. As radiografias não permitem observar a evolução da delaminação ao longo da profundidade do furo, mas permitem obter uma projeção destas no plano. A imagem resultante permite obter uma majoração dos efeitos de delaminação existentes ao longo do furo, nomeadamente nas faces de entrada e de saída da broca. O processo inicia-se com a imersão dos provetes já furados num líquido de contraste, o diiodometano AnalR NORMAPUR®, durante aproximadamente 15 minutos, um líquido de baixa capilaridade e que permite realçar por contraste a zona danificada à volta do furo, nomeadamente delaminações.

As imagens radiográficas foram obtidas utilizando um dispositivo de Raios X Kodak 2100 ligado a um sensor digital Kodak RVG 5100. O tempo de exposição foi de 0,125 segundos, resultando em imagens de boa qualidade com uma resolução de 14 Lp/mm (linhas por milímetro). As imagens foram guardadas como arquivos de formato bitmap (.bmp), pois esse formato não causa nenhuma compactação ou perda de resolução. Na figura 3 mostram-se alguns exemplos de imagens obtidas por este método.

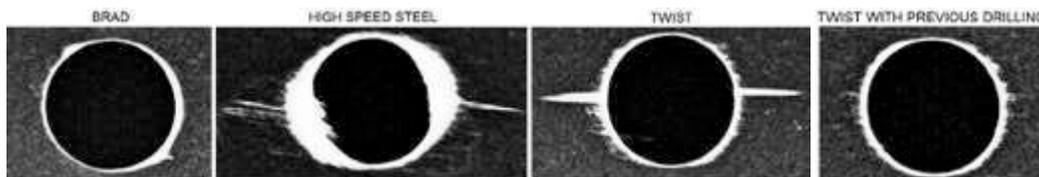


Figura 3: Imagens radiográficas de furos efetuados com diferentes brocas.

Uma imagem digital pode ser considerada como um *array* tridimensional, constituído por um conjunto de elementos de pequena dimensão, a que se dá o nome de pixel. Os numerosos pixels que formam uma imagem têm tons e brilho diferentes, como se pode ver na figura 4.

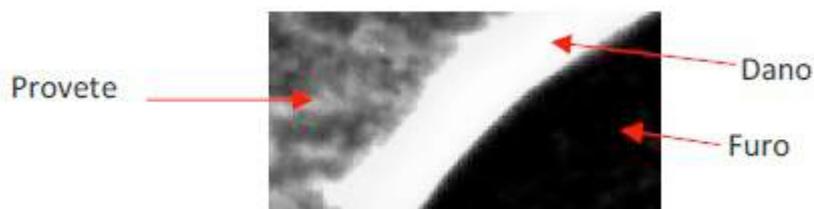


Figura 4: Exemplo dos contornos da área danificada: a região negra corresponde ao furo; a região branca à zona de dano; a região cinzenta ao provete sem danos.

Para avaliar a extensão da delaminação, é necessário definir melhor as áreas e bordas do furo, a zona danificada e a área do provete. Isto pode ser conseguido, transformando a imagem original numa imagem binária onde a área delaminada é branca e as áreas de furo e do provete são negras. Para transformar as radiografias em imagens binárias, utilizou-se um software de edição de imagens, o GIMP®, utilizando a sua ferramenta de definição de limiar (*threshold*).

A ferramenta de limiar calcula um nível médio para os tons da imagem original, transformando os pixels com tons abaixo do nível definido em pixels pretos e os pixels com tons acima do nível definido em pixels brancos. Para cada radiografia foi definido um nível de limiar resultaria numa imagem binária o mais próximo possível da imagem original. Um nível de limiar demasiado baixo mistura a área do dano com tonalidades claras da superfície do provete, tornando a área do dano indefinida. Por outro lado, um nível demasiado alto negligencia áreas danificadas e pode também separar uma área contínua em áreas mais pequenas e desligadas entre si, como se observa na Figura 5. Sempre que possível, a definição do limiar foi a resultante da própria ferramenta.

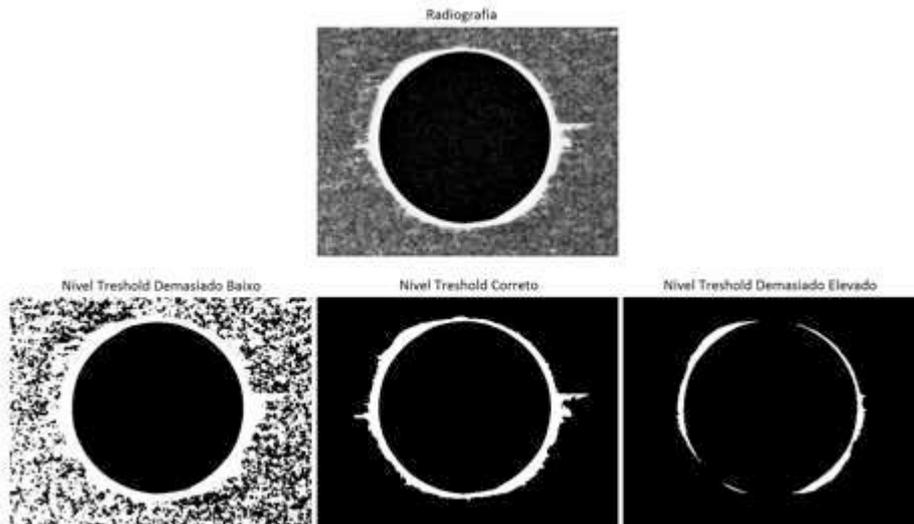


Figura 5: Exemplo de imagem original e da influência do nível de limiar.

A etapa seguinte consistiu em remover o “ruído” das imagens. O “ruído” consistia em manchas brancas e manchas que resultavam de irregularidades na superfície dos provetes. A eliminação destas áreas, usando a ferramenta de pintura de GIMP® garantiria que os pixels brancos na imagem binária corresponderiam apenas à área delaminada ao redor do furo, como se exemplifica na Figura 6.

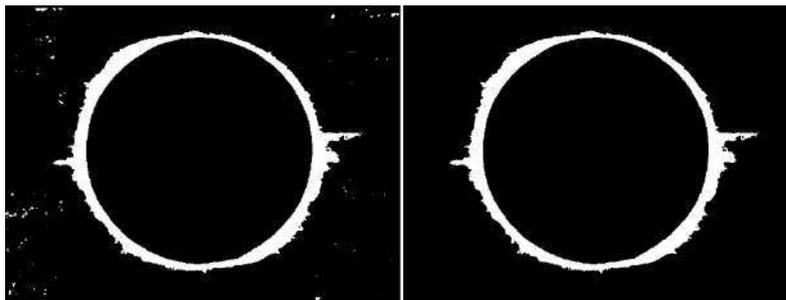


Figura 6: Exemplo de uma imagem binária antes (esquerda) e depois (direita) da operação de limpeza de “ruído”.

A etapa final no processamento de imagens foi a reconstrução circular nos casos em que as rebarbas resultantes do processo de furação impediram que o contorno dos furos aparecesse como um círculo completo. Isso foi feito usando a ferramenta de seleção circular do GIMP® e selecionando secções do contorno do furo onde a forma circular era visível, como se mostra na Figura 7.

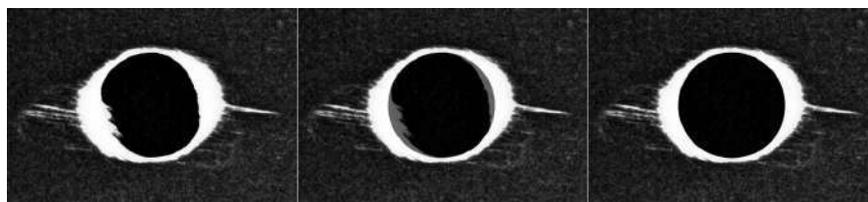


Figura 7: Exemplo de reconstrução circular de um furo, originalmente com rebarba.

A eliminação de “ruído” e as capacidades de reconstrução circular, bem como uma definição de limite mais fácil, constituem vantagens do software GIMP® em relação ao MatLab®, quando está em causa uma análise expedita aos resultados, permitindo assim uma fácil implementação num processo produtivo, se necessário.

A ferramenta de histograma de cores do software GIMP® fornece uma conta do número total de pixels por cor. Preenchendo a área de furação circular na imagem binária com uma terceira cor (por exemplo, vermelho) permite a determinação do furo (vermelho) e áreas danificadas (branco), em pixels (Figura 8).

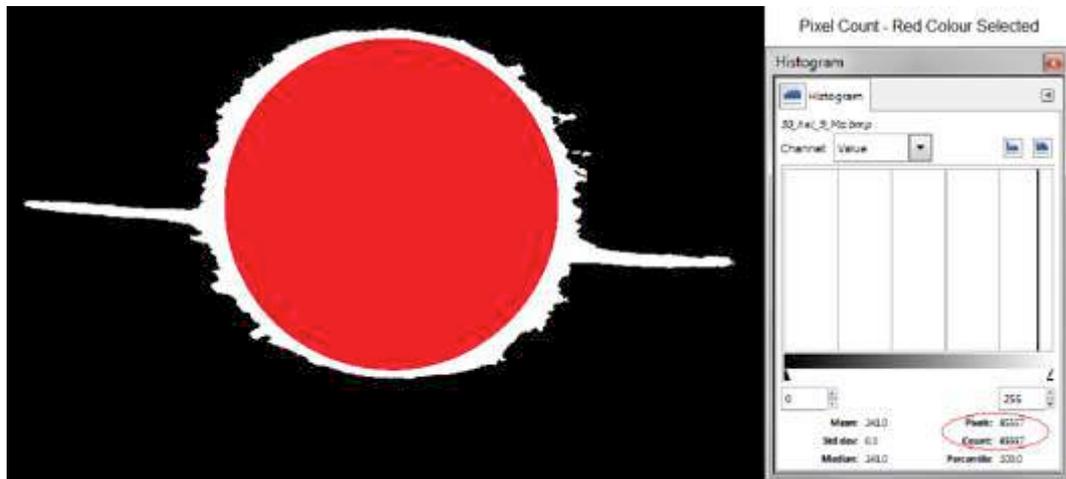


Figura 8: Exemplo de coloração da zona do furo para determinação de áreas (contagem de pixels).

Na abordagem aqui apresentada, procurava-se mostrar a possibilidade de, através de um método simples, obter o valor da área delaminada. Assim, considerando que todos os furos tinham um diâmetro nominal de 6 mm e, portanto, uma área de 28,27433 mm<sup>2</sup>, e dividindo este último valor pelo total de pixels vermelhos numa imagem, tornou-se possível determinar o fator de área por pixel para cada imagem. Isso permitiu calcular quantos mm<sup>2</sup> representavam um pixel para aquela imagem em particular. Multiplicando o número total de pixels brancos de cada imagem pelo fator de área determinado para essa mesma imagem, foi possível obter a área delaminada em mm<sup>2</sup>. Como seria de esperar, nem todas as imagens tinham a mesma “área” em pixels, sendo necessário considerar um valor médio. No entanto, a variação de valores é reduzida. Seria possível obter um valor mais rigoroso da área delaminada recorrendo a processos mais elaborados que não se enquadravam nos objetivos definidos neste trabalho. Foram efetuadas algumas medições com o auxílio do MatLab, recorrendo à resolução indicada no manual do equipamento de radiografia, tendo sido obtidos valores próximos do método aqui adotado.

Realizada a determinação da área danificada à volta do furo, foi possível utilizar um dos critérios de dano existentes. O *Damage Ratio* ( $D_{rat}$ ), conforme apresentado por Mehta et al (1992), foi selecionado para este trabalho - Equação 2 - em que  $D_{mar}$  representa a área de dano e  $D_{avg}$  a área nominal do furo. Como este critério considera a área danificada, parece mais apropriado quando, como na Figura 8, a área danificada tem uma longa delaminação numa única direção, aumentando assim o diâmetro da maior zona danificada enquanto a área real não corresponde a um valor tão elevado.

$$D_{rat} = \frac{D_{mar}}{D_{avg}} \quad [2]$$

### 2.3 - Ensaio mecânico

Para avaliar os efeitos da extensão da delaminação sobre as propriedades mecânicas das placas furadas, foi realizado o ensaio mecânico habitualmente conhecido como Pin-Bearing. Este ensaio, proposto por Wang et al. (1996), utiliza os provetes furados e cortados a meio do diâmetro do furo, ao longo da largura da peça, contendo assim metade do furo. As peças utilizadas respeitaram as proporções dimensionais propostas em Wang et al (1996), garantindo uma rotura puramente por compressão, sem flexão. A montagem do ensaio pode ser vista na Figura 8.

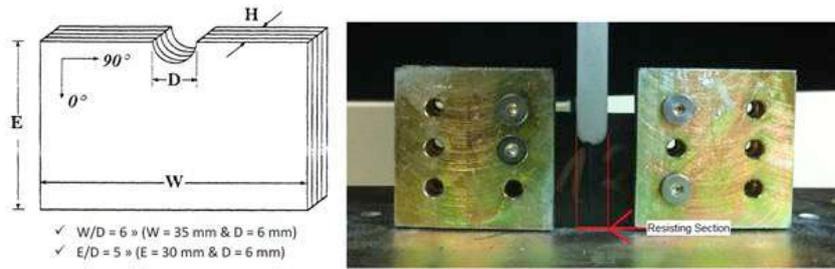


Figura 9: Dimensão e forma dos provetes (esquerda) e montagem do ensaio Pin-Bearing (direita).

Este ensaio consiste em aplicar uma carga descendente com um atuador semicircular dentro do meio furo até a rotura da placa, a uma velocidade de 1,27 mm/min. Todos os ensaios foram realizados na máquina universal de ensaios Shimadzu AG-X/100 kN, disponível no Laboratório de Ensaios Tecnológicos do DEM, equipada com os acessórios necessários e associada a um computador para controlo de máquina e aquisição de dados.

### 3 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir do procedimento experimental descrito acima, foi possível obter os resultados do *Damage Ratio*, agrupados de acordo com o tipo de broca utilizado, conforme apresentado na Figura 10.

O Quadro 2 mostra os valores de áreas delaminadas e o resultado do *Damage ratio* obtidas após o processamento da imagem. Os provetes 1 a 16 são provenientes da placa unidirecional e os provetes 17 a 32 da placa cross-ply.

As placas furadas com as brocas helicoidal (TWI) ou Brad tinham a menor área danificada e, conseqüentemente, os menores valores do *Damage Ratio*. Além disso, o recurso à pré-furação reduziu a área danificada em cerca de 9%, mostrando que este pode ser um bom procedimento quando o objetivo é obter furos sem dano. Os furos com brocas HSS foram os que apresentaram maior área de dano, como esperado.

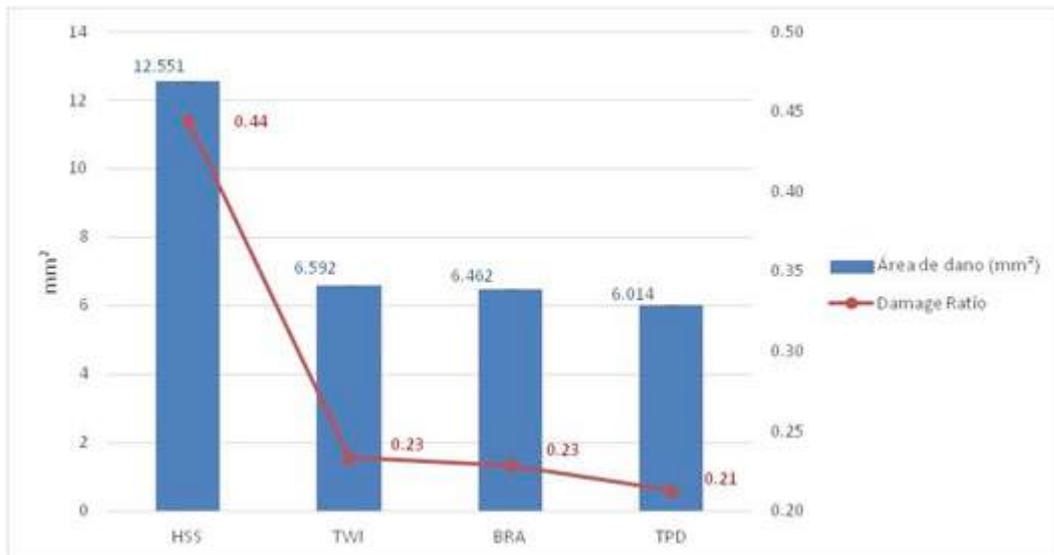


Figura 10: Resultados da área de dano e do *Damage Ratio* para as diferentes geometrias de broca.

A etapa final foi a realização do ensaio Pin-Bearing. Os resultados são apresentados na última coluna do Quadro 2 (mais à direita). Os resultados deste ensaio mostram que, em geral, a resistência da placa diminui à medida que a área danificada aumenta. Esse resultado era esperado e está de acordo com resultados anteriores publicados por diversos autores, ver como exemplo as referências neste artigo.

Quadro 2 - Valores de áreas delaminadas, de *Damage Ratio* e de resistência no ensaio Pin-Bearing para os diferentes provetes (1 a 16 unidirecionais, 17 a 32 cross-ply).

Nº provete	Tipo de broca	Avanço (mm/rot)	Área de dano (mm <sup>2</sup> )	Damage Ratio	Resistência Pin-Bearing (MPa)
1	TPD	0,12	5,497	0,194	301,97
2	TPD	0,12	3,902	0,138	309,84
3	TPD	0,12	5,646	0,200	346,01
4	TPD	0,12	6,643	0,235	343,47
5	BRA	0,12	7,523	0,266	289,71
6	BRA	0,12	5,273	0,187	346,02
7	BRA	0,12	5,923	0,210	313,11
8	BRA	0,12	5,526	0,195	355,91
9	TWI	0,12	7,544	0,267	350,49
10	TWI	0,12	4,723	0,167	291,65
11	TWI	0,12	5,636	0,199	330,85
12	TWI	0,12	6,855	0,242	264,69
13	HSS	0,30	11,639	0,412	284,20
14	HSS	0,30	12,088	0,428	217,83
15	HSS	0,30	12,716	0,450	192,04
16	HSS	0,30	13,756	0,487	264,69
17	TPD	0,12	7,012	0,248	543,21
18	TPD	0,12	7,210	0,255	552,85
19	TPD	0,12	7,747	0,274	544,03
20	TPD	0,12	7,238	0,256	522,94
21	BRA	0,12	9,613	0,340	518,20
22	BRA	0,12	9,246	0,327	524,73
23	BRA	0,12	9,557	0,338	536,52
24	BRA	0,12	11,225	0,397	516,04
25	TWI	0,12	7,521	0,266	539,70
26	TWI	0,12	10,122	0,358	536,19
27	TWI	0,12	7,719	0,273	538,30
28	TWI	0,12	6,164	0,218	524,54
29	HSS	0,30	18,718	0,662	497,97
30	HSS	0,30	12,186	0,431	514,82
31	HSS	0,30	13,939	0,493	503,97
32	HSS	0,30	13,317	0,471	512,07

Ao comparar os resultados nos provetes com recurso à pré-furação (TPD) com os provetes furados sem pré-furação prévia (TWI), observou-se que o aumento médio da resistência no ensaio Pin-Bearing foi de cerca de 4%. Este resultado mostra a importância da redução de danos provocados pelo desenvolvimento de forças axiais durante a furação e a ausência do efeito de flexão das camadas inferiores do laminado durante a furação com a broca de diâmetro final nos furos pré-furados (TPD). Os resultados do ensaio Pin-Bearing nas placas furadas com a broca Brad tinham valores de resistência próximos dos obtidos nas placas com a estratégia de pré-furação (TPD), o que mostra o bom desempenho das brocas Brad na maquinaria de materiais compósitos. Recorde-se que as brocas Brad foram projetadas para a furação deste tipo de materiais, sendo um desenvolvimento de brocas normalmente usadas para madeira. Finalmente, foi confirmado que as brocas HSS não são adequadas para a furação de compósitos de carbono/epóxico, já que a resistência no ensaio Pin Bearing foi menor do que os valores médios de todas as brocas de metal duro em cerca de 24%.

Nas placas cross-ply a tendência geral de resultados é semelhante, embora se notem algumas diferenças se comparadas as duas sequências de empilhamento. A área de dano é, em regra, mais extensa, mas a resistência mecânica no ensaio Pin-Bearing sobe cerca de 75%. Este resultado realça a importância da sequência de empilhamento na adequação das placas à situação concreta de solicitação a que vão estar sujeitas em serviço.

Juntando os resultados precedentes, foi efetuada uma correlação de dados e o resultado final é apresentado na Figura 11. Com base na correlação apresentada, foi possível concluir que, para um aumento de 1 mm<sup>2</sup> na área de dano, a capacidade de carga reduz em cerca de 11,5 MPa. Isto é evidenciado pela inclinação negativa da linha de correlação que pode ser vista na Figura 11. Quando efetuada a mesma correlação com os resultados da placa cross-ply, a inclinação negativa mantém-se mas não de forma tão acentuada com uma redução de carga de 3,8 MPa por cada mm<sup>2</sup> de aumento da área de dano. Este resultado do ensaio Pin-Bearing destaca a importância da redução da

delaminação na resistência mecânica, na extensão do ciclo de vida e na fiabilidade das peças fabricadas em materiais compósitos e sujeitas a operações de maquinagem.

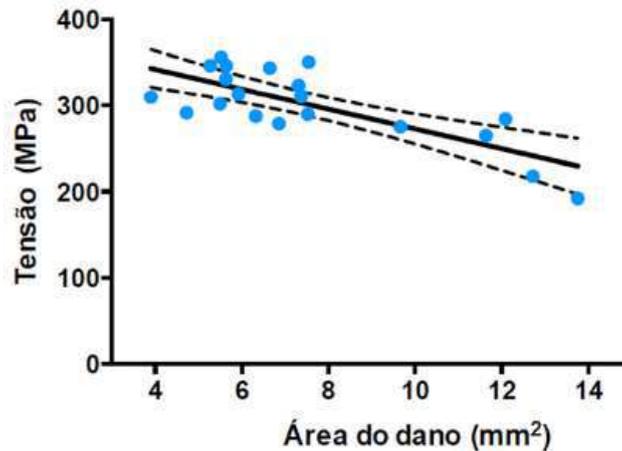


Figura 11: Regressão linear descritiva da relação entre a resistência no ensaio Pin-Bearing e a área de dano.

#### 4 - CONCLUSÕES

Neste trabalho, placas laminadas de carbono/epóxico, uma unidirecional e uma cross-ply, foram produzidas e furadas com o objetivo de avaliar a área danificada resultante e avaliar como essa extensão de dano afetou as propriedades mecânicas das placas furadas. Quatro diferentes opções de ferramentas de furação combinadas com dois avanços foram usados para este estudo. Os resultados relevantes considerados para avaliação destes parâmetros experimentais foram a extensão da delaminação pelo *Damage Ratio* e a resistência mecânica das placas pelo ensaio Pin-Bearing. De acordo com os resultados do trabalho experimental apresentado ao longo deste trabalho, as seguintes conclusões são possíveis.

A avaliação da delaminação é possível usando a técnica de processamento de imagem aqui descrita, utilizando as ferramentas fornecidas pelo software GIMP®, particularmente a ferramenta limiar (*threshold*), para transformar a imagem original numa imagem binária, reduzindo a dependência de erro do operador. Com este processo, foi possível determinar a área danificada ao redor do furo para avaliar os danos resultantes da operação de furação.

O ensaio Pin-Bearing já foi extensivamente utilizado para avaliação da qualidade dos furos e uma boa correlação entre a extensão de dano e a resistência mecânica foi encontrada, com uma inclinação negativa da curva, mostrando assim que uma maior extensão de delaminação resultará em menor resistência mecânica dos laminados carbono/epóxico. Estes resultados estão em concordância com estudos anteriores, como os referidos ao longo deste artigo.

O uso de uma estratégia de pré-furação mostrou ser uma boa opção para os resultados relevantes deste estudo, mostrando uma redução da área delaminada e resultados de resistência mais elevados, devido à redução da força axial durante a operação de furação final. Valores menores da pré-furação, próximos de 12% do diâmetro nominal do furo, devem ser utilizados para possível otimização do resultado.

Como esperado, a broca HSS não deve ser considerada como uma opção para a furação de laminados em carbono/epóxico. As brocas Brad ou Helicoidal, em metal duro, são mais apropriadas para a furação de placas em materiais compósitos, considerando as condições experimentais deste estudo.

Com base na experiência anterior dos autores, as placas furadas com o avanço baixo tiveram os melhores resultados tanto para a extensão da delaminação como para a resistência mecânica. Assim, e devido à natureza laminar dos compósitos, os avanços mais baixos são sempre preferíveis em operações de furação.

O presente trabalho experimental mostra a importância das características de uma placa em material compósito para uma definição adequada da ferramenta de furação, selecionando a sequência de empilhamento mais adequada às condições de projeto, as condições de maquinagem mais

apropriadas para o material, incluindo um avanço baixo, para reduzir a extensão de dano e melhorar a resistência mecânica, fiabilidade e aumento do tempo de serviço das peças fabricadas.

## **AGRADECIMENTOS**

Este trabalho foi suportado pela FCT (Fundação para a Ciência e a Tecnologia) – Portugal, no âmbito do projeto UID/EMS/0615/2016.

Os autores agradecem a colaboração dos Laboratórios de Ensaios Tecnológicos, de Materiais Compósitos e de Tecnologia Mecânica do DEM/ISEP.

## **REFERÊNCIAS**

- Campos Rubio, J.C., Abrão, A.M., Faria, P.E., Correia, A.E., Davim, J.P. (2008). Delamination in High Speed Drilling of Carbon Fiber Reinforced Plastic (CFRP). *J Composite Materials*, 42, pp. 1523-1532.
- Durão, L.M.P., Gonçalves, D.J.S., Tavares, J.M.R.S., de Albuquerque, V.H.C., Vieira, A.A., Marques, A.T. (2010). Drilling tool geometry evaluation for reinforced composite laminates, *Composite Structures*, 92, pp. 1545-1550.
- Durão, L.M.P., Gonçalves, D.J.S., Tavares, J.M.R.S., de Albuquerque, V.H.C., Marques, A.T. (2012). Comparative analysis of drills for composite laminates, *J. Composite Materials*, 46, pp. 1649-1659.
- Hocheng, H. e Dharan, C.K.H. (1990). Delamination during drilling in composite laminates. *Journal of Engineering for Industry*, 112, pp. 236-239.
- Hocheng, H. e Tsao, C.C. (2005) The path towards delamination-free drilling of composite laminates. *Journal of Materials Processing Technology*, 167, pp. 251-264.
- Hocheng, H. e Tsao, C.C. (2006). Effects of special drill bits on drilling-induced delamination of composite materials. *Int. J. Machine Tools & Manufacture*, 46, pp. 1403-1416.
- Khashaba, U.A. (2009) Delamination in drilling polymeric composites: a review, in *Drilling of composite materials*, Ed Nova Science Publishers Inc., pp. 57-81.
- Khashaba, U.A., El-Sonbaty, I.A., Selmy, A.I., Megahed, A.A. (2010). Machinability analysis in drilling woven GFR/epoxy composites: Part I – Effect of machining parameters. *Composites: Part A*, 41, pp. 391-400.
- Klocke, F., Koenig, W., Rummenhoeller, S., Wuertz, C. (1998). Milling of Advanced Composites, in *Machining of Ceramics and Composites*, Ed. Marcel Dekker, NY, pp. 249-266.
- Mehta, M., Reinhart, T.J., Soni, A.H. (1992). Effect of fastener hole drilling anomalies on structural integrity of PMR-15/Gr composite laminates. *Proceedings of the Machining Composite Materials Symposium, ASM Materials Week*, pp. 113-126.
- Montesano, J., Bougherara, H., Fawaz, Z. (2017). Influence of drilling and abrasive water jet induced damage on the performance of carbon fabric/epoxy plates with holes. *Composite Structures*, 163, pp. 257-266.
- Palanikumar, K., Campos Rubio, J., Abrão, A., Esteves, A., Davim, J.P. (2008). Statistical Analysis of Delamination in Drilling Glass Fiber-Reinforced Plastics (GFRP), *J Reinforced Plastics Composites*, 27, pp. 1615-1623.
- Parghi, A. e Alam, S. (2018). A review on the application of sprayed-FRP composites for strengthening of concrete and masonry structures in the construction sector. *Composite Structures*, 187, doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.11.085, pp. 518-534.
- Pendhari, S.S., Kant, T., e Desai, Y.M. (2008). Application of polymer composites in civil construction: A general review. *Composite Structures*, 84: 2, doi.org/10.1016/j.compstruct.2007.06.007, pp. 114-124.
- Persson, E., Eriksson, I., Hammersberg, P. (1997). Propagation of hole machining defects in pin-loaded composite laminates. *Journal of Composite Materials*, 31, pp. 383-408.

- Persson, E., Eriksson, I., Zackrisson, L. (1997). Effects of hole machining defects on strength and fatigue life of composite laminates, *Composites A*, 28, pp. 141-151.
- Piquet, R., Ferret, B., Lachaud, F., Swider, P. (2000). Experimental analysis of drilling damage in thin carbon/epoxy plate using special drills. *Composites A*, 31, pp. 1107-1115.
- Rahme, P., Landon, Y., Lachaud, F., Piquet, R., Lagarrigue, P. (2015). Delamination-free drilling of thick composite materials, *Composites: Part A*, 72, pp. 148-159.
- Reeve, S. (2010). FRP bridges — 14 years and counting. *Reinforced Plastics*, 54: 1, doi.org/10.1016/S0034-3617(10)70031-X, pp. 40-44.
- Reinforced Plastics* (2011), 55: 3, doi.org/10.1016/S0034-3617(11)70078-9, pp. 43-44.
- Reinforced Plastics* (2017), 61: 3, dx.doi.org/10.1016/j.repl.2016.05.003, pp. 176-178.
- Tsao, C.C. e Hocheng, H. (2003). The effect of chisel length and associated pilot hole on delamination when drilling composite materials. *International Journal of Machine Tools and Manufacture*, 43, pp. 1087-1092.
- Tsao, C.C. e Hocheng, H. (2005). Effects of exit back-up on delamination in drilling composite materials using a saw drill and a core drill, *Int. J. Machine Tools & Manufacture*, 45, pp. 1261-1270.
- Wang, H.S., Hung, C.L., Chang, F.K. (1996). Bearing Failure of Bolted Composite Joints: Experimental Characterization. *Journal of Composite Materials*, 30, pp. 1284-1313.

## **AVALIAÇÃO IN SITU DO DESEMPENHO DE REVESTIMENTOS COM INCLUSÃO DE PIGMENTOS REFLETANTES**

### **IN SITU ASSESSMENT OF THE PERFORMANCE OF COATINGS WITH COOL PIGMENTS**

Ramos, Nuno; *CONSTRUCT (LFC), Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto, Portugal, nmmr@fe.up.pt*

Maia, Joana; *CONSTRUCT (LFC), Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto, Portugal, joanamaia@fe.up.pt*

Almeida, Ricardo; *CONSTRUCT (LFC), Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto, Portugal; Instituto Politécnico de Viseu, Escola de Tecnologia e Gestão, Departamento de Engenharia Civil, Viseu, Portugal, ralmeida@estv.ipv.pt*

Carneiro, Bruno, *Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto, Portugal, ec111302@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

O acabamento de superfície dos ETICS é normalmente efetuado com revestimentos de cor clara de modo a reduzir as solicitações decorrentes de elevadas variações de temperatura. De modo a incrementar a paleta de cores utilizável nestes acabamentos, os fabricantes têm desenvolvido revestimentos com adição de pigmentos refletantes que permitam reduzir a temperatura superficial durante o seu ciclo de vida. O real efeito destas adições não é totalmente conhecido pelo que devem ser desenvolvidos protocolos de avaliação do seu efeito. Neste trabalho apresenta-se uma metodologia de avaliação in situ do coeficiente de absorção solar e da temperatura superficial que permita avaliar os benefícios decorrentes da aplicação de diferentes acabamentos em diferentes suportes expostos a radiação solar elevada. A metodologia inclui protocolos de medição e recomendações relativamente ao procedimento de tratamento de dados. A metodologia foi testada num conjunto diversificado de amostras que permitiu obter conclusões sobre o aumento da solicitação térmica devida à variação da cor da superfície e a redução obtida com a aplicação de pigmentos refletantes em amostras de cor idêntica.

#### **ABSTRACT**

The surface finish of ETICS is usually made with light-coloured coatings to reduce the thermal loads arising from high temperature variations. In order to increase the palette of colors used in these finishes, the manufacturers have developed coatings with addition of cool pigments that allow reducing the surface temperature during its life cycle. The actual effect of these additions is not fully known and protocols for evaluating their effect should be developed. This work presents a methodology for in situ evaluation of the solar absorption coefficient and the surface temperature that allows evaluating the benefits of applying different finishes in different substrates exposed to high solar radiation. The methodology includes measurement protocols and the recommended data treatment procedure. The methodology was tested in a diverse set of samples that allowed obtaining conclusions on the increase of the thermal load due to the variation of the surface colour and the reduction obtained with the application of cool pigments in samples of identical colour.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Na Europa, os edifícios são responsáveis por mais de 40% do consumo de energia e emissões de gases de efeito estufa (Lechtenböhmer and Schüring, 2011). O aumento da eficiência energética dos edifícios é crucial para a transformação do quadro energético da UE (EC, 2011).

O uso de materiais de isolamento térmico é uma forma eficaz de reduzir as perdas de calor em edifícios, aumentando a resistência térmica através da envolvente do edifício. Além disso, novos materiais e tecnologias ecoeficientes vêm sendo desenvolvidos para a mitigação das necessidades de climatização dos edifícios (Pacheco-Torgal, 2014; Gonçalves et al., 2014). Uma dessas tecnologias corresponde à aplicação de materiais refletantes, que são definidos como tendo elevada refletância solar e elevada emissão de radiação infravermelha. O uso de materiais refletantes pretende contribuir para a redução de cargas de arrefecimento, uma meta que é condição para atingir a meta de Edifícios de Energia Quase Zero definida pela Diretiva de Desempenho Energético de Edifícios 2010/31 / EC

(EC, 2016). Outro benefício decorrente dessa estratégia é ampliar a gama de cores aplicáveis nos revestimentos urbanos.

Os revestimentos refletantes demonstraram ter um efeito considerável ao melhorar significativamente o conforto térmico interno e externo, ao mesmo tempo que reduzem o consumo de energia dos edifícios (Pisello, 2017). A mudança de cor contribui para a eficiência energética de edifícios isolados e pobres em 5-14%, anualmente, e para a redução da carga de arrefecimento em quase 20% (Gobakis et al., 2015).

A avaliação do desempenho real destas soluções inovadoras é fundamental para a generalização da sua aplicação. Neste trabalho foi desenvolvida uma metodologia de avaliação do desempenho térmico de revestimentos, tendo sido testada em amostras de ETICS com diferentes cores e/ou com a adição de pigmentos refletantes.

## 2 - FUNDAMENTOS

Os materiais que constituem a envolvente de um edifício são, obviamente, determinantes para o seu desempenho térmico e energético, uma vez que as trocas de calor (condução, radiação e convecção) entre o interior e o exterior são condicionadas pelas suas propriedades.

Relativamente às trocas de calor por radiação, o sol é a principal fonte de radiação (que incide no edifício sob a forma de onda curta) e o seu efeito no edifício depende essencialmente da refletância solar ( $\rho$ ) e absorptância solar ( $\alpha$ ) dos materiais de revestimento. Estas propriedades são definidas da seguinte forma:

$$\rho = \frac{q_r}{q_i} \quad [1]$$

$$\alpha = \frac{q_a}{q_i} \quad [2]$$

em que  $q_r$  é a energia incidente refletida,  $q_i$  é a energia incidente e  $q_a$  é a energia incidente absorvida. Ou seja, a refletância solar é a razão entre a taxa de radiação solar refletida numa superfície e a taxa de radiação solar incidente na mesma e a absorptância solar é a razão entre a taxa de radiação solar absorvida numa superfície e a taxa de radiação solar incidente na mesma. Existem diversas metodologias normalizadas para a medição destas características (ASTM E903-12, 2012; ASTM C1549-09, 2014; ASTM E1918-06, 2015).

A refletância e a absorptância assumem valores compreendidos entre 0 e 1, sendo suficiente conhecer uma destas propriedades da superfície, uma vez que a sua soma, em superfícies opacas, é sempre unitária ( $\alpha + \rho = 1$ ). A título de exemplo, uma amostra com refletância solar de 1,0 significa que a sua temperatura superficial não sofrerá qualquer efeito da radiação incidente, já que nenhuma radiação será absorvida. No que respeita à energia absorvida, parte vai ser emitida sob a forma de radiação de onda longa para o exterior e a outra parte emitida para o interior por condução ao longo do elemento construtivo (Figura 1).

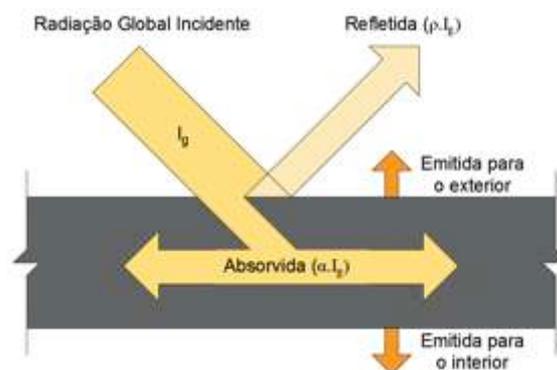


Figura 1 - Trocas de calor por radiação num material opaco

## 3 - MEDIÇÃO DA REFLECTÂNCIA E DA ABSORTÂNCIA EM SUPERFÍCIES OPACAS

### 3.1 - Enquadramento

Na avaliação do desempenho térmico e energético dos edifícios, a absorptância é o parâmetro tipicamente adotado na normalização para caracterizar os materiais de revestimento. No entanto,

como geralmente é mais simples medir a parcela de radiação solar incidente que é refletida, do que a que é absorvida, é comum utilizarem-se métodos de medição de refletância e posteriormente determinar-se a absorptância.

A associação norte-americana ASTM (American Society for Testing and Materials) sugere três métodos de medição da refletância solar de superfícies, cujos procedimentos e equipamentos estão definidos em normas específicas.

### **3.2 - Norma ASTM E903 (2012)**

A norma ASTM E903-12 (2012) - "Standard Test Method for Solar Absorptance, Reflectance and Transmittance of Materials Using Integrating Spheres" - propõe uma metodologia assente na utilização de um espectrofotómetro UV-VIS-NIR equipado com esfera de integração para medir, em laboratório, a refletância ao espectro solar de uma superfície plana e homogênea de dimensões reduzidas.

O espectrofotómetro é um equipamento que faz incidir sobre uma amostra um feixe de radiação com uma faixa de comprimentos de onda entre os 250 a 2500 nm, que corresponde aproximadamente aos mesmos comprimentos de onda que as do espectro solar. Este equipamento vai posteriormente medir através de dois detetores (um detetor mede as faixas do ultravioleta e visível, e o outro a faixa do infravermelho próximo) a energia que é refletida nessa amostra em cada comprimento de onda, considerando uma energia constante em todo o espectro. Sendo a refletância espectral dada pela razão entre a energia refletida e a incidente. No entanto, note-se que a intensidade da radiação solar não é constante ao longo do espectro. Sendo assim, para obter a refletância solar é necessário corrigir os valores dessa refletância espectral com base na intensidade da radiação solar de cada comprimento de onda e integrar no intervalo medido (Pereira et al., 2015).

### **3.3 - Norma ASTM C1549 (2014)**

A norma ASTM C1549-09 (2014) - "Standard Test Method for Determination of Solar Reflectance Near Ambient Temperature Using a Portable Solar Reflectometer" - propõe uma metodologia para a medição da refletância solar de materiais planos e opacos através de um refletómetro solar portátil, também designado de SSR (Solar Spectrum Reflectometer).

O refletómetro solar portátil é constituído por uma cabeça de medição que possui uma lâmpada difusa de tungsténio-halogénio. Esta fonte faz incidir uma radiação eletromagnética sobre a superfície da amostra durante três ciclos de medição de 10 segundos cada. A radiação refletida pela superfície nos diferentes comprimentos de onda será medida por um conjunto de quatro detetores (inclinados com um ângulo de 20º em relação à direção da radiação incidente) designados de L1 (infravermelho próximo), L2 (vermelho), L3 (azul) e L4 (ultravioleta).

Este equipamento, no entanto, apenas realiza as medições para um intervalo de comprimentos de onda relativamente reduzido, quando comparado com o do espectrofotómetro. De facto, o refletómetro solar portátil apenas efetua medições em 4 comprimentos de onda: 380, 500, 650 e 1220 nm, explicando-se assim a necessidade dos quatro detetores. Adicionalmente, o procedimento implica uma calibração prévia do equipamento, que vai servir como base para a extrapolação das medições. Esta calibração corresponde à medição de um corpo negro (reflexão nula) e de amostras padrão com elevada refletância. Por outro lado, este equipamento permite realizar medições em laboratório e in-situ em amostras de maiores dimensões (superiores aos 2,5 cm de diâmetro da abertura da cabeça de medição) (Marinoski et al., 2013; Pereira et al., 2015).

### **3.4 - Norma ASTM E1918 (2015)**

A norma ASTM E1918-06 (2015) - "Standard Test Method for Measuring Solar Reflectance of Horizontal and Low-sloped Surfaces in the Field" - propõe num método para a medição da refletância solar in-situ de superfícies horizontais ou de baixa inclinação (inferiores a 9,5º ou 16,7% em relação ao plano horizontal), usando um piranómetro.

Para além de poder ser aplicado in-situ, este método permite a medição de grandes superfícies, ao contrário do método da norma ASTM E903 (2012). Por outro lado, a sua aplicação fica condicionada quando se trata de superfícies curvas ou muito rugosas.

O piranómetro é um equipamento que mede o total de energia solar radiante que incide numa superfície por unidade de tempo e unidade de área. Pode também ser utilizado para medir o total de energia solar radiante que é refletida numa superfície por unidade de tempo e unidade de área. A partir destas medições é possível determinar a refletância solar da superfície.

Durante o ensaio, o equipamento é colocado na extremidade de um "braço" com cerca de 1 a 1,5 metros, paralelamente à superfície da amostra, que é fixado a uma estrutura de suporte que deve estar alinhada em direção ao sol. Por outro lado, este "braço" deve ser fino e longo, de forma a fazer a menor sombra possível sobre a superfície a analisar, e deve ainda possibilitar movimentos de rotação em torno do seu eixo, com o intuito de numa primeira fase o piranómetro estar voltado para cima (medindo a radiação solar incidente) e numa segunda fase voltado para baixo (medindo a radiação solar refletida). Estas medições, realizadas por fases, devem ser constantes durante pelo menos 10 segundos e serem efetuadas num intervalo de tempo inferior a 2 minutos. O procedimento deve ser repetido pelo menos três vezes, não podendo os valores da refletância solar variar mais que 0,01 entre si numa escala de 0,00 a 1,00. A refletância solar dessa superfície corresponde à média desses três valores.

O equipamento deve ficar a uma distância de pelo menos 50 cm da superfície em análise, sendo que esta distância vai ter influência nas dimensões da amostra, uma vez que, as suas dimensões (diâmetro ou lado) devem ser no mínimo 8 vezes essa distância. Assim, se a amostra for circular, deverá ter no mínimo 4 m de diâmetro, e, se for quadrangular, os seus lados deverão ter no mínimo 4 m. Refira-se ainda que esta metodologia só deve ser aplicada em dias claros e ensolarados, sem nuvens ou neblina durante as medições, e as superfícies das amostras devem ser homogêneas e estar secas. Caso se verifiquem estas condições, o ensaio deverá ainda só ser efetuado quando o ângulo do sol com a normal da superfície for inferior a 45°.

#### 4 - METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO

Neste trabalho avaliou-se o desempenho de materiais de revestimento através da determinação da sua absorptância solar ( $\alpha$ ) e das temperaturas superficiais máximas atingidas pelas superfícies.

A avaliação da absorptância solar foi efetuada através de um método designado por E 1918A, proposto por Akbari e Levinson (2008). Este método consiste numa adaptação do processo previsto na norma ASTM E1918 "Standard Test Method for Measuring Solar Reflectance of Horizontal and Low-sloped Surfaces in the Field" (ASTM, 2015) descrito na secção 2.2.4. O método E 1918A também utiliza um piranómetro na medição da energia solar radiante que incide e da energia que é refletida na superfície por unidade de tempo e unidade de área. No entanto, ao contrário do procedimento original que é indicado para grandes superfícies, este método permite a medição de superfícies quadradas com área de 1 m<sup>2</sup>. Nos ensaios realizados neste trabalho foi utilizado um piranómetro SR05 Hukseflux Thermal Sensors que apresenta uma precisão estimada de 4,4%. Este piranómetro cumpre os requisitos da segunda classe da norma ISO 9060 (ISO, 1990).

A aplicação do método pressupõe uma medição em 3 passos, onde é avaliada a amostra propriamente dita, e o efeito de uma máscara preta e de uma máscara branca que permitem depois eliminar a contribuição do contorno para a reflexão detetada pelo piranómetro. O processo de medição é repetido 3 vezes e calculada a média resultante. No momento da medição, exige-se condições de céu limpo e um ângulo do sol com a normal da superfície das amostras inferior a 45°.

A medição da temperatura superficial foi efetuada através de termopares do tipo T, que utilizam uma combinação de metais normalizada (Ligas de Cobre e Ligas de Constantan), e estão ligados a um datalogger da marca Technetics designado por Mikromec Logger Multisens. A precisão de medição é de 0,2 °C. Foram sempre aplicados 2 termopares por amostra. A temperatura ambiente foi registada pela estação climática do LFC-FEUP.

De modo a obter valores comparativos de desempenho de um determinado produto, propôs-se ainda um índice comparativo ( $T_{comp}$ ), de acordo com a eq. [3], baseado na comparação das temperaturas superficiais de uma amostra em estudo ( $T_{amostra}$ ) com duas amostras de referência ( $T_{branco}$ ,  $T_{negro}$ ).

$$T_{comp} = \frac{T_{Amostra} - T_{Branco}}{T_{Preto} - T_{Branco}} \quad [3]$$

#### 5 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

A metodologia proposta foi aplicada a um conjunto de amostras de ETICS pintadas com uma gama variada de cores. As amostras foram construídas com placas de 4 cm de espessura de EPS e dispostas na horizontal, na cobertura de um edifício do Porto (Figura 2).



Figura 2 – Amostras ensaiadas

Os resultados obtidos na medição da temperatura superficial das amostras, num período do mês de maio com céu limpo é exemplificado na Figura 3 para 5 das amostras avaliadas. É possível verificar que os valores de pico da temperatura superficial são muito dependentes da cor. A amostra de cor preta atingiu uma temperatura superficial de 75 °C. A diferença para a amostra branca atingiu cerca de 30 °C. Esta solicitação térmica é muito gravosa, tendo em conta que o gradiente diário aplicado ao revestimento atingiu, neste exemplo, 65 °C. A adoção da cor vermelha, mais clara que a cor preta, reduziu sensivelmente o valor de pico atingido. A adoção de pigmentos refletantes permitiu observar a redução dos valores de pico comparativamente aos valores obtidos sem estes e com as mesmas cores.

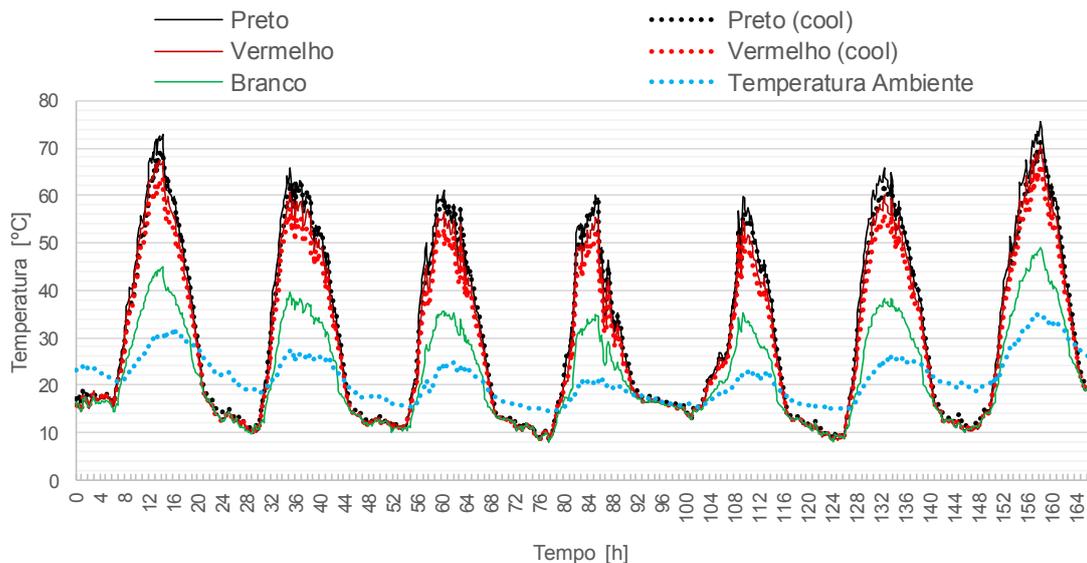


Figura 3 – Variação da temperatura superficial das amostras

As amostras foram medidas, por grupos, em diferentes períodos. Ao longo dos períodos de observação ocorreram diferentes valores de temperatura ambiente e de radiação solar, impossibilitando a comparação direta dos resultados obtido num número elevado de amostras, a menos que estas fossem avaliadas simultaneamente. O indicador  $T_{comp}$  avaliado segundo a eq. [3] permite uma comparação do desempenho das várias amostras. A figura 4 mostra os gráficos de frequência acumulada do indicador  $T_{comp}$  resultantes para cada amostra, sendo também indicado se as medições foram realizadas na etapa 1, 2 ou 3. A figura 5 mostra a relação entre o percentil 50 do indicador  $T_{Comp}$  ( $T_{Comp, 50}$ ), distinguindo-se as diferentes etapas de medição.

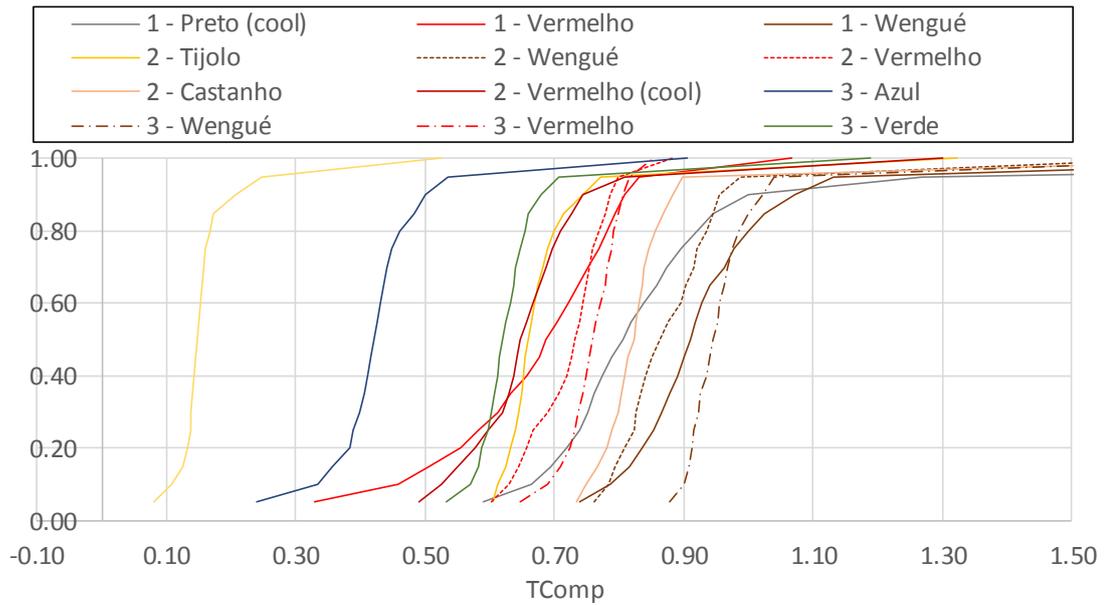


Figura 4 – Gráficos de frequência acumulada do indicador de temperatura superficial comparativa  $T_{comp}$

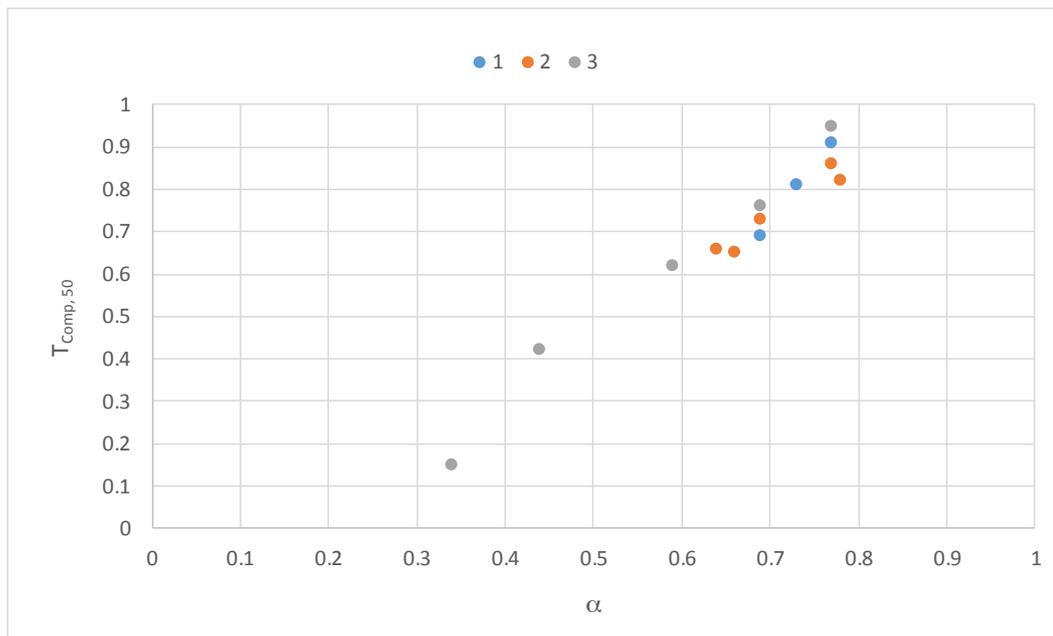


Figura 5 – Relação entre a absortância e o indicador  $T_{comp, 50}$

O Quadro 1 mostra os valores obtidos para a absortância e para o percentil 50 do indicador  $T_{comp}$  médio nas várias amostras.

Quadro 1 – Absortância das amostras e valor do percentil 50 indicador  $T_{comp}$

Amostra	$\alpha$	$T_{comp, 50\%}$
Branco	0,27	0
Pastel	0,34	0,15
Azul	0,44	0,42
Verde	0,59	0,62
Tijolo	0,64	0,66
Vermelho (cool)	0,66	0,65
Vermelho	0,69	0,73
Preto (cool)	0,73	0,81
Wengué	0,77	0,91
Castanho	0,78	0,82
Preto	0,88	1

Os resultados obtidos evidenciam algumas potencialidades da metodologia proposta. A utilização de um indicador comparativo da temperatura superficial das amostras permitiu obter um parâmetro correlacionável com as absorptâncias encontradas. Apesar da comparação permitida pelo parâmetro é ainda assim evidente que não permite eliminar totalmente a influência das condições climáticas efetivamente verificadas durante o período de medição. Os valores de  $T_{comp,50}$  obtidos em amostras que foram medidas em três campanhas diferentes evidenciou essa variabilidade.

A metodologia desenvolvida permitiu, por outro lado, avaliar o efeito da adição de pigmentos refletantes, encontrando-se uma redução sensível das absorptâncias. Essa redução apresentou valores diferentes, sendo de 4% para o vermelho e 17% para o preto. A redução correspondente no valor de  $T_{comp,50}$  foi de 10% e 19%, respetivamente.

## **6 - CONCLUSÕES**

Nos sistemas de isolamento térmico de fachadas pelo exterior, como o ETICS, as propriedades da camada final são determinantes para o desempenho global do sistema. A absorptância solar é particularmente determinante para o desempenho térmico destes sistemas e contribui decisivamente para a sua durabilidade. Neste documento apresentou-se uma síntese dos procedimentos normalizados para a medição da absorptância solar, tendo por base o Método Alternativo E1918A. A aplicação a amostras de dimensão compatível com as utilizadas nas campanhas de ensaio permitiu realizar diferentes composições. Os ensaios "in situ" foram realizados e os resultados obtidos foram medidos em diferentes etapas. O indicador  $T_{comp}$  foi considerado como o mais aconselhado para realizar essas comparações de valores entre etapas diferentes. Após a análise dos resultados experimentais das medições da absorptância solar e das temperaturas superficiais confirmou-se a existência de uma relação direta entre os seus valores. O efeito favorável da adição de pigmentos refletantes foi evidenciado pela manifesta redução da absorptância e correspondente redução da temperatura superficial em amostras de cores idênticas.

## **AGRADECIMENTOS**

Este trabalho foi financiado por: Projeto PTDC/ECI-CON/28766/2017 – EnReflect: Sistemas da envolvente de elevada refletância solar com inclusão de nanopartículas - POCI-01-0145-FEDER-028766 - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e com o apoio financeiro da FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC).

## **REFERÊNCIAS**

- Akbari, H., & Levinson, R. (2008). "Procedure for measuring the solar reflectance". Lawrence Berkeley National Laboratory Berkeley, CA 94720 and Stephanie Stern Cool Roof Rating Council Oakland, CA 94612.
- ASTM E903-12 (2012). "Standard Test Method for Solar Absorptance, Reflectance and Transmittance of Materials Using Integrating Spheres". American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, EUA.
- ASTM C1549-09 (2014). "Standard Test Method for Determination of Solar Reflectance Near Ambient Temperature Using a Portable Solar Reflectometer". American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, EUA.
- ASTM E1918-06 (2015). "Standard Test Method for Measuring Solar Reflectance of Horizontal and Low-sloped Surfaces in the Field". American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, EUA.
- European Commission (2011) Communication from the Commission to the European Parliament, the Council, the European Economic and Social Committee and the Committee of the Regions Energy Roadmap 2050, Brussels.
- European Commission (2016) Directive 2010/31/EU of the European Parliament and of the Council of 19 May 2010 on the energy performance of buildings. Amending Directive 2002/91/EC on the energy performance of buildings, Brussels.

- Gobakis, K., Kolokotsa, D., Maravelaki-Kalaitzaki, N., Perdikatsis, V., Santamouris, M. (2015) Development and analysis of advanced inorganic coatings for buildings and urban structures. *Energy and Buildings* 89, 196-205.
- Gonçalves, L., Matias, L., Faria, P. (2014) Avaliação do desempenho térmico por análise termográfica de tintas refletantes aplicadas em fachadas com ETICS. Simpósio de argamassas e de soluções térmicas de revestimento. Coimbra, Portugal.
- ISO, International Organization for Standardization. (1990). "ISO 9060:1990 - Solar energy - Specification and classification of instruments for measuring hemispherical solar and direct solar radiation".
- Lechtenböhrer, S., Schüring, A. (2011) The potential for large-scale savings from insulating residential buildings in the EU. *Energy Efficiency* 4(2), 257-70.
- Marinoski, D., Orige, L., Guessser, A., Guths, S. e Lamberts, R. (2013). "Análise comparativa de valores de refletância solar de superfícies opacas utilizando diferentes equipamentos de medição em laboratório". XII Encontro Nacional de Conforto no Ambiente Construído. Brasília, Brasil.
- Pacheco-Torgal, F. (2014) Eco-efficient construction and building materials research under the EU Framework Programme Horizon 2020. *Construction and Building Materials* 51, 151-62.
- Pereira, C., Marinoski, D., Lamberts, R., Guths, S. e Ghisi, E. (2015). "Guia de medição e cálculo para refletância e absorvância solar em superfícies opacas". Centro Brasileiro de Eficiência Energética em Edificações, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil.
- Pisello, A.L. (2017) State of the art on the development of cool coatings for buildings and cities. *Solar Energy* 144, 660-80.

**PROJETO ELEVAR – ESTUDO LOCALIZADO DE ESTRUTURAS VERTICAIS  
COM AERONAVES ROBOTIZADAS. UMA CONTRIBUIÇÃO PARA AS  
INSPEÇÕES VISUAIS ASSISTIDAS DE OBRAS DE ENGENHARIA**

**PROJECT ELEVAR– STUDY OF VERTICAL STRUCTURES WITH ROBOTIZED  
AIRCRAFTS. A CONTRIBUTION TO VISUAL INSPECTIONS  
OF ENGINEERING WORKS**

Henriques, Maria João; *LNEC, Lisboa, Portugal, mjoao@lnec.pt*  
Pinto, Tiago; *TEKEVER ASDS, Lisboa, Portugal, tiago.pinto@tekever.com*  
Andrade, João; *TEKEVER ASDS, Lisboa, Portugal, joao.andrade@tekever.com*  
Dornellas, Duarte; *ISR/IST, Lisboa, Portugal, duarte.dornellas@tecnico.ulisboa.pt*  
Gonçalves, Jorge; *ISR/IST, Lisboa, Portugal, jorgeguilherme95@gmail.com*  
Ribeiro, Ricardo; *ISR/IST, Lisboa, Portugal, ribeiro@isr.tecnico.ulisboa.pt*  
Bernardino, Alexandre; *ISR/IST, Lisboa, Portugal, alexandre.bernardino@tecnico.ulisboa.pt*  
Santos-Victor, José; *ISR/IST, Lisboa, Portugal, jasv@isr.tecnico.ulisboa.pt*  
Batista, António Lopes; *LNEC, Lisboa, Portugal, albatista@lnec.pt*

**RESUMO**

O projeto "ELEVAR – Estudo Localizado de Estruturas Verticais com Aeronaves Robotizadas", financiado pelo programa COMPETE, tem como objetivo principal o desenvolvimento de uma aeronave destinada à realização autónoma de levantamentos fotográficos de superfícies verticais, nomeadamente paramentos de barragens, pilares de pontes e fachadas de edifícios e de monumentos. As fotografias obtidas servirão de apoio às inspeções visuais realizadas no âmbito do acompanhamento e controlo de segurança das obras de engenharia civil. A navegação da aeronave será realizada através de câmaras estereoscópicas, sensores e algoritmos dedicados que permitem o posicionamento autónomo e reconstrução tridimensional das estruturas sem o auxílio de sistemas GNSS em zonas de fraca cobertura de sinal ou em que é necessária alta precisão. Os levantamentos fotográficos serão realizados com uma câmara distinta, de alta definição, auxiliada por um sistema que permite adquirir imagens no instante pretendido. O sistema está a ser desenvolvido por um consórcio liderado pela empresa TEKEVER ASDS, integrando o Instituto de Sistemas e Robótica do Instituto Superior Técnico e o Laboratório Nacional de Engenharia Civil. A presente comunicação destina-se a apresentar o projeto e os resultados alcançados nos primeiros 18 meses de atividade.

**ABSTRACT**

The "Project ELEVAR– Study of Vertical Structures with Robotized Aircrafts" financed by the COMPETE program, has as its main objective the development of an aircraft for the autonomous photogrammetric surveys of vertical surfaces, namely of dam walls, bridge pillars and facades of buildings and monuments. The photographs obtained will support the visual inspections carried out in the scope of monitoring and safety control of civil engineering works. The aircraft will navigate through stereoscopic cameras, sensors and dedicated algorithms that allow the autonomous positioning and three-dimensional reconstruction of the structures without the aid of GNSS systems in areas of poor signal coverage or where high precision is required. The photographic surveys will be carried out with a distinct, high-definition camera, aided by a system that allows to acquire images at the desired moment. The system is being developed by a consortium led by the company TEKEVER ASDS, integrating the Institute of Systems and Robotics of Instituto Superior Técnico and the National Laboratory for Civil Engineering. This paper presents the project and the results achieved in the first 18 months of activity.

**1 - INTRODUÇÃO**

O controlo de segurança de obras de engenharia civil é suportado por um conjunto de atividades de observação, designadamente os elementos recolhidos em inspeções visuais, em conjunto com dados obtidos da instrumentação e de ensaios. Devido às grandes dimensões das estruturas de engenharia civil, as inspeções visuais diretas (em que o especialista fica junto à estrutura sem necessidade de meios auxiliares) ficam limitadas a pequenas áreas. Andaimes, bailéus e câmaras digitais com zoom são alguns dos meios auxiliares que podem ser utilizados para obter informação das zonas normalmente inacessíveis. Veículos aéreos não tripulados (VANT, ou, em inglês, UAV) controlados remotamente, e mais especificamente os modelos multicópteros (vulgo *drone*), transportando câmaras digitais, permitem a obtenção de fotografias a muita curta distância, por um custo

relativamente baixo, sendo por isso um equipamento cuja utilização deve ser ponderada pelos peritos em inspeções visuais.

Quando o levantamento fotográfico é efetuado cumprindo regras da Fotogrametria, o processamento das fotografias por *software* adequado permite a geração de nuvens de pontos e ortomosaicos, dois suportes que possibilitam a medição de comprimentos, áreas ou volumes e, no caso dos ortos, também a aplicação de técnicas de processamento digital de imagem para realçar características das superfícies. Para uma boa cobertura fotográfica é importante que o levantamento aéreo cumpra vários requisitos – incluindo sobreposição elevada das fotografias e distância à superfície fotografada com poucas variações – os quais são facilmente atingidos quando o voo é autónomo. Para conseguir esta autonomia em voo as aeronaves recorrem a sinais dos satélites GNSS para determinar a sua posição. Quando há obstruções à receção destes sinais a única opção é a realização de voos em modo manual, totalmente controlados pelo operador, situação que deve ser evitada.

Para ultrapassar as limitações das atuais aeronaves, nomeadamente para poder realizar voos autónomos em locais onde existem obstruções parciais à receção de sinais GNSS, a empresa TEKEVER ASDS, o Instituto de Sistemas e Robótica do Instituto Superior Técnico e o Laboratório Nacional de Engenharia Civil estão a desenvolver um multicóptero destinado à realização autónoma de levantamentos de superfícies verticais, nomeadamente de paramentos de barragens, pilares de pontes e fachadas de edifícios e de monumentos. A navegação será realizada com o auxílio de câmaras, sensores e algoritmos dedicados nos períodos em que o posicionamento por GNSS não tiver a integridade necessária. O projeto, que recebeu o nome "ELEVAR – Estudo Localizado de Estruturas Verticais com Aeronaves Robotizadas" e é financiado pelo programa COMPETE, propõe ainda a criação de um serviço que envolve a utilização da aeronave e também a criação de produtos fotogramétricos, do interesse dos responsáveis pela segurança de estruturas de engenharia civil. A presente comunicação destina-se a apresentar os desenvolvimentos obtidos nos primeiros 18 meses de atividade do projeto ELEVAR.

## 2 - O CONSÓRCIO DO PROJETO ELEVAR

O projeto ELEVAR (Henriques *et al.*, 2018) está a ser desenvolvido por três entidades: a empresa TEKEVER ASDS (líder do projeto), o Instituto de Sistemas e Robótica do Instituto Superior Técnico (IST/ISR) e o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Dada a sua relevância, nesta secção faz-se a apresentação do envolvimento dos três membros do consórcio.

A empresa TEKEVER ASDS, do grupo TEKEVER, desenvolve tecnologias e novos produtos para a área aeroespacial, defesa e segurança, até estes atingirem um nível de maturidade que justifique uma estratégia de comercialização. Para este fim, a TEKEVER ASDS tem apostado em atividades de investigação que permitem acelerar o processo de desenvolvimento de tecnologias tais como sistemas de comunicações espaciais e plataformas aéreas não-tripuladas.

Sendo a entidade líder do projeto, a TEKEVER ASDS é responsável pela gestão e coordenação de tarefas, de modo a garantir um desenvolvimento coerente entre as mesmas dentro do tempo esperado, sendo também responsável pelas atividades de comunicação e divulgação de resultados do projeto. Numa perspetiva mais técnica, a TEKEVER ASDS é responsável pelo desenvolvimento do conceito de operação da plataforma ELEVAR e da aeronave a ser utilizada. Além disso, a empresa tem também a seu cargo a experimentação, integração e verificação dos sistemas e a realização de voos de teste que culminarão numa demonstração em ambiente real para entidades interessadas e relevantes na área cuja problemática é abordada pelo ELEVAR.

O ISR é uma unidade de investigação do IST onde são desenvolvidas atividades de investigação multidisciplinar avançada nas áreas da Robótica e Processamento de Informação, incluindo Sistemas e Teoria do Controlo, Processamento de Sinal, Visão por Computador, Otimização, Inteligência Artificial e Sistemas Inteligentes, bem como a Engenharia Biomédica. Neste projecto, uma equipa do laboratório de Visão por Computador do ISR centrar-se-á na investigação e desenvolvimento de sistemas e algoritmos para a navegação por odometria visual e inercial. Paralelamente, desenvolverá ferramentas para reconstrução 3D das estruturas, para a navegação dos veículos nas proximidades evitando colisões e para a criação de ortomosaicos de análise de imagens das estruturas com vista à deteção de anomalias. Contribuirá também para a especificação e definição dos sistemas de aquisição de imagem, processamento e controlo a utilizar no projeto.

O LNEC tem por missão empreender, coordenar e promover a investigação científica e o desenvolvimento tecnológico, tendo em vista o contínuo aperfeiçoamento e a boa prática da engenharia civil. Tem assim como prioridades a criação, o desenvolvimento e a difusão da investigação em domínios relacionados com a engenharia civil. A intervenção do LNEC incidirá,

predominantemente, nas fases inicial e final do projeto. Na fase inicial do projeto apoiará a definição dos requisitos a que a aeronave deverá obedecer, e, na fase final, na verificação da qualidade dos voos e dos produtos gerados. Estando-se atualmente a, sensivelmente, três quartos do projeto, foi só cumprida, como previsto, a primeira parte da intervenção do LNEC. Para além destas duas atividades, o LNEC acompanha o desenvolvimento do projeto, constituindo-se como entidade privilegiada para estabelecer contactos com entidades que possam colaborar nos testes.

### 3 - NECESSIDADE DE UMA AERONAVE PARA REALIZAR AUTONOMAMENTE LEVANTAMENTOS DE SUPERFÍCIES VERTICAIS

Para realizar voos ditos automáticos, onde a aeronave executa o plano de voo pré-estabelecido, esta tem que integrar um sistema GNSS que inclua não só componentes para receção do sinal, mas também *software* para determinar a sua posição. O plano de voo deve ser estabelecido previamente, e depois de transferido para a aeronave, sendo cumprido integralmente porque a aeronave recorre aos sinais emitidos pelos satélites GNSS para determinar a sua posição em tempo real, com vista a cumprir o trajeto. Há, no entanto, situações em que ocorrem obstruções – parciais ou totais – à propagação dos sinais GNSS pelo que a aeronave tem que ser operada manualmente. Neste tipo de voo é mais difícil o cumprimento do plano de voo, sendo que a solução passa pela realização dos voos em velocidade lenta, o que diminui a área levantada por voo pois a duração deste está limitada pela carga da bateria, e também por obter, por vezes, um número de fotografias muito elevado, frequentemente excessivo, por segurança.

Sobre a regularidade das trajetórias de voos apresentam-se, nos gráficos das Figuras 1, 2 e 3, as posições de uma aeronave do LNEC (DJI Inspire V1) nos instantes em que foram obtidas fotografias durante levantamentos aéreos de superfícies. As posições da aeronave são calculadas pelo *software* que gera as nuvens de pontos e os ortomosaicos. A Figura 1 é relativa a um voo totalmente automático realizado sobre um quebra-mar. As Figuras 2 e 3 são relativas a dois voos operados manualmente para levantamento da mesma superfície vertical, uma secção do paramento de uma barragem, secção esta situada próximo de um dos encontros. O primeiro voo foi realizado em 2017, o segundo dez meses depois, tendo a aeronave sido pilotada pelo mesmo operador, o qual veio a ganhar mais experiência de pilotagem nesse intervalo de tempo. Na Figura 1 é notória a regularidade do voo. Na Figura 3 respeita a um melhor levantamento, já que é mais regular e com menos sobreposição de trajetória, quando comparado com o apresentado na Figura 2, mas é bastante mais irregular que o apresentado na Figura 1. Na Figura 2, e especialmente na Figura 3, pode inferir-se que as trajetórias foram bastante condicionadas pela geometria da encosta.



Figura 1 – Trajetória de um voo automático

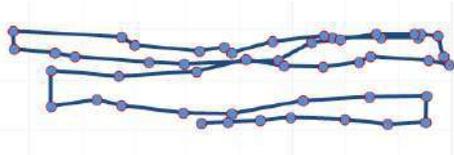


Figura 2 – Trajetória de um voo manual realizado em 2017 em frente a uma superfície vertical

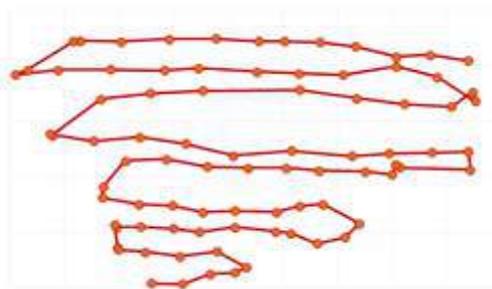


Figura 3 – Trajetória de um voo manual realizado 2018 em frente a uma superfície vertical

Outro inconveniente dos voos operados manualmente é a alteração imprevista da trajetória por influência do vento, sendo que as rajadas são o fator que mais interferência apresenta. O *software* que controla automaticamente a aeronave durante os voos pré-programados está integrado em controladores eletrónicos que, por sua vez, se conetam a atuadores capazes de corrigir quase instantaneamente e suavemente a direção do voo quando o sistema determina que ocorreu uma alteração da posição em relação ao previsto. Num voo manual o tempo de reação é necessariamente mais longo, frequentemente demasiado, pois envolve não só o tempo de reação do operador, incluindo a capacidade de este responder da forma correta, mas também o tempo gasto na transmissão dos comandos do controlo remoto para a aeronave. Outro elemento que torna os voos próximos de superfícies especialmente perigosos são as alterações à direção de propagação do vento pelos obstáculos que este encontra.

## 4 - CARACTERÍSTICAS DA AERONAVE

### 4.1 - Características físicas

A aeronave está a ser desenvolvida pela TEKEVER ASDS, a entidade líder do projeto. Consiste num quadrirotor de 86 cm de diâmetro (entre rotores) e 46 cm de altura, que pode atingir uma autonomia de 18 minutos para um *payload* de 1 kg utilizando uma bateria de 20000 mAh. Esta aeronave foi sujeita a vários testes internos durante o seu período de desenvolvimento até se garantir que o sistema navega e se comporta nas condições desejadas. Após a finalização dos testes internos, a aeronave foi testada em ambiente operacional na barragem de Fagilde, localizada nas proximidades de Viseu. Na Figura 4 é possível observar a aeronave nos momentos antecedentes a um dos testes realizados nesta barragem. Estes testes foram levados a efeito ainda sem a integração do sistema de navegação por visão, que foi realizada apenas no fim do terceiro (e penúltimo) semestre do projeto. Ainda assim, este teste permitiu validar a navegação manual da aeronave junto a barragens, tendo já como *payload* a câmara de alta resolução necessária para a aquisição de imagens de elevada qualidade.



Figura 4 – Aeronave da plataforma ELEVAR no teste em ambiente de obra

Nos próximos meses do projeto espera-se realizar mais um teste e validação em ambiente operacional já com todos os sistemas integrados. Contudo, ainda será necessária uma posterior adaptação do *software* do piloto automático para que o *drone* siga as coordenadas calculadas e enviadas pelo sistema de visão.

Esta aeronave responde ao conceito de operação, que consiste numa navegação autónoma baseada em visão estereoscópica recorrendo a algoritmos que permitam construir o ambiente tridimensional circundante para auxiliar a navegação do piloto automático nos momentos em que o sinal GNSS seja fraco ou não possa oferecer a integridade necessária. O conceito de operação permitiu definir as seguintes funcionalidades da plataforma ELEVAR:

- *Path Following* – seguimento de coordenadas pré-definidas;
- *Geofencing* – manter autonomamente a aeronave dentro de limites geográficos pré-estabelecidos;
- *Return to Home* – guiamento autónomo e em segurança da aeronave para uma coordenada de aterragem pré-definida;
- *Obstacle Avoidance* – manter uma distância de segurança entre a aeronave e a estrutura a analisar;
- Detecção de anomalias no sistema – monitorização contínua do estado da aeronave e sinalização em caso de alerta.

### 4.2 - Sistema de aquisição de imagens para navegação

A navegação por visão requer sensores que permitam capturar a posição relativa da aeronave em relação à estrutura. Para tal recorreu-se a uma câmara estereoscópica cujas imagens permitem a modelação 3D do ambiente circundante à aeronave, o qual será usado para o cálculo autónomo da posição da aeronave e do mapeamento da estrutura. O sistema desenvolvido, mostrado na Figura 5, inclui duas câmaras monocromáticas (Point Grey BlackFly) e um sensor inercial (XSens MTi), que contém um acelerómetro, um giroscópio e um magnetómetro, sincronizados através de um sinal de *trigger* gerado por um microcontrolador (Arduino Nano). O mesmo controlador é também usado para a interface com o utilizador monitorizando e actuando os interruptores e LEDs no exterior da caixa. O sistema contém ainda uma placa computacional (Nvidia Jetson TX2), responsável pelo processamento *onboard*, e uma bateria LiPo 3S para garantir a alimentação eléctrica do conjunto.



Figura 5 – Protótipo do sistema de sensores

Este sistema foi utilizado para a gravação de um conjunto de dados, tendo para esse efeito sido transportado manualmente sem a utilização da aeronave num ensaio realizado na barragem de Fagilde. Estes dados foram usados para o teste dos algoritmos de navegação que serão descritos mais à frente.

Actualmente, o sistema está a ser adaptado a fim de ser integrado na aeronave. Este processo inclui a redução do seu peso e a sua integração eléctrica com a aeronave, tanto para a alimentação de energia como para a partilha e captura de dados sensoriais.

#### **4.3 - Algoritmo de navegação por visão**

A navegação por visão usando um sistema estereoscópico calibrado é feita incrementalmente, calculando a transformação entre instantes de captação consecutivos. Realiza-se uma deteção de pontos salientes nas imagens das duas câmaras que são posteriormente associados. A triangulação do mesmo ponto nas duas imagens, juntamente com a informação precisa sobre a geometria de cada câmara, permitem determinar a sua posição 3D incluindo a distância. Gera-se assim uma nuvem de pontos cujo seguimento através da sua redeteção no *frame* seguinte, assumindo que a sua posição é estática, permite estimar a rotação e a translação que o conjunto de câmaras sofreu entre os dois *frames*. A concatenação destas transformações ao longo do tempo para múltiplos *frames* corresponde à trajetória percorrida pelo conjunto e a nuvem de pontos gerada a um mapa esparsa do ambiente observado.

Contudo, existem algumas limitações nos sistemas de visão estereoscópica. Por exemplo, quando o objecto observado está longe, a distância entre câmaras é significativamente inferior à distância ao objeto e as imagens captadas pelas duas câmaras são praticamente iguais, não existindo disparidade entre elas. Nesta situação, os pontos detetados não são trianguláveis uma vez que os raios óticos são paralelos, e a escala do ambiente (e, portanto, da trajetória) deixa de ser observável - o conjunto degenera no caso monocular. A utilização em paralelo de sensores inerciais não só resolve esta limitação como ainda contribui para um aumento global na precisão da trajetória estimada.

Como análise preliminar, utilizou-se o código *open-source* do algoritmo proposto por Mur-Artal e Tardós (2017) aplicado a parte de uma das trajetórias gravadas na barragem de Fagilde, correspondente à subida de um lance de escadas. Obteve-se o resultado que se apresenta em duas vistas na Figura 6, em que o mapeamento esparsa se representa a preto e a trajetória estimada a azul.

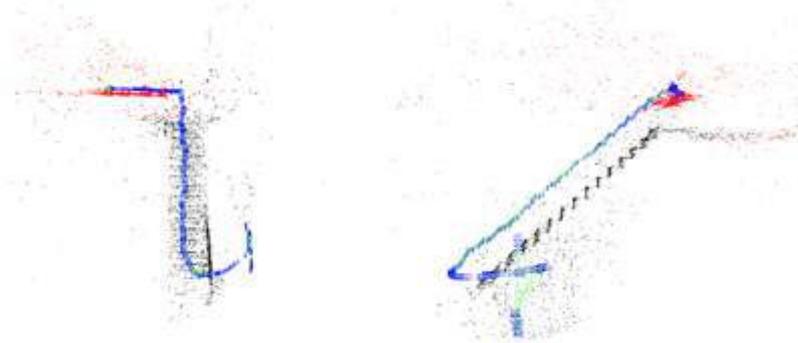


Figura 6 – Trajetória estimada e região mapeada (duas vistas – frontal e lateral) no ensaio realizado na barragem de Fagilde

Esta avaliação, ainda que aparentemente positiva, é apenas qualitativa porque no ensaio realizado na barragem de Fagilde era impraticável obter medições diretas de posição para comparar os resultados obtidos (*ground truth*). De forma a aferir a precisão dos resultados, numa próxima etapa serão usados sistema de captura de movimento (*motion capture*) em ambiente de laboratório. Os dados laboratoriais permitirão fazer uma análise quantitativa da *performance* dos algoritmos desenvolvidos e validar o sistema proposto.

## 5 - PRODUÇÃO DE PRODUTOS FOTOGRAMÉTRICOS PARA A ENGENHARIA CIVIL

Como foi referido na introdução, o projeto ELEVAR contempla também a criação de um serviço destinado a gerar produtos de interesse para os técnicos que avaliem o estado e a segurança de estruturas de engenharia civil. Estes produtos são ortomosaicos e nuvens de pontos. Na fase atual do projeto o módulo destinado a criar ortomosaicos encontra-se quase concluído.

Os ortomosaicos resultam da junção de várias imagens dum mesmo objeto. Para tal é usado o algoritmo *feature based alignment* (Brown e Lowe, 2007), que consiste na detecção de *features* (pontos de interesse) presentes em cada imagem e na correspondência (*matching*) dessas *features* de modo a obter a informação acerca dos pontos comuns onde as imagens se sobrepõem. Obtendo estes *matches*, é possível calcular o modelo geométrico que define a transformação não só dos pontos de uma imagem para a outra como também de todas as imagens para um referencial comum (o referencial do mosaico final). Para melhorar a estimação do modelo, é ainda aplicado um método de otimização bastante robusto chamado *Bundle Adjustment* (Triggs *et al.*, 1999). Depois de otimizada, esta informação geométrica relativa pode ser usada para transformar as coordenadas de cada imagem para coordenadas do mosaico final, obtendo-se assim uma imagem única com informação referente a todas as fotografias individuais.

A Figura 7 apresenta o ortomosaico obtido com imagens captadas pela aeronave em ambiente operacional na barragem de Fagilde. Como se pode observar, os resultados obtidos são bastante satisfatórios. No entanto, existem ainda aspetos a melhorar. É possível verificar pequenas imperfeições na figura tais como descontinuidades em linhas retas, imperfeições nas margens de cada imagem, vulgarmente conhecidas como “costuras” (*seams*), e imperfeições devido a diferenças de iluminação entre imagens que tornam o mosaico final visualmente imperfeito. Para colmatar estes problemas, serão utilizados algoritmos desenhados para harmonizar estas ligações e corrigir as imperfeições de modo a que a imagem final seja mais apelativa visualmente e mais próxima da realidade. Também estão a ser realizados mais testes com diferentes *datasets* de modo a melhorar o método apresentado e, conseqüentemente, o resultado obtido.



Figura 7 – Ortomosaico obtido com imagens captadas pela aeronave em ambiente operacional na barragem de Fagilde

Em estudos de anomalias, e principalmente quando existe uma necessidade de efetuar um acompanhamento de evolução, é importante associar uma métrica às imagens. Esta associação permite que sejam realizadas medições sobre as imagens, designadamente comprimentos, áreas e até, em algumas situações, volumes. Esta métrica permite também posicionar a ocorrência, ou seja, determinar coordenadas (absolutas ou relativas) de elementos relevantes. A exploração de uma imagem, fazendo uso de ferramentas de processamento digital de imagens, permite realçar uma anomalia, facilitando a sua deteção ou o seu acompanhamento. Estas ferramentas vão desde o uso de técnicas de realce de cores (Figuras 8 a 11) até técnicas mais complexas como são a da classificação orientada por objetos (Figura 12). Na Figura 8 apresenta-se uma secção de um ortomosaico gerado pelo LNEC a partir de fotografias da parede exterior de um edifício. Nas Figuras 9 a 11 (Dias et al., 2017) apresenta-se o resultado da aplicação de técnicas de processamento digital de imagens: i) na Figura 9 o realce de fendas e das zonas sem tinta efetuada sobre a versão monocromática da imagem; ii) na Figura 10 a marcação dos pixéis mais claros com cor azul; e iii) na Figura 11 a marcação dos pixéis mais escuros, que no exemplo correspondem a fendas, com cor vermelha. Este tipo de marcações facilita muito a contagem dos pixéis e o correspondente cálculo de áreas.



Figura 8 – Pormenor de uma parede (imagem retirada de um ortomosaico)



Figura 9 – Aplicação de técnicas de processamento digital de imagens para realce de anomalias

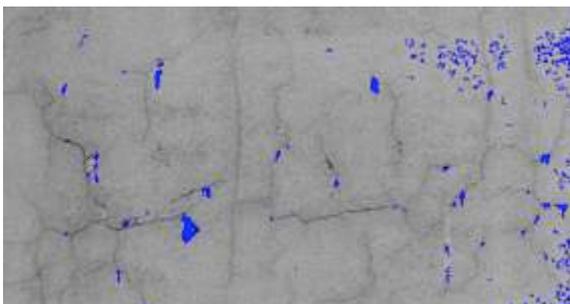


Figura 10 – Áreas mais brancas realçadas a azul

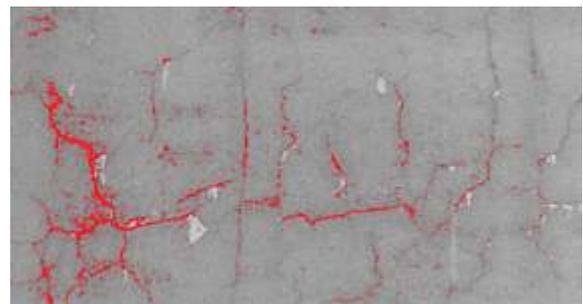


Figura 11 – Áreas mais escuras realçadas a vermelho

A classificação orientada por objetos exige um período de aprendizagem em que o utilizador “ensina” ao *software* as características das anomalias em determinadas zonas. Posteriormente o *software*, de forma automática, procura em toda a imagem zonas com características semelhantes. Esta procura pode não incidir somente na cor mas também na forma. Por exemplo, uma cor escura tanto pode estar associada a uma mancha de humidade (que frequentemente apresenta algumas formas arredondadas) como estar associada a uma fenda (geralmente tem uma distribuição predominantemente linear, com uma largura muito reduzida, por vezes quase sem expressão). Um *software* evoluído deve ser capaz de diferenciar entre uma cor escura que está numa mancha, de uma que esteja ligada a uma fenda. Na Figura 12, retirada de Henriques e Roque (2015), apresentam-se: (A) uma secção de um ortomosaico construído com fotografias do paramento jusante de uma barragem; (B) a delimitação de diferentes zonas com base na forma e na cor; e (C) identificação de áreas com coloração idêntica. Na Figura 13, retirada de Fonseca et al. (2017), uma análise semelhante foi estendida ao paramento de uma barragem.

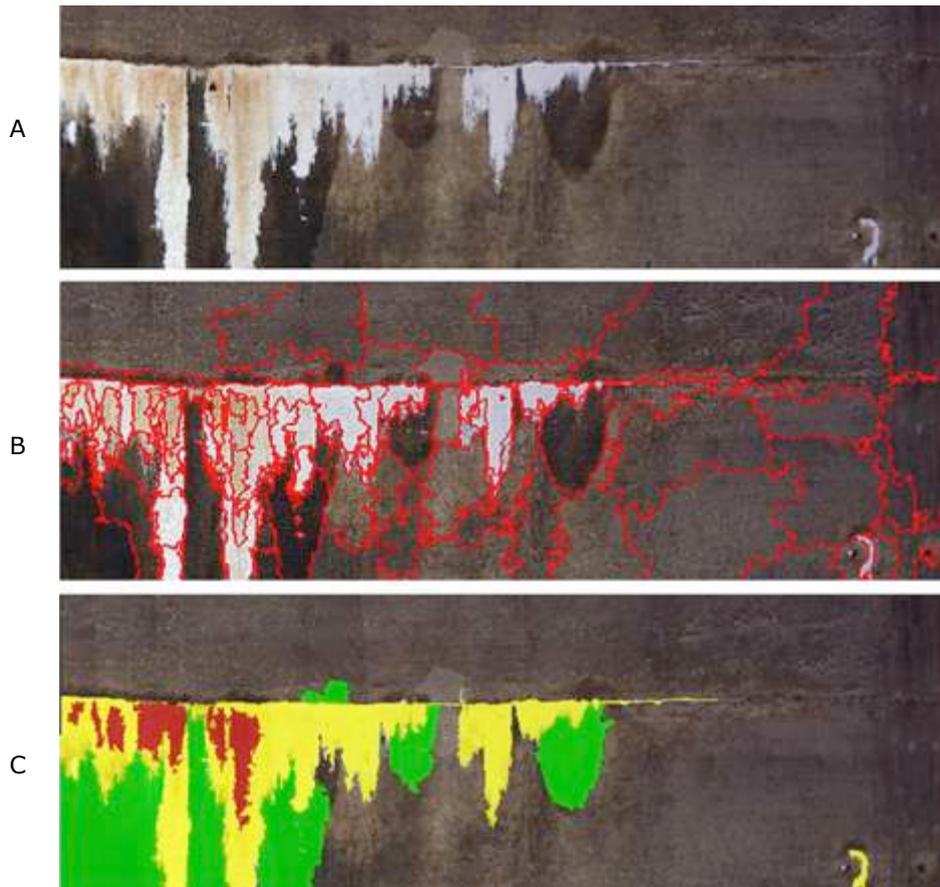


Figura 12 – Exploração de um ortomosaico de pormenor do paramento de uma barragem: A – imagem original, B – delimitação automática de zonas com iguais características de cor; C – preenchimento destas zonas em função da cor base: verde - zonas molhadas; amarelo – zonas com carbonato de cálcio; ocre – carbonato de cálcio manchado com cor castanha

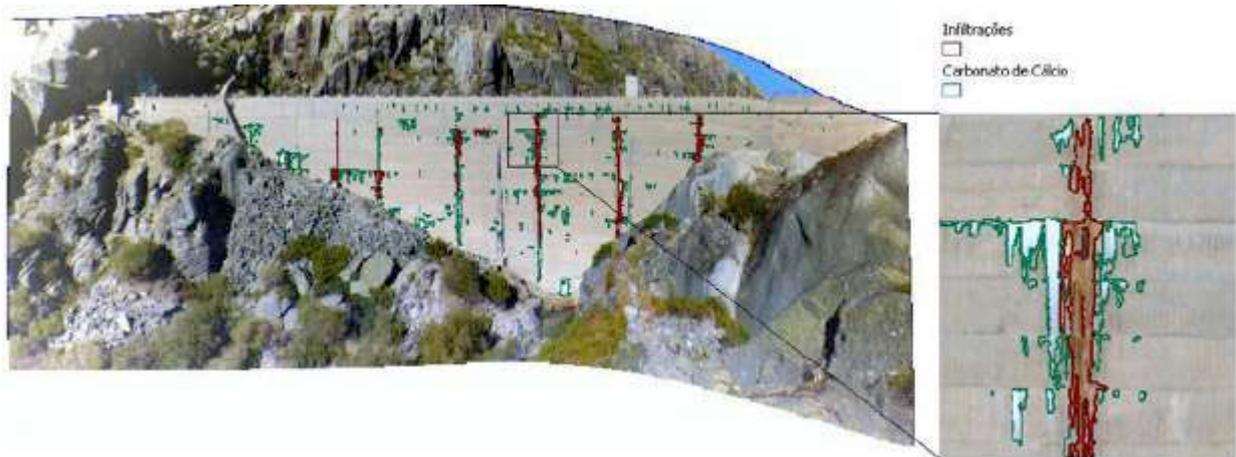


Figura 13 – Exploração de um ortomosaico do paramento de uma barragem: marcação automática de zonas que mostram a ocorrência de infiltrações (cor escura) e deposição de carbonato de cálcio (cor branca)

## 6 - CONCLUSÕES

Neste trabalho apresentou-se o projeto "ELEVAR", os seus objetivos e as contribuições esperadas de cada um dos parceiros do consórcio. Descreveu-se a aeronave desenvolvida no âmbito do projeto, assim como o sistema de sensores para navegação visual e os algoritmos de navegação e de criação de ortomosaicos. Demonstraram-se as capacidades da aeronave em voos de ensaio realizados, alguns deles numa obra, a barragem de Fagilde. Nesses mesmos voos foram captadas múltiplas imagens dos paramentos da barragem, com vista à construção de ortomosaicos. Foram ainda adquiridos dados com o sistema de sensores para navegação, ainda que preliminarmente de forma manual (i.e., sem utilização da aeronave). Com estes dados demonstrou-se, de forma qualitativa, a eficácia dos algoritmos de navegação por visão.

Estão a ser realizados testes em laboratório para aferir quantitativamente a precisão do sistema de navegação visual. Os algoritmos de construção de mosaicos estão a ser melhorados, para eliminar algumas pequenas imperfeições ainda existentes. Estando-se a iniciar o último semestre do projeto, está a ser feita a integração do sistema de sensores com a aeronave, de forma a poder cooperar mais tarde no controlo da mesma. O objetivo será evitar o choque da aeronave com obstáculos, nomeadamente com a própria estrutura que está a ser levantada.

Na fase final do projeto serão realizados testes em obras com características diversificadas. Para além de barragens, serão também consideradas pontes, viadutos e postes, de forma a contemplar diversos ambientes com características muito próprias e anomalias variadas. Serão também efetuadas apresentações nas diversas entidades que poderão beneficiar com a tecnologia em desenvolvimento.

## AGRADECIMENTOS

O projeto "ELEVAR – Estudo Localizado de Estruturas Verticais com Aeronaves Robotizadas" é financiado pela Comissão da União Europeia, no âmbito do programa Portugal 2020, através do contrato de I&D em Co-Promoção com o número 17924 (ELEVAR).

## REFERÊNCIAS

- Blösch, M., Weiss, S., Scaramuzza, D., e Siegwart, R. (2010). Vision based MAV navigation in unknown and unstructured environments. Em *Robotics and automation (ICRA)*, 2010 IEEE International Conference, 21–28. IEEE.
- Brown, M.R., e Lowe, D.G. (2007). Automatic panoramic image stitching using invariant features. *International Journal of Computer Vision* 74(1), 59–73.
- Dias, J.M., Matias, L.M.; Henriques, M.J., Ribeiro, M.S. e Santos, T.O. (2017). Combined use of non-destructive methods for the assessment of facades anomalies of heritage buildings with structural concrete elements. *Proceedings of 7<sup>th</sup> International Conference on Engineering Surveying - INGEO 2017*, Lisboa.

- Fonseca, A., Roque, D., Henriques, M.J., Muralha, J. (2017). Visual inspection automation with image processing. *Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Engineering Surveying - INGEO 2017*, Lisboa.
- Geiger, A., Lenz, P., e Urtasun, R. (2012) Are we ready for autonomous driving? the kitti vision benchmark suite. Em *Computer Vision and Pattern Recognition (CVPR), 2012 IEEE Conference*, 3354–3361. IEEE.
- Henriques, M.J., e Roque, D. (2015). Unmanned aerial vehicles (UAV) as a support to visual inspections of concrete dams. *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International DAM WORLD Conference*, Lisboa.
- Henriques, M.J., Pinto, T., Dornellas, D., Gonçalves, J., Ribeiro, R., Bernardino, A. e Santos-Victor, J. (2018). Projeto ELEVAR – Estudo Localizado de Estruturas Verticais com Aeronaves Robotizadas. *Atas da IX Conferência Nacional de Cartografia e Geodesia*, Amadora.
- Maimone, M., Cheng, Y., Matthies, L. (2007). Two years of visual odometry on the Mars exploration rovers. *Journal of Field Robotics*, 24(3):169–186.
- Mur-Artal, R., Tardós, J. (2017). ORB-SLAM2: an open-source SLAM system for monocular, stereo and RGB-D cameras. *IEEE Transactions on Robotics*, 33(5):1255–1262.
- Szeliski, R. (2006). Image alignment and stitching: A tutorial. *Foundations and Trends® in Computer Graphics and Vision*, vol. 2, Issue 1, 1--104. [Online]. Available: <http://dx.doi.org/10.1561/06000000009> .
- Triggs, B., McLauchlan, P.F., Hartley, R. I., Fitzgibbon, A.W. (2000). Bundle adjustment - a modern synthesis. Em *Proceedings of the International Workshop on Vision Algorithms: Theory and Practice*, ser. ICCV '99. London, UK, Springer-Verlag, 298--372. [Online]. Available: <http://dl.acm.org/citation.cfm?id=646271.685629>.

## **MONITORAMENTO DE OBRAS CIVIS UTILIZANDO A PLATAFORMA ARDUINO E SENSORES DE BAIXO CUSTO**

### **MONITORING OF CIVIL STRUCTURES USING ARDUINO PLATFORM AND LOW COST SENSORS**

Lavandoscki, Fabio I.; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo, Brasil, fabioil@ipt.br  
Cavalcante, Douglas B.; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo, Brasil, dcavalca@ipt.br  
Puhlmann, Henrique F. W.; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo, Brasil, frank@ipt.br  
Gonçales, Icaro; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo, Brasil, icarogoncales@ipt.br  
Bressan, Diego Lapolli; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo, Brasil, bressan@ipt.br  
Fernandes, Lucas P. G.; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, São Paulo, Brasil, lucaspeduto@ipt.br

#### **RESUMO**

Este artigo aborda o uso da plataforma Arduino e sensores de baixo custo no desenvolvimento de uma solução para monitoramento contínuo de vibrações e rotações em estruturas de obras civis. O Arduino obtém dados do módulo sensor (acelerômetro), que pode realizar medidas de vibração e rotação em estruturas. O Arduino é acessado via interface serial (porta USB), por meio de um programa de computador desenvolvido pela equipe de projeto, que centraliza o monitoramento, fornece a visualização dos dados em tempo real e realiza a gravação dos dados obtidos em arquivos de textos compatíveis com planilhas de cálculo (.CSV). Foram realizados ensaios de comparação do sistema de monitoramento desenvolvido nesse projeto com os equipamentos comerciais disponíveis no laboratório da Seção de Estruturas do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT). Nesses ensaios foram avaliadas as relações entre as amplitudes das vibrações medidas nos sensores em determinadas frequências pré-selecionadas e também a capacidade do sistema desenvolvido medir ângulos de rotação usando o módulo sensor com acelerômetro. Os resultados mostraram que os sensores escolhidos apresentaram desempenho satisfatório quando utilizados para medir vibrações na faixa de interesse. Quando utilizado para medir ângulos de rotação, um dos módulos selecionados mostrou uma sensibilidade insuficiente para medir ângulos pequenos no eixo Z. Porém nos demais eixos, mediu os ângulos corretamente. Ambos módulos testados mostraram ser possível obter medidas de ângulos de rotação com precisão de pelo menos duas casas decimais.

#### **ABSTRACT**

This paper discusses the use of the Arduino platform and low cost sensors in the development of a solution for monitoring vibrations and rotations in civil structures. The Arduino gets data from the sensor module (accelerometer), which can perform measurements of vibration and rotation of structures. The Arduino is accessed through a serial interface (USB port), using a computer program developed by the project team, which centralizes monitoring, provides data visualization in real time and saves the data obtained in text files compatible with spreadsheets (.CSV). Tests were performed comparing the monitoring system developed in this project with a commercial equipment that is available in the laboratory of the Structures Section of the Technological Research Institute of the State of São Paulo (IPT). In these tests, the relationships between the vibration amplitudes measured at the sensors at certain pre-selected frequencies and the capacity of the developed system to measure angles of rotation using the accelerometer sensor module were evaluated. The results showed that the chosen sensors have satisfactory performance when used to measure vibrations in the range of interest. When used to measure angles of rotation, one of the selected modules showed insufficient sensitivity to measure small angles on the Z axis. However, on the other axes, it measured the angles correctly. Both tested modules showed that it is possible to obtain measures of rotation angles with a precision of at least two decimal places.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

A avaliação da segurança estrutural é uma atividade importante na Engenharia Civil. Para isto, inspeções e ensaios são feitos na estrutura, possibilitando avaliar sua degradação e condições gerais. Por meio dessas avaliações, determina-se quando uma estrutura deve ser recuperada, limitada sua utilização, ou até mesmo interdita. Nesse contexto, o monitoramento estrutural contribui para o entendimento do comportamento das estruturas submetidas a carregamentos dinâmicos, provendo um histórico de informações sobre seu comportamento perante os carregamentos existentes.

Atualmente o monitoramento estrutural é aplicado em estruturas de maior vulto devido ao elevado custo dos equipamentos, *softwares* e implantação dos sistemas. Entretanto, com o desenvolvimento dos celulares, tablets e drones, que utilizam diversos sensores especializados em suas aplicações, surgiram no mercado sensores de baixo custo que atendem aos requisitos de sensibilidade e resolução requeridos no monitoramento de estruturas civis. Estes sensores, conectados a placas eletrônicas microcontroladas, tais como o Arduino, e *softwares* do tipo "Open Source", permitem o desenvolvimento de sistemas de monitoramento de baixo custo, facilitando a aplicação do monitoramento numa variedade maior de estruturas.

Este artigo é parte de um estudo que se encontra em fase de desenvolvimento e tem por finalidade apresentar os resultados de ensaios de um protótipo de sistema de monitoramento estrutural construído com equipamentos de baixo custo, baseado em um módulo sensor (acelerômetro) e um microcontrolador (plataforma Arduino). Dessa forma, pretende-se divulgar as tecnologias disponíveis e contribuir com o desenvolvimento das técnicas para o monitoramento estrutural.

### 1.1 - Monitoramento estrutural contínuo

O processo de monitoramento estrutural já é conhecido e utilizado principalmente na indústria aeronáutica e mecânica, mas foi no início dos anos 90 que o monitoramento estrutural ou SHM (sigla que vem do inglês *Structural Health Monitoring*) começou um desenvolvimento considerável na área da construção civil. A partir de então, vários centros de pesquisa no mundo foram criados ou se especializaram neste campo de conhecimento tornando o tema uma nova especialidade da engenharia civil (NERY, 2013). De acordo com PERERA e POHORYLES (2011), esse processo envolve o que é conhecido como "Civionics", que é uma disciplina emergente preocupada com a interação da engenharia civil e eletrônica.

O monitoramento da saúde estrutural possibilita a avaliação das estruturas quanto ao seu uso, por meio de instalação de instrumentação, as quais permitem analisar os efeitos dinâmicos provenientes de solicitações externas, e com isto confrontar as situações concebidas em projeto com aquelas efetivamente ocorridas durante a vida útil da obra. Também permite acompanhar o comportamento das anomalias, fornecendo informações relevantes para o planejamento de manutenção e otimização das intervenções, e desta forma garantir que a evolução das anomalias não provoque a interrupção do uso da estrutura. Além disso, permite detecção de danos ou falhas estruturais no estágio mais precoce possível, evitando prejuízos financeiros e principalmente acidentes (NERY, 2013).

No cenário internacional, a importância da monitoração de estruturas no âmbito da Engenharia Civil é um fato consolidado. Programas de monitoração podem estender a vida útil da estrutura consideravelmente, justificando o investimento no sistema de monitoração. Esta forma de pensar tem sido bastante praticada na Europa, nos EUA e na Ásia, principalmente na China, Singapura, Coreia do Sul e Japão, onde muitos edifícios altos, grandes pontes e outras importantes obras possuem soluções de monitoração prevista desde a fase de projeto (ASSIS, 2007 apud KOH et al, 2005).

O monitoramento contínuo, ainda pouco difundido na América Latina, pode ser realizado em qualquer tipologia construtiva como barragens, estádios e edificações, nas diversas fases de construção e utilização.

No sistema de monitoramento tradicional os dados são coletados de modo intermitente, com medições pontuais que retratam a situação da obra somente naquele instante de medida. O monitoramento contínuo possui a vantagem de adquirir e registrar os dados de modo ininterrupto, possibilitando uma análise do comportamento mais realística, ao longo do tempo, das estruturas.

Um exemplo de monitoramento contínuo no Brasil foram as obras realizadas para substituição dos cabos de suspensão, por estarem com capacidade reduzida, de uma ponte pênsil construída em 1924 composta por: vão livre de 200 m com treliça metálica, tabuleiro em madeira e torres metálicas com 20 m de altura revestidas com concreto (Fig. 1).

Como a substituição de cabos de aço de pontes pênsis não é uma atividade comum para as empresas de recuperação, o projeto apresentava riscos elevados de execução. Além disso, a presença de adutoras apoiadas na estrutura da ponte, juntamente com a permissão do trânsito de pedestres e ciclistas durante a execução da obra, determinaram a necessidade do monitoramento contínuo, de modo a minimizar os riscos de acidentes associados ao processo de recuperação, provendo o construtor em tempo real de informações relativas a deslocamentos, deformações, inclinações e vibrações excessivas, velocidade e direção do vento. Além disso, o monitoramento contínuo permitiu emitir alertas e impor limites nas etapas de transferência de carga dos cabos ou a interrupção de

atividades acima dos limites previstos. As Fig. 2 e Fig. 3 ilustram respectivamente os sensores utilizados e locais de instalação.



Figura 1 - Vista da ponte pênsil monitorada. Figura 2 - Equipamentos utilizados. Fonte: arquivo IPT.

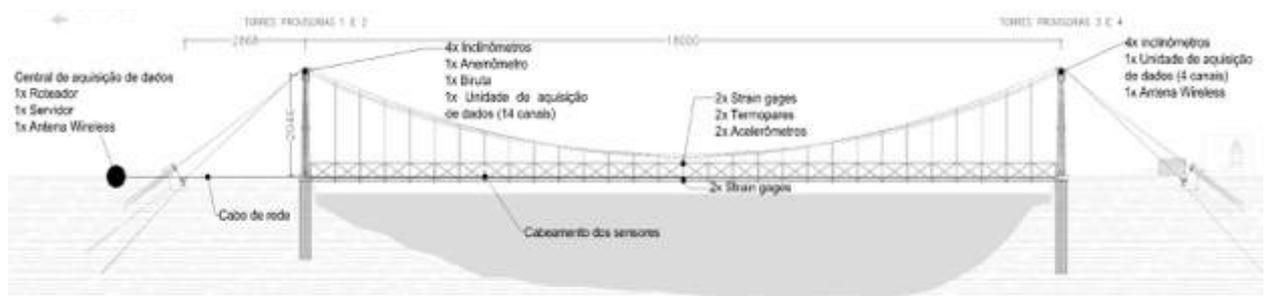


Figura 3 - Pontos de instalação dos equipamentos. Fonte: arquivo IPT.

## 1.2 - Plataformas de prototipagem eletrônica – Arduino e acelerômetro

Atualmente é comum o uso de microcontroladores no controle de vários processos. Um microcontrolador é um sistema microprocessador encapsulado em um único *chip*, com memórias, *clock* e periféricos mais limitados que um computador. O uso desses circuitos integrados programáveis não somente reduz custo da automação como também propicia mais flexibilidade. Dentre as plataformas de desenvolvimento que utilizam microcontroladores, a plataforma de prototipagem eletrônica Arduino tem ganhado um grande destaque (SILVA et al, 2014).

Criado em 2005 no Ivrea Interaction Design Institute como uma ferramenta fácil para prototipagem rápida, destinada a estudantes sem formação em eletrônica e programação (ARDUINO, 2018), o Arduino constitui-se de uma plataforma de prototipagem eletrônica de *hardware* e *software* livres, projetado com um microcontrolador com suporte de entrada/saída embutido e que utiliza linguagem de programação que tem origem em *Wiring*, que é essencialmente C/C++. O ambiente Arduino foi desenvolvido para ser fácil para iniciantes que não possuem experiência com desenvolvimento de *software* ou eletrônica.

Os acelerômetros desempenham um papel importante no monitoramento das propriedades dinâmicas das estruturas. Estes, quando providos com dois ou mais eixos, podem ser utilizados como inclinômetros nas medidas de inclinação de edificações e elementos estruturais. A medição da inclinação, além de muito importante na fase construtiva das estruturas, é também de grande relevância ao longo de sua vida útil. Estruturas de grande porte têm destaque especial nesse aspecto, considerando que uma pequena rotação pode significar grandes deformações e deslocamentos.

Existem diversos tipos de acelerômetros (piezoelétrico, piezoresistivo, capacitivo, efeito hall, magnetoresistivo e MEMS), que atendem aos diversos requisitos de aplicação, como: tamanho, massa, temperatura, sensibilidade, eixos de medição, faixas de amplitude e frequência. A Figura 4, ilustra alguns requisitos especiais dos acelerômetros. Os acelerômetros MEMS são os mais utilizados dentro do conceito de plataforma de prototipagem eletrônica, sejam em formas de módulos vendidos comercialmente, sejam em formas de *kits* de avaliação do sensor.

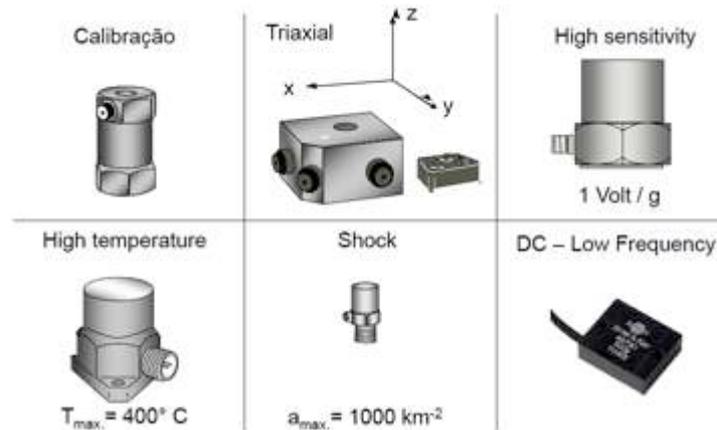


Figura 4 - Acelerômetros com requisitos especiais: Fonte: Bruel & Kjaer (2015).

## 2 - DESENVOLVIMENTO NO IPT

Por se tratar de uma exploração de alternativas econômicas para o monitoramento contínuo da vibração e inclinação de estruturas, optou-se inicialmente pela utilização de uma plataforma Arduino de processamento para servir de base para o desenvolvimento dos programas de integração para os acelerômetros escolhidos e futura avaliação de desempenho em laboratório. Para esse trabalho foi selecionado o Arduino Leonardo, que incorpora o microcontrolador ATmega32u4.

O protótipo do sistema de medição procurou seguir a premissa de atender às necessidades de monitoramento estrutural quanto à vibração e à inclinação, com o menor custo possível. Esses parâmetros foram estabelecidos com base no histórico de monitoramento já realizado pelo IPT e com base nos limites dos instrumentos de medição já utilizados, sendo que:

- o acelerômetro deve medir acelerações entre +/- 2 g com resolução de 0,001 g em faixas de frequência de até 20 Hz; e
- o inclinômetro deve medir inclinações entre 0 ° e 30 ° com resolução de 0,01°.

Na sequência foi realizada uma pesquisa de acelerômetros, levando em consideração além dos requisitos já apresentados, outros critérios de seleção, tais como: saída digital, resolução, precisão, preço, disponibilidade de *kit* de avaliação e facilidade de compra desse *kit* no mercado local. Também foi incluído um acelerômetro da Analog Devices, mais preciso, porém mais caro, e que foi selecionado como uma solução intermediária. Pode-se observar esses critérios no Quadro 1.

Quadro 1 – Comparativo dos critérios de seleção.

FABRICANTE	ACELERÔMETRO	MODELO DO MÓDULO	EIXOS	ESCALA	SENSIBILIDADE/RESOLUÇÃO	MÁXIMA FREQUÊNCIA (Hz)	SAÍDAS	PREÇOS (US\$)	STATUS
Parallax	NXP - MMA7455	MMA7455	3	2, 4 e 8 g	8 bits	62,6 ou 125	Digitais	5,75	Está saindo de linha
SparkFun	NXP MMA8452Q	MMA8452Q	3	2, 4 e 8 g	11 bits	200	Digitais	6,00	3 - Ativo
TDK	Invensense - MPU-6050	GY-521 MPU-6050	6	2, 4, 8 e 16 g	16 bits	5 a 260	Digitais	6,11	Ativo
SparkFun	AD ADXL345	ADXL345	3	2, 4, 8 e 16 g	10 bits	0,1 a 3.200	Digitais	4,80	Ativo
Analog Devices	AD ADXL355	EVAL-ADXL355-PMDZ	3	2,4 e 8 g	20 bits	0,977 a 1.000	Digitais	30,00	Ativo

Após análise, foram selecionados os seguintes acelerômetros do tipo microeletromecânico (MEMS) que, dentro do escopo desse trabalho, melhor atendiam aos critérios de seleção:

- O MPU-6050, da Invensense/TDK, que possui capacidade de medição de até +/- 16 g, conversor analógico-digital (A/D) de 16 bits (que permite uma resolução absoluta de 61 µg quando configurado para limite de +/- 2 g) e frequência de amostragem de até 1.000 Hz; e
- O ADXL355, da Analog Devices, que mede até +/- 8 g, conversor A/D de 20 bits (resolução de 3,9 µg quando configurado para limite de +/- 2 g) e frequência de amostragem de até 1.000 Hz.

O MPU-6050 possuiu especificações inferiores ao ADXL355, porém custa aproximadamente US\$ 6,00, enquanto que o segundo custa em torno de US\$ 30,00. Ambos são valores consideravelmente inferiores aos dos sensores utilizados atualmente pelo laboratório, que custam em torno de US\$ 500,00.

As Fig. 5 e Fig. 6 ilustram os equipamentos utilizados na construção do protótipo.



Figura 5 - Arduino Leonardo e placa de ligação com os acelerômetros.

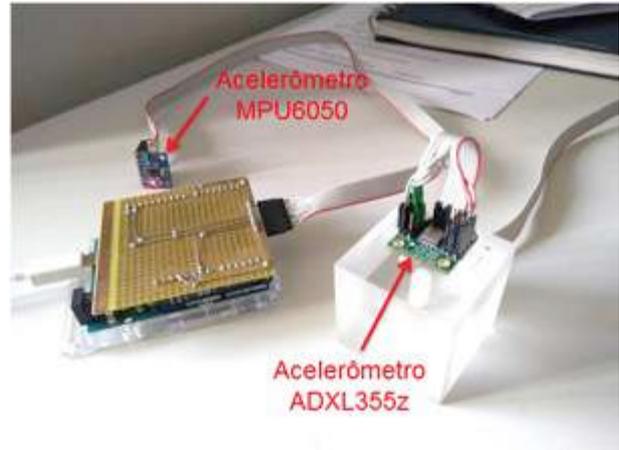


Figura 6 - Acelerômetros MPU6050 e ADXL355z.

#### 4 - Protótipo

Ambos os sensores selecionados possuem os conversores A/D incorporados em seus encapsulamentos, com capacidade de comunicação com o meio externo por meio do barramento i2c. Assim, fez-se necessário adicionar um microcontrolador com esse tipo de interface para coletar os dados medidos pelo sensor e disponibilizá-los para o microcomputador. Esse microcontrolador, o Arduino Leonardo, foi programado para configurar os acelerômetros, coletar os dados medidos e enviá-los ao computador por meio da porta USB.

Um programa de computador foi desenvolvido especialmente para comunicação com o microcontrolador. Esse programa captura os dados enviados pelo *hardware* de medição e disponibiliza-os em um arquivo de texto, que pode ser analisado posteriormente em um *software* de análise matemática. Nesse projeto foi utilizado o OCTAVE para esse fim.

O sistema protótipo consiste de um computador pessoal, onde estão instalados os programas de desenvolvimento e captura de dados, um ARDUINO Leonardo, um *shield* desenvolvido para facilitar a conexão do Arduino aos acelerômetros e os módulos dos acelerômetros propriamente ditos. Dessa forma, optou-se por utilizar a arquitetura de instrumentação apresentada na Fig. 7.

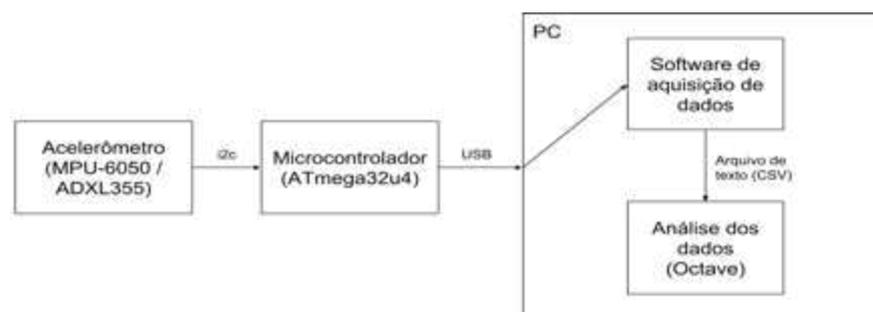


Figura 7 - Arquitetura do protótipo de instrumentação.

#### 4.1 - Testes

Os testes realizados basearam-se na "ISO 16063-21: 2003 - *Methods for the calibration of vibration and shock transducers - Part 21: Vibration calibration by comparison to a reference transducer*", comparando em laboratório o desempenho do protótipo desenvolvido com o desempenho de um sistema de precisão aferido. Foram definidos também dois testes distintos: um para verificar o desempenho com excitação senoidal e outro para medir inclinações.

Para os testes de excitação senoidal foi montado um arranjo com os seguintes instrumentos: um gerador de funções, um amplificador de potência, um *shaker*, um sistema de aquisição de dados, um sensor de deslocamento linear do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), um acelerômetro de referência (Silicon Designs – modelo 2210-002) e um computador pessoal com o *software* de aquisição de dados. O conceito do arranjo pode ser visto na Figura 8.

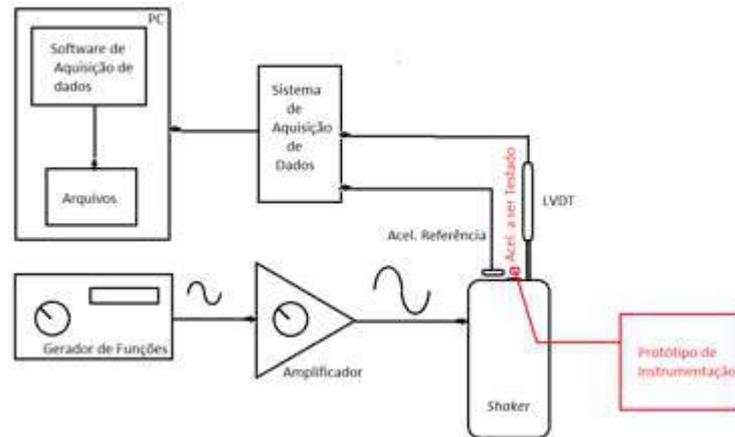


Figura 8 - Arranjo para testes de excitação senoidal.

Nesse arranjo o acelerômetro de referência calibrado mede a aceleração provocada pelo movimento do *shaker* e o LVDT a amplitude do deslocamento da peça móvel, permitindo controlar a frequência de oscilação e a amplitude do deslocamento. Pode-se observar parte desse arranjo na Figura 9.



Figura 9 - Vista parcial do arranjo de testes.

Para os testes de inclinação foram utilizados os seguintes equipamentos: um dispositivo que permite inclinar manualmente uma superfície em apenas um eixo (um grau de liberdade), numa faixa de ângulos entre 0 e 5º, um inclinômetro digital, um sistema de aquisição de dados e um computador pessoal para capturar e registrar os valores medidos, conforme pode ser visto na Figura 10.

O acelerômetro a ser testado foi posicionado sobre o dispositivo de forma que a inclinação fosse aplicada sobre o plano YZ. Durante os testes não foram aplicadas variações de inclinação que atuassem no eixo X. O inclinômetro de referência foi posicionado junto ao acelerômetro testado, de maneira a medir a mesma inclinação.

O arranjo experimental pode ser observado na Figura 11.

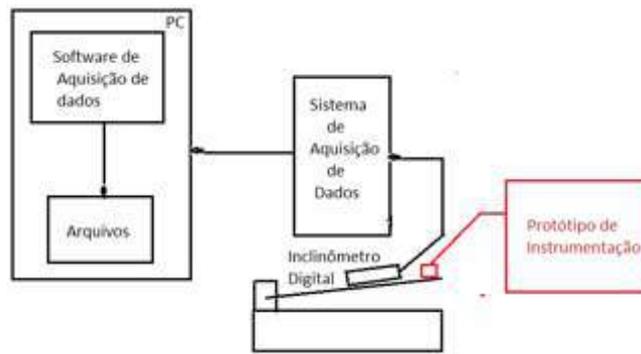


Figura 10 - Arranjo para medir inclinações.



Figura 11 - Vista parcial do arranjo para medir inclinações.

## 5 - RESULTADOS E ANÁLISES

Os testes de excitação senoidal foram realizados segundo os seguintes planos de testes:

- Inicialmente os acelerômetros foram configurados de forma que os filtros digitais fossem bastante abertos e as taxas de amostragem compatíveis. Assim, no sistema de referência foi configurado um filtro passa-baixas de 200 Hz com taxa de amostragem de 300 Hz e no sistema em teste para 184 Hz com taxa de amostragem de 1 kHz. Foram testadas diversas amplitudes do sinal iniciando-se o teste com 2 Hz de excitação, seguindo para 3, 5, 7 e 10 Hz. As amplitudes de deslocamento do *shaker* foram setadas desde 0,5 mm até 2,8 mm conforme possível em cada frequência, de forma a não comprometer o sistema eletromecânico. A direção do teste foi selecionada para ser o eixo Z, na mesma direção da gravidade;
- O segundo plano de teste envolveu manter a amplitude do deslocamento fixa em 1 mm, sendo que o filtro digital e a taxa de amostragem foram ajustados conforme a frequência do sinal senoidal de teste.

Os dados medidos nos ensaios foram inicialmente analisados pelo método gráfico, a fim de efetuar uma análise visual da resposta do protótipo. Dois exemplos dessa análise são reproduzidos a seguir, sendo que a componente contínua do sinal do MPU-6050 foi suprimida para facilitar a comparação.

A Figura mostra a resposta de um dos testes executados no primeiro plano, especificamente do ensaio com ajustes no *shaker* para frequência de vibração de 2 Hz e amplitude de 1 mm. Observa-se que os sinais medidos tanto pelo acelerômetro do protótipo (MPU-6050) quanto pelo acelerômetro de referência (Silicon Designs 2210-002) responderam de forma praticamente igual. Como nesse plano os filtros estavam ajustados para frequências de corte abertas, nota-se intensa presença de ruídos. Porém percebe-se que parte desses ruídos advém do sistema de teste, uma vez que ambos os acelerômetros apresentaram o mesmo comportamento.

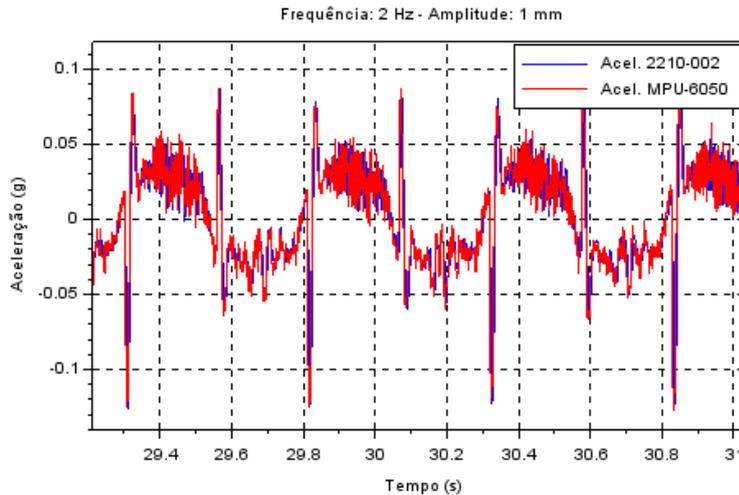


Figura 12- Resposta do protótipo e do acelerômetro de referência a frequência de 2 Hz e amplitude de 1 mm.

O mesmo comportamento de similaridade entre a resposta do acelerômetro do protótipo e do acelerômetro de referência pode ser visto na Figura . Esse ensaio manteve a amplitude de vibração ajustada em 1 mm, porém a frequência foi ampliada para 10 Hz. O ajuste quase perfeito das curvas mostra que as diferenças são resultantes da mecânica do teste, sendo que neste caso há pouca presença de ruído e a resposta se aproxima melhor de uma senoide.

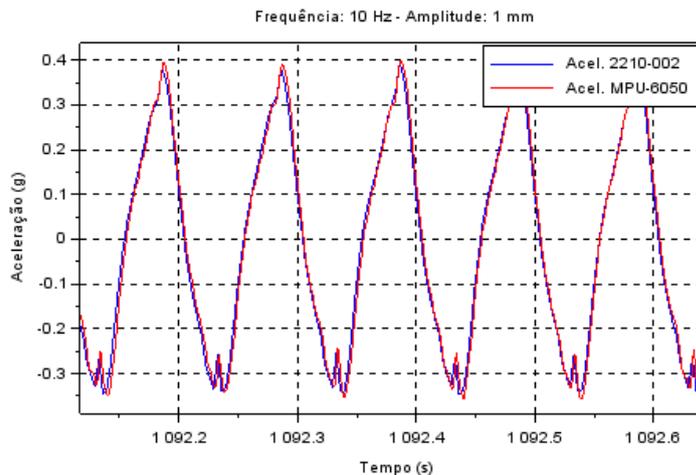


Figura 13 - Resposta do protótipo e do acelerômetro de referência a frequência de 2 Hz e amplitude de 1 mm.

Para simplificar a análise foram utilizadas algumas propriedades estatísticas dos sinais medidos, tais como as médias e desvios padrões nos trechos mais estáveis. De acordo com CARLSON e CRILLY (2010), a média de um sinal elétrico em determinadas condições (sinal ergódico) corresponde ao nível em corrente contínua desse sinal. O desvio padrão desse mesmo sinal corresponde ao valor RMS da componente em corrente alternada desse sinal. Esses parâmetros nos ajudam a correlacionar os sinais do acelerômetro de referência com o acelerômetro do protótipo. Esses valores foram calculados com auxílio do programa de cálculos matemáticos OCTAVE. No Quadro 2, pode-se observar o resumo dos resultados obtidos nos testes do acelerômetro MPU-6050.

O Quadro 2 mostra que o acelerômetro de referência suprime a componente de 1 g da gravidade, enquanto que o acelerômetro do protótipo a mantém. Os valores dos desvios padrão do acelerômetro de referência são muito próximos dos valores do acelerômetro testado.

Pode-se observar na última coluna à direita que a relação entre os desvios padrões, quando utilizado um filtro mais aberto, varia em no máximo 2% do valor unitário. Quando são utilizados filtros mais apertados, a variação da razão aumenta quanto mais próxima à frequência de excitação se encontra da frequência de corte do filtro. Isso pode ser causado por variações de amplitude na resposta em frequência dos próprios filtros dos acelerômetros. Ainda assim, a maior diferença observada no Quadro 2 é de 13 %.

Quadro 2 – Resultados obtidos para o MPU-6050.

Ensaio	Filtro/fs	Amplitude (mm)	Frequência (Hz)	Acelerômetro (g)		MPU-6050 (g)		MPU ( $\sigma$ ) /Acelerômetro ( $\sigma$ )
				Média	D.P. ( $\sigma$ )	Média	D.P. ( $\sigma$ )	
1	Filtro 184 Hz fs 1kHz (MPU)	1	2	-0,0002	0,018	1,0001	0,019	1,056
		1,5	2	-0,0001	0,027	1,0001	0,027	1,000
		2	2	-0,0000	0,034	1,0001	0,035	1,029
		1,5	3	-0,0002	0,044	1,0001	0,045	1,023
		2	3	-0,0002	0,059	1,0001	0,059	1,000
		2,8	3	-0,0002	0,080	1,0001	0,080	1,000
	Filtro 200Hz fs 300Hz (ref.)	1	5	-0,0004	0,077	1,0004	0,078	1,013
		1,4	5	-0,0006	0,105	1,0002	0,106	1,010
		2	5	-0,0012	0,154	1,0000	0,156	1,013
		0,5	7	-0,0004	0,082	1,0000	0,083	1,012
		1	7	-0,0011	0,148	1,0001	0,150	1,014
		1,5	7	-0,0024	0,230	1,0004	0,234	1,017
		0,5	10	-0,0012	0,143	1,0002	0,145	1,014
		0,75	10	-0,0024	0,234	1,0001	0,238	1,017
		1	10	-0,0030	0,306	1,0003	0,311	1,016
2	Filtro 5Hz fs 1kHz (MPU)	1	2	-0,0003	0,012	1,0003	0,011	0,917
	Filtro 5Hz fs 300Hz (ref.)	1	3	-0,0003	0,027	1,0002	0,024	0,889
3	Filtro 5Hz fs 40Hz (MPU)	1	2	-	-	1,0002	0,013	-
	Filtro 5Hz fs 50Hz (ref.)	1	3	-	-	1,0004	0,026	-
4	Filtro 10Hz fs 80Hz (MPU)	1	2	-0,0003	0,013	1,0004	0,013	1,000
		1	3	-0,0003	0,029	1,0004	0,029	1,000
	Filtro 10Hz fs 100Hz (ref.)	1	5	-0,0004	0,077	1,0004	0,071	0,922
		1	7	-0,0013	0,151	1,0006	0,131	0,868
5	Filtro 21Hz fs 160Hz (MPU)	1	2	-0,0003	0,015	1,0006	0,016	1,067
		1	3	-0,0003	0,030	1,0006	0,030	1,000
		1	5	-0,0006	0,085	1,0007	0,084	0,988
	Filtro 20Hz fs 200Hz (ref.)	1	7	-0,0010	0,146	1,0006	0,141	0,966
		1	10	-0,0032	0,301	1,0007	0,276	0,917

Obs: os campos vazios são decorrentes de leituras que o instrumento não salvou em arquivo, por motivo desconhecido.

Foram repetidos os testes senoidais para o acelerômetro ADXL355, configurado para operar com 20 bits. Os resultados podem ser observados no Quadro 3.

Quadro 3 – Resultados obtidos para o ADXL355.

Ensaio	Filtro /fs	Amplitude (mm)	Frequência (Hz)	Acelerômetro (g)		ADXL355 (g)		MPU ( $\sigma$ ) /Acelerômetro ( $\sigma$ )
				Média	D.P. ( $\sigma$ )	Média	D.P. ( $\sigma$ )	
1	Filtro 125 Hz fs500 Hz (ADXL355)  Filtro 200Hz fs 300Hz (ref.)	1	2	0,0001	0,0178	1,0004	0,0172	0,9663
		1,5	2	0,0009	0,0238	0,9994	0,0229	0,9622
		2	2	0,0002	0,0550	0,9987	0,0556	1,0109
		1	3	0,0004	0,0288	1,0005	0,0282	0,9792
		1,5	3	0,0010	0,0430	1,0005	0,0420	0,9767
		2	3	-0,0011	0,0580	1,0014	0,0572	0,9862
		1	5	-0,0011	0,0774	1,0011	0,0762	0,9845
		1,5	5	0,0015	0,1199	1,0008	0,1177	0,9817
		2	5	-0,0031	0,1482	1,0002	0,1460	0,9852
		0,5	7	0,0003	0,0753	0,9996	0,0739	0,9814
		1	7	-0,0006	0,1473	1,0001	0,1455	0,9878
		1,5	7	-0,0024	0,3040	1,0014	0,3002	0,9875
		0,5	10	0,0007	0,1750	1,0009	0,1734	0,9909
0,75	10	-0,0006	0,2469	0,9993	0,2448	0,9915		
1	10	-0,0001	0,3355	0,9992	0,3327	0,9917		
2	Filtro 7,813 Hz fs31,25 Hz (ADXL355)  Filtro 5Hz fs50Hz (ref.)	1	2	0,0001	0,0176	1,0003	0,0124	0,7045
		1	3	0,0002	0,0253	1,0006	0,0246	0,9723
		1	5	-0,0013	0,0727	0,9989	0,0912	1,2545
3	Filtro 15,625 Hz fs62,5 Hz (ADXL355)  Filtro 20 Hz fs200 Hz (ref.)	1	2	0,0001	0,0152	1,0000	0,0146	0,9605
		1	3	-0,0004	0,0272	1,0003	0,0269	0,9890
		1	5	0,0001	0,0866	1,0004	0,0834	0,9630
		1	7	-0,0016	0,1567	1,0019	0,1492	0,9521
		1	10	-0,0032	0,3075	0,9999	0,2811	0,9141

No Quadro 3 pode-se observar o mesmo comportamento observado no Quadro 2 para o MPU-6050: na última coluna à direita, a relação entre os desvios padrões, quando utilizado um filtro mais aberto, têm uma variação entre os acelerômetros bem pequena. Quando são utilizados filtros mais apertados, a variação da razão aumenta quanto mais próxima a frequência de excitação se encontra da frequência de corte do filtro. Isso pode ser causado por variações de amplitude na resposta em frequência dos próprios filtros dos acelerômetros.

Na sequência foram realizados ensaios de medição de inclinação na faixa de interesse. Inicialmente foi testado o acelerômetro MPU-6050. Esse acelerômetro foi configurado para operar com filtro digital do tipo passa baixas com frequência de corte em 5 Hz e taxa de amostragem de 50 Hz. Os resultados estão compilados no Quadro 4. FISHER (2010) mostra que o ângulo de inclinação de um acelerômetro pode ser medido pela variação em apenas um eixo, sendo que a variação de aceleração em função do ângulo é dado pela Equação 1.

$$A_{x,OUT} = 1 g \text{ sen}(\theta) \quad [1]$$

Note que o eixo Z não mostrou sensibilidade suficiente para a medição da inclinação nessa faixa. Esse fenômeno pode ser explicado pelo fato do eixo Z estar medindo na região de baixa sensibilidade, conforme demonstrado por FISHER (2010).

Quadro 4 – Medidas de inclinação com o MPU-6050.

Inclin (°)	Leitura incli- nometro (°)	Leitura Eixo X (g)	Eixo X (°) <sup>1</sup>	Leitura Eixo Y (g)	Eixo Y (°) <sup>2</sup>	Leitura Eixo Z (g)	Eixo Z (°) <sup>3</sup>
0,0	<b>-0,01</b>	-0,0180270	0,00	0,0051585	<b>-0,01</b>	0,9995835	<b>0,00</b>
0,05	<b>0,07</b>	-0,0179074	-0,01	0,0038707	<b>0,06</b>	0,9993903	<b>0,01</b>
0,1	<b>0,10</b>	-0,0179079	-0,01	0,0034216	<b>0,09</b>	0,9994536	<b>0,01</b>
0,2	<b>0,21</b>	-0,0179629	0,00	0,0015061	<b>0,20</b>	0,9992178	<b>0,02</b>
0,3	<b>0,30</b>	-0,0179430	0,00	-0,0000558	<b>0,29</b>	0,9991989	<b>0,02</b>
0,4	<b>0,42</b>	-0,0178060	-0,01	-0,0021881	<b>0,41</b>	0,9993676	<b>0,01</b>
0,5	<b>0,51</b>	-0,0178946	-0,01	-0,0037134	<b>0,50</b>	0,9991552	<b>0,02</b>
1,0	<b>1,01</b>	-0,0180475	0,00	-0,0126029	<b>1,01</b>	0,9988287	<b>0,04</b>
1,5	<b>1,51</b>	-0,0180019	0,00	-0,0211270	<b>1,49</b>	0,9986167	<b>0,06</b>
2,0	<b>2,02</b>	-0,0179910	0,00	-0,0298559	<b>1,99</b>	0,9982570	<b>0,08</b>
3,0	<b>3,06</b>	-0,0181287	0,01	-0,0474670	<b>3,00</b>	0,9974168	<b>0,12</b>
4,0	<b>4,01</b>	-0,0182317	0,01	-0,0642317	<b>3,97</b>	0,9964497	<b>0,18</b>
5,0	<b>5,02</b>	-0,0181923	0,01	-0,0816975	<b>4,97</b>	0,9950870	<b>0,26</b>

<sup>1</sup> $\text{sen}^{-1}(X-X_0)$ , onde  $X_0$  é a leitura de X com 0º de inclinação calculada (-0,0180077).

<sup>2</sup> $\text{sen}^{-1}(Y-Y_0)$ , onde  $Y_0$  é a leitura de Y com 0º de inclinação calculada (0,0049506).

<sup>3</sup> $\text{cos}^{-1}(Z-Z_0)$ , onde  $Z_0$  é a leitura de Z com 0º de inclinação calculada (0,9995523).

A seguir foram realizados ensaios de medição de inclinação com o acelerômetro ADXL355. Ele foi configurado para operar com 20 bits, utilizando um filtro passa baixas de 1,953 Hz e frequência de amostragem de 7,812 Hz. Os resultados podem ser observados no Quadro 5. Analisando os resultados podemos concluir que esse acelerômetro foi capaz de medir a inclinação nos eixos Y e Z, mostrando que ele é mais sensível do que o MPU-6050.

Quadro 5 – Medidas de inclinação com o ADXL355.

Inclin (°)	Leitura incli- nometro (°)	Leitura Eixo X (g)	Eixo X (°) <sup>1</sup>	Leitura Eixo Y (g)	Eixo Y (°) <sup>2</sup>	Leitura Eixo Z (g)	Eixo Z (°) <sup>3</sup>
0,0	<b>0,00</b>	-0,0153292	<b>0,00</b>	-0,0065964	<b>0,00</b>	1,0003726	<b>0,00</b>
0,05	<b>0,06</b>	-0,0157141	<b>0,02</b>	-0,0056437	<b>0,06</b>	1,0003833	<b>0,06</b>
0,1	<b>0,10</b>	-0,0162353	<b>0,05</b>	-0,0047435	<b>0,11</b>	1,0003731	<b>0,11</b>
0,2	<b>0,21</b>	-0,0163935	<b>0,05</b>	-0,0029258	<b>0,21</b>	1,0003909	<b>0,21</b>
0,3	<b>0,32</b>	-0,0165047	<b>0,06</b>	-0,0011004	<b>0,32</b>	1,0003552	<b>0,32</b>
0,4	<b>0,42</b>	-0,0166639	<b>0,07</b>	0,0007339	<b>0,42</b>	1,0003368	<b>0,42</b>
0,5	<b>0,51</b>	-0,0163595	<b>0,08</b>	0,0022201	<b>0,51</b>	1,0003445	<b>0,51</b>
1,0	<b>1,02</b>	-0,0160233	<b>0,06</b>	0,0106695	<b>0,99</b>	1,0002910	<b>0,99</b>
1,5	<b>1,53</b>	-0,0156934	<b>0,04</b>	0,0200389	<b>1,53</b>	1,0001637	<b>1,53</b>
2,0	<b>2,00</b>	-0,0149590	<b>0,02</b>	0,0279960	<b>1,98</b>	0,9999828	<b>1,98</b>
3,0	<b>3,02</b>	-0,0147889	<b>-0,02</b>	0,0452748	<b>2,97</b>	0,9993638	<b>2,97</b>
4,0	<b>4,00</b>	-0,0147889	<b>-0,03</b>	0,0626385	<b>3,97</b>	0,9984375	<b>3,97</b>
5,0	<b>4,99</b>	-0,0161348	<b>0,05</b>	0,0795888	<b>4,95</b>	0,9971821	<b>4,94</b>

<sup>1</sup> $\text{sen}^{-1}(X-X_0)$ , onde  $X_0$  é a leitura de X com 0º de inclinação calculada (-0,0153243).

<sup>2</sup> $\text{sen}^{-1}(Y-Y_0)$ , onde  $Y_0$  é a leitura de Y com 0º de inclinação calculada (-0,0066084).

<sup>3</sup> $\text{cos}^{-1}(Z-Z_0)$ , onde  $Z_0$  é a leitura de Z com 0º de inclinação calculada (1,0003725).

## 6 - CONCLUSÕES E ATIVIDADES FUTURAS

Os testes e ensaios realizados até o momento apresentaram resultados promissores quanto à aplicação de acelerômetros MEMS de baixo custo no monitoramento estrutural. Observou-se que, apesar da grande diferença de custo, as respostas dos acelerômetros MPU-6050 e ADXL355 apresentaram grande similaridade com a do acelerômetro de referência.

Foi possível medir inclinações na faixa de interesse tanto com o acelerômetro MPU-6050 quanto com o acelerômetro ADXL355. O MPU-6050 mostrou uma sensibilidade insuficiente no eixo Z quando realizadas medidas na faixa de interesse. Porém, considerando que as medidas de inclinações em

geral são realizadas utilizando um único eixo, ele pode ser considerado como uma parte da solução. O ADXL355 operou conforme esperado nos dois eixos, Y e Z, sem restrições. Ressalta-se que, apesar de mais custoso do que o MPU-6050, o preço desse acelerômetro ainda é uma fração do valor dos sensores utilizados atualmente.

Outro ponto de impacto no custo do monitoramento de estruturas está no *hardware* de aquisição de dados. A aplicação do microcontrolador, em especial do Atmega32u4 na plataforma Arduino, se mostrou altamente viável, sendo que o *hardware* não apresentou limitações em seu uso. Nota-se, entretanto, a necessidade de ensaios de resistência e durabilidade, uma vez que esses equipamentos serão instalados ao ar livre, sujeitos às intempéries e grandes variações de temperatura.

As atividades futuras se concentrarão na realização de ensaios complementares de frequência e de inclinação e de um experimento de monitoramento de estrutura real, paralelamente com os equipamentos tradicionais, para comparação de resultados. Entretanto os resultados obtidos até o momento já demonstram que o uso dessas tecnologias para monitoramento estrutural é altamente promissor.

## AGRADECIMENTOS

À Fundação de Apoio ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas – FIPT e ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, especialmente à Seção de Engenharia de Estruturas do Centro de Tecnologia de Obras de Infraestrutura e à Seção de Automação, Governança e Mobilidade Digital - SAGMD do Centro de Tecnologia da Informação, Automação e Mobilidade.

## REFERÊNCIAS

- Arduino (2018). *Arduino - Introduction*. <https://www.arduino.cc/en/Guide/Introduction>, acessado em: 14/09/2018.
- Assis, W. S. (2007). *Sistemas computacionais de apoio à monitoração de estruturas de engenharia civil*. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. São Paulo, SP. 265p.
- Bruel e Kjaer (2015). Notas de aula. Princípios de vibração. Curso de análise modal. Jundiaí – SP. 183p.
- Carlson, A. B. e CRILLY, P. B. (2010). *Communication systems: an introduction to signals and noise in electrical communication*. 5ª ed. Boston, McGraw-Hill Higher Education, ISBN: 978-0-07-338040-7, 924 p.
- Fisher, C. J. (2010). *Application Note AN-1057 - Using an Accelerometer for Inclination Sensing*. Norwood, EUA, Analog Devices.
- ISO 16063-21 (2003). "Methods for the calibration of vibration and shock transducers - Part 21: Vibration calibration by comparison to a reference transducer".
- Nery, G. (2013). *O que é Monitoração na Construção Civil?* Boletín Técnico nº 5 – Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología e Recuperación de la Construcción – ALCONPAT Internacional. 18p.
- Perera, M. e POHORYLES, D. (2011). *Wireless Micro Electro Mechanical (MEMS) Accelerometers in Civil Engineering Applications*. Department of civil, environmental & geomatic engineering. University College London. Março. 73p.
- Silva, M. A., Carvalho, A. B., Garrido, J. C. e Estremote, M. A. (2014). *Sistema para monitoramento de vibrações utilizando Arduino*. Revista InterAtividade, Andradina, SP, v.2, n. 2, 2º sem. 12p.
- Teves, A. C. (2013). *Otimização de Acelerômetros MEMS Eletroestáticos de Alto Desempenho*. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Mecatrônica e de Sistemas Mecânicos. São Paulo, SP. 109p.

## **MONITORAMENTO REMOTO DE FISSURAS EM SALA COM PAREDES CONSTITUÍDAS DE ALVENARIA**

### **REMOTE MONITORING OF CRACKS IN MASONRY WALLS**

Lavandoscki, Fabio Ioveni; Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT, São Paulo, Brasil, fabioil@ipt.br

Bressan, Diego Lapolli; Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT, São Paulo, Brasil, bressan@ipt.br

#### **RESUMO**

Durante as atividades de reforma de uma fábrica, havia a preocupação de possíveis interferências com as estruturas já construídas. Visando minimizar os riscos de acidentes associados as atividades de reforma e municiar o construtor de informações relativas a variação de abertura de fissuras das estruturas existentes, foi instalado sistema monitoramento remoto composto por uma central de medição e controle associada a sensores de medição de movimentação da abertura de fissuras. A central de medição e controle também pôde ser acessada remotamente, via "web", pelos responsáveis das reformas de modo, a saber, em tempo real, qual era a estabilidade das estruturas monitoradas e tomar eventuais providências de imediato. Outra atividade desenvolvida nesse trabalho foi a comparação dos resultados das medições do sistema remoto com as medições clássicas, nas quais utilizou-se equipamentos tradicionais com medições manuais que retratam pontualmente a situação da obra naquele instante de medida.

#### **ABSTRACT**

During plant reform activities, there was concern about possible interference with structures already built. Aiming to minimize the risks of accidents associated with the renovation activities and to provide the information builder regarding the variation of crack opening on the existing structures, a remote monitoring system composed of a control and measurement center was installed, related with sensors for measuring the movement of the opening of cracks. The metering and control center could also be remotely accessed via the web by the managers of the reforms, namely in real time, what was the stability of the monitored structures and take immediate action. Another activity developed in this work was the comparison of the results of the measurements of the remote system with the classical measurements, in which traditional equipment with manual measurements was used that punctually portrays the work situation at that instant of measurement.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Com a evolução dos equipamentos de medição tornou-se possível o monitoramento em tempo real e remoto das estruturas. O que era realizado de modo intermitente, em períodos convenientes aos objetivos e custos dos projetos e com mobilização de equipe técnica em campo, tornou-se perene (com baixa utilização de mão de obra em campo) sendo possível, inclusive, a obtenção do comportamento do elemento estrutural a taxas e períodos de aquisição de dados a décadas atrás com custos elevados.

Uma das possíveis aplicações do monitoramento em tempo real e remoto relaciona-se com o acompanhamento de obras de restauro ou reforma ("retrofit"), que em grande maioria possuem implicações nas estruturas adjacentes, tais como execução de novas fundações com descompactação do solo, utilização de equipamentos pesados e que geram vibrações nas estruturas, etc. Como geralmente as plantas industriais não sofrem paralização para realização de tais atividades, torna-se premente a necessidade do construtor em acompanhar, de modo ininterrupto, as possíveis instabilidades estruturais.

Assim sendo, uma fábrica com sala constituída de paredes de alvenaria, na qual se realizou a revitalização e modernização de áreas adjacentes, foi monitorada no que diz respeito ao comportamento (abertura ou fechamento) de suas fissuras no período de aproximadamente de 12 meses (ciclo térmico). Deste modo foi possível avaliar o comportamento ou possíveis tendências de ruína do ambiente monitorado.

## 2 - BREVE DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E LOCAIS DE MONITORAMENTO

O ambiente/sala de monitoramento é utilizado como escritório e está adjacente a edificação de quatro pavimentos que abriga os equipamentos e máquinas utilizadas na atividade fim da indústria (Fig.1 a Fig.4). O esquema estrutural é constituído por pilares, vigas e lajes de concreto armado com painéis de fechamento em alvenaria de blocos de concreto, representados pelas paredes A a C.



Figura 1 - Vista geral externa do ambiente monitorado.

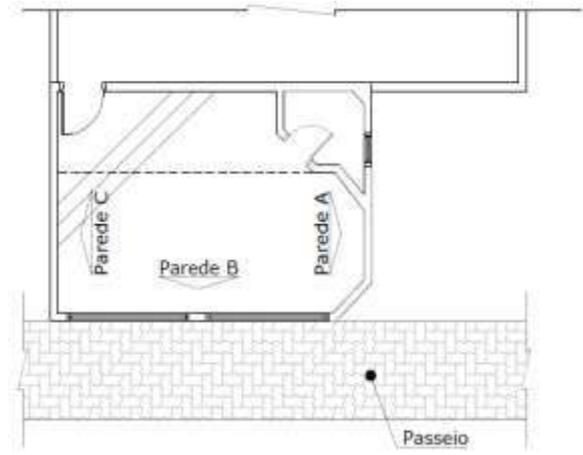


Figura 2 - Vista em planta das paredes com monitoramento de fissuras (B e C).

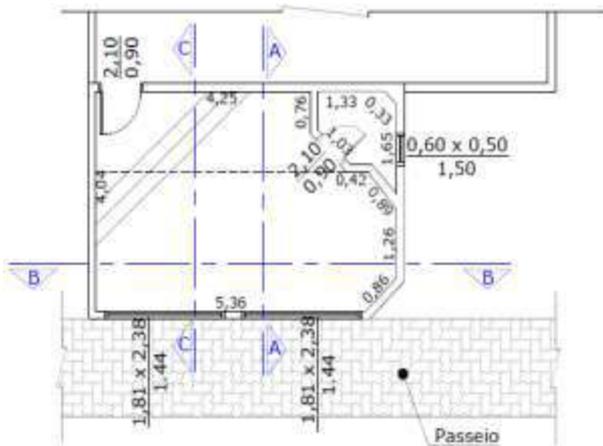


Figura 3 - Vista em planta com dimensões e cortes do ambiente.

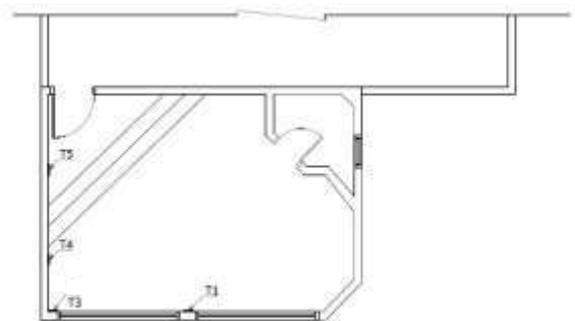


Figura 4 - Localização em planta das bases de monitoramento de fissuras.

Com base nas inspeções e mapeamento de anomalias internas, foram selecionadas quatro fissuras com dimensões e magnitudes pronunciadas para o monitoramento. Desta forma identificaram-se os locais como bases de medição T1, T2, T4 e T5, as quais podem ser observadas as suas elevações nas Figuras 5 e 6.



Figura 5 - Corte B-B.

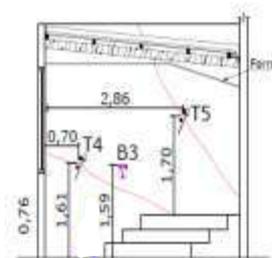


Figura 6 - Corte C-C.

Foram realizadas medidas de variação de abertura e fechamento na direção transversal à fissura com 4 medidores de deslocamentos lineares do tipo LVDT - Linear Variable Differential Transformer, com curso de 100 milímetros e sensibilidade/precisão de 0,01 milímetros com taxa de aquisição de 1Hz (Figuras 7 e 8). Paralelamente e com periodicidade mensal (exceto mês de início dos trabalhos) também foram realizadas leituras com medidor de deslocamento linear Tensotast TAS da HUGGENBERGER AG com curso de 10 milímetros e sensibilidade de 0,001 milímetros. Para essas medições foram embutidos pinos na parede conforme também constantes nas Figuras 7 e 8.

Além dos sensores de medição de abertura ou fechamento de fissuras, foram instalados dois termopares (escala entre 0 °C a 250 °C e resolução de 0,1 °C), estando o primeiro em contato com a parede B e o segundo em contato com a parede C, o que permitiu a obtenção de temperaturas diferenciadas para cada painel de alvenaria.



Figura 7 - LVDT e pinos embutidos na alvenaria para utilização do Tensotast - Base T1.



Figura 8 - LVDT e pinos embutidos na alvenaria para utilização do Tensotast - Base T5.

Todos os sensores tiveram seus sinais gerenciados por sistema composto por computador de mesa com acesso a internet com rede e cabo (Figura 9), aquisitor de dados digital (PMX - placas PX 401 e PX 455 - Figura 10) e software de aquisição e análise de sinais (*catmanAP - Versão 5.0.1.39 - Figura 11*), sendo os dois últimos de fabricação da HBM - *Hottinger Baldwin Measurements, Inc.*



Figura 9 - Central de monitoramento.

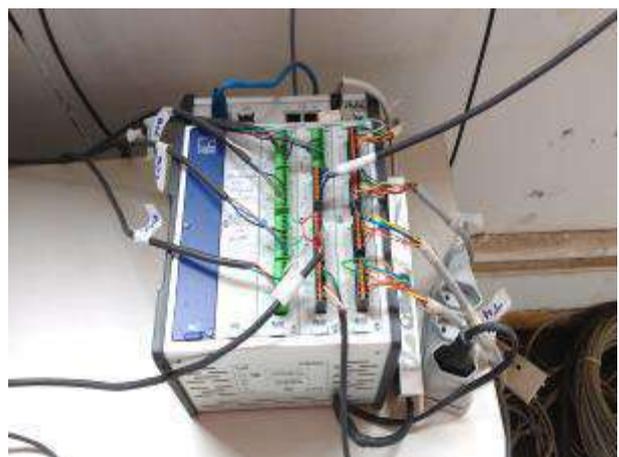


Figura 10 - Aquisitor de dados digital.

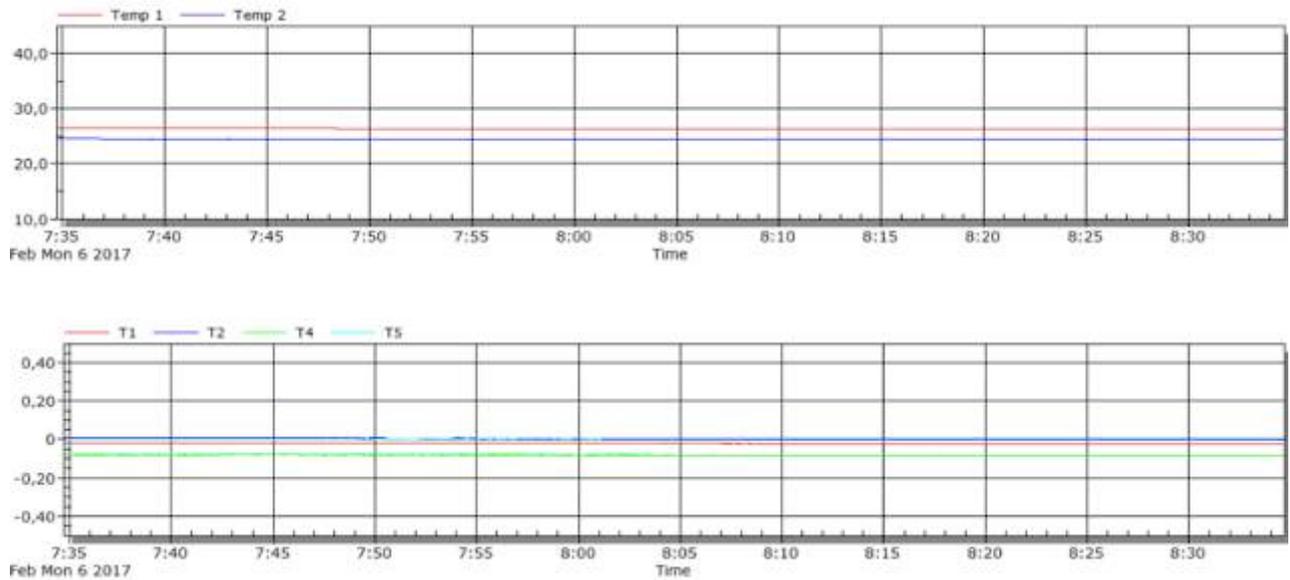


Figura 11 – Gráficos ilustrativos com as medições em tempo real – catmanAP.

O acompanhamento dos dados de monitoramento pôde ser acessado remotamente pelo IPT e pelo construtor por meio de acesso remoto a área de trabalho do *desktop*.

### 3 - RESULTADOS

Os dados do monitoramento remoto de temperatura e do movimento de abertura e fechamento de fissuras constam nas Fig.12 a Fig.17, no período entre dezembro/2016 e meados de outubro/2017.

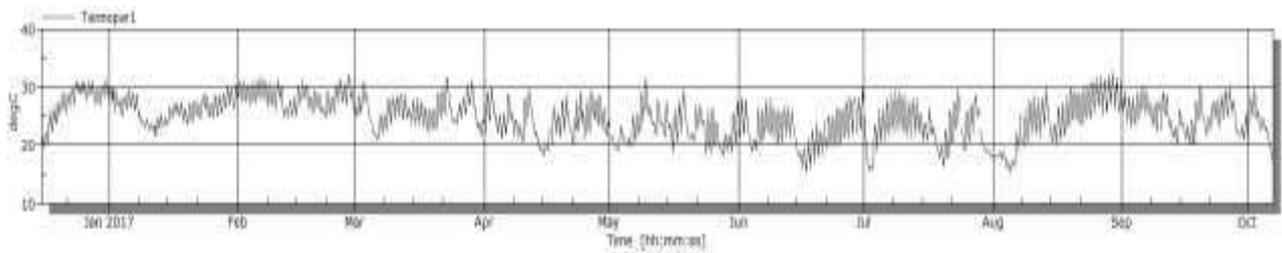


Figura 12 – Variação de temperatura medida no termopar 1 – Parede B.

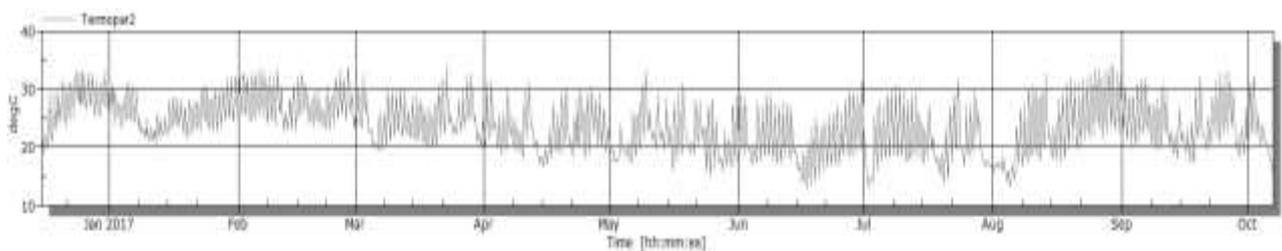


Figura 13 – Variação de temperatura medida no termopar 2 – Parede C.

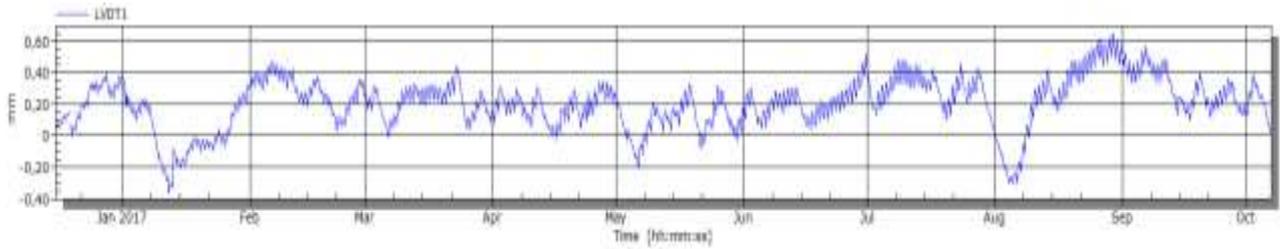


Figura 14 – Variação de abertura ou fechamento de fissura – Base T1 – LVDT1.

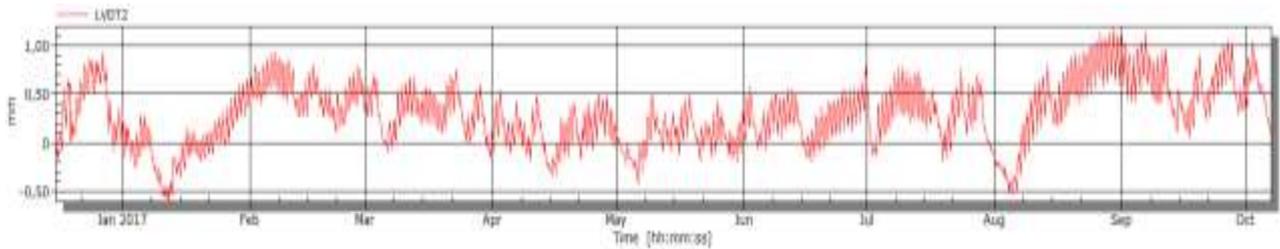


Figura 15 – Variação de abertura ou fechamento de fissura – Base T2 – LVDT2.

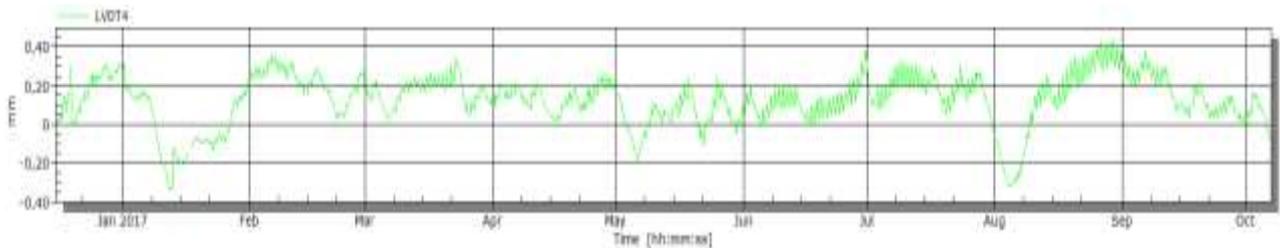


Figura 16 – Variação de abertura ou fechamento de fissura – Base T4 – LVDT4.

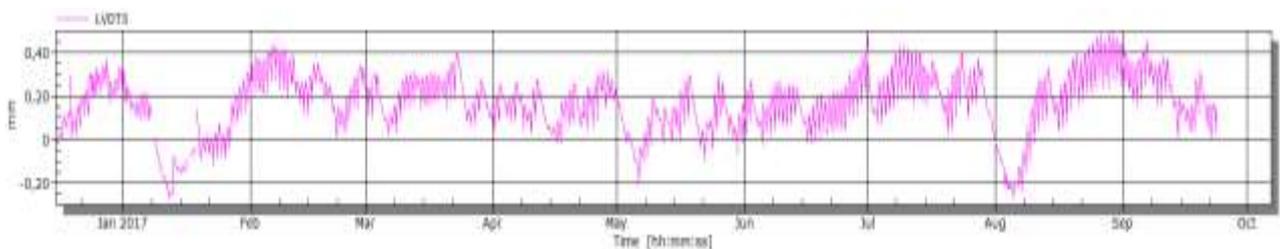


Figura 17 – Variação de abertura ou fechamento de fissura – Base T5 – LVDT5.

Os dados do monitoramento convencional, com periodicidade mensal, realizados concomitantemente ao monitoramento remoto constam na Fig.18.

#### 4 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Durante o monitoramento de temperatura nos dois termopares (1 e 2) instalados em paredes diferentes, observou-se que a parede B esteve sujeita a menores variações térmicas durante o período de 24 h, ao passo que a parede C, com exposição direta do sol e outras intempéries, indicou maior variabilidade da temperatura no mesmo período de tempo avaliado. De modo geral os valores máximos ( $\sim 32\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) e mínimos ( $\sim 15\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) detectados nos dois termopares são similares e acompanharam as “subidas” e “descidas”, rápidas ou lentas, em todo o período de monitoramento.

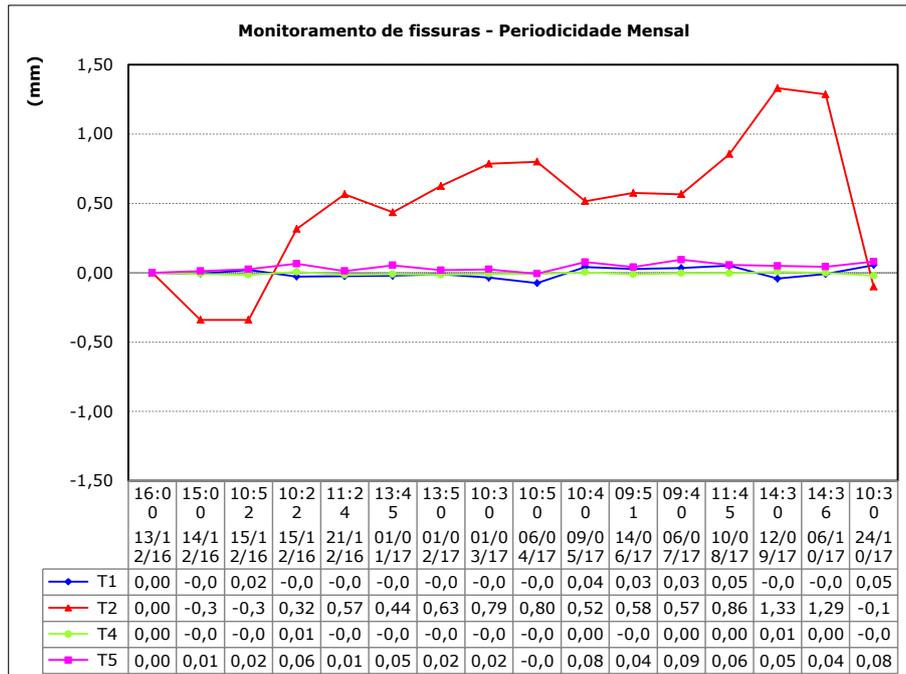


Figura 18 – Variação de abertura ou fechamento de fissura com base no monitoramento convencional – periodicidade mensal.

De modo geral todas as fissuras monitoradas acompanharam a variabilidade térmica do período de medição. Com o aumento da temperatura todas elas tenderam ao fechamento (valores positivos), ao passo que com o decréscimo da temperatura, as fissuras tenderam à abertura (valores negativos).

A fissura da base T1 apresentou valores máximos de fechamento de aproximadamente 0,61 mm e abertura de 0,39 mm (em módulo). A fissura da base T2 apresentou 1,10 mm de fechamento máximo e 0,51 mm de abertura (em módulo). As fissuras das bases T4 e T5 apresentaram respectivamente fechamentos máximos de aproximadamente 0,41 mm e 0,42 mm e abertura máxima de 0,39 mm e 0,22 mm (em módulo). Com o aumento da temperatura e expansão volumétrica dos materiais constituintes das paredes, as fissuras se fecharam e com a diminuição da temperatura e contração volumétrica, as fissuras se abriram.

Comparando-se os resultados acima com os obtidos no monitoramento convencional, observa-se que todas as medições efetuadas mensalmente “flutuaram” entre abertura e fechamento e ficaram entre os valores máximos de abertura e fechamento do monitoramento remoto. Tais diferenças são pequenas e estão relacionadas às incertezas de cada método e dos instrumentos de medição.

Importante foi observar que as medidas efetuadas com a metodologia convencional não excederam em demasia os valores do monitoramento remoto, indicando que as duas metodologias de leitura levariam a mesma conclusão de estabilidade estrutural.

## 5 - COMENTÁRIOS FINAIS

Além das medidas do comportamento de fissuras, também foram instalados sensores de inclinação/rotação para auxílio na tomadas de decisão por parte do construtor, sobre a estabilidade da estrutura. A análise destes dados e seus respectivos resultados não constam deste artigo.

## AGRADECIMENTOS

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, ao Centro de Tecnologia de Obras de Infraestrutura – CTOBRAS e a Seção de Engenharia de Estruturas – SEE.

## **MONITORAMENTO DAS CARGAS EM ESCORAS TELESCÓPICAS UTILIZADAS NA INSTALAÇÃO DE VIGA-GUIA CURVA PRÉ-MOLDADA**

### **MONITORING OF LOADS IN TELESCOPIC ESCORTS USED IN THE INSTALLATION OF PRE-MOLDED CURVED BEAM**

Araujo, Ciro José Ribeiro Villela; *IPT, São Paulo, Brasil, ciroaraujo@ipt.br*

Bressan, Diego Lapolli; *IPT, São Paulo, Brasil, bressan@ipt.br*

Consalter, Sérgio; *Construtora CR Almeida S/A, São Paulo, Brasil, sconsalter@gmail.com*

#### **RESUMO**

O monitoramento de estruturas consiste na observação, acompanhamento e registro de informações antes, durante e após a execução das obras. Quando são realizadas atividades que demandam a necessidade de cuidados especiais durante o processo construtivo, o uso de sistema de monitoramento é uma ferramenta eficiente e eficaz, pois permite o acompanhamento do comportamento estrutural no intuito de evitar questões supervenientes que possam comprometer a segurança da obra e do seu entorno. Normalmente, durante a instalação de vigas pré-moldadas de grande magnitude, é necessária a utilização de equipamentos para movimentação e posicionamento desses elementos sobre os pilares e quando se trata de viga-guia utilizada como via para meio de transporte, é necessária a consideração da superelevação da via nos trechos curvilíneos, de modo que as curvas estejam atendendo as considerações de cálculo previstas no projeto estrutural e que proporcionem conforto aos usuários. Este trabalho consistiu na realização do monitoramento das forças aplicadas em escoras telescópicas metálicas, utilizadas para ajustes das superelevações de vigas-guia curvas em concreto protendido durante sua instalação, de maneira que as cargas aplicadas estivessem dentro dos limites teóricos previstos em projeto.

#### **ABSTRACT**

The monitoring of structures consists in the observation, monitoring and registration of information before, during and after the execution of the works. When performing activities that require the need for special care during the construction process, the use of a monitoring system is an efficient and effective tool, since it allows the monitoring of structural behavior in order to avoid supervening issues that may compromise the safety of the work and of their surroundings. Typically, during the installation of high-magnitude preformed beams, it is necessary to use equipment to move and position these elements on the abutments, and when it comes to guide beams used as a means of transport, it is necessary to consider superelevation of the track in the curvilinear sections, so that the curves are taking into account the calculation considerations provided in the structural design and that provide comfort to the users. This work consisted in the monitoring of the forces applied in metallic telescopic struts used to adjust the superelevation of curved guide beams in prestressed concrete during their installation, so that the applied loads were within the theoretical limits foreseen in the project.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

O emprego de elementos pré-moldados no setor da Construção Civil é uma alternativa construtiva que vem sendo utilizada em diversos tipos de obras no Brasil, sendo aplicada nas edificações em geral, nas construções de grande porte, nas Obras de Arte especiais (pontes, viadutos e passarelas), entre outras. Essa técnica, por necessitar de um controle de qualidade mais rigoroso, promove melhoria e evolução nos aspectos sociais e econômicos, proporcionando a capacitação da mão de obra da construção civil e também, o desenvolvimento tecnológico desse setor, com a utilização de equipamentos e técnicas mais modernas.

As estruturas em concreto pré-moldado necessitam de análises e verificações na sua fase de projeto, que levem em consideração às situações de cálculo relacionadas às questões referentes ao transporte, armazenamento e montagem, além das previstas para suas reais funções estruturais as quais foram projetadas.

Nos aspectos relacionados à montagem, há uma série de medidas e cuidados que devem ser tomados, com o atendimento aos planos de *rigging*, procedimentos operacionais e de segurança e também na escolha e uso de equipamentos específicos para o transporte vertical e horizontal.

Conforme El Debs (2000) os equipamentos empregados na montagem de elementos pré-moldados podem ser divididos nos seguintes tipos: de uso comum, como as autogruas (guindaste sobre plataforma móvel e grua de torre) e, de uso restrito, como a grua de pórtico (guindaste de pórtico) e *derrick* (guindaste *derrick*).

Uma maneira de melhorar o controle e segurança durante as operações de montagem dessas estruturas é a utilização de sistemas de monitoramento, que são ferramentas muito eficientes e eficazes, pois permitem o acompanhamento do comportamento estrutural em tempo real, evitando situações supervenientes que possam comprometer a segurança da obra e do seu entorno.

Na instalação de vigas-guias curvas pré-moldadas, utilizadas como vias para meio de transporte, é necessário que essas vias possuam superelevações, ou seja, inclinações, para que proporcione o adequado funcionamento do sistema de transporte e também segurança e conforto aos usuários. Uma maneira de executar essa superelevação, na fase construtiva da obra, mais propriamente na montagem das estruturas pré-moldadas *in loco*, é a utilização de escoras telescópicas, que são dispositivos metálicos que permitem o seu alongamento ou encurtamento, ajustando a inclinação das peças estruturais na condição final prevista em projeto.

Esse trabalho apresentará resultados de ensaios realizados em laboratório para análise do comportamento estrutural, sob carregamento de serviço, em escoras telescópicas metálicas e o monitoramento das cargas nessas escoras durante o ajuste da superelevação de viga-guia curva em obra.

## **2 - VERIFICAÇÃO EM LABORATÓRIO DO COMPORTAMENTO DAS ESCORAS TELESCÓPICAS**

Essa etapa teve como objetivo verificar e testar o comportamento estrutural de escoras telescópicas metálicas em laboratório.

As escoras telescópicas utilizadas para ajuste da superelevação das vigas curvas são elementos metálicos constituídos por tubo cilíndrico com rosca interna, duas barras roscadas para regulagem do comprimento do conjunto e sistemas de fixação para acoplagem na viga e no pilar.

Os subitens a seguir apresentam as instrumentações, ensaios e validação das escoras ensaiadas em laboratório.

### **2.1 - Instrumentação das escoras**

Em laboratório foram realizados ensaios para avaliar o comportamento à compressão de quatro escoras telescópicas, denominadas SEE 350; SEE 351, SEE 353 e SEE 354 (obtendo-se gráficos relativos à força em kN x deformação em  $\mu\epsilon$ ) até a condição mais crítica de carregamento em serviço, de modo que, durante a instalação das vigas-guias curvas, *in loco*, o monitoramento permitisse avaliar as forças aplicadas e garantir que não fosse atingida a condição crítica de carregamento, proporcionando a segurança estrutural durante o procedimento de instalação da viga.

De acordo com a previsão teórica fornecida pelo calculista das escoras, a força máxima de serviço aplicada nos ensaios de laboratório foi de 500 kN para um com comprimento da escora de 2600 mm.

A instrumentação das escoras para medidas de deformação consistiu na definição dos locais a serem instrumentados, com base nas informações do respectivo projeto, preparo da superfície do aço e posterior colagem dos extensômetros elétricos e fixação da fiação para leituras de monitoramento das deformações.

Foram instalados 8 extensômetros unidirecionais de 5 mm modelo KFG-5-120-C1-11 e 4 extensômetros bi-direcionais de 5 mm modelo KFG-5-120-D16-11, conforme descrito à seguir:

- Chapas de extremidade (peças de fixação da escora na viga e pilar): 4 extensômetros unidirecionais, sendo 2 para cada extremidade, instalados no mesmo sentido, porém em lados opostos das chapas, identificados pelos extensômetros E1 a E4 (Fig. 1 e Fig.2);
- Tubo da escora: 4 extensômetros unidirecionais instalados na direção dos esforços axiais aplicados nas escoras e dispostos à 90º em relação à seção transversal do tubo, identificados pelos extensômetros E5 a E8 (Fig. 1 e Fig.3);
- Tubo da escora: 4 extensômetros bi-direcionais formando uma célula de deformação, também dispostos à 90º em relação à seção transversal do tubo, identificados como Célula (Fig. 1 e Fig.4).

O posicionamento dos extensômetros no comprimento do tubo foi de 340 mm contados a partir das extremidades do tubo. Este local de instrumentação permitiu avaliar o comportamento desse elemento sem a influência da rosca do parafuso, visto que os ensaios foram realizados com o comprimento da escora de 2600 mm.

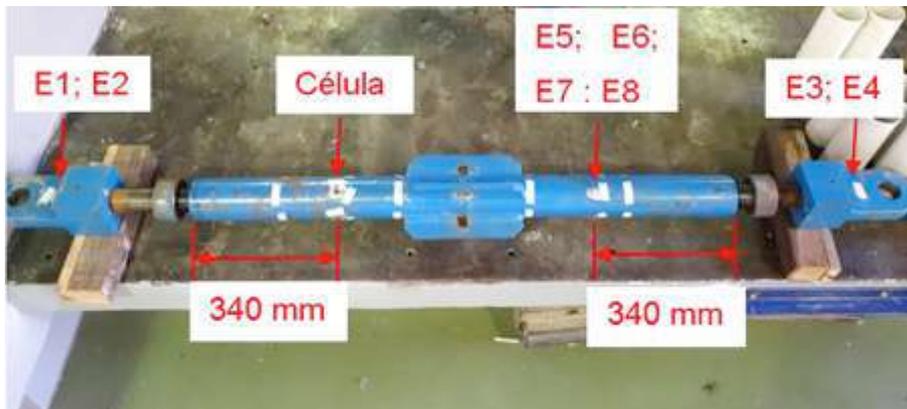


Figura 1 - Instrumentação das escoras com extensômetros elétricos



Figura 2 - Extensômetro unidirecional instalado na chapa de extremidade. A seta indica o sentido das leituras de deformação

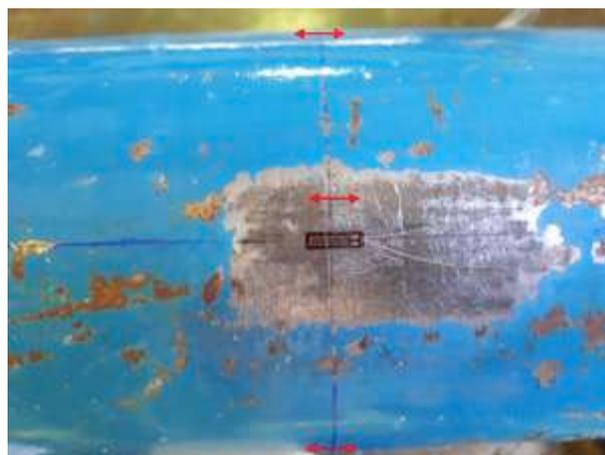


Figura 3 - Extensômetro unidirecional instalado no tubo da escora. As setas indicam o sentido das leituras de deformações



Figura 4 - Extensômetro bidirecional instalado no tubo da escora. As setas indicam os sentidos das leituras de deformações

## 2.2 - Ensaios das escoras em laboratório

O sistema de ensaio consistiu em fixar as escoras em dispositivos metálicos, de modo a representar as mesmas condições de vínculo existentes em obra, ou seja, permitindo dois graus de liberdade em cada extremidade das escoras. O conjunto (dispositivos metálicos + escora) foi fixado em uma prensa da marca Amsler tipo 500 DB 80, com capacidade de carga para 5000 kN (Fig. 7).

O sistema de aquisição de dados de deformação específica dos extensômetros consistiu em um computador com software CATMAN-AP easy, acoplado a um aquisitor de dados (*datalogger* HBM PMX).

Ao todo foram ensaiadas quatro escoras, cujo procedimento de carregamento consistiu em 5 etapas contínuas, com cargas de 100 kN, sendo mantido a força constante durante um período de 2 minutos para cada etapa. A força máxima aplicada à compressão foi de 500 kN, conforme previsão teórica indicada pelo calculista da peça; após atingido essa força e aguardado os 2 minutos de carga constante, foi realizado o descarregamento total da escora, compreendendo um ciclo de carregamento. Ao todo foram realizados 3 ciclos em cada escora ensaiada.



Figura 5 - Escora instalada no sistema de prensa. A região protegida, indicada pela seta, mostra o local de instalação dos extensômetros que constituíram as células de deformação, as quais serviram para o monitoramento das forças aplicadas nas escoras durante o ajuste da superelevação das vigas curvas

### 2.3 - Validação dos ensaios

Os resultados dos ensaios nas escoras indicaram comportamento elástico linear até o carregamento máximo de serviço de 500 kN (Fig. 6 e Fig. 7), ou seja, as escoras não apresentaram deformações residuais após os descarregamentos, podendo ser utilizadas com segurança durante as instalações das vigas-guias curvas.

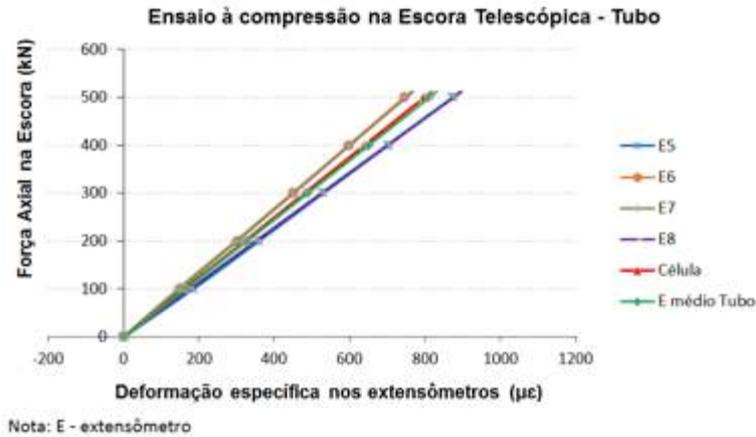


Figura 6 – Ensaio da escora telescópica à compressão na região do tubo

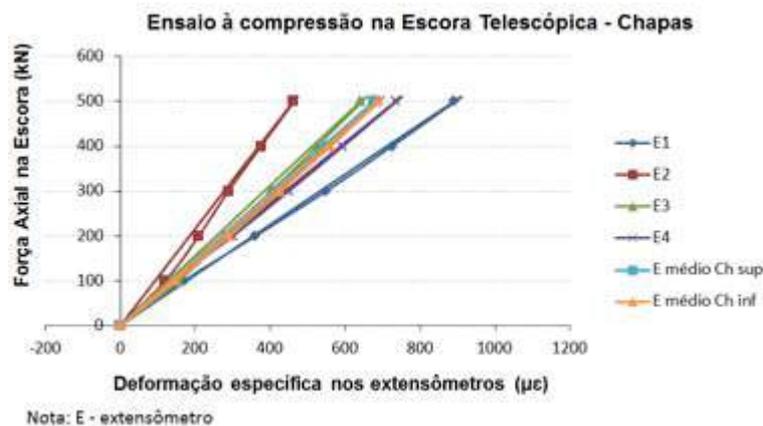


Figura 7 – Ensaio da escora telescópica à compressão na região das chapas superior e inferior

### 3 - MONITORAMENTO DAS CARGAS NAS ESCORAS TELESCÓPICAS EM OBRA

As atividades de instalação das vigas curvas nos pilares ocorreram em período noturno, visando o menor impacto no trânsito devido às interdições das vias no entorno. Todas as etapas de transporte, preparação e instalação das vigas seguiram um plano de *Rigging* e procedimentos operacionais e de segurança da empresa executante da obra.

Após o posicionamento e apoio das vigas curvas sobre os pilares, sendo realizado com o auxílio de dois guindastes, em ambas as extremidades da viga, iniciou-se a etapa de instalação das escoras nos pilares, salienta-se que essas escoras foram as mesmas instrumentadas e ensaiadas em laboratório, e já se encontravam fixadas na viga, facilitando o procedimento operacional (Fig. 8).



Figura 8 – Escora telescópica instalada na viga

Com o sistema de escoras acoplado nas estruturas (pilares e viga), iniciou-se a etapa de ajuste da superelevação da viga, momento em que o monitoramento das cargas nas escoras passou a atuar de maneira contínua, com leituras em tempo real.

Os sistemas de aquisição de dados de deformações específicas, dos extensômetros instalados nas escoras, consistiram em dois notebooks com softwares CATMAN-AP easy, acoplados aos aquisitores de dados *datalogger* HBM PMX e HBM MGC Plus, cujas identificações no Laboratório da Seção de Engenharia de Estruturas do IPT são SEE 0335 e SEE 0006, respectivamente.

Os dados de deformação específica das escoras foram transmitidos por meio de cabos até os *dataloggers* e posteriormente transformados em forças aplicadas, pelo sistema computacional, permitindo-se analisar as cargas nas escoras em tempo real. A Figura 8 mostra a viga içada e posicionada sobre os pilares com os cabos pendurados para leituras de monitoramento das escoras e a Figura 9 mostra um dos sistemas de aquisição de dados e notebook.

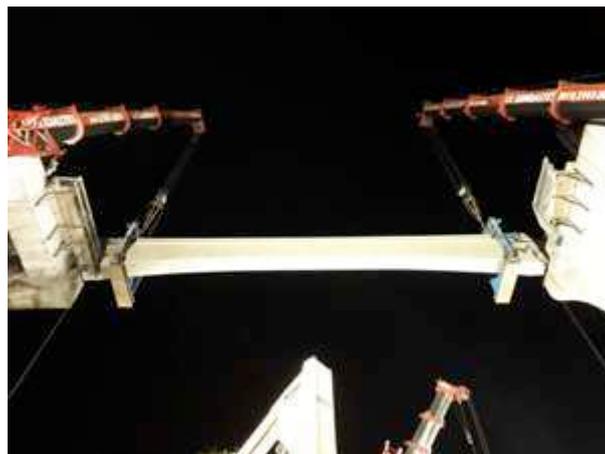


Figura 9 – Viga posicionada sobre os pilares. Notem-se os cabos posicionados para transmissão do monitoramento das forças nas escoras (setas)



Figura 10 – Equipamento para leitura do monitoramento das forças nas escoras

O ajuste da superelevação da viga também foi realizado com o auxílio dos guindastes, juntamente com a equipe de campo posicionada sobre os pilares, rotacionando os cilindros (tubos) das escoras, alongando ou encurtando seu comprimento e ao mesmo tempo sendo realizado o monitoramento das cargas atuantes nessas escoras, de maneira que não atingisse a carga crítica de serviço de 500 kN conforme a validação em laboratório, eliminando qualquer possibilidade de risco à equipe, a estrutura e o entorno da obra.

No término do processo de ajuste “fino” da superelevação, uma estação total indicava a posição da viga prevista em projeto (Fig. 11) e o monitoramento indicava a carga final em que as escoras ficaram submetidas.



Figura 11 – Escora instalada na posição final

#### **4 - RESULTADOS DO MONITORAMENTO E CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Os resultados do monitoramento estão apresentados nas Figuras 12 e 13 em forma de gráficos contendo as cargas em kN e o tempo de monitoramento, compreendendo o período de início e término do ajuste da superelevação da viga. Observa-se nos gráficos, a variação das cargas atuantes nas escoras à medida que eram realizadas as regulagens dos seus comprimentos, até o instante em que a posição final da superelevação da viga foi atingida.

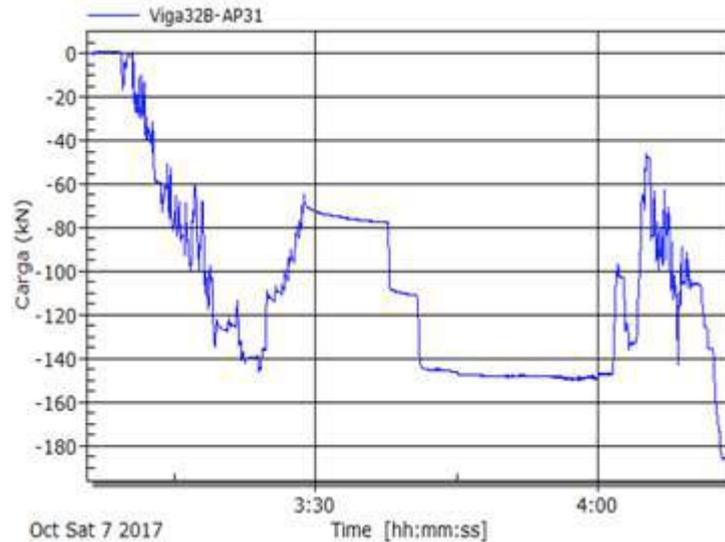


Figura 12 – Cargas atuantes na escora SEE 351 durante instalação da viga-guia V.32B junto ao capitel AP.31. Os valores negativos da ordenada indicam compressão.

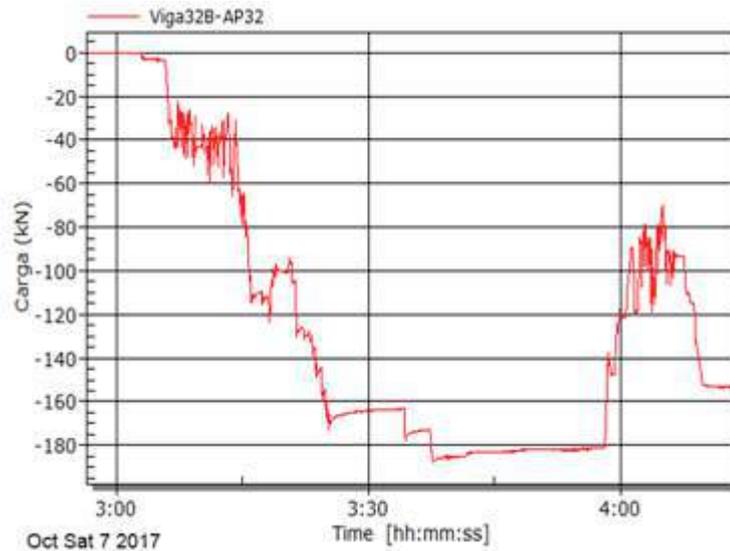


Figura 13 – Cargas atuantes na escora SEE 353 durante instalação da viga-guia V.32B junto ao apoio AP.32. Os valores negativos da ordenada indicam compressão

No gráfico da Figura 12 a carga máxima medida na escora, junto ao apoio AP.31, foi de 185,0 kN à compressão e na Figura 13, a carga máxima medida junto ao apoio AP.32 foi de 188,1 kN à compressão, com carga final monitorada após o retirada dos guindastes de aproximadamente 153,2, kN à compressão.

Note-se que durante todo o processo de ajuste da superelevação da viga-guia e após a sua instalação as escoras indicaram cargas inferiores à máxima de serviço de 500 kN, dentro dos limites de segurança estrutural das escoras.

Essa técnica de monitoramento facilitou o procedimento de ajuste da superelevação das vigas, pois as leituras das cargas atuantes nas escoras permitiram uma melhor avaliação da conduta de operação dos guindastes e da equipe de campo na regulagem do comprimento das escoras, além de toda segurança operacional envolvida.

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos às empresas e a todos os profissionais envolvidos na execução desse trabalho.

## **REFERÊNCIAS**

- Andolfato, R. P., Camacho, J. S., Brito, G. A. Extensimetria básica. <http://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/nepae/extensometria-basica.pdf>, acessado em 21/09/2018.
- El Debs, Mounir Khalil (2000). Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. EESC-USP, São Carlos, 456 p.
- KYOWA (2018). What's a strain gage? Introduction to Strain Gages. <https://www.kyowa-ei.co.jp/english/products/gages/pdf/whats.pdf>, acessado em 19/09/2018.



Tema 6

**ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS**



## **DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DE ARGAMASSAS ATRAVÉS DE MÉTODOS DINÂMICOS**

### **DETERMINATION OF MORTARS'S ELASTIC MODULUS THROUGH DYNAMIC METHODS**

Marques, Ana Isabel; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, aimarques@Inec.pt*  
Morais, João; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, jmorais@Inec.pt*  
Santos, Carlos; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, csantos@Inec.pt*  
Morais, Paulo; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, pmorais@Inec.pt*  
Santos, Dora; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, dsantos@Inec.pt*  
Veiga, Maria do Rosário; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, rveiga@Inec.pt*

#### **RESUMO**

O estudo da deformabilidade de argamassas de revestimento contribui para minimizar uma das anomalias mais comuns nas fachadas de edifícios que é o aparecimento e a propagação de fissuras. Muitas destas fissuras surgem devido ao aparecimento de tensões internas na argamassa de revestimento, criadas por deslocamentos impostos pela estrutura de suporte subjacente. Os estudos de deformabilidade devem incluir um ou mais métodos experimentais para determinar o módulo de elasticidade ( $E$ ) das argamassas de revestimento em questão. Neste artigo apresenta-se uma campanha de ensaios experimentais realizados para determinar o  $E$  dinâmico de várias composições de argamassas de cimento, cal hidráulica e cal aérea, usando três métodos experimentais. Os resultados obtidos foram comparados entre si para verificar a qualidade e a fiabilidade de cada método experimental.

#### **ABSTRACT**

Deformability studies of wall coating mortars contribute to minimize one of the most common anomalies in building facades which is crack appearance and propagation. Many of these cracks appear due to internal stresses in the coating mortar, as a result of imposed displacement or of imposed restriction by the underlying support structure. These deformability studies should include one or more experimental methods to determine the modulus of elasticity ( $E$ ) of the coating mortars in question. This paper presents a series of experimental tests carried out to determine the dynamic  $E$  for cement, hydraulic lime and aerial lime wall coating mortar specimens, using three experimental methods. The results are then compared to validate the quality and reliability of each experimental method.

#### **1. INTRODUÇÃO**

As argamassas de revestimento de paredes devem ter a capacidade de se deformar adequadamente sem ocorrer abertura de fissuras quando submetidas a ações do tipo cíclico, térmico ou de retração das mesmas ações, as quais provocam deformações restringidas pela aderência a um suporte mais rígido (Veiga, 2000). Quando a argamassa não apresenta essa capacidade, surgem tensões de tração internas no revestimento que podem levar ao aparecimento de fissuras. Esta é uma das anomalias mais frequentes e prejudiciais nas fachadas de edifícios, ao comprometer as suas funções estéticas e de proteção. Para minimizar este fenómeno, é essencial conhecer o módulo de elasticidade ( $E$ ) das argamassas de revestimento em questão, para se alcançar a compatibilidade desejável entre a argamassa e o suporte subjacente. (Tamin, 1986).

Grande parte da deformação imposta por um suporte de alvenaria resistente é da responsabilidade da capacidade de deformação da respectiva argamassa de assentamento, pois é esta que acomoda as unidades de alvenaria. Por essa razão, caso exista a necessidade de conhecer a capacidade de deformação do suporte, é necessário previamente caracterizar a argamassa de assentamento, sendo a determinação do  $E$  bastante importante para este efeito.

Neste artigo descreve-se um estudo de deformabilidade a várias argamassas com ligante de cimento, cal hidráulica ou cal aérea, representativas dos revestimentos mais utilizados em Portugal. É também estudado um tipo de argamassa de assentamento, constituída por cal aérea e dois tipos de areia (areia de rio e de areeiro), o qual pretende simular a argamassa utilizada nas paredes de alvenaria

pertencentes à tipologia dos edifícios “de placa”, característicos do centro da cidade de Lisboa. Para cada uma das argamassas determinou-se o  $E$  dinâmico através da realização de ensaios não destrutivos em provetes, utilizando três métodos experimentais: determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassónicas pelo método direto, pelo método indireto e pelo o método da Frequência de Ressonância. Os dois métodos de Ultrassons baseiam-se na relação estabelecida por *Rayleigh* entre a velocidade de propagação do som em meio sólido com a massa volúmica e as características elásticas do material. O terceiro método baseia-se na relação entre a frequência de ressonância do provete e o  $E$  dinâmico do respetivo material. Estes ensaios foram aplicados em provetes com diferentes idades, com o objetivo de avaliar a fiabilidade e a qualidade dos resultados obtidos pelos vários métodos utilizados.

## 2. DESCRIÇÃO DA EXECUÇÃO DAS ARGAMASSAS

A campanha experimental incluiu ensaios com dezasseis tipos de argamassas diferentes, nomeadamente: seis tipos de argamassa à base de cimento, cinco tipos à base de cal aérea e cinco tipos à base de cal hidráulica. Estes tipos de argamassas variaram na sua composição, tipo de agregado utilizado, processo de cura e procedimento de fabrico (fabricada em laboratório ou recolhida *in situ*). Também se produziram provetes com dois tipos de moldagem: provetes moldados em moldes metálicos normalizados ou moldados sobre tijolos, conforme se indica no Quadro 1. As composições de argamassa fabricadas em laboratório foram preparadas usando uma misturadora de laboratório. As argamassas recolhidas *in situ* foram preparadas utilizando uma betoneira, tendo sido recolhidas durante a sua aplicação numa parede de alvenaria e, posteriormente, transportadas para um ambiente laboratorial com salas condicionadas.

Quadro 1 – Descrição das argamassas utilizadas neste estudo

Ligante	Composição	Tipo de agregado	Tipo de argamassa	Tipo de fabrico e moldagem	Identificação	
Cal aérea	1:2	Areia de rio	Revestimento	Fabricada em laboratório e em molde metálico	CA_1:2	
	1:3	Areia de rio			CA_1:3R	
		Areia de areeiro			CA_1:3A	
	1:3	2/3 de areia de rio 1/3 de areia de areeiro			Assentamento	145A
				Recolhida <i>in situ</i> e moldada sobre tijolo		145A_T
Cal Hidráulica	1:2	Areia de rio	Revestimento	Fabricada em laboratório e em molde metálico	CH_1:2	
	1:3	Areia de rio			CH_1:3R	
		Areia de areeiro			CH_1:3A	
	1:2	Areia de rio		Recolhida <i>in situ</i> e moldada sobre tijolo	35A_S	
	1:2	Areia de rio		Recolhida <i>in situ</i> e moldada sobre tijolo	35A_T3	
Cimento	1:2	Areia de rio		Revestimento	Fabricada em laboratório e em molde metálico	Ci_1:2
	1:3	Areia de rio				Ci_1:3
		Areia de rio				Ci_1:4R
	1:4	Areia de areeiro	Ci_1:4A			
		1:3	Areia de rio	Recolhida <i>in situ</i> e moldada sobre tijolo	25A_S	
			Recolhida <i>in situ</i> e moldada sobre tijolo	25A_T4		

Parte dos tipos de argamassas estudados foram moldados em moldes metálicos normalizados, conforme se ilustra na Figura 1 (centro), enquanto os restantes foram moldados em cima de tijolos cerâmicos maciços, conforme se ilustra na Figura 1 (direita). A variante de moldagem sobre tijolos foi executada com o objetivo de estudar as propriedades das argamassas quando moldadas em diferentes condições. Os tijolos usados para esta função são do mesmo tipo dos tijolos que compõem a parede de alvenaria onde foram aplicadas as argamassas recolhidas *in situ*.



Figura 1 – Moldagem das argamassas: (esquerda) molde metálico normalizado, (centro) argamassa moldada em moldes metálicos e, (direita) argamassa moldada sobre tijolo

Realizaram-se ensaios de trabalhabilidade e de determinação da massa volúmica da argamassa no estado fresco para todas as composições, de acordo com a norma EN 1015-3 (CEN, 2006b), conforme se indica no Quadro 2.

Quadro 2 – Propriedades das argamassas no estado fresco

Identificação	Relação água-ligante [%]	Massa volúmica do produto em pasta [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]	Consistência [mm]
CA_1:2	19,5	1968,7	146
CA_1:3R	20,0	1947,7	149
CA_1:3A	18,9	1970,7	143
145A	19,7	1963,6	141
145A_T	28,5	1975,8	150
CH_1:2	15,8	2029,0	140
CH_1:3R	16,8	2007,3	143
CH_1:3A	17,2	2010,0	145
35A_S	17,3	2066,8	175
35A_T3			
Ci_1:2	13,6	2030,0	160
Ci_1:3	16,2	1980,0	159
Ci_1:4R	17,9	2050,0	163
Ci_1:4A	18,1	2070,0	164
25A_S	16,8	2028,4	187
25A_T4			

O processo de moldagem sobre tijolos começa com a colocação de dois tijolos, paralelamente entre si, sobre uma superfície plana. De seguida, coloca-se sobre os tijolos um troço de rede de fibra de vidro com malha quadrada de 5 mm com o objetivo de diminuir a aderência entre a argamassa e os tijolos, de forma a facilitar a remoção dos provetes depois de moldados. Finalmente coloca-se um molde metálico normalizado sem o fundo por cima desta rede e molda-se a argamassa, seguindo os princípios indicados em EN 1015-11:1999/A1 (CEN, 2006a). Esta configuração permite que os tijolos absorvam alguma da água da argamassa durante a moldagem, mantendo a capacidade de produção de provetes prismáticos com as dimensões padronizadas 40 x 40 x 160 mm, conforme se ilustra na Figura 1 (esquerda).

O processo de cura dos provetes moldados em moldes metálicos foi realizado em ambiente controlado, seguindo os requisitos da norma EN 1015-11 (CEN, 2006a). Este processo começa com a colocação do molde dentro de um saco plástico de polietileno durante dois dias, de forma a garantir uma humidade relativa de  $95 \pm 5\%$  no seu interior. Os provetes são mantidos numa sala a  $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ , com humidade relativa de  $65 \pm 5\%$ . Posteriormente, os provetes são retirados do molde e mantidos sob as mesmas condições de cura durante um período de cinco dias, após o qual os provetes são retirados do saco e mantidos na sala condicionada até à data de realização dos ensaios, conforme se ilustra na Figura 2.

O processo de cura dos provetes moldados sobre tijolo foi realizado sempre nas mesmas condições das paredes de alvenaria onde essas argamassas foram aplicadas. Os moldes metálicos foram desmoldados dos provetes ao fim de dois dias após a sua moldagem sobre os tijolos. Durante os

primeiros sete dias, os provetes foram borrifados com água pelo menos duas vezes por dia, conforme se ilustra na Figura 3. Após este período de sete dias, os provetes foram colocados junto às respectivas paredes até à data de realização dos ensaios. Este procedimento garantiu que os provetes tivessem ficado sujeitos às mesmas condições de temperatura e de humidade relativa que as paredes, com valores médios de 25°C de temperatura e 55% de humidade relativa.



Figura 2 – Processo de cura dos provetes moldados em moldes metálicos



Figura 3 – Processo de cura dos provetes moldados sobre tijolo

Procedeu-se à caracterização mecânica de cada composição de argamassa a diferentes idades. Este procedimento de caracterização mecânica das composições das argamassas incluiu vários tipos de ensaios, nomeadamente: determinação da resistência à flexão e à compressão de provetes e determinação do  $E$  dinâmico pelo método da Frequência de Ressonância e pelos métodos de Ultrassons direto e de Ultrassons indireto. Em cada ensaio utilizaram-se sempre, no mínimo, três provetes. O Quadro 3 resume os ensaios realizados neste estudo, com a indicação da idade dos provetes, aquando do ensaio realizado.

Quadro 3 – Idade dos provetes a que foram ensaiados

Identificação	Tipo de cura das argamassas	Idade [dias]
CA_1:2	Em laboratório	28 e 90
CA_1:3R	Em laboratório	28 e 90
CA_1:3A	Em laboratório	28 e 90
145A	Em laboratório	28, 90 e 180
145A_T	<i>In situ</i>	90, 180 e 360
CH_1:2	Em laboratório	28 e 90
CH_1:3R	Em laboratório	28 e 90
CH_1:3A	Em laboratório	28 e 90
35A_S	Em laboratório	28, 90 e 180
35A_T3	<i>In situ</i>	28 e 90
Ci_1:2	Em laboratório	14, 21, 28 e 90
Ci_1:3	Em laboratório	14, 21, 28 e 90
Ci_1:4R	Em laboratório	14, 21, 28 e 90
Ci_1:4A	Em laboratório	14, 21, 28 e 90
25A_S	Em laboratório	28, 90 e 180
25A_T4	<i>In situ</i>	28 e 90

### 3. DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

Os ensaios de determinação da resistência à flexão e à compressão foram realizados em conformidade com a norma EN 1015-11 (CEN, 2006a) (Figura 4). O objetivo destes ensaios é obter a resistência à flexão e à compressão da argamassa em estudo, como parte do procedimento de caracterização mecânica da mesma, funcionando como mecanismo de controlo da qualidade das argamassas produzidas. Os resultados destes ensaios também foram utilizados para observar a relação entre o  $E$  dinâmico e a resistência à compressão das várias argamassas (Lucas, 2015).



Figura 4 – Ensaio para determinação da resistência das argamassas: (esquerda) à flexão e (direita) à compressão

O procedimento de determinação do  $E$  dinâmico pelo método da Frequência de Ressonância consiste num ensaio não-destrutivo em que se induz vibração no provete num espectro alargado de frequências, com o objectivo de determinar a sua frequência de ressonância fundamental. Esta frequência é depois usada para calcular o valor de  $E$  do provete. Este procedimento foi realizado num equipamento de ensaios Zeus ZRM 2005, usando o método da Frequência de Ressonância Longitudinal, de acordo com a norma EN 14146 (CEN, 2004a). Durante o ensaio, o provete é fixo no equipamento pela sua secção transversal central, ficando a fonte de excitação vibratória numa das extremidades do provete e o sensor para medição da resposta na extremidade oposta (Figura 5). A vibração induzida produz uma resposta sob a forma de deslocamento. A frequência que gerar deslocamentos com maior amplitude corresponde à frequência de ressonância do provete ( $F$ ), para o modo de vibração que está a ser excitado. O  $E$  dinâmico do provete pode então ser calculado usando a seguinte fórmula (CEN, 2004a):

$$E_d = 4L^2 \times F^2 \times \rho \times 10^{-9} \quad [1]$$

onde:

$E_d$  corresponde ao módulo de elasticidade dinâmico [GPa];

$L$  corresponde ao comprimento do provete [m];

$F$  corresponde à frequência fundamental de vibração longitudinal do provete [Hz];

$\rho$  corresponde à densidade do provete [ $kg/m^3$ ].

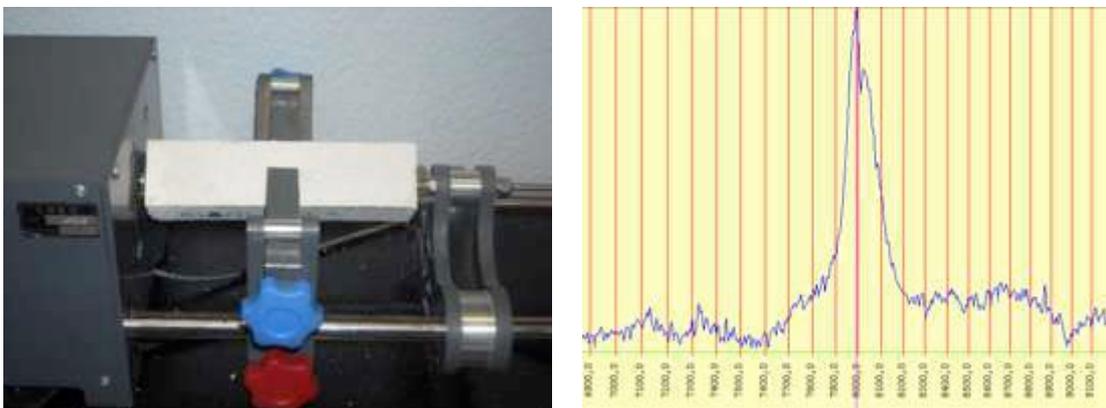


Figura 5 – Ensaio para determinação do  $E$  dinâmico através do Método da Frequência de Ressonância: (esquerda) dispositivo de ensaio e (direita) exemplo do gráfico obtido com este dispositivo

O procedimento empregue na determinação do  $E$  dinâmico pelo método dos Ultrassons consiste noutro ensaio não-destrutivo em que se determina o  $E$  dinâmico do provete através da obtenção do valor da velocidade de propagação de uma onda ultrassónica no provete. Esse procedimento foi realizado com um equipamento de medição ultrassónico Steinkamp BP-7, usando o método direto (Figura 6, esquerda) e o método indireto (Figura 6, direita), de acordo com a norma EN 12504-4 (CEN, 2004b). Genericamente, este tipo de equipamento de medição é constituído por uma sonda emissora e uma sonda receptora, que em conjunto fazem a medição do tempo de propagação da onda ultrassónica injetada no provete. O equipamento utilizado usa sondas do tipo exponencial e as ondas ultrassónicas emitidas são do tipo longitudinal, também conhecidas como ondas P.

O método directo consiste em colocar as duas sondas em faces opostas do provete, medindo assim o tempo de propagação do sinal entre as duas faces. O método indirecto requer várias leituras ao longo de uma linha na mesma face do provete. No método indirecto, a sonda emissora é colocada perto de uma das extremidades do provete e a sonda recetora é deslocada ao longo do provete a intervalos regulares, fazendo pelo menos três aquisições em cada ponto. Em ambos os métodos, a velocidade de propagação da onda é calculada tendo em conta o tempo de propagação medido e a respectiva distância entre as duas sondas. No método direto este cálculo consiste, simplesmente, em dividir a distância entre as sondas pelo tempo de transmissão, medido pelo equipamento. No método indireto a velocidade é obtida através do declive da regressão linear traçada com todos os pares de pontos "tempo de transmissão" - "distância entre sondas" obtidos durante o ensaio. Finalmente, o valor do  $E$  dinâmico do provete é calculado de acordo com a seguinte fórmula, baseada no trabalho de *Rayleigh* (CEN, 2004b):

$$E_d = \frac{(1+\nu) \times (1-2\nu)}{(1-\nu)} \times v^2 \times \rho \times 10^{-9} \quad [2]$$

onde:

$E_d$  corresponde ao módulo dinâmico de elasticidade [GPa];

$v$  corresponde à velocidade de propagação da onda ultra-sónica no provete [m/s];

$\nu$  corresponde ao coeficiente de *Poisson* do material do provete;

$\rho$  corresponde à densidade do provete [ $kg/m^3$ ].

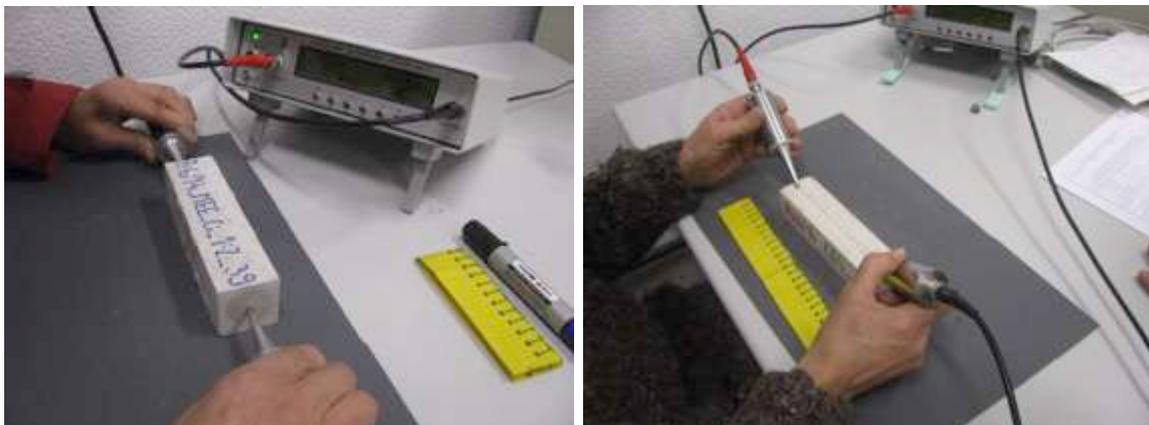


Figura 6 – Ensaio para determinação do  $E$  dinâmico através da injeção de Ultrassons no provete: (esquerda) método direto e (direita) método indireto

#### 4. RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados do  $E$  dinâmico obtidos das diversas composições de argamassa estudadas foram analisados para se conseguir classificar os três métodos de ensaio usados em termos de qualidade do ensaio e de fiabilidade dos resultados que cada método produz.

A avaliação da qualidade de ensaio de cada método assentou numa análise qualitativa das condições de execução dos ensaios e da facilidade de obtenção dos resultados. Assim, a qualidade dos três métodos experimentais foi analisada segundo os seguintes parâmetros:

- Dificuldade de execução do ensaio, avaliada em termos subjetivos pelos operadores;
- Repetibilidade das medições efetuadas sobre um mesmo provete.

A avaliação da fiabilidade dos três métodos experimentais foi efectuada com base nos resultados experimentais obtidos na campanha experimental descrita anteriormente. Para o caso da fiabilidade, prestou-se particular atenção à influência dos seguintes fatores:

- Tipo de argamassa, incluindo os diferentes traços;
- Tipo de moldagem e cura usada nos provetes;
- Idade dos provetes aquando do respectivo ensaio.

De seguida, os resultados do  $E$  dinâmico obtidos pelos três métodos foram comparados com os valores da resistência à compressão de cada provete, com o objetivo de analisar a relação de proporcionalidade directa que existe entre estas duas grandezas (Lucas, 2015). Finalmente verificou-se a dispersão dos resultados obtidos por cada método através do cálculo do respectivo coeficiente de variação ( $CV$ ).

#### 4.1. Qualidade dos métodos

No Quadro 4 caracterizam-se os três métodos experimentais em estudo, relativamente a vários critérios que se consideraram relevantes para qualificar a qualidade da execução dos ensaios. Esta avaliação foi compilada tendo por base a percepção dos operadores que colaboraram neste estudo, sendo cada categoria classificada com Suficiente, Bom ou Muito Bom.

Quadro 4 – Classificação dos três métodos experimentais em termos de qualidade de realização de ensaios

Método Experimental	(1) Convergência dos resultados	(2) Rapidez de execução do ensaio	(3) Repetibilidade do método	(4) Dependência do operador
Frequência de Ressonância	Bom	Muito Bom	Bom	Bom
Ultrassons - método direto	Muito Bom	Muito Bom	Bom	Bom
Ultrassons - método indireto	Suficiente	Suficiente	Suficiente	Suficiente

- 1) Convergência dos resultados: este critério avalia a capacidade do método experimental em obter o valor "correto", com o menor número de tentativas possível. Por valor "correto" entende-se o valor esperado de obter nas condições específicas do ensaio;
- 2) Rapidez de execução do ensaio: consiste no tempo médio necessário para executar o ensaio;
- 3) Repetibilidade do método: capacidade de cada método produzir resultados idênticos em ensaios distintos, fazendo uso do mesmo provete e realizados nas mesmas condições (ex: o mesmo operador, o mesmo ambiente);
- 4) Dependência do operador: este critério avalia a dependência dos resultados obtidos tendo em conta factores relacionáveis com o operador que realizou o ensaio. Este critério refere-se a questões específicas, tais como a necessidade de aplicação de força manual durante o ensaio, e não ao rigor técnico de cada operador.

Relativamente aos dois métodos de Ultrassons, os autores reconhecem as virtudes e defeitos das sondas exponenciais, principalmente quando comparadas com as sondas planas que também podem ser usadas com estes métodos. Este estudo foi realizado com sondas exponenciais por serem as sondas com maior gama de aplicação em termos de geometria e condições superficiais dos provetes ou locais em estudo (ex: paredes de um edifício).

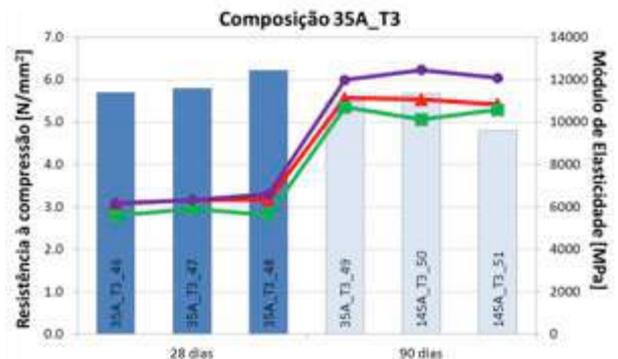
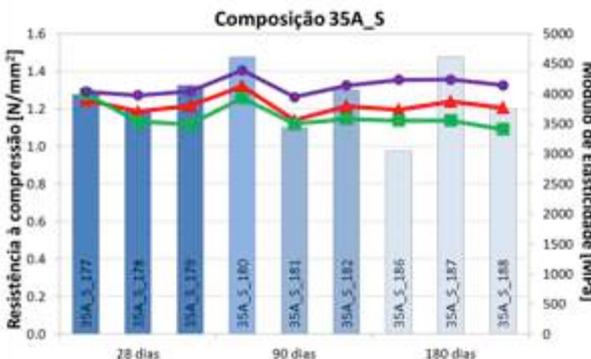
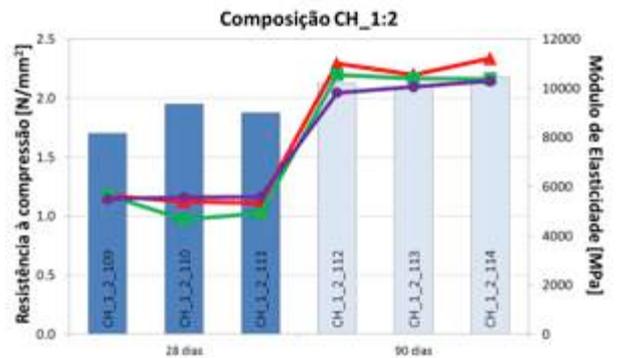
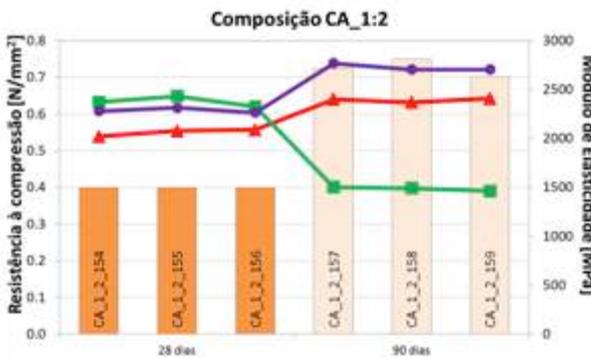
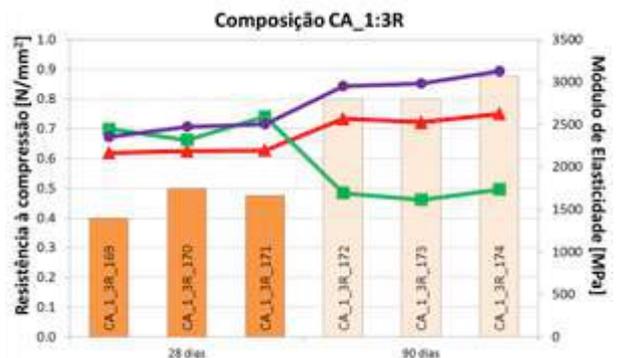
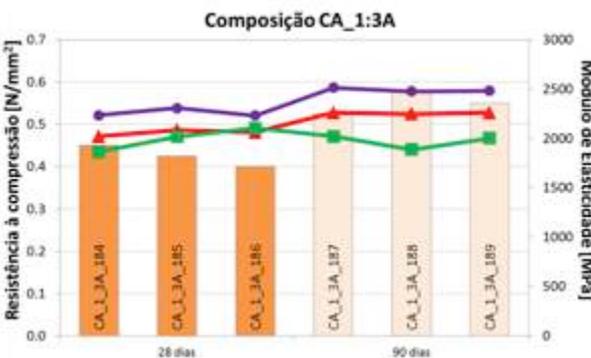
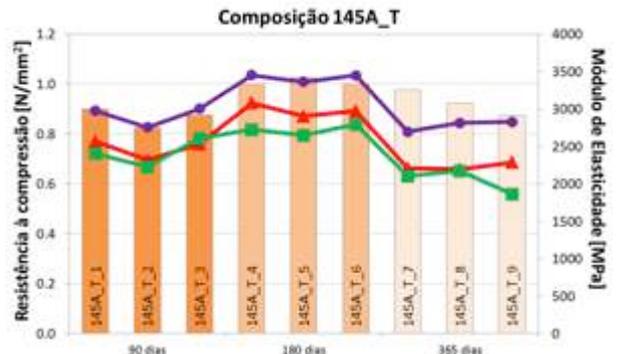
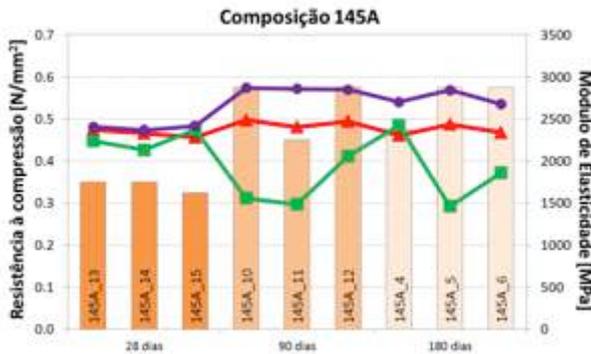
#### 4.2. Fiabilidade dos métodos

A Figura 7 apresenta a comparação entre a resistência à compressão e o  $E$  dinâmico, determinado por cada um dos métodos, para as dezasseis composições de argamassa estudadas. Esta comparação também é feita tendo em conta a idade dos provetes à qual os respectivos foram ensaiados.

Os gráficos apresentados apresentam 3 gamas de cor, nomeadamente: laranja para argamassas de cal aérea, azul para argamassas de cal hidráulica e cinza para argamassas de cimento. As barras representam os valores obtidos para a resistência à compressão, lidos no eixo da esquerda, enquanto as linhas representam os valores de  $E$  dinâmico obtidos nos mesmos provetes pelos três métodos, lidos no eixo da direita.

**Legenda:**

- Argamassas de cal aérea
- Argamassas de cal hidráulica
- Argamassas de cimento
- ▲ Ultrassons - método direto
- Ultrassons - método indireto
- ◆ Frequência de ressonância



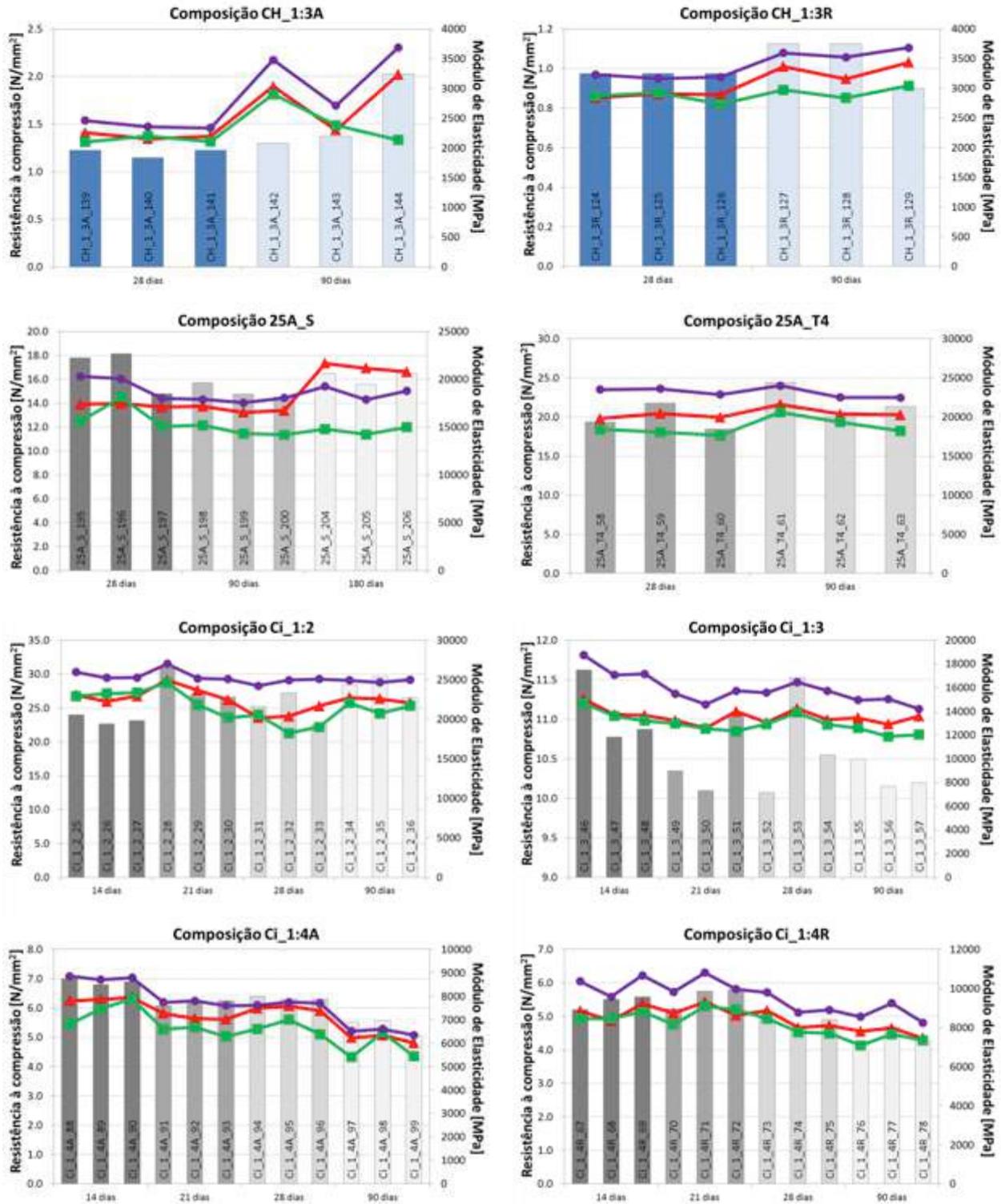


Figura 7 – Gráficos de comparação da resistência à compressão das dezasseis composições estudadas com o respetivo  $E$  dinâmico determinado pelos três métodos experimentais

Com base nos gráficos anteriores é possível verificar que a fiabilidade dos três métodos não depende significativamente do tipo de argamassa do provete, nem do tipo de moldagem e cura, nem da idade do provete.

Os valores de  $E$  dinâmico obtidos, que estão dentro das gamas esperadas (Veiga, 2010), permitem avaliar a respetiva relação com a resistência à compressão para cada método. Assim, verifica-se que tanto o método da Frequência de Ressonância, como o método dos Ultrassons direto conseguem cumprir de forma aceitável a evolução da resistência à compressão para cada composição, com o aumento da respetiva idade dos provetes. Também se verifica que estes dois métodos produzem

resultados semelhantes entre si, reforçando mutuamente a fiabilidade dos mesmos. O método dos Ultrassons indireto apresenta repetidas vezes discrepâncias acentuadas relativamente aos valores obtidos pelos outros dois métodos e falhas no seguimento da evolução da resistência à compressão dos provetes, resultando numa fiabilidade inferior, quando comparada com a dos outros dois métodos. A explicação para estas discrepâncias pode estar no facto de as medições realizadas por este método serem fortemente influenciadas pelo estado da superfície. Esta dependência justifica que as discrepâncias sejam maiores nas argamassas de cal, mais vulneráveis às ações externas.

É importante ter em conta que, no caso de argamassas aplicadas, o método de Ultrassons indireto pode ser o único método aplicável. Além disso, a sensibilidade deste método às anomalias da superfície em que é realizada a medição pode ser uma vantagem quando se pretende avaliar o estado de conservação da superfície de um reboco aplicado e não caracterizar o material argamassa.

O Quadro 5 apresenta o resumo dos resultados médios obtidos para a resistência à compressão e o  $E$  dinâmico obtidos com os três métodos, para as dezasseis composições em estudo, juntamente com o valor do  $CV$  calculado relativamente ao  $E$  dinâmico.

Quadro 5 – Resumo dos resultados médios obtidos aos 90 dias de idade para todas as composições em estudo

Identificação	Resistência à Compressão [N/mm <sup>2</sup> ]	Ultrassons - método direto		Ultrassons - método indireto		Frequência de Ressonância	
		Módulo de Elasticidade [MPa]	CV	Módulo de Elasticidade [MPa]	CV	Módulo de Elasticidade [MPa]	CV
CA_1:2	0.73	2392	0.009	1486	0.014	2726	0.013
CA_1:3R	0.83	2574	0.019	1681	0.036	3022	0.031
CA_1:3A	0.55	2256	0.003	1970	0.037	2490	0.008
145A	0.53	2455	0.018	1701	0.183	2858	0.004
145A_T	0.87	2470	0.055	2411	0.079	2910	0.047
CH_1:2	2.13	10920	0.031	10445	0.009	10052	0.024
CH_1:3R	1.05	3318	0.044	2949	0.035	3600	0.022
CH_1:3A	1.57	2857	0.172	2472	0.158	3293	0.156
35A_S	1.29	3828	0.074	3671	0.063	4157	0.054
35A_T3	5.33	11017	0.015	10471	0.029	12181	0.020
Ci_1:2	28.23	22481	0.016	21515	0.032	24884	0.007
Ci_1:3	10.28	13322	0.027	12175	0.031	14743	0.031
Ci_1:4R	4.39	7740	0.034	7362	0.039	8678	0.059
Ci_1:4A	5.38	6191	0.027	5767	0.104	6481	0.020
25A_S	15.00	16814	0.019	14565	0.037	17832	0.014
25A_T4	21.93	20752	0.036	19385	0.062	23007	0.038
<b>CV médio por método</b>		-	<b>0.037</b>	-	<b>0.059</b>	-	<b>0.034</b>

Os resultados do Quadro 5 reforçam a afirmação anterior de que o método da Frequência de Ressonância e o método dos Ultrassons direto têm maior fiabilidade do que o método dos Ultrassons indireto, por apresentarem valores de  $CV$  médio mais baixos.

## 5. CONCLUSÕES

Tendo em conta os resultados obtidos com os três métodos de determinação do  $E$  dinâmico, foi possível classificar e apurar a qualidade e a fiabilidade dos resultados obtidos com cada um dos métodos. Caso seja possível utilizar qualquer um destes métodos, recomenda-se o método da Frequência de Ressonância ou o método dos Ultrassons direto. Caso não seja possível a utilização de nenhum destes dois métodos, a utilização do método dos Ultrassons indireto é igualmente adequada para a determinação do  $E$  dinâmico, devendo os resultados ser analisados com algum cuidado se houver degradação superficial. Salienta-se ainda que o método por Ultrassons indireto tem um campo de aplicação específico muito importante em duas situações: 1) no caso de revestimentos aplicados, ou de comparação com revestimentos aplicados, pode ser o único método viável; 2) quando se

pretende avaliar o estado de conservação superficial de um revestimento e localizar fissuras ou outras anomalias este método fornece importantes informações. Podemos então afirmar que todos os métodos apresentaram qualidade e fiabilidade adequadas para aplicações científicas ou de engenharia.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho insere-se no Projeto de Investigação e Inovação 2013-2020 do LNEC "REuSE-Revestimentos para Reabilitação: Segurança e Sustentabilidade".

## REFERÊNCIAS

- European Committee for Standardization (CEN) (2004a). *Natural stone test methods. Determination of the dynamic modulus of elasticity (by measuring the fundamental resonance frequency)*. CSN EN 14146.
- CEN (2004b). *Testing concrete. Part 4: Determination of ultrasonic pulse velocity*. CSN EN 12504-4.
- CEN (2006a). *Methods of test for mortar for masonry. Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*. EN 1015-11: 1999/A1.
- CEN (2006b). *Methods of test for mortar for masonry; Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table)*. EN 1015-3:1999/A 2.
- Lucas, J., Brito, J., Veiga, R., Farinha, C. (2015). *The effect of using sanitary ware as aggregates on rendering mortars' performance*. Materials & Design.
- Tamin, P. F. (1986). *Étude du comportement mécanique des revêtements de façade. Enduits. Thèse de doctorat*. Paris, École Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC).
- Veiga, M. R. (2000) - Influence of Application Conditions on the Cracking Susceptibility of Renderings. RILEM Publications S.A:R.L., Concrete Science and Engineering, vol 2, Sept., p. 134-140.
- Veiga, R., Fragata, A., Luísa, A., Velosa, A., Magalhães, A. e Margalha, G. (2010). *Lime-based mortars: viability for use as substitution renders in historical buildings*. International Journal of Architectural Heritage, 4, p. 177-195



## **VARIAÇÕES NA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ARGAMASSAS OCASIONADOS PELO EFEITO DA UMIDADE**

### **VARIATIONS IN THE PROPAGATION VELOCITY OF MORTARS CAUSED BY THE EFFECT OF MOISTURE**

Medeiros, João; Faculdade Estácio, Fortaleza, Brazil, joamedeiros702@gmail.com  
Cavalcante, Felipe; Faculdade Ari de Sá, Fortaleza, Brazil, felipevasc21@outlook.com  
Rodrigues, Francisco; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, fmoacirpr@gmail.com  
Gomes, George; Faculdade Ari de Sá, Fortaleza, Brazil, gomeswyllyam@gmail.com  
Silva, Matheus; Faculdade Ari de Sá, Fortaleza, Brazil, matheus.engcv@outlook.com  
Alves, Andre; LAREB, Engenheiro Civil, Co-orientador, Fortaleza, Brazil, andre.eng.civ@hotmail.com  
Mesquita, Esequiel; LAREB, Orientador, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Campus Russas, Russas, 62900-000, Brazil, emesquita@ufc.br

#### **RESUMO**

Os ensaios não destrutivos (END) são técnicas que podem ser empregadas para obter parâmetros físicos dos elementos estruturais, como por exemplo resistência e módulo de elasticidade, além de não causar novos danos à estrutura analisada. Este trabalho tem como objetivo avaliar a influência do teor da umidade relativa da argamassa de cimento Portland no módulo de elasticidade dinâmico. Para tal foram realizadas medições da propagação da velocidade de ondas P (Transmissão direta) e R (Transmissão indireta), em corpos-de-prova prismáticos de 40x40x160 mm. Os resultados obtidos permitiram avaliar as correlações existentes entre o efeito da variação do teor de umidade na velocidade de propagação ultrassônica. Os resultados desse trabalho contribuem para a implementação do uso de END, nomeadamente ultrassom para caracterização dos parâmetros físico mecânico das estruturas.

#### **ABSTRACT**

Non-destructive tests (END) are techniques that can be used to obtain physical parameters of structural elements, such as strength and modulus of elasticity, as well as not to cause new damage to the analyzed structure. This work aims to evaluate the influence of the relative humidity content of Portland cement mortar in the dynamic modulus of elasticity. For this, measurements of the propagation of the P (Direct Transmission) and R (indirect Transmission) velocities were performed on prismatic specimens of 40x40x160 mm. The results obtained allowed us to evaluate the correlation between the relative humidity content and the dynamic modulus of elasticity. Furthermore, for the dynamic modulus test, the British standard BS - 1881 part 203: 1986 method was adopted, which describes the procedure similar to the Brazilian standard NBR15630: 2008. The results of this work contribute to the implementation of the use of END, namely ultrasound to characterize the mechanical parameters of the structures.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

As estruturas estão sujeitas a mecanismos de degradação influenciados, principalmente pela ação da umidade. Destacamento de revestimento, manchamentos, fissuras, surgimentos de eflorescências são exemplos de danos decorrentes da ação da umidade. Dependendo do grau de ocorrência, estes fatores podem impactar a saúde das edificações e alterar as propriedades físicas das argamassas, como deformabilidade e rigidez.

Com o avanço da tecnologia, os métodos de avaliação de revestimentos argamassados vem se consolidando cada vez mais, a justificativa se da pelo fato que as técnicas de caracterização destrutiva serem exaustivas e onerosas. Em alguns eventos científicos da área de materiais de construção no Brasil, dentre eles principalmente o Simpósio Brasileiro de Tecnologia de Argamassas, foram apresentados trabalhos sobre o módulo de elasticidade de argamassas que destacaram a importância dessa propriedade nos dias atuais, já que os métodos não-destrutivos vem ganhando cada vez mais espaço na engenharia diagnostica graças a sua rapidez e confiabilidade nos resultados. Bastos (2003) fez uma abordagem geral de conceitos e dos principais métodos de ensaio existentes para determinação do módulo de elasticidade em laboratório.

Para medir a tensão de tração diretamente em uma fachada ou em uma parede, na prática, é algo muito difícil. É costume realizar ensaios em laboratório em corpos-de-prova de argamassa, aplicando-

se carregamento em condições controladas. Medindo-se a deformação do corpo-de-prova pode-se obter uma curva tensão x deformação por métodos destrutivos, onde por meio de cálculos será obtido o módulo de elasticidade da argamassa.

Existem, contudo, os métodos de determinação do módulo dinâmico, não-destrutivos, entre eles o de emissão de ondas ultrassônicas e o de emissão de ondas vibratórias através dos corpos-de-prova de argamassa. O primeiro é disseminado em diversos países e foi recentemente normalizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (NBR 15630:2008 - Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultra-sônica).

Os métodos considerados não destrutivos são aqueles que causam pouco ou nenhum dano no elemento ensaiado, garantindo, a repetitividade do ensaio, e conseqüentemente, maior confiança dos resultados. Segundo ABENDI (2017) os END incluem métodos capazes de proporcionar informações a respeito dos defeitos de um determinado produto, das características tecnológicas de um material, ou ainda, da monitoração da degradação em serviço de componentes, equipamentos e estruturas.

Existem várias metodologias de obtenção de informações por END, como partículas magnéticas, líquido penetrante, ensaios por correntes de Foucault (correntes parasitas), ensaio visual, estanqueidade, termografia e ultrassom. Aplicados à caracterização dos elementos estruturais, Rytter (1993) destaca os métodos vibracionais como forma fiável para caracterização global não destrutiva das estruturas, que dada sua repetibilidade e mínimo grau de intrusão, são aplicados inclusive na avaliação de estruturas patrimoniais e obras de arte. No âmbito da caracterização material dentre os END existentes, destaca-se o ensaio de determinação de velocidade de pulso ultrassônico (VPU), que tem por finalidade analisar o comportamento da velocidade de propagação de uma onda modulada ao passar por um meio material e partir daí se obter parâmetros físicos do material.

A norma brasileira que descreve o ensaio de determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica aplicado em concreto endurecido é a NBR 8802 (ABNT, 2013). Porém, uma vez que o método não destrutivo possui aplicabilidade em concreto cria-se uma correlação que permite o uso do mesmo método em argamassa, tendo-se como objetivo a detecção de defeitos ou descontinuidades internas, presentes nos mais variados tipos ou formas de materiais. Através disso, é possível traçar correlações entre a VPU e a propriedade do material utilizado, seja em concretos, ou nas argamassas de cimento portland.

Na subsistência de uma lacuna existente no meio técnico sobre a influência do teor da umidade relativa nas variações da velocidade ultrassônica, destacam-se outros fatores que interferem diretamente na variação da VPU como fatores intrínsecos (composição, granulometria, etc) e extrínsecos (temperatura, movimentação da base, etc). Este trabalho tem o propósito de avaliar o efeito da umidade relativa nas VPU's em argamassa de cimento Portland, estabelecendo um método bem definido e de fácil compreensão de análise dos resultados obtidos.

## **2 - CARACTERIZAÇÃO NÃO DESTRUTIVA DAS ARGAMASSAS**

As argamassas são utilizadas em muitas etapas ao longo da obra. Algumas vezes usamos a argamassa para unir materiais, como é o caso no assentamento de tijolos, pisos e revestimentos. Outras vezes, usamos a argamassa para impermeabilizar, nivelar e regularizar superfícies, como no reboco, emboço e contrapiso. A argamassa é um material constituído por uma mistura homogênea de um ou mais aglomerantes (cimento ou cal), agregado miúdo (areia) e água. Podem ainda ser adicionados alguns produtos especiais (aditivos ou adições) com a finalidade de melhorar ou conferir determinadas propriedades ao conjunto Szlak, B et al (2003).

Na construção civil, os defeitos mais comuns nas argamassas são decorrentes da penetração de água, que segundo Szlak, B et al (2003), provocam manchas escuras que ocorrem geralmente em áreas permanentemente úmidas dos revestimentos, permitindo a proliferação de fungos e líquens, microorganismos que produzem ácidos orgânicos que reagem na superfície do revestimento e destroem progressivamente os aglomerantes da argamassa endurecida.

Exames não-destrutivos em revestimentos argamassados são técnicas de caracterização usadas para determinações de parâmetros físicos e mecânicos, para que sejam feitas intervenções estruturais quando necessária. Fachadas de edificios tendem a estar expostas a diversos fenômenos climatológicos, e a falta de profissionais capacitados para compreensão e interação de ciclos de temperatura e umidade favorece a sua degradação. No Brasil o ensaio de termografia infravermelha vem ganhando cada vez mais espaço, vendo sua fácil aplicação e interpretação de resultados de manifestações patológicas relacionados a temperatura. O ensaio consiste na utilização de uma câmara

que gera imagens através da radiação no comprimento da onda, esta técnica permite a identificação de fissuras, biodeteriorização e outros fenômenos que podem causar dano direto a estrutura (Juliana Gomes et al).

O estudo de técnicas de caracterização de argamassas em estruturas vem se tornando alvo de pesquisas constantes principalmente em edifícios históricos. A necessidade de avaliação sem causar danos a estruturas fez com que o ensaio VPU se tornasse um método de análise de materiais bastante difundido, especialmente em peças metálicas. No caso da argamassa por se tratar de meio sólido, a NBR 8802 (2013) estabelece procedimentos para a realização deste tipo de ensaio, que normalmente é efetuado com o objetivo de verificar a uniformidade, avaliar a profundidade de fissuras ou outras imperfeições causadas também pelo fator umidade, estimar o módulo de deformação e a resistência à compressão e/ou monitorar as variações das características da argamassa de cimento ao longo do tempo.

Para a realização dessas avaliação Kewalramani e Gupta (2006) afirmam que o procedimento a ser tomado deve ser o pulso ultrassônico que é criado aplicando uma rápida mudança de potencial do equipamento de ultrassom para o elemento de transformação piezoelétrico (presente no transdutor transmissor) que faz com que ele vibre em sua frequência natural. O transdutor é colocado em contato com o material para que as vibrações sejam transferidas para o material analisado e o percorram até serem recebidas pelo transdutor receptor.

A transmissão da onda pode ocorrer, de acordo com as especificações da NBR 8802/2013 com sua transmissão direta (onda P), transmissão indireta (onda R), e transmissão semidireta (onda S). No entanto o presente trabalho explora a onda P e onda R, uma vez que a onda S é orientada na mesma, que deve ser utilizado em último caso. A velocidade da onda é calculada usando a relação entre a distância e o tempo gasto pelo pulso para percorrer a distância medida entre o transmissor e o receptor.

A argamassa assim como o concreto apresenta propriedades plásticas nas primeiras horas de vida, uma característica importante da argamassa ainda fresca é a trabalhabilidade, que é uma composição da plasticidade com a sua capacidade de aderência inicial. Em alguns usos, como no revestimento, é adicionado um quarto componente à mistura, que pode ser cal, saibro, barro, caulim ou outros, dependendo da disponibilidade e uso na região. De todos esses materiais, chamados de plastificantes, o mais recomendado é a cal hidratada. Quando endurecida, a argamassa deve apresentar resistência e resiliência, de forma a suportar adequadamente os esforços sem se deformar.

### **3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **3.1 – Preparação de amostras**

Neste trabalho foi utilizado cimento CII-Z-32 com características físicas e mecânicas de acordo com a ABNT NBR 5753:2016, agregado miúdo natural derivado de rios. Para este estudo foram considerados 12 corpos de prova com traço 1:5 e relação a/ms = 0,45 com idade superior a 28 dias. Os testemunhos apresentavam dimensões 40x40x160 mm, atendendo ABNT NBR 13279/2005 que descreve o procedimento argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos para a determinação da resistência a tração na flexão e à compressão.

A caracterização dos corpos de provas ocorreu de acordo com as especificações da ABNT NBR 9778:2005, a qual obedece ao procedimento de argamassa e concreto endurecido para a determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. As amostras foram submetidas a uma variação em seu teor de umidade com intuito de se obter a saturação total das peças após imersão completa em água, com o fim da primeira etapa foi executado o ensaio de ultrassom para a determinação do pulso ultrassônico.

Para o ensaio de ultrassom foi utilizado o aparelho PUNDIT da marca PROCEQ normalmente usado na avaliação de alvenarias e estruturas de concreto, inicialmente o dispositivo foi calibrado utilizando uma barra padrão do equipamento, logo em seguida a calibragem aplicou-se uma fina camada de fluido de contato (vaselina) nas faces dos transdutores de modo a fornecer um melhor contato na superfície ensaiada.

As velocidades de pulso ultrassônico foram determinadas por uma transmissão de frequência de 54 khz, logo em seguida os corpos-de-prova foram submetidos a dois tipos de propagação de onda, o meio direto que consiste em um proliferação da onda onde o transdutor emissor é colocado em uma face do material e o transmissor receptor é colocado na outra face do material permitindo a captação das ondas P como mostra a figura 1-a. O meio indireto consiste na propagação da onda onde o transdutor transmissor e o transdutor receptor são posicionados na mesma face da amostra

permitindo assim a captação das ondas R como mostra a figura 1-c. Os transdutores são responsáveis por enviar e receber os pulsos mecânicos que irão viajar através do material e também transformar esses pulsos mecânicos em estímulos elétricos e vice-versa (André, 2017).

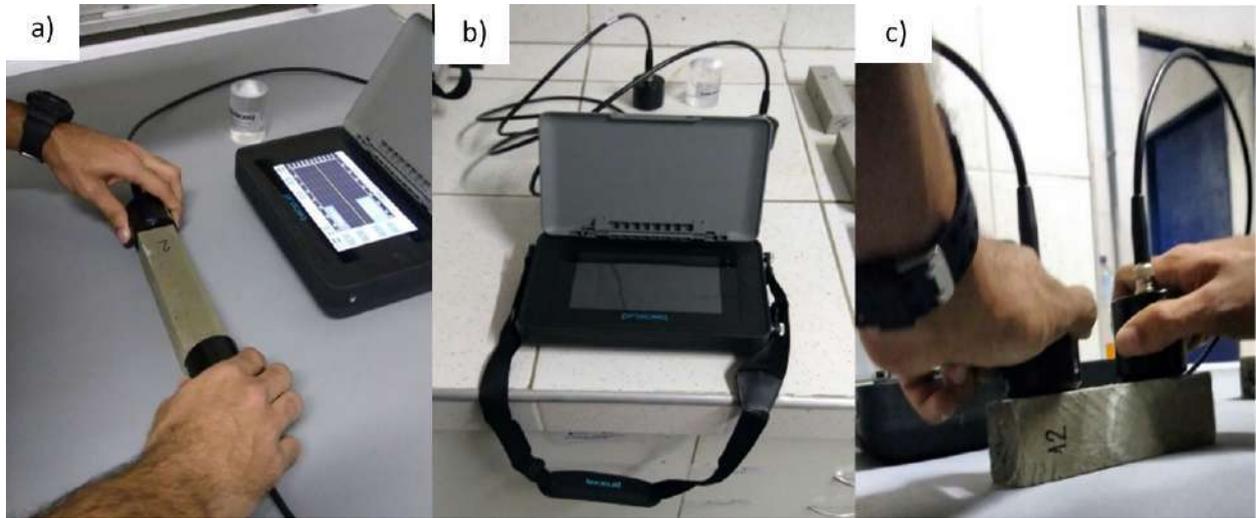


Figura 1-A: Esquema de ensaio para a medição da VPU direta; B: Equipamento de ultrassom utilizado; C: Esquema de ensaio para a medição da VPU indireta

Com os resultados obtidos com massa saturada, decorreu-se a secagem das amostras por um período de 4 (quatro) horas em estufa, afim de diminuir o teor de umidade relativa. Ao final do período definido, novamente realizou-se o ensaio de ultrassom para se obter a velocidade do pulso ultrassônico com um menor teor de umidade e assim gerar valores para o módulo de elasticidade.



Figura 2: Procedimento para a determinação da velocidade do pulso ultrassônico nos corpos de prova

Os valores obtidos por meio das medições das VPU's, foram determinadas de acordo como descrito anteriormente, foram correlacionados com o teor de umidade presente na argamassa, e assim obtidos a média aritmética e o desvio padrão das VPU's, excluindo-se os valores que estão fora do intervalo. A partir deste procedimento foram geradas constantes de correlação  $R^2$  e a função que descreve a linha de tendência das variáveis. Os valores individuais da VPU e teor de umidade das amostras analisadas estão mostradas nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1 - Valores VPU direta dentro do intervalo do desvio padrão e seus respectivos valores em saturação total

Número da amostra	Onda P (m/s)	Teor de umidade (%)
ARG01	3172	10,99
ARG02	3086	9,71
ARG03	3045	9,74
ARG04	3185	10,28
ARG05	3011	10,35
ARG06	3141	10,15
ARG07	3040	10,64
ARG08	3017	10,2

Tabela 2 - Valores VPU indireta dentro do intervalo do desvio padrão e seus respectivos valores

Número da amostra	Onda R (m/s)	Teor de umidade (%)
ARG01	2968	4,64
ARG02	3019	4,84
ARG03	3042	5,91
ARG04	2888	6,39
ARG05	3025	5,96
ARG06	2920	6,43
ARG07	2957	5,76
ARG08	2930	5,58
ARG09	2930	5,15

### 3.2 - Compressão axial e tração na flexão

Após a obtenção dos valores VPU pelo programa experimental dos ensaios de ultrassom, os corpos de provas foram submetidos aos ensaios descritos nos procedimentos de argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos, para a determinação da resistência a tração na flexão e à compressão presente na referida NBR 13279 (ABNT, 2005). Com os resultados dos ensaios físico-mecânico, foram correlacionados a VPU com a resistência a compressão axial e a tração na flexão, elaborando assim números e gráficos, para os quais foram encontrados os valores de  $R^2$  (coeficiente de correlação). As figuras 3-a e 3-b ilustram os ensaios aos quais os corpos de provas foram submetidos.

Os ensaios de compressão axial e tração na flexão foram realizados nos 12 corpos de prova, porém os resultados obtidos foram a média aritmética e o desvio padrão das VPU, com isso retirou-se os valores que estão fora do intervalo.



Figura 3-a: Ensaio compressão axial; b: Ensaio tração na flexão

## 4 - RESULTADOS

### 4.1 – VPU x Teor de umidade relativa

A velocidade de pulso ultrassônico nas amostras de argamassa foram determinadas pelas ondas P e ondas R, obtendo variações de acordo com a presença do teor de umidade relativa. Para a condição de saturação total, a média da umidade relativa das amostras foi de 10,26%, que apresentaram uma média de velocidade ultrassônica de 3087,13 m/s. No seguimento, as amostras após 4 horas em estufa e com 5,63% de teor de umidade relativa, apresentaram uma média de 2964,33 m/s de velocidade ultrassônica. Percebe-se que se compararmos estas duas velocidades, 3087,13 e 2964,33, verificamos uma variação de 122,79 m/s para uma variação de 4,63 % da umidade relativa. Nesta seção são explorados resultados de VPU com cada teor, com isso o gráfico de dispersão gera um coeficiente de determinação e a equação que representa reta. De acordo com Alves (2017) esse coeficiente mostra o grau de ajustamento do modelo, ou seja, o quanto o modelo consegue explicar os valores observados, e é representado por um valor numérico que vai de 0,00 a 1,00. Quanto maior o  $R^2$  maior a correlação.

### 4.2 – Onda P x Teor de umidade relativa

Como pode ser verificado na figura 4, foi possível constatar que o aumento da VPU direta é proporcional ao aumento do teor de umidade, apresentando uma reta crescente no gráfico. Esse resultado é possível pois, o processo de saturação total da amostra faz com que preencha os espaços vazios. Sabendo-se que a VPU direta é o mais recomendado na determinação da velocidade de propagação de ondas através de um material, pois desta forma as ondas são recebidas com maior intensidade.

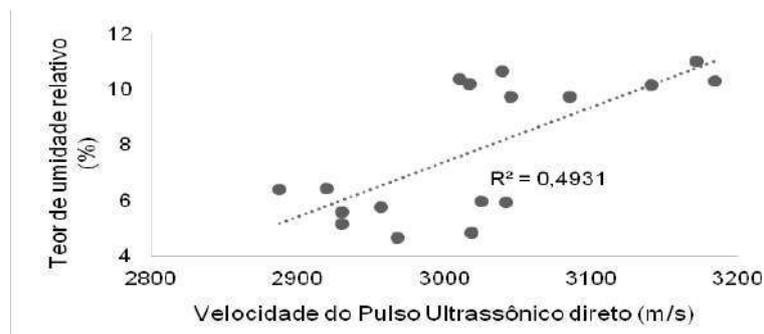


Figura 4: Teor de umidade relativa x Onda P

Com a linha de tendência linear gerada, foi extraído a função do primeiro grau que descreve o comportamento da onda P na presença de umidade, em que o teor de umidade relativa da argamassa  $U_r$  em função da velocidade do pulso ultrassônico direta  $V_p$ .

$$U_r = 0,0197V_p - 51,697 \quad (2)$$

#### 4.3 – Onda R x Teor de umidade relativa

O exame ultrassônico é fundamentado na propagação de ondas mecânicas com uma alta frequência. Entretanto, uma vez que o método ultrassônico se baseia no fundamento de que a velocidade de propagação de ondas mecânicas é maior em sólidos do que em líquidos e em gases, torna-se possível verificar correlações existentes entre o grau de compactação e a homogeneidade da amostra analisada. Para a interpretação da VPU indireta é necessário atentar-se na linha linear de tendência decrescente, uma vez que seu coeficiente de determinação é considerado alto, sua velocidade de propagação aumenta ao decrescer o teor de umidade relativa das amostras, tornando-os assim inversamente proporcionais, (Figueiredo, 2005) afirma que a VPU tende a decrescer rapidamente quando se propaga por meios líquidos e gasosos, dado tal conhecimento torna-se possível que por meio da média da velocidade de propagação encontre-se estimativas da quantidade de vazios, e consequentemente da densidade do material o que torna possível que por meio da variação da VPU encontre-se correlações com o módulo de elasticidade.

Como pode ser verificado na figura 5, na análise da VPU indireta obteve-se um maior grau de correlação, segundo Gimenez (2012) o fator desta melhor concordância de resultados na transmissão indireta utilizando os transdutores exponenciais pode ocorrer pelo fato da onda ultrassônica não penetrar consideravelmente na rocha, sendo seu percurso predominantemente superficial, fator este que contribui com a estabilidade nas leituras efetuadas, por isso é possível fazer a correlação do teor de umidade com a VPU do material analisado, ou seja, argamassa de cimento portland.

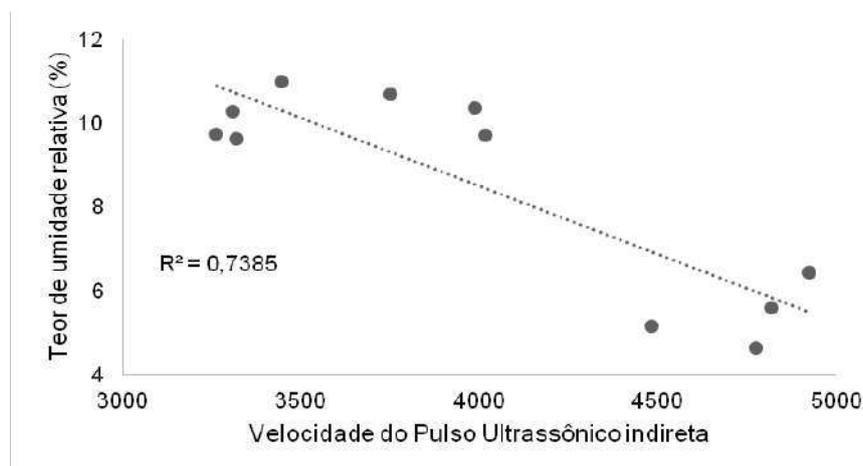


Figura 5: Teor de umidade relativa x Onda R

Com a linha de tendência linear gerada, foi extraído a função do primeiro grau que descreve o comportamento da onda R na presença de umidade, em que o teor de umidade relativa da argamassa  $U_r$  em função da velocidade do pulso ultrassônico indireto  $V_r$ .

$$U_r = -0,0033V_r + 21,553 \quad (3)$$

Vendo que o fator multiplicador da constante  $V_r$  é negativo, a equação mostra que quando maior o valor da constante  $V_r$  multiplicado ao termo negativo, menor é o teor de umidade relativa da argamassa, tornando-os inversamente proporcional.

#### 4.4 – Velocidade de Pulso Ultrassônico x Compressão axial e tensão na flexão

Com os resultados obtidos pelo ensaios de compressão axial e tração na flexão, foram estabelecidos o coeficiente de determinação  $R^2$  e a equação que descreve a curva na linha de tendência polinomial, para que os valores da constante  $R^2$  fiquem mais próximos possíveis dos qual dos valores da se da seção 5.1.1 e 5.1.2.

#### 4.5 – Onda P x Compressão axial e tensão na flexão

A figura 6 apresenta o comportamento das tensões na flexão e compressão na onda P, pode-se observar que os valores das constantes de determinação foram aproximados, assemelhando-se também com os valores de  $R^2$  da seção 5.1.1.

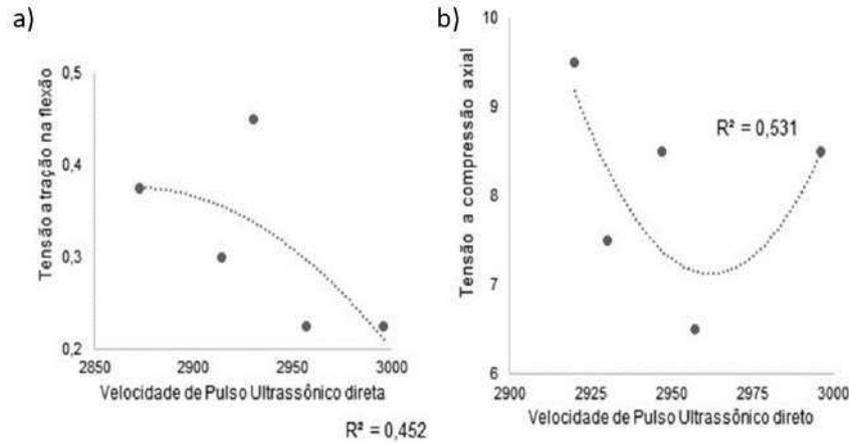


Figura 6-a - Tensão a tração na flexão x Onda P; b - Tensão a compressão axial x Onda P

Com linha de tendência polinômial gerada, foi extraído a função do segundo grau que descreve o comportamento da onda P na presença da tensão a tração na flexão, em que a tensão a tração na flexão T em função da velocidade do pulso ultrassônico direto  $V_p$ .

$$T = -1E - 0,5V_p^2 + 0,0604V_p - 86,368 \quad (4)$$

Com linha de tendência polinômial gerada, foi extraído a função do segundo grau que descreve o comportamento da onda P na presença da tensão a compressão axial, em que a compressão axial C em função da velocidade do pulso ultrassônico direto  $V_p$ .

$$C = 0,0012V_p^2 - 6,9126V_p + 10245 \quad (5)$$

#### 4.6 – Onda R x Compressão axial e tensão na flexão

A figura 7 mostra o comportamento das tensões na flexão e compressão na onda R, nota-se que os coeficientes de correlação entre as ondas R e a compressão axial e tensão na flexão, foram aproximados, assemelhando-se também com os valores de  $R^2$  da seção 5.1.2.

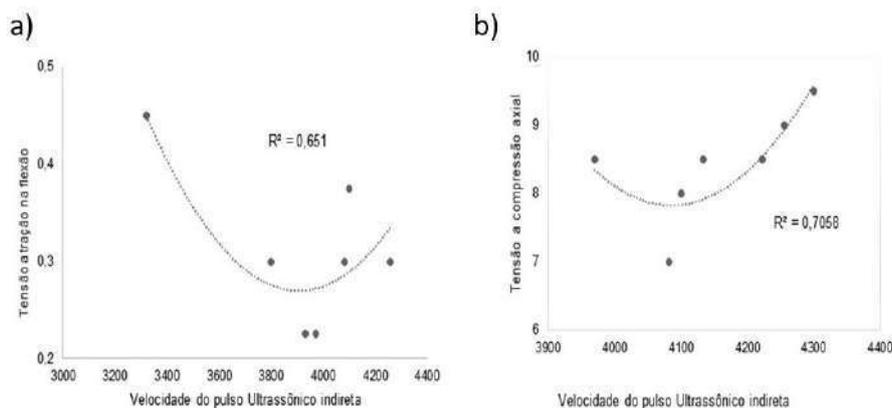


Figura 7-a - Tensão a tração na Flexão x Onda R; b - Tensão a compressão axial x Onda P

Com a linha de tendência polinômial gerada, foi extraído a função do segundo grau que descreve o comportamento da onda R na presença da tensão a tração na flexão, em que o tensão a tração na flexão T em função da velocidade do pulso ultrassônico indireto Vr.

$$T = 5E-07Vr^2 - 0,0041Vr + 8,2533 \quad (7)$$

Com a linha de tendência polinômial gerada, foi extraído a função do segundo grau que descreve o comportamento da onda R na presença da tensão a tração na flexão, em que a compressão axial C em função da velocidade do pulso ultrassônico indireto Vr.

$$C = 4E-05Vr^2 - 0,316Vr + 653,35 \quad (8)$$

## **5 – CONCLUSÃO**

Este trabalho teve como objetivo contribuir para o desenvolvimento de um estudo de caracterização de argamassas pelo método de transmissão de pulso ultrassônico, foram determinadas velocidades de propagações de ondas ultrassônicas por meio da transmissão direta e transmissão indireta. Através desse trabalho foi possível analisar a variação que o módulo de elasticidade sofria com o efeito da umidade e com isso obter parâmetros de caracterização de argamassa por meio do da VPU.

Este trabalho almejou abrir uma nova série de discussões ao respeito dos métodos de análise do módulo de elasticidade dinâmico, através do norteamento de uma sucessão de investigações acerca da utilização de métodos ultrassônicos para análise do comportamento da VPU com o efeito da umidade.

Apesar das diversas variáveis existentes como a sensibilidade que o ultrassom possui em relação a variedades dos materiais existentes na argamassa, o estudo sobre a influência do teor da umidade relativa na determinação do módulo de elasticidade dinâmico, se tornou relevante, pois promove a maior compreensão das velocidades de ondas ultrassônica na presença da umidade.

A cada amostra de argamassa analisada, os intervalos de velocidade ultrassônica se mostraram satisfatórios, tornando possível criar uma relação para as duas ondas obtidas por meio da VPU.

Com isso os resultados obtidos de acordo com a metodologia proposta, mostraram que para a determinação da velocidade de propagação por meio da transmissão direta, a onda P mostrou resultados que comprovam que quanto maior sua VPU, maior é o teor de umidade relativo da argamassa, já para a transmissão indireta os resultados permitiram comprovar que para a onda R quanto maior sua velocidade de propagação menor é o teor de umidade relativa da argamassa.

A partir da análise da velocidade dos pulsos ultrassônicos, além da confirmação das hipóteses levantadas, constatou-se também por meio de uma ampla análise dos resultados que para a variação que o fator umidade exerce no módulo de elasticidade existe uma relação inversamente proporcional quando se trata da onda R, fazendo com que os resultados corroborem para o estudo confiável da determinação do fator umidade diretamente em estruturas históricas e obras de arte, fazendo com que não seja necessário a extração de testemunhos que muitas vezes não é aconselhado principalmente quando se trata de estruturas históricas.

## **REFERÊNCIAS**

- KEWALRAMANI, M. A.; GUPTA, R. Concrete compressive strength prediction using ultrasonic pulse velocity through artificial neural networks. *Automation in Construction*, v. 15, n. 3, p. 374-379, 2006.
- SHIMAKURA, S.E. Coeficiente de determinação. 2006. Disponível em: <http://leg.ufpr.br/~silvia/>. Acesso em: 30 de outubro de 2017
- Tamin, P. F. Etude du comportement mécanique des revêtements de façade. Paris, 1986, p. 138. Tese (Docteur-Ingenieur en Sciences et Techniques du Bâtiment) – Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Ouzit, M-A. Contribution à l'étude du comportement mécanique des enduits de façade a base de liants hydrauliques. Paris, 1990, p.136. Tese (Doctorat) – Université Paris VI.

- Bastos, P. K. X. Módulo de deformação de argamassas de revestimento - conceitos e métodos de determinação. In: Simpósio Brasileiro de Tecnologia de Argamassas, 5., São Paulo, 2003. Anais. São Paulo, ANTAC, 2003.
- Silva. F. B.; Barros, M. M. S. B.; Monte, R. Determinação do módulo de deformação de argamassas: avaliação dos métodos de ensaio e formatos dos corpos-de-prova. In: Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, 12., Fortaleza, 2008. Anais. Fortaleza, Antac, 2008.
- ABENDI. Ensaios não destrutivos e inspeção. Disponível em: <<http://www.abendi.org.br/abendi/default.aspx?mn=709&c=17&s=&friendly=>>. Acesso em: 28 dez. 2017.
- Szlak, B., Taniguti, E., Nakamura, E., Mota, É., Bottura, M., & Frigieri, V. (2003). Manual de Revestimentos de Argamassa. Associação Brasileira de Cimento Portland, 104.
- BRITISH STANDARD ASSOCIATION. BS 1881 Part 203: Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete. 1986.
- SILVA, G. N.; CAMPITELI, C. V. Módulo de elasticidade dinâmico de argamassa de revestimento. Ambiente Construído Patologia 2008: Vol. 8, No. 4, pp. 21-35.
- ALVES, A. L. S, Caracterização de Alvenarias de uma Edificação Histórica por meio de Avaliação Ultrassônica. 2017. 84f, Trabalho De Conclusão De Curso – Universidade Estadual do Vale do Acaraú, Sobral, 2017.
- GIMENEZ, Alexander Martin Silveira, Avaliação do Comportamento de Ondas Ultrassônicas no Monumento às Bandeiras. 2012. 73f, Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.
- Gadelha, Mauro, Caracterização Ultrassônica Como Ferramenta de Suporte à Análise de Estruturas de Alvenaria. 2017. Trabalho De Conclusão De Curso – Instituto federal do Ceará, Fortaleza, 2017.
- A. Rytter, "Vibrational based inspection of civil engineering structures," University of Aalborg, 1993.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15630: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultra-sônica. 2008.
- MEHTA, P.K; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: PINI, 1997.
- FIGUEIREDO, E. P. Inspeção e Diagnóstico de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência, Fissuras e Deformações. In: ISAIÁ, G. C. (Ed.). Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. São Paulo: IBRACON, 2005.
- FREITAS, J. G. DE; CARASEK, H.; CASCUDO, O. Utilização de termografia infravermelha para avaliação de fissuras em fachadas com revestimento de argamassa e pintura. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 14, n. 1, p. 57-73, jan./mar. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8802 – Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5753 – Cimento Portland pozolânico. 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13279 – Argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à compressão, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9778 – Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. 2005.

## **UTILIZAÇÃO DE ULTRASONOGRAFIA PARA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE MADEIRA SUBMETIDA A AUMENTOS DE TEMPERATURA**

### **USE OF ULTRASONOGRAPHY TO EVALUATE THE COMPRESSIVE STRENGTH OF WOOD SUBJECTED TO TEMPERATURE INCREASES**

Branco, Luiz Antônio Melgaço Nunes; *Universidade FUMEC; Faculdade de Engenharia e Arquitetura, Brasil, luizmelg@fumec.br*

Chahud, Eduardo; *Universidade Federal de Minas Gerais - Escola de Engenharia, Brasil, echahud@gmail.com*

Silva, Antônio Carlos Viana; *Universidade FUMEC; Faculdade de Engenharia e Arquitetura, Brasil, viana@fumec.br*

Pereira, Romeu Rodrigues; *Universidade FUMEC; Faculdade de Engenharia e Arquitetura, Brasil, rpereira@fumec.br*

#### **RESUMO**

A caracterização da madeira consiste, basicamente, em determinar suas propriedades físicas, de resistência e rigidez através de ensaios normalizados, que são parâmetros fundamentais em projetos de construção e reabilitação. Este trabalho verifica a resistência à compressão paralela às fibras da espécie. O estudo baseia-se em resultados obtidos em ensaios de laboratório e que verificaram a resistência à compressão paralela em corpos de prova de peças de madeira da espécie Parajú (*Manilkara longifolia*) através de ensaio destrutivo e correlacionado com não destrutivo. Os ensaios foram realizados em diferentes condições de exposição à temperatura e tempo. Foi observado acréscimo de resistência à compressão paralela após exposição prolongada à temperatura elevada e viabilidade de uso do ultrassom.

#### **ABSTRACT**

The characterization of wood consists basically of determining its physical properties, strength and rigidity through standardized tests, which are fundamental parameters in construction and rehabilitation projects. This work verifies the compressive strength parallel to the fibers of the species. The study is based on results obtained in laboratory tests and verified the resistance to parallel compression in specimens of pieces of wood of Parajú (*Manilkara longifolia*) by destructive test and correlated with non-destructive. The tests were performed under different conditions of exposure to temperature and time. There was an increase in resistance to parallel compression after prolonged exposure to elevated temperature.

#### **1 INTRODUÇÃO**

Desde as primeiras civilizações, seja na necessidade de construção de habitações, locais para estocagem de grãos e mantimentos e também pontes ou passarelas ou também para vencer os mais diversos obstáculos impostos pela natureza, a madeira é utilizada como material estrutural.

Como a madeira é um material heterogêneo, anisotrópico e diferentes espécies podem apresentar características consideravelmente diferentes, faz-se necessário estudar as diferentes espécies de madeira separadamente. A madeira, pela sua natureza higroscópica, apresenta alteração nas suas dimensões de acordo com a umidade relativa e a temperatura do ambiente (Durlo, 1991). O conhecimento da variação dimensional das peças de madeira é de fundamental importância, uma vez que afeta a sua estabilidade dimensional e demais propriedades (Kollmann e Cotê, 1968). De acordo com Galvão e Jankowsky (1985), quando uma peça de madeira é submetida a um ambiente com temperatura e umidade relativa constante, a mesma atingirá, após certo período, uma situação de equilíbrio em relação à troca de umidade com o ar externo, sendo que a umidade.

Assim, diante do exposto, o presente trabalho tem como objetivo avaliar o comportamento térmico e mecânico de corpos de prova da madeira de Parajú (*Manilkara longifolia*) quando submetidos a gradientes térmicos por diferentes tempos de exposição, a partir de ensaios de compressão paralela e de ultrassonografia. E com isso, comprovar se o aumento da temperatura apresenta influência nos valores de resistência da madeira.

## 2 REVISÃO DE LITERATURA

Influenciadas por diversos fatores, as importantes propriedades mecânicas da madeira são a posição na árvore, a umidade, o tempo de duração da carga e a estrutura da madeira (Pfeil & Pfeil, 2003). Green et al. (1999), citaram que as propriedades mecânicas são afetadas pelas mudanças no teor de umidade abaixo do ponto de saturação das fibras, diminuindo com o aumento desse teor. Além disso, Leal (2010), diz que a temperatura influencia nas propriedades mecânicas da madeira submetida a gradientes térmicos por efeitos temporários e/ou por efeitos permanentes, os quais dependem do grau de degradação do material causado pela exposição ao calor e pela temperatura.

De acordo com Figueroa & Moraes (2009), as transições vítreas da madeira estão ligadas à temperatura, ao teor de umidade, ao peso molecular do polímero e à natureza do material. Para várias espécies, a transição vítrea da lignina in situ, no ponto de saturação das fibras, ocorre em zona compreendida entre 60 e 90 °C (Irvine, 1984).

A versão mais recente da norma brasileira, NBR 7190 - Projeto de Estruturas de Madeira, da ABNT (1997), menciona a necessidade de aumentar as resistências sempre que a temperatura do local onde a estrutura será implantada exceder os 60°C (sessenta graus Celsius), mas esta norma não apresenta outras menções à influência da temperatura em estruturas de madeira.

Sabe-se também que a madeira, assim como seus derivados, quando submetida à ação do calor, está sujeita a variações físico-químicas, sendo que o gradiente térmico provocado pelo aquecimento diferencial do material induz a transferência de massa e, conseqüentemente, a secagem do material.

Todavia, seria bastante oportuna a possibilidade de correlação entre velocidade de pulso ultrassônico e resistência à compressão, pois essa técnica não destrutiva poderia ser usada em obras existentes com o mínimo de interferência na estrutura (ou peça) em análise.

Nesse trabalho, a escolha da madeira Parajú se deve ao fato de ser muito utilizada na construção civil em aplicações tais como: estacas, dormentes, cruzetas, vigas, tesouras, sendo que essas últimas ficam submetidas a variações de temperatura mais amplas. A madeira Parajú, também conhecida como madeira de maçaranduba, pertence ao grupo de espécies do gênero *Manilkara* que produzem madeiras pesadas, duras, de coloração castanho-avermelhada. Cabe destacar que em geral as madeiras recebem nomes vulgares típicos em suas regiões de ocorrência e no caso do Parajú tem-se conhecimento de designações como aparaiú, marapajuba-da-várzea, maçaranduba, marapajuba, maçaranduba-de-leite e maçarandubinha, na Amazônia; maçaranduba e parajú, no sul da Bahia até as regiões Sul e Sudeste do Brasil.

Para a campanha de ensaios não destrutivos, optou-se pelo uso do ultrassom que é o som inaudível para o ser humano, operando numa frequência acima de 20 kHz. A propagação do som através de um corpo sólido (uma viga de madeira por exemplo) revela com boa precisão as propriedades mecânicas deste corpo. É um método não destrutivo porque não inutiliza a peça (presente em uma estrutura ou um corpo de prova) durante o ensaio.

A utilização do ultrassom na engenharia civil iniciou-se na década de 1950, na Europa, sendo empregado inicialmente em investigações de aço e concreto, sendo que uma das vantagens mais distintivas dessa técnica é o fato do equipamento ser portátil, facilitando transporte e a utilização "in loco". Posteriormente, iniciaram-se estudos teóricos para a aplicação do ultrassom na madeira, sendo encontradas algumas dificuldades devido às peculiaridades anatômicas do material bem como ampla variedade de espécies.

Atualmente o ultrassom é amplamente utilizado em vários lugares do mundo na estimativa de propriedades de inúmeras espécies de madeira. A análise da propagação de ondas sonoras pode ser realizada por métodos distintos: eco pulsado, de ressonância, de

transmissão e de imersão. Nesse trabalho foi utilizado apenas o método de transmissão, por ser a mais adequada para materiais heterogêneos, pois possui maior alcance e capacidade de contornar os defeitos. A onda ultrassônica é introduzida no material por um dos transdutores (fonte) e captada pelo outro (receptor), sendo a contagem de tempo em microssegundos realizada pelo próprio equipamento. Sabe-se que as variações na velocidade de propagação das ondas emitidas pelo ultrassom ocorrem pela presença de anomalias, tais como decomposição, vazios e mesmo umidade no interior das peças. A velocidade de propagação das ondas de ultrassom, em qualquer direção (longitudinal, radial ou tangencial), tende a aumentar com a diminuição da umidade e vice-versa.

### **3 MATERIAIS E MÉTODOS**

A pesquisa tem caráter investigativo e consiste na análise e cruzamento de informações entre a pesquisa bibliográfica e os relatórios gerados pelos ensaios de laboratório realizados.

A madeira é um material que pode apresentar variações nos valores de referência de seus parâmetros de resistência, mesmo dentre peças de uma mesma espécie. Para evitar possíveis desvios capazes de comprometer os resultados da pesquisa e invalidar algum resultado, foi necessária atenção especial quanto ao preparo dos corpos de prova (geometria).

Primeiramente escolheu-se a espécie de madeira que seria ensaiadas no laboratório, e então os corpos de prova foram preparados de acordo com as especificações da Norma Brasileira de Projetos de Estruturas de Madeiras (NBR 7190/1997) nas dimensões (5,0cm x 5,0cm x 15cm). Os 20 corpos de prova de Parajú foram divididos em grupos de acordo com a condição de exposição (ambiente ou estufa), sendo que metade das peças foram mantidas à temperatura ambiente, enquanto a outra foi armazenada em estufa controlada segundo a ordem planejada de execução dos ensaios. Todas as amostras foram medidas em três pontos diferentes, e foi feito uma média aritmética para estabelecer o valor a ser utilizado.

A temperatura no interior da estufa era mantida constante, 80°C, durante todas as etapas de testes, conforme cronograma:

23/08/2016:

Horário: 17:00 h

Numeração das amostras

Cálculo das áreas de cada amostra

Pesagem dos corpos de prova

30/08/2016:

Horário: 15:00 h

Posicionar todas as amostras na estufa, de forma estratégica para as retiradas nos dias das medições.

Início do processo - Usar temperatura  $T = 80$  graus.

Amostras com números ímpares: Fora da Estufa

Amostras com números pares: Dentro da Estufa

06/09/2016:

Horário: 15:00 h

1º Ensaio e Medição

T1 – (7 dias / 168 horas)

Ensaios de compressão: amostras de 1 a 10

13/09/2016:

Horário: 15:00 h

2º Ensaio e Medição

T2 – (14 dias / 336 horas)

Ensaios de compressão: amostras de 1 a 10

27/09/2016:

Horário: 15:00 h

3º Ensaio e Medição

T3 – (28 dias / 672 horas)

Ensaios de compressão: amostras de 1 a 10

As amostras foram posicionadas na estufa de forma estratégica a fim de não comprometer o andamento e também não promover alterações relevantes quando os subgrupos fossem retirados da estufa para a realização dos ensaios. Ao final de cada etapa eram realizados ensaios com o subgrupo programado, e o processo se repetia até a última etapa.

A cada ensaio media-se novamente as dimensões dos corpos de prova, que estavam na estufa, em três pontos diferentes, e utilizou-se a média aritmética destas medidas para os cálculos de resistência. Cada corpo de prova passou por ultrassom, na direção longitudinal e transversal, para análise de integridade das peças.

Durante a execução dos ensaios foram adotados incrementos automáticos de carga, para o rompimento dos corpos de prova de ambos os tipos de madeira, independentemente do tipo de exposição. Num primeiro momento foi utilizada prensa de 30tf, depois foi necessário usar prensa de 200tf, pois algumas peças apresentavam resistência superior ao limite de força capaz de ser exercido pelo primeiro equipamento. Este incremento de resistência deu-se para na terceira fase de realização dos experimentos.

O equipamento utilizado nos ensaios é composto de um gerador de ultrassom e dois transdutores (trabalhando na faixa de 54KHz) que têm a função de emitir e receber as ondas sonoras, conforme mostrado na Figura 1.



Figura 1 – Equipamento para ensaio, com destaque aos transdutores

#### 4 RESULTADOS

Após a realização dos ensaios obtiveram-se os resultados conforme Tabelas de 1 a 3, onde os corpos de prova nomeados ímpares foram mantidos em temperatura ambiente e os pares foram mantidos em estufa, conforme período respectivamente indicado.

Tabela 1 – Dados para madeira Parajú - 7 dias

CP Nº	dimensão natural (cm)	dimensão seca (cm)	P compressão (Kgf)	Tensão compressão (MPa)	Ultrassom paralela(15) (m/s)	Ultrassom perpendicular(5) (m/s)
CP-1	15x5x5	-----	16103	64,4	5102	1931
CP-2	15x5x5	15x4,76x4,85	21637	93,7	5376	1969
CP-3	15x5x5	-----	16595	66,4	5017	1931
CP-4	15x5x5	15x4,74x4,84	21450	93,7	5376	2008
CP-5	15x5x5	-----	16604	66,4	5102	1931
CP-6	15x5x5	15x4,75x4,85	20025	87,1	5474	2049
CP-7	15x5x5	-----	16226	64,9	5102	1931
CP-8	15x5x5	15x4,75x4,85	20770	90,3	5282	1969
CP-9	15x5x5	-----	15810	63,2	5102	1894
CP-10	15x5x5	15x4,75x4,85	21832	94,9	5107	2008

Tabela 2 – Dados para madeira Parajú - 14 dias

CP Nº	dimensão natural (cm)	dimensão seca (cm)	P Compressão (Kgf)	Tensão compressão (MPa)	Ultrassom paralela(15) (m/s)	Ultrassom perpendicular(5) (m/s)
CP-1	15x5x5	-----	16854	67,4	4934	2137
CP-2	15x5x5	15x4,72x4,79	22632	100,1	5376	2232
CP-3	15x5x5	-----	16966	67,9	4934	2049
CP-4	15x5x5	15x4,70x4,79	25024	111,2	5376	2137
CP-5	15x5x5	-----	14486	57,9	5017	2008
CP-6	15x5x5	15x4,68x4,78	24529	109,5	5376	2033
CP-7	15x5x5	-----	16820	67,3	5017	2092
CP-8	15x5x5	15x4,68x4,78	27092	120,9	5376	2577
CP-9	15x5x5	-----	15617	62,5	5017	2092
CP-10	15x5x5	15x4,67x4,75	27449	123,6	5376	2066

Tabela 3 – Dados para madeira Parajú - 28 dias

CP Nº	dimensão natural (cm)	dimensão seca (cm)	P Compressão (Kgf)	Tensão compressão (MPa)	Ultrassom paralela(15) (m/s)	Ultrassom perpendicular(5) (m/s)
CP-1	15x5x5	-----	18950	75,8	5282	2008
CP-2	15x5x5	15x4,76x4,80	26350	115,6	5576	2392
CP-3	15x5x5	-----	18220	72,9	5282	1969
CP-4	15x5x5	15x4,76x4,79	26400	115,8	5682	2283
CP-5	15x5x5	-----	17070	68,3	5190	2008
CP-6	15x5x5	15x4,72x4,78	28690	126,9	5576	2283
CP-7	15x5x5	-----	17320	69,3	5190	2008
CP-8	15x5x5	15x4,79x4,76	23010	100,9	5576	2283
CP-9	15x5x5	-----	18480	73,9	5226	2008
CP-10	15x5x5	15x4,74x4,77	22350	98,9	5682	2336

A partir dos valores tabulados anteriormente, foram elaboradas as Tabelas 4 e 5 que apresentam os valores de média dos parâmetros analisados bem as respectivas matrizes de correlação.

Sabe-se que a correlação é a medida padronizada da relação entre duas variáveis e indica a força e a direção do relacionamento linear entre duas variáveis aleatórias. Uma correlação positiva indica que as duas variáveis movem juntas, e a relação é forte quanto mais a correlação se aproxima 1.

Tabela 4 – Médias calculadas para corpos de prova em temperatura ambiente

				<i>Matriz de correlação</i>		
Idade (dias)	Tensão (MPa)	US Paral (m/s)	US Perp (m/s)	7	14	28
7	65,1	5085	1923	7	1	
14	64,6	4984	2076	14	0,999288	1
28	72,0	5234	2001	28	0,999204	0,999998
						1

Tabela 5 – Médias calculadas para corpos de prova na estufa

				Matriz de correlação		
Idade (dias)	Tensão (MPa)	US Paral (m/s)	US Perp (m/s)	7	14	28
7	91,9	5323	2001	7	1	
14	113,1	5376	2209	14 0,999288	1	
28	111,6	5618	2315	28 0,999204	0,999998	1

A partir dos resultados percebe-se estreita correlação entre a tensão de ruptura à compressão e os valores medidos para velocidade ultrasônica tanto na direção paralela (diretamente correlacionada à resistência a compressão determinada em ensaio direto na prensa) quanto perpendicular às fibras.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a realização dos ensaios e obtenção das resistências à compressão paralela às fibras das madeiras Parajú (*Manilkara longifolia*) observou-se um acréscimo de resistência, quando se compara com a resistência média dos corpos de prova no ambiente que não foram para estufa (fmAMB) com a resistência média corrigida dos corpos de provas a 7, 14 e 28 dias na estufa submetidos a uma temperatura de 80°C (f12mESTUFA).

Entretanto observou-se também que os valores das resistências à compressão paralela às fibras obtidas após os ensaios ficaram inferiores aqueles quando são comparados com essas resistências indicadas na NBR 7190/1977 e em outras literaturas. Segundo a NBR 7190/1977, a resistência média à compressão paralela às fibras ( $f_{c,0}$ , m) para a madeira Parajú é de 8,29 kN/cm<sup>2</sup>, valor esse superior aos valores (fmAMB) e (f12mESTUFA).

Verificou-se estreita correlação entre resistência à compressão e velocidade de pulso ultrasônico, evidenciando a possibilidade de inferência de resistência através de ensaio não destrutivo.

É interessante sugerir mais estudos para sobre a influência do aumento de temperatura nas resistências em diversas espécies de madeira principalmente em função da variabilidade intrínseca da madeira e pelas alterações que as peças podem sofrer ao longo dos anos e das condições de exposição.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7190: Projeto de Estruturas de Madeira. Rio de Janeiro, 1997.
- BALLARIN, A.W.; NOGUEIRA, M. *Determinação do módulo de elasticidade da madeira juvenil e adulta de Pinus taeda por ultra-som*. Eng. Agríc., Jaboticabal, v. 25, n. 1, p.19-28, jan./abr. 2005.
- DIAS, A. A.; CALIL JÚNIOR, C.; LAHR, F. A. R. *Dimensionamento de Elementos Estruturais de Madeira*. 1. ed. São Paulo: Manole, 2002.
- DURLO, M. A. Influência da temperatura de secagem no comportamento higroscópico da madeira de *Pinus elliotii* Engelm. Ciências Florestais, Santa Maria, v. 1, n. 1, p. 07-21, 1991.
- FIGUEROA, M. J. M.; MORAES, P. D. *Comportamento da madeira a temperaturas elevadas*. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 9, n. 4, p. 157-174, out./dez. 2009.

- GABRIEL, M.S.C.; BALLARIN, A.W. 2001. Mechanical characterization of Pinus taeda wet wood by stress wave non-destructive method. *Energia na Agricultura*, 16: 8-16.
- GALVÃO, A.P.M.; JANKOWSKY, I.P. *Secagem racional da madeira*, São Paulo, Nobel, 1985.
- GREEN, D.; WINANDY, J. E.; KRETSCHMANN, D. E. *Mechanical properties of wood. In: Wood handbook - Wood as an engineering material*. Madison: U.S. Department of Agriculture, Forest Products Laboratory, 1999.
- HUDA, A. S. M. A., KOUBA, A., CLOUTIER, A., HERNANDEZ, R. E., FORTIN, Y. (2014) *Variation of physical and mechanical properties of hybrid poplar clones*. *Bioresources* 9(1), 1456-1471.
- IRVINE, G. *The glass transitions of lignin and hemicellulose and their measurement by differential thermal analysis*. *Journal Tappi*, Norgross, EUA, v. 67, n. 5, p. 116-121, 1984.
- KOLLMANN, F.F.P.; CÔTÉ Jr, W.A. *Principles of wood science and technology*. New York: Springer Verlag, 1968. v. 1: Solid wood.
- LAHR, Francisco Antonio Rocco et al. *Madeiras na construção civil*. ISAIA, Geraldo C. (Ed.) *Materiais de construção civil e princípio de ciência e engenharia dos materiais*. 3. Ed. São Paulo: IBRACON, 2017. v.2, Cap.36.
- LEAL SCS. *Avaliação do comportamento mecânico de madeira antiga de carvalho proveniente de incêndio [dissertação]*. Porto: Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto; 2010
- MELO; J.E.(2010). *Influência das dimensões dos corpos-de-prova e da velocidade de ensaio de caracterização de três espécies de madeira tropical*. Tese de doutorado em Ciências Florestais, Publicação PPGEFLTD - 016/2010, Departamento de Engenharia Florestal, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2010.
- NOGUEIRA, M.; BALLARIN, A.W. 2002. *Relationship between static modulus of elasticity (bending) and dynamic (ultrasonic) for some eucalypts species*. *Floresta*, 33: 19-25.
- PFEIL, W.; PFEIL, M. *Estruturas de madeira*. 6.ed. Rio de Janeiro: LTC, 2003.



## **RASTREABILIDADE METROLÓGICA DE EXTENSÓMETROS DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA UTILIZADOS NA MONITORIZAÇÃO DE BARRAGENS DE BETÃO**

### **METROLOGICAL TRACEABILITY OF ELECTRICAL RESISTANCE STRAINMETERS USED IN CONCRETE DAMS MONITORING**

Lages Martins, Luís; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P., Lisboa, Portugal, lfmartins@lnec.pt*  
Mata, Juan; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P., Lisboa, Portugal, jmata@lnec.pt*  
Serra, Carlos; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P., Lisboa, Portugal, cserra@lnec.pt*  
Ribeiro, Álvaro; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P., Lisboa, Portugal, asribeiro@lnec.pt*  
Tavares de Castro, António; *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P., Lisboa, Portugal, tcastro@lnec.pt*

#### **RESUMO**

Esta comunicação descreve o processo de garantia da rastreabilidade metrológica dos extensómetros de resistência elétrica do tipo Carlson utilizados na monitorização de barragens de betão. Este processo foi desenvolvido pelo LNEC desde a fase inicial da conceção, produção e caracterização metrológica do padrão de medição itinerante, até à fase final da sua utilização em obra para calibração *in situ* dos extensómetros antes da sua instalação. É igualmente considerada a propagação das incertezas de medição identificadas nas diferentes fases deste processo, tendo em conta os modelos matemáticos aplicados na determinação da grandeza extensão.

#### **ABSTRACT**

This paper describes the metrological traceability process, developed by LNEC, for type Carlson electrical resistance strainmeters used in concrete dams monitoring. This process was developed by LNEC since the initial design, manufacturing and metrological characterization of the travelling measurement standard, to the final stage of its use in the construction site for the *in situ* calibration of the strainmeters before their installation. The measurement uncertainty propagation through the different stages of this process is also considered, taking into account the mathematical models used in the strain quantity determination.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

As barragens de betão constituem obras de grande dimensão que correspondem a elementos centrais na exploração de recursos naturais e na produção de energia. Neste tipo de infra-estrutura, um eventual incidente ou acidente durante as fases de construção, exploração, reparação ou reforço pode levar a relevantes consequências naturais, humanas e económicas. Consequentemente, a garantia de segurança é um requisito obrigatório, exigindo um conhecimento adequado da barragem por parte da sua entidade gestora, detetando e mitigando, de forma atempada e oportuna, eventuais desenvolvimentos de incidentes ou acidentes na totalidade da sua vida útil que se prolonga no tempo por várias décadas.

A monitorização espacial e temporal das extensões numa barragem de betão com recurso a extensómetros de resistência elétrica do tipo Carlson contribui, em conjunto com medições de outras grandezas, para a melhoria do conhecimento do comportamento da barragem face às principais ações a que está sujeita e, conseqüentemente, para o controlo da segurança estrutural. O impacto destas medições na tomada de decisão implica que esteja assegurado um elevado nível de confiança e rigor na sua realização, quer a nível do método quer a nível instrumental. Nesta última vertente destaca-se, pela sua importância, o estabelecimento da rastreabilidade metrológica ao Sistema Internacional de Unidades (SI), que contribui para a quantificação da incerteza de medição e, conseqüentemente, para o conhecimento da qualidade da medição.

Nesta comunicação é efetuada uma breve descrição sobre os extensómetros de resistência elétrica do tipo Carlson, nomeadamente, no que respeita ao seu princípio de medição, composição e instalação em obra. É dado particular destaque ao processo de garantia da sua rastreabilidade metrológica ao SI, sobretudo, no que se refere ao padrão de medição itinerante utilizado e ao ensaio de calibração *in situ*. É também descrita a avaliação de incertezas de medição desenvolvida com o objetivo de caracterizar o nível de exatidão associado à calibração deste tipo de instrumento de medição, sendo promovida a apresentação e a discussão dos resultados obtidos, nomeadamente, a identificação das principais contribuições para a incerteza de medição obtida.

## 2 - EXTENSÓMETROS DE RESISTÊNCIA ELÉTRICA DO TIPO CARLSON

### 2.1 - Princípio de medição, composição e instalação em obra

Os extensómetros de resistência elétrica do tipo Carlson possuem como princípio de medição o fenómeno da variação da resistência elétrica de um fio elástico quando sujeito a deformação ou a alteração da sua temperatura, pelo que possibilitam a medição das grandezas extensão e temperatura no local da sua instalação.

Este tipo de instrumento de medição possui dois enrolamentos de fio de aço fino em torno de carretéis cerâmicos (*vide* Figura 1), permitindo que um deles aumente de dimensão e resistência com a extensão enquanto no outro enrolamento se verifica a situação oposta (Carlson, 1995). Uma particularidade deste tipo de extensómetro é a imersão do fio metálico em óleo que permite, por um lado, mitigar o fenómeno de corrosão e, por outro lado, reduzir o efeito do aquecimento durante a realização de leituras. Os carretéis cerâmicos estão fixos a cada um dos extremos do extensómetro. Um fole intermédio permite a movimentação das extremidades com o betão envolvente.

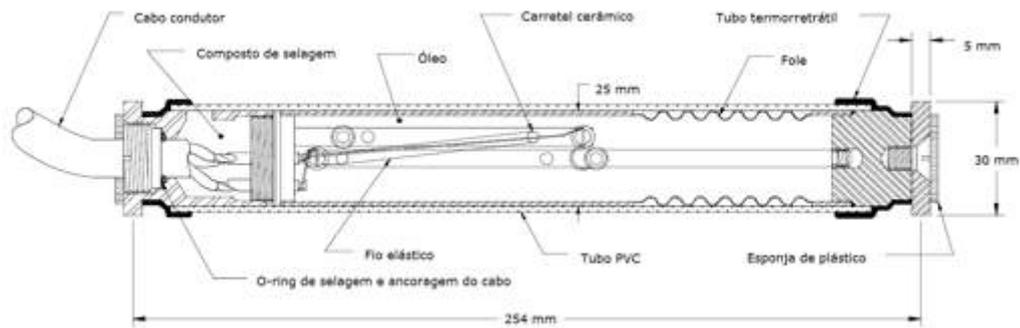


Figura 1 – Composição e dimensões de um extensómetro de resistência elétrica do tipo Carlson, modelo A10, adaptado de (Carlson, 1995)

Neste caso, a variação no rácio percentual de resistência,  $\Delta RR$ , é proporcional à alteração do comprimento base do extensómetros,  $\Delta L/L_0$ , para uma temperatura constante.

O rácio percentual de resistência elétrica,  $RR$ , entre os dois enrolamentos com resistências  $R_1$  e  $R_2$  é dado por

$$RR = \frac{R_1}{R_2} \cdot 100. \quad [1]$$

A temperatura está diretamente associada à resistência elétrica total,  $R_t$  definida por

$$R_t = R_1 + R_2. \quad [2]$$

Na medição do rácio de resistências e da resistência total recorre-se, em regra, a uma ponte de Wheatstone (Garrett, 1999) e à determinação das seguintes combinações (*vide* Figura 2a onde  $R_c$  representa a resistência elétrica de cada um dos cabos condutores que liga o extensómetro à unidade de leitura): (i)  $R_1 + R_2 + 2 \cdot R_c$  (entre os terminais preto e branco ou vermelho); (ii)  $R_1 + 2 \cdot R_c$  (entre os terminais verde e branco ou vermelho); (iii)  $R_2 + 2 \cdot R_c$  (entre os terminais verde e preto).

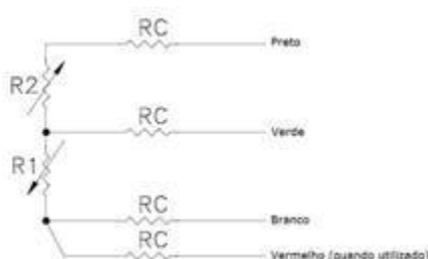


Figura 2a – Diagrama elétrico do extensómetro (Carlson, 1995)



Figura 2b – Betonagem de uma roseta com nove extensómetros

Em obra, o conhecimento do campo tridimensional de extensões num determinado ponto de interesse na barragem de betão implica a instalação de um conjunto de nove extensómetros distribuídos espacialmente em várias direcções de referência e recorrendo a acessórios de montagem dedicados (rosetas), tal como se mostra na Figura 2b.

## 2.2 - Modelos matemáticos para o cálculo da grandeza extensão e do desvio obtido na calibração

A medição indireta da grandeza extensão,  $\varepsilon$ , com recurso a extensómetros de resistência elétrica do tipo Carlson implica, na sua calibração, o recurso ao seguinte modelo matemático:

$$\varepsilon = (RR - RR_i) \cdot K_1 \cdot 100 + \{[(R_t - R_0) \cdot K_2 - T_i]\} \cdot K_3, \quad [3]$$

onde  $RR$  e  $RR_i$  são os rácios de resistências lidos, respetivamente, num dado instante e no início da calibração (expressos em valor percentual),  $K_1$ , é o fator de proporcionalidade entre a variação do rácio de resistência e a extensão,  $R_t$  é a resistência elétrica lida a uma dada temperatura de ensaio,  $R_0$  é a resistência elétrica lida a uma temperatura de referência,  $K_2$  é o coeficiente que relaciona a resistência elétrica com a temperatura (expresso em  $^{\circ}\text{C} \cdot \Omega^{-1}$ ),  $T_i$  é a temperatura lida com o extensómetro no início do ensaio e  $K_3$  é o coeficiente que traduz o efeito da variação da temperatura na extensão (expresso em  $10^{-6} \cdot ^{\circ}\text{C}^{-1}$ ).

Em regra, as estimativas das grandezas de entrada  $R_0$ ,  $K_1$ ,  $K_2$  e  $K_3$  são fornecidas individualmente pelo fabricante para cada extensómetro, enquanto as restantes ( $RR$ ,  $RR_i$ ,  $R_t$  e  $T_i$ ) são medidas na calibração.

Por sua vez, os valores de referência da extensão,  $\varepsilon_{\text{ref}}$ , na calibração são obtidos com base no deslocamento,  $\Delta L$ , imposto ao extensómetro com uma dimensão inicial  $L_0$ , ou seja,

$$\varepsilon_{\text{ref}} = \Delta L / L_0. \quad [4]$$

Por definição, os desvios,  $d$ , obtidos na calibração, correspondem às diferenças algébricas entre os valores de referência e os valores lidos, ou seja,

$$d = \varepsilon - \varepsilon_{\text{ref}}. \quad [5]$$

## 2.3 - Rastreabilidade metrológica ao SI

### 2.3.1 - Nota introdutória

De acordo com o VIM - Vocabulário Internacional de Metrologia (VIM, 2012), a rastreabilidade metrológica é definida como *uma propriedade de um resultado de medição pela qual tal resultado pode ser relacionado a uma referência através duma cadeia ininterrupta e documentada de calibrações, cada uma contribuindo para a incerteza de medição*. Torna-se assim possível definir uma cadeia de rastreabilidade, ou seja, *uma sequência de calibrações de uma determinada referência até ao sistema de medição final, em que o resultado de cada calibração depende da calibração prévia e onde a incerteza de medição aumenta com as sucessivas calibrações* (VIM, 2012).

No processo definido pelo LNEC para a garantia da rastreabilidade metrológica ao SI dos extensómetros de resistência elétrica do tipo Carlson, é possível identificar no topo da cadeia (*vide* Figura 3), a definição da unidade de base do SI da grandeza comprimento (o metro).

Segue-se a sua realização primária com base no comprimento de onda de um laser de hélio-néon estabilizado que suporta, usando técnicas de interferometria óptica, a calibração dimensional de padrões secundários como medidas materializadas (blocos padrão, por exemplo) e interferómetros laser que, por sua vez, constituem padrões de referência de laboratórios de metrologia aplicada, permitindo a subsequente realização de calibrações de padrões de transferência, itinerantes e de trabalho. No caso em estudo, o LNEC dispõe de um calibrador de comparadores (padrão de transferência) rastreado a um padrão primário, com o qual efetua a calibração do comparador integrado no padrão de medição itinerante (descrito na secção seguinte), o qual é, por sua vez, utilizado em obra para a calibração dos extensómetros.

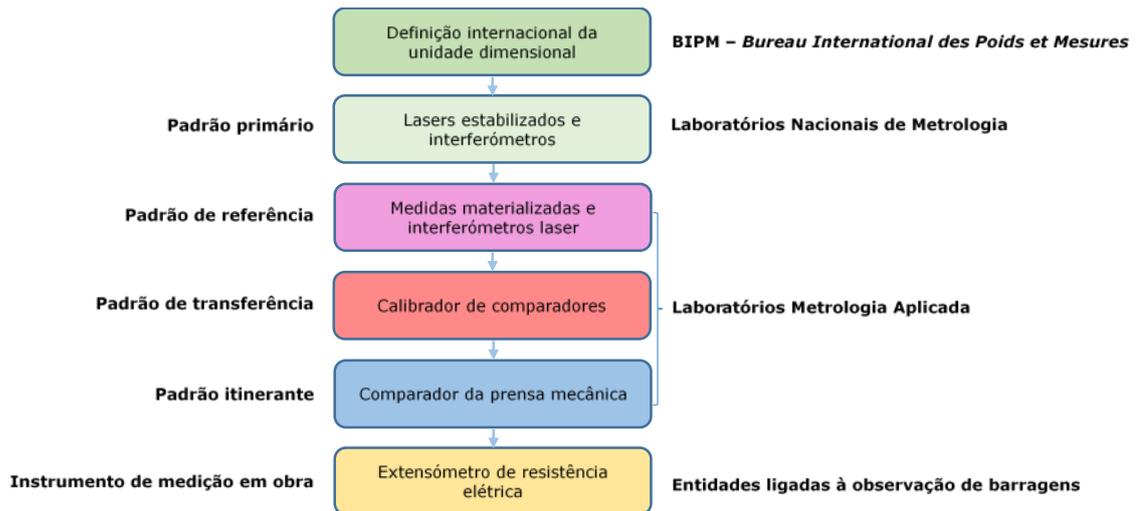


Figura 3 – Cadeia de rastreabilidade dos extensômetros de resistência elétrica do tipo Carlson

### 2.3.2 - Padrão de medição itinerante

No âmbito da calibração *in situ* de extensômetros de resistência elétrica do tipo Carlson promovida pelo LNEC, é utilizado como padrão de medição itinerante uma prensa mecânica (*vide* Figura 4) concebida e desenvolvida pela EDP, LNEC e Tecnogial (Ferreira et al., 2012) a partir de soluções anteriores (desde a década de 60 do século XX).

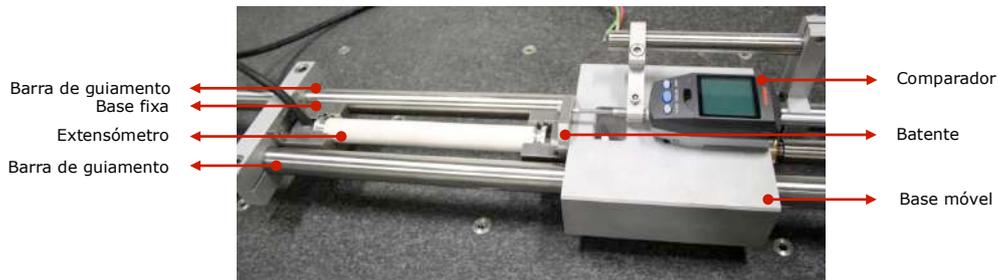


Figura 4 – Prensa mecânica para a calibração de extensômetros de resistência elétrica do tipo Carlson

Este equipamento é constituído por duas barras de guiamento de secção circular montadas em paralelo, fixadas nas suas extremidades por duas peças que suportam as mesmas e que visam garantir o paralelismo e o alinhamento das barras. Nestas barras estão instaladas duas bases de fixação, uma das quais móvel que se pode fixar em diferentes posições ao longo do curso das guias, de modo a permitir a calibração de extensômetros com diferentes dimensões nominais.

O método de transferência da rastreabilidade é efetuado mediante o acionamento da base móvel por atuação de um parafuso micrométrico que desloca, de forma solidária, essa base e um batente ortogonal à superfície de aplicação do deslocamento ao extensômetro que se encontra em contacto com um comparador (padrão de transferência). Dessa forma, o deslocamento observado pelo instrumento a calibrar (extensômetro) é comparado com o deslocamento de referência registado no comparador. Salienta-se que, na montagem da prensa, o suporte do comparador é independente da base móvel, permitindo a medição do deslocamento do batente solidariamente com a base de fixação móvel.

Em acréscimo à calibração do comparador, a prensa mecânica é periodicamente sujeita a ensaio dimensional e geométrico (Ribeiro, 2013) tendo em vista a sua caracterização e a avaliação do seu comportamento ao longo do tempo, atendendo tratar-se de um padrão de medição itinerante sujeito a deslocamentos e a permanência em obra. No conjunto de ensaios realizados destacam-se: (i) a avaliação da exatidão da medição do deslocamento do plano móvel; (ii) a medição da distância entre os planos móvel e fixo; (iii) a medição da ortogonalidade entre o eixo do comparador e o seu plano de apoio; (iv) a medição do paralelismo entre componentes da prensa.

### 2.3.3 - Calibração *in situ*

O ensaio de calibração *in situ* é iniciado com a realização do zero na ausência de carga aplicada, seguido de um ciclo crescente de tração do extensómetro, composto por um conjunto de patamares distribuídos uniformemente pelo intervalo positivo da medição. Atendida a extensão positiva máxima (cerca de  $400 \cdot 10^{-6}$ ), é iniciado o ciclo decrescente que inclui a passagem pelos patamares referidos anteriormente, o zero e mais um conjunto de patamares de calibração do extensómetro, distribuídos de forma uniforme pela região negativa (compressão) do intervalo de medição, até se atingir o valor de extensão próximo de  $-1200 \cdot 10^{-6}$ . Chegado a este patamar é efetuado o retorno a zero que inclui a passagem pelos patamares de compressão referidos anteriormente. Em cada patamar de calibração é efetuado o registo dos valores de resistência total, rácio de resistência e temperatura indicados pela unidade de leitura associada ao extensómetro, e o deslocamento imposto obtido do padrão itinerante de medição (comparador).

## 3 - AVALIAÇÃO DE INCERTEZAS DE MEDIÇÃO

### 3.1 - Diagrama funcional e análise estatística de grandezas de entrada

Tendo em conta os modelos matemáticos apresentados nas secções anteriores, foi elaborado um diagrama do processo de calibração em estudo, que se mostra na Figura 4, ilustrativo do conjunto de relações funcionais existentes entre as diversas grandezas (de entrada, intermédias e de saída) envolvidas na avaliação de incertezas de medição pretendida.

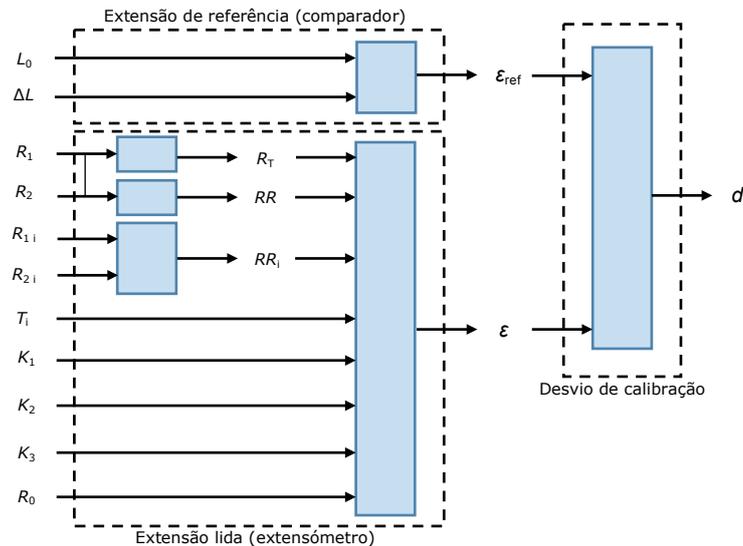


Figura 4 – Diagrama funcional associado à calibração de um extensómetro de resistência elétrica do tipo Carlson

Como se pode observar na Figura 4, as resistências  $R_1$  e  $R_2$  suportam a determinação das grandezas rácio de resistência,  $RR$ , e resistência total,  $R_T$ , pelo que importa avaliar a correlação existente entre ambas, visto que, caso seja significativa, terá necessariamente de ser contabilizada na propagação das incertezas de medição. Para este efeito, foram consideradas várias séries de valores obtidas em ensaios experimentais, que suportaram o cálculo da covariância e do fator de correlação, conforme previsto no (GUM, 1995). Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Correlação entre as grandezas de entrada

Grandezas ( $X, Y$ )	Covariância $cov(X, Y)$	Fator de correlação $r(X, Y)$
$(RR, R_T)$	$-0,0037\% \cdot \Omega$	0,63
$(R_1, R_2)$	$-0,0059 \Omega^2$	-0,98

A magnitude dos valores obtidos mostra que existe um significativo efeito de correlação entre as grandezas estudadas, justificado pelo próprio princípio de medição associado ao extensómetro de resistência elétrica do tipo Carlson e pela utilização do mesmo método de medição e da mesma unidade de leitura na determinação das resistências individuais dos enrolamentos.

Salienta-se que, no caso da grandeza rácio de resistência inicial, não se observa nenhum efeito de correlação com outra qualquer grandeza, visto constituir, por definição, uma grandeza constante durante toda a calibração, tal como acontece com a grandeza temperatura no início do ensaio.

Dada a ausência de informação do fabricante sobre a exatidão das estimativas associadas às grandezas de entrada  $R_0$ ,  $K_1$ ,  $K_2$  e  $K_3$  de um dado extensómetro, foi promovida uma análise estatística da sua dispersão com base numa amostra de extensómetros, com uma dimensão igual a 32, os quais foram instalados numa barragem de betão.

No caso das grandezas  $R_0$  e  $K_1$ , a caracterização da sua dispersão através do cálculo dos respetivos desvios padrão experimentais das médias, revelou valores iguais a  $0,033 \Omega$  e  $6,8 \cdot 10^{-9}$ , respetivamente. As amostras experimentais de valores associados às restantes grandezas apresentaram dispersões praticamente nulas (valores constantes), pelo que se considerou apenas como fonte de incerteza a resolução das estimativas fornecidas pelo fabricante. Esta fonte de incerteza foi igualmente considerada nas grandezas  $R_0$  e  $K_1$ , contudo, com uma magnitude inferior às dispersões experimentais observadas.

### 3.2 - Aplicação da Lei de Propagação de Incertezas

Atendendo à linearidade dos modelos matemáticos envolvidos na calibração, foi utilizado o método ISO-GUM (GUM, 1995) no cálculo das incertezas de medição, mediante a aplicação da Lei de Propagação de Incertezas (LPI) preconizada nesse método.

Tendo em conta a definição da grandeza rácio de resistência (dada pela expressão 1), a aplicação da LPI origina a seguinte expressão para o cálculo da sua variância

$$u^2(RR) = \left(\frac{\partial RR}{\partial R_1}\right)^2 \cdot u^2(R_1) + \left(\frac{\partial RR}{\partial R_2}\right)^2 \cdot u^2(R_2) + 2 \cdot \left(\frac{\partial RR}{\partial R_1}\right) \cdot \left(\frac{\partial RR}{\partial R_2}\right) \cdot u(R_1) \cdot u(R_2) \cdot r(R_1, R_2) \quad [6]$$

em que

$$\left(\frac{\partial RR}{\partial R_1}\right) = \frac{100}{R_2}, \quad [7]$$

$$\left(\frac{\partial RR}{\partial R_2}\right) = -\frac{100 \cdot R_1}{R_2^2}. \quad [8]$$

De igual modo, para o caso da grandeza  $R_t$  (definida pela expressão 2), a sua variância é dada por

$$u^2(R_t) = \left(\frac{\partial R_t}{\partial R_1}\right)^2 \cdot u^2(R_1) + \left(\frac{\partial R_t}{\partial R_2}\right)^2 \cdot u^2(R_2) + 2 \cdot \left(\frac{\partial R_t}{\partial R_1}\right) \cdot \left(\frac{\partial R_t}{\partial R_2}\right) \cdot u(R_1) \cdot u(R_2) \cdot r(R_1, R_2) \quad [9]$$

em que

$$\left(\frac{\partial R_t}{\partial R_1}\right) = \left(\frac{\partial R_t}{\partial R_2}\right) = 1. \quad [10]$$

No caso da grandeza extensão lida no extensómetro e tendo em conta a expressão 3, a aplicação da LPI resultou na seguinte expressão para a variância:

$$u^2(\varepsilon) = \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial K_1}\right)^2 \cdot u^2(K_1) + \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial RR}\right)^2 \cdot u^2(RR) + \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial RR_i}\right)^2 \cdot u^2(RR_i) + \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial R_t}\right)^2 \cdot u^2(R_t) + \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial R_0}\right)^2 \cdot u^2(R_0) + \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial K_2}\right)^2 \cdot u^2(K_2) + \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial T_i}\right)^2 \cdot u^2(T_i) + \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial K_3}\right)^2 \cdot u^2(K_3) + 2 \cdot \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial RR}\right) \cdot \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial R_t}\right) \cdot u(RR) \cdot u(R_t) \cdot r(RR, R_t), \quad [11]$$

onde

$$\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial K_1}\right) = 100 \cdot (RR - RR_i), \quad [12]$$

$$\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial RR}\right) = 100 \cdot K_1 \quad [13]$$

$$\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial RR_i}\right) = -100 \cdot K_1, \quad [14]$$

$$\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial R_t}\right) = K_2 \cdot K_3, \quad [15]$$

$$\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial R_0}\right) = -K_2 \cdot K_3, \quad [16]$$

$$\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial K_2}\right) = (R_t - R_0) \cdot K_3, \quad [17]$$

$$\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial T_i}\right) = -K_3, \quad [18]$$

$$\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial K_3}\right) = (R_t - R_0) \cdot K_2 - T_i. \quad [19]$$

No que respeita aos valores de referência da grandeza extensão e tendo em conta a expressão 4, a aplicação da LPI originou a seguinte expressão da sua variância:

$$u^2(\varepsilon_{\text{ref}}) = \left(\frac{\partial \varepsilon_{\text{ref}}}{\partial \Delta L}\right)^2 \cdot u^2(\Delta L) + \left(\frac{\partial \varepsilon_{\text{ref}}}{\partial L_0}\right)^2 \cdot u^2(L_0) \quad [20]$$

em que

$$\left(\frac{\partial \varepsilon_{\text{ref}}}{\partial \Delta L}\right) = \frac{1}{L_0}, \quad [21]$$

$$\left(\frac{\partial \varepsilon_{\text{ref}}}{\partial L_0}\right) = -\frac{\Delta L}{L_0^2}. \quad [22]$$

Por último, a incerteza de medição associada ao desvio de calibração é dada pela seguinte expressão da variância, tendo em conta a aplicação da LPI à expressão 5:

$$u^2(d) = \left(\frac{\partial d}{\partial \varepsilon}\right)^2 \cdot u^2(\varepsilon) + \left(\frac{\partial d}{\partial \varepsilon_{\text{ref}}}\right)^2 \cdot u^2(\varepsilon_{\text{ref}}), \quad [23]$$

ou seja,

$$u^2(d) = u^2(\varepsilon) + u^2(\varepsilon_{\text{ref}}). \quad [24]$$

### 3.3 - Balanço de incertezas de medição da calibração

A formulação matemática apresentada na secção anterior permite que seja exemplificado o cálculo da incerteza de medição da calibração de um extensómetro de resistência do tipo Carlson, modelo A10, com base em dados experimentais recolhidos em obra. Deste modo, os Quadros 2 e 3 mostram os balanços de incertezas de medição associados, respetivamente, às grandezas extensão de referência e extensão lida.

Quadro 2 – Exemplo de balanço de incertezas de medição da extensão de referência

Componente de incerteza $u(x_i)$	Fonte de incerteza	Estimativa	Tipo de incerteza / FDP	Incerteza padrão $u(x_i)$	Coefficiente de sensibilidade $c_i$	Contribuição para a incerteza $ c_i  \cdot u(x_i)$	Graus de liberdade
$u(\varepsilon_{\text{ref}})$	Extensão de referência	$-872 \cdot 10^{-6}$	-	$7,5 \cdot 10^{-6}$	-1	$7,5 \cdot 10^{-6}$	137
$u(\Delta L)$	Deslocamento	-0,221 5 mm	-	0,001 9 mm	$0,003 9 \text{ mm}^{-1}$	$7,4 \cdot 10^{-6}$	133
$u(\Delta L)_{\text{cal}}$	Calibração do comparador	0	B Normal	0,000 85 mm	1	0,000 85 mm	50
$u(\Delta L)_{\text{dev}}$	Desvios sistemáticos	0	B Uniforme	0,000 35 mm	1	0,000 35 mm	50
$u(\Delta L)_{\text{res}}$	Resolução do comparador	0	B Uniforme	0,000 14 mm	1	0,000 14 mm	50
$u(\Delta L)_{\text{rev}}$	Reversibilidade instrumental	0	B Uniforme	0,000 52 mm	1	0,000 52 mm	50
$u(\Delta L)_{\text{rep}}$	Repetibilidade instrumental	0	A Normal	0,000 30 mm	1	0,000 30 mm	29
$u(\Delta L)_{\text{temp}}$	Varição da temperatura	0	B Uniforme	0,001 4 mm	1	0,001 4 mm	50
$u(\Delta L)_{\text{mon}}$	Montagem na prensa	0	B Uniforme	0,000 58 mm	1	0,000 58 mm	50
$u(L_0)$	Dimensão inicial	254 mm	B Uniforme	0,29 mm	$3,4 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$	$1,0 \cdot 10^{-6}$	50

Quadro 3 – Exemplo de balanço de incertezas de medição da extensão lida

Componente de incerteza $u(x_i)$	Fonte de incerteza	Estimativa	Tipo de incerteza / FDP	Incerteza padrão $u(x_i)$	Coefficiente de sensibilidade $c_i$	Contribuição para a incerteza $ c_i  \cdot u(x_i)$	Graus de liberdade
$u(\epsilon)$	Extensão lida	$-850 \cdot 10^{-6}$	-	$8,4 \cdot 10^{-6}$	1	$8,4 \cdot 10^{-6}$	292
$u(K_1)$	Fator de proporcionalidade rácio de resistência / extensão	$2,79 \cdot 10^{-6}$	A Normal	$7,4 \cdot 10^{-9}$	-301	$0,2 \cdot 10^{-9}$	42
$u(K_1)_{dpem}$	Desvio padrão experimental da média	0	A Normal	$6,8 \cdot 10^{-9}$	1	$6,1 \cdot 10^{-9}$	31
$u(K_1)_{res}$	Resolução da estimativa do fabricante	0	B Uniforme	$2,9 \cdot 10^{-9}$	1	$2,9 \cdot 10^{-9}$	50
$u(RR)$	Rácio de resistência	98,25%	-	0,020%	$279 \cdot 10^{-6}$	$5,5 \cdot 10^{-6}$	140
$u(R_1)$	Resistência $R_1$	49,80 $\Omega$	A Normal	0,005 $\Omega$	$1,97\% \Omega^{-1}$	0,010%	50
$u(R_2)$	Resistência $R_2$	50,69 $\Omega$	A Normal	0,005 $\Omega$	$-1,94\% \Omega^{-1}$	0,010%	50
$u(R_1, R_2)$	Correlação ( $R_1, R_2$ )	0	-	-	-	0,014%	50
$u(RR_i)$	Rácio de resistência inicial	101,26%	-	0,020%	$-279 \cdot 10^{-6}$	$5,6 \cdot 10^{-6}$	140
$u(R_i)$	Resistência elétrica	100,49 $\Omega$	A Normal	0,005 $\Omega$	$42,33 \cdot 10^{-6} \Omega^{-1}$	$0,21 \cdot 10^{-6}$	50
$u(R_0)$	Resistência elétrica à temperatura de referência	94,77 $\Omega$	A Normal	0,024 $\Omega$	$-42,33 \cdot 10^{-6} \Omega^{-1}$	$1,02 \cdot 10^{-6}$	31
$u(R_0)_{dpem}$	Desvio padrão experimental da média	0 $\Omega$	A Normal	0,033 $\Omega$	1	0,033 $\Omega$	31
$u(R_0)_{res}$	Resolução da estimativa do fabricante	0 $\Omega$	B Uniforme	$2,9 \cdot 10^{-3} \Omega$	1	$2,9 \cdot 10^{-3} \Omega$	50
$u(K_2)$	Coefficiente de resistência elétrica / temperatura	$3,51 \text{ }^\circ\text{C} \cdot \Omega^{-1}$	B Uniforme	$2,9 \cdot 10^{-3} \text{ }^\circ\text{C} \cdot \Omega^{-1}$	$73,81 \cdot 10^{-6} \Omega \cdot \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$	$0,21 \cdot 10^{-6}$	50
$u(T_i)$	Temperatura inicial	22,29 $^\circ\text{C}$	B Normal	0,05 $^\circ\text{C}$	$-12,06 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$	$0,60 \cdot 10^{-6}$	50
$u(K_3)$	Coefficiente temperatura / extensão	$12,06 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$	B Uniforme	$2,9 \cdot 10^{-9} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$	-0,810 $^\circ\text{C}$	$2,3 \cdot 10^{-9}$	50

Com base nos valores expressos nos Quadros 2 e 3 e tendo em conta a expressão 24, a incerteza de medição combinada associada ao desvio de calibração corresponde a  $11 \cdot 10^{-6}$  (para uma estimativa de desvio de calibração igual a  $22 \cdot 10^{-6}$ ). O respetivo número de graus de liberdade efetivos é igual a 395, o que se traduz num fator de expansão de 1,97 para um intervalo de confiança de 95%, o que, por sua vez, corresponde a uma incerteza de medição expandida igual a  $22 \cdot 10^{-6}$ . As Figuras 5a a 5d mostram as contribuições de cada grandeza para a incerteza de medição obtida.

Verifica-se que, no exemplo de cálculo apresentado, as extensões lidas e de referência contribuem de forma aproximadamente igual para o valor final da incerteza da calibração.

No caso da extensão de referência, a sua incerteza provem maioritariamente (88%) do deslocamento imposto cuja incerteza de medição, por sua vez, decorre principalmente da variação térmica durante o ensaio (34%) e da calibração do comparador (21%).

No caso da extensão lida, a sua incerteza de medição está essencialmente associada à medição do rácio de resistência inicial e nos patamares de calibração que, no total, contribuem para cerca de 85% da dispersão final obtida.

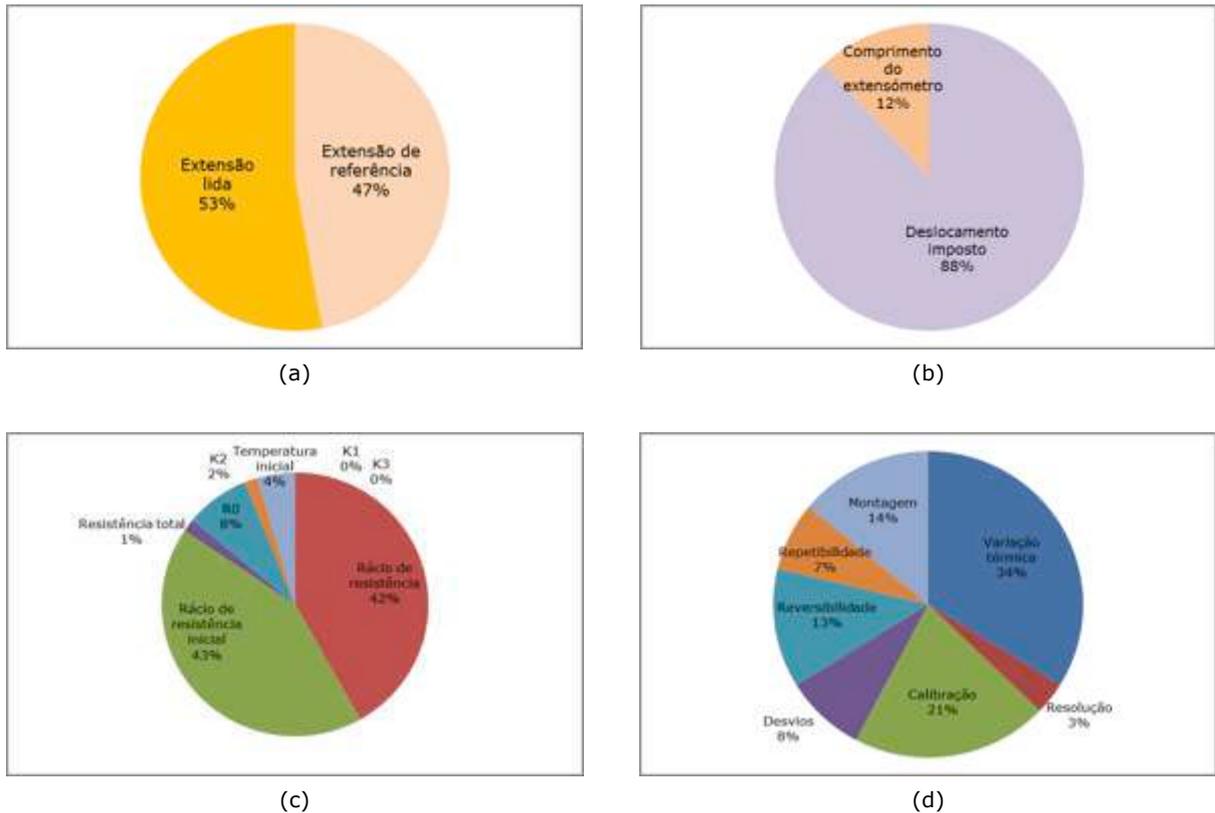


Figura 5 – Contribuições para a incerteza de medição: (a) da calibração; (b) dos valores de referência da extensão; (c) dos valores lidos da extensão; (d) do deslocamento imposto ao extensómetro

A formulação probabilística efetuada permite alargar os cálculos de incerteza de medição para os restantes patamares de calibração considerados para o extensómetro estudado, conforme se mostra nas Figuras 6 (extensão lida *versus* extensão de referência) e 7 (desvios de calibração).

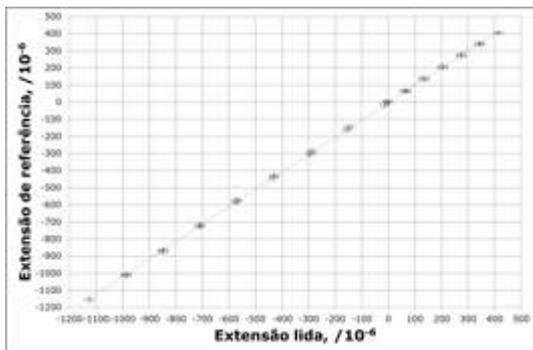


Figura 6 – Exemplo de estimativas e incertezas de medição das extensões lidas e de referência numa calibração *in situ*

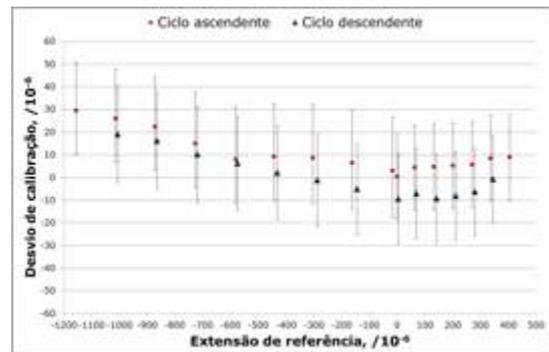


Figura 7 – Variação das estimativas e incertezas de medição dos desvios de calibração na totalidade do intervalo de medição da extensão

Os resultados obtidos permitem notar que os valores da incerteza expandida (95%) da calibração ao longo do intervalo de medição da extensão (entre  $-1200 \cdot 10^{-6}$  e  $400 \cdot 10^{-6}$ ) apresentam uma reduzida variação, compreendida entre  $19 \cdot 10^{-6}$  e  $24 \cdot 10^{-6}$ , ou seja, muito próximo do valor mencionado anteriormente como exemplo detalhado de cálculo. Conforme se nota na Figura 7, os maiores desvios de calibração foram obtidos nos limites inferior e superior do intervalo de medição em resultado de um expectável comportamento não linear mais acentuado do extensómetro nessas regiões. Pelo contrário, os desvios de reversibilidade (diferença entre ciclos de carga ascendente e descendente) do extensómetro apresentam maior magnitude na região central do intervalo de medição, sobretudo no retorno a zero no ciclo descendente na redução de carga compressiva.

#### 4 - CONCLUSÕES

Esta comunicação permitiu descrever em detalhe o processo desenvolvido pelo LNEC para a definição da rastreabilidade metrológica ao SI dos extensómetros de resistência elétrica do tipo Carlson utilizados na monitorização de barragens de betão, contribuindo deste modo para a melhoria do rigor das medições de extensão obtidas por esta via instrumental.

O estabelecimento da rastreabilidade metrológica permitiu quantificar a incerteza de medição expandida (95%) associada à sua calibração *in situ*, a qual está compreendida entre  $19 \cdot 10^{-6}$  e  $24 \cdot 10^{-6}$ . Para estes valores contribuem, principalmente, a incerteza associada à medição do rácio de resistência no extensómetro sujeito a calibração que, por sua vez, decorre da incerteza de medição associada à unidade de leitura e à correlação entre valores de resistência elétrica.

O estudo efetuado permite que se determine, em trabalhos futuros, a incerteza de medição instrumental de cada extensómetro ensaiado, com base na incerteza de calibração obtida e nos resultados do ensaio de calibração *in situ*, nomeadamente, os desvios sistemáticos, a linearidade e reversibilidade do extensómetro.

A sua propagação pelo campo de extensões calculado, com base nas medições obtidas com uma roseta de nove extensómetros e no conhecimento experimental das suas orientações individuais e do módulo de elasticidade do betão, permitirá avaliar a qualidade da medição indireta da grandeza tensão mecânica que, em regra, suporta a análise do comportamento estrutural observado em barragens de betão.

#### AGRADECIMENTOS

Agradece-se à EDP – Energias de Portugal a autorização concedida para a utilização de resultados de calibração de extensómetros de resistência elétrica do tipo Carlson.

#### REFERÊNCIAS

- Carlson, R.W. (1995). *Carlson strain meters and other instruments for embedment in concrete structures*, 5<sup>th</sup> edition, RST Instruments Ltd., Canada, 28 p.
- Ferreira, J.; Gonçalves, M.; Almeida, R.; Silva, M.; Batista A.L.; Ribeiro, A.S.; Serra, C. (2012). *Desenvolvimento de uma prensa para a verificação de dispositivos de resistência elétrica tipo Carlson a embeber no betão de barragens*, Encontro Nacional Betão Estrutural, FEUP, Portugal.
- Garrett, J.A. (1999). *Leitura de transdutores do tipo Carlson por sistemas de aquisição baseados nos datatakers da Data Electronics*, Relatório 309/1999-CPCE, LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P., Portugal, 15 p.
- GUM (1995). *Evaluation of measurement data – Guide to the expression of uncertainty in measurement*, 1<sup>st</sup> edition, JCGM 100:2008 (GUM 1995 with minor corrections), JCGM – Joint Committee for Guides in Metrology, 134 p.
- Ribeiro, A.S. e Martins, L. (2013). *Caraterização metrológica e calibração de uma prensa de calibração de extensómetros de resistência elétrica tipo Carlson*, Relatório 236/2013-CIC/NQM, LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P., Portugal, 34 p.
- VIM (2012). *Vocabulário Internacional de Metrologia. Conceitos fundamentais e gerais e termos associados*, 1º edição Luso-Brasileira, Instituto Português da Qualidade, Portugal, 93 p.

## **CALIBRAÇÃO DE SONDAS DE TEMPERATURA USADAS NA MEDIÇÃO DA CONDUTIVIDADE TÉRMICA DE SOLOS**

### **CALIBRATION OF THERMAL PROBES USED TO MEASURE THE THERMAL CONDUCTIVITY OF SOILS**

Cardoso, Rafaela; CERIS, Instituto Superior Técnico, Univ. Lisboa, Lisboa, Portugal, [rafaela@civil.ist.utl.pt](mailto:rafaela@civil.ist.utl.pt)

Sousa, Mariana A.; Instituto Superior Técnico, Univ. Lisboa, Lisboa, Portugal

Vieira, Ana; Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, [avieira@lnec.pt](mailto:avieira@lnec.pt)

#### **RESUMO**

A modelação de fundações termoactivas requer o conhecimento das características térmicas dos solos de fundação, nomeadamente a sua condutividade e capacidade térmicas. Estes parâmetros dependem do grau de saturação do solo e do seu índice de vazios, já que a condução de calor através das fases sólida, líquida e gasosa reduz-se cerca de uma ordem de magnitude entre cada fase. Neste artigo apresentam-se os resultados dos ensaios efectuados em amostras de um solo argiloso compactado com índices de vazios diferentes, que permitiram medir a sua condutividade térmica usando sondas de agulha. As amostras foram preparadas fixando o índice de vazios e fazendo variar o grau de saturação através da técnica de equilíbrio de vapor, em trajectórias de secagem e molhagem. Os ensaios foram efectuados em amostras cilíndricas de pequeno diâmetro, tendo as sondas sido calibradas previamente em amostras também cilíndricas mas de maior diâmetro, por se verificar diferenças nas leituras consoante as dimensões da amostra. Esta diferença explica-se pela influência das condições de fronteira, que afectaram as medições quando as amostras tinham diâmetro inferior ao diâmetro de alcance da sonda. O procedimento usado para calibração das sondas, por analogia com a condutividade hidráulica, considera uma associação em série do solo e da envolvente e consegue produzir valores coerentes com os medidos nos moldes onde a correcção não tem que ser feita.

#### **ABSTRACT**

The knowledge on the thermal characteristics of the foundation soil, such as thermal conductivity and heat capacity, is fundamental to model thermoactive foundations. These parameters depend on the degree of saturation of the soil and its void ratio, since the conduction of heat through the solid, liquid and gas phases differ about one order of magnitude between phases. This paper presents the results of tests carried out on samples of a clayey soil compacted with different void ratios, which allowed to measure its thermal conductivity using needle probes. The samples were prepared by fixing void ratio and varying the degree of saturation through vapor equilibrium technique, in drying and wetting paths. The measurements were performed on small diameter cylindrical samples, after calibrating the probes using samples also cylindrical but of larger diameter because differences in the readings were verified according to the dimensions of the sample. These differences are explained by the influence of boundary conditions, which affected measurements when the samples diameter was smaller than the measurement range of the needle probe. The procedure used to calibrate the probe, by analogy with the hydraulic conductivity, considers a series association of the soil and the envelope and is able to produce results consistent with those found in the samples where the correction was not necessary.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Os sistemas geotérmicos superficiais instalados em alguns edifícios tais como na Universidade de Aveiro (Lapa, 2014), funcionam através da circulação de um fluido no edifício e na fundação promovida por uma bomba de calor (Fig. 1.a). Nas lajes a circulação é através de tubagens embutidas nas lajes - circuito secundário - e na fundação é através de tubagens inseridas em profundidade, em furos ou em estacas - circuito primário. As trocas de calor entre o solo e o fluido, e entre este e o edifício, permitem arrefecê-lo no verão, ou aquecê-lo no inverno (Fig. 1.b). O dimensionamento destes sistemas é feito através de análises em que se considera o clima e as acções térmicas do edifício, para além das trocas de calor com o solo de fundação.

A eficiência do sistema geotérmico depende da capacidade térmica do solo e da capacidade de transferência de calor entre os permutadores de calor e o solo. É, por isso, fundamental caracterizar as propriedades térmicas do solo para dimensionar estes sistemas. O grau de saturação também deve ser considerado neste dimensionamento, pois no caso dos sistemas geotérmicos superficiais o solo

superficial (geralmente até à profundidade entre 5 e 10 m) está sujeito a variações do grau de saturação devido à interação com a atmosfera e a oscilações sazonais do nível freático.

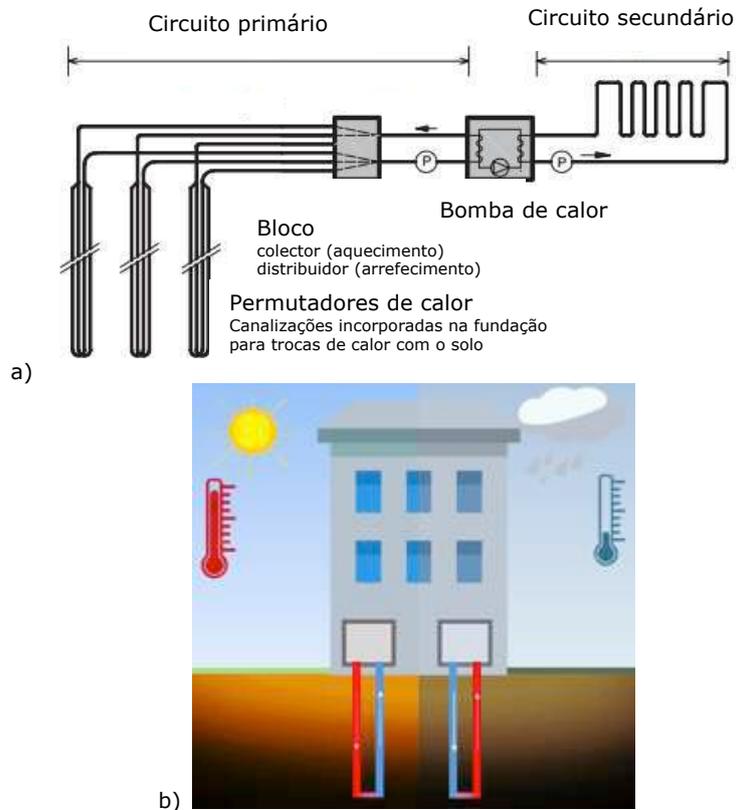


Figura 1 - Sistema geotérmico superficial: a) circuito primário e secundário (adaptada de Brandl, 2006); b) esquema representativo do sistema para climatização de edifícios (Cruz, 2017).

As propriedades térmicas do solo a considerar são:

- O calor específico,  $c$ , que define a variação térmica de um determinado material ao receber uma determinada quantidade de energia térmica.
- A condutividade térmica,  $\lambda$ , que descreve a capacidade de um meio conduzir energia térmica entre dois pontos.

Neste artigo apresentam-se os resultados dos ensaios efectuados em amostras de um solo argiloso compactado com índices de vazios diferentes, que permitiram medir a sua condutividade térmica usando sondas de agulha. As leituras foram efectuadas em amostras com graus de saturação diferentes, controlados através do seu teor em água. Os ensaios foram efectuados em amostras cilíndricas pequenas, tendo as sondas sido calibradas previamente em amostras também cilíndricas mas de maior dimensão, por se verificar diferenças nas leituras consoante o tamanho da amostra. Após calibração, as leituras foram usadas para definir a relação que melhor permite obter a condutividade térmica em função do grau de saturação e que poderá ser usada na modelação destes sistemas.

## 2 - TRANSPORTE DE CALOR EM SOLOS E A IMPORTÂNCIA DO GRAU DE SATURAÇÃO

A transferência de calor ocorre por condução, convecção e radiação (Brandl, 2006). Geralmente despreza-se a radiação, considerando-se apenas a condução e convecção, que combinadas é que descrevem o transporte de calor num dado material. A condução resulta propagação, entre zonas com maior energia (ou maior temperatura) para zonas com menor energia (ou temperatura), da vibração das partículas devido a aquecimento. A transferência de calor por convecção combina a difusão com o transporte de partículas aquecidas pelo movimento de um fluido, que é o que define advecção (Al-Khoury, 2011).

A condutividade térmica depende da quantidade e proporção de fase sólida, líquida e gasosa presentes, logo da sua porosidade e grau de saturação. As condutividades térmicas de cada fase diferem aproximadamente de uma ordem de grandeza, pois a condutividade térmica dos minerais

geralmente presentes no solo varia entre 1,4 a 3,0 W/m/K ( $\lambda_{\text{sólido}}$ ), a da água destilada é de cerca de 0,591 W/m/K ( $\lambda_{\text{líquido}}$ ) e o ar seco é de cerca de 0,024 W/m/K ( $\lambda_{\text{gas}}$ ) (20°C e 1 atmosfera; Farouki, 1981).

O grau de saturação é muito influenciado pelas acções atmosféricas e tem que ser considerado necessariamente neste estudos, porque as camadas de solo superficial têm peso relevante em sistemas geotérmicos superficiais. Há várias expressões na literatura que permitem obter a condutividade térmica  $\lambda$  fixando a porosidade e considerando o grau de saturação  $S_r$ . Para a determinação da condutividade térmica de um solo pode admitir-se um mecanismo de condução pelas várias fases em paralelo, em série ou através de média geométrica (Farouki, 1981):

$$\lambda = \lambda_{\text{sat}}\sqrt{S_r} + \lambda_{\text{seco}}(1 - \sqrt{S_r}) \quad [1]$$

$$\lambda = \lambda_{\text{sat}}^{S_r} \lambda_{\text{seco}}^{1-S_r} \quad [2]$$

$$\lambda = \lambda_{\text{sat}}S_r + \lambda_{\text{seco}}(1 - S_r) \quad [3]$$

Nestas equações,  $\lambda_{\text{sat}}$  e  $\lambda_{\text{seco}}$  são a condutividade térmica do solo quando saturado e seco, respectivamente. Neste trabalho vai-se determinar a equação que melhor se ajusta aos solos estudados.

A condutividade térmica também é afectada pelo índice de vazios porque a quantidade de água e ar num dado volume fixo depende do volume de vazios. Tal como ilustrado na figura 2 para um solo seco, quanto menor for o índice de vazios menor vai ser a condutividade térmica porque a contribuição da fase sólida (a mais condutora) para o conjunto é maior. As diferenças atenuam-se com o aumento do grau de saturação devido à presença de água nos vazios.

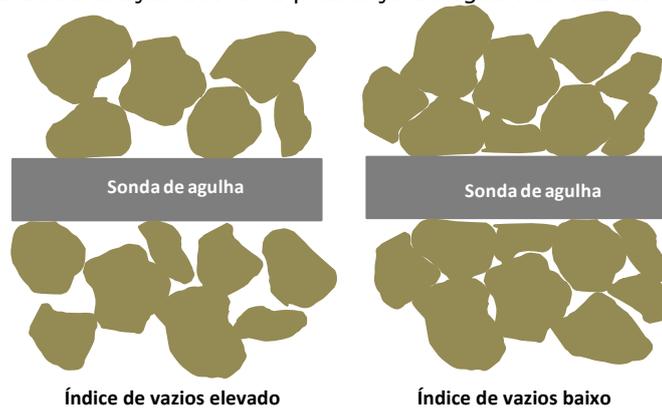


Figura 2 - Influência do índice de vazios na condutividade térmica.

Há várias expressões que permitem calcular a condutividade térmica em função do índice de vazios, ou porosidade (Farouki, 1982). Seleccionou-se apenas uma, que considera o valor da condutividade térmica de cada fase e a porosidade para obter a condutividade térmica do solo saturado e completamente seco, respectivamente  $\lambda_{\text{sat}}$  e  $\lambda_{\text{seco}}$ :

$$\lambda_{\text{sat}} = \lambda_{\text{sólido}}^{1-n} \lambda_{\text{liq}}^n \quad [4]$$

$$\lambda_{\text{seco}} = \lambda_{\text{sólido}}^{1-n} \lambda_{\text{gas}}^n \quad [5]$$

### 3 - MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 - Preparação das amostras

Utilizou-se a caulinite branca da região de Pombal, que se classifica como MH de acordo com a Classificação Unificada de Solos (limite de liquidez 52% e índice de plasticidade 22%). A densidade das partículas sólidas,  $G_s$ , é 2,61. Os minerais presentes são essencialmente kaolinite, muscovite e quartzo (Gingine e Cardoso, 2016).

As amostras foram compactadas com energia de compactação correspondente ao ensaio Proctor normal, fixando o teor em água em 25% e de modo a obter um índice de vazios de  $0,7 \pm 0,05$ ,  $0,9 \pm 0,05$  e  $1,2 \pm 0,05$ . A porosidade,  $n$ , grau de saturação,  $S_r$ , e peso volúmico seco,  $\gamma_d$ , correspondentes a cada índice de vazios,  $e$ , apresenta-se no Quadro 1.

Quadro 1- Porosidade, grau de saturação e pso volúmico seco das amostras.

$e$	$n$ (%)	$S_r$ (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
1,2±0,05	54,8	53,9	11,9
0,9±0,05	48,2	70,2	13,8
0,7±0,05	41,9	90,6	15,4

A compactação foi efectuada por apiloamento em quatro camadas, controlando o peso de material colocado em cada uma e escarificando os contactos entre camadas. Foram preparadas dez amostras em moldes pequenos (3 cm de diâmetro e 6 cm de altura), e duas amostras em moldes grandes (7 cm de diâmetro e 14 cm de altura), todas em tubos de PVC (Figura 3). Teve que se optar por moldes pequenos para permitir aplicar um teor em água/grau de saturação de forma homogénea e controlada, e num curto intervalo de tempo.

Foram preparadas 10 amostras em molde pequeno (Sousa, 2018) de forma a aplicar graus de saturação diferentes. Depois da compactação, metade das amostras foi saturada e depois colocada em equilíbrio de vapor para obter o ramo de secagem. A outra metade foi seca ao ar (HR=52%, temperatura 20°C) e só depois é que foi colocada nos recipientes para equilíbrio de vapor, para obter o ramo de molhagem. A estas amostras aplicou-se a técnica de equilíbrio de vapor que se descreve a seguir. Das amostras de argila preparadas em molde grande, numa mediram-se as propriedades térmicas após a montagem e foi deixada a secar no ambiente de laboratório (HR=60%) até o peso estabilizar. A segunda foi colocada num excicador com humidade relativa de 75% e, depois do peso estabilizar, também se mediram as propriedades térmicas. Este ponto corresponde a uma trajectória de secagem porque as amostras foram preparadas com teor em água maior do que o teor em água final.



Figura 3 - Amostras de argila compactada nos moldes grandes e pequenos.

### 3.2 - Aplicação de grau de saturação

O grau de saturação foi controlado por molhagem parcial das amostras através da técnica de equilíbrio de vapor. Esta técnica permite aplicar uma dada humidade relativa ao solo de forma homogénea e controlada.

Foram preparadas quatro soluções de NaCl, com concentração em função da humidade relativa (Romero, 2001). As concentrações e e respectivas humidades apresentam-se no Quadro 2.

Quadro 2- Soluções usadas para aplicação de humidade relativa por equilíbrio de vapor.

Humidade relativa (%)	99,3	96,4	90,7	75,0
NaCl (g/dm <sup>3</sup> )	13,546	64,707	175,555	367,929

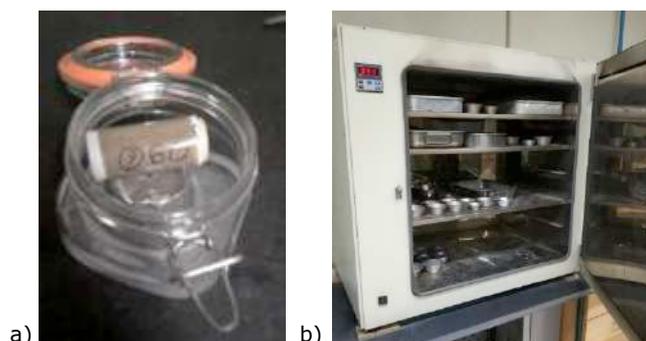


Figura 4 - Grau de saturação: a) aplicação por equilíbrio de vapor; b) medição final por secagem em estufa.

As soluções preparadas foram colocadas em recipientes estanques (Fig. 4.a), onde cabiam as amostras preparadas em molde pequeno. O controlo do equilíbrio foi efectuado por registo da variação da massa das amostras, numa balança com 4 casas decimais. Após o equilíbrio e a medição das propriedades térmicas retirou-se uma porção da amostra para medir o seu teor em água, em estufa (Fig. 4.b). O grau de saturação  $S_r$  foi obtido do valor do teor em água  $w$  admitindo índice de vazios constante durante a molhagem e secagem.

A condutividade térmica foi também medida em amostras saturadas. A saturação foi conseguida por vácuo seguido de submersão. Os extremos das amostras foram protegidos com papel de filtro durante estes processos, para evitar perdas de material (Sousa, 2018).

### 3.3 - Medição das propriedades térmicas

Para a medição das propriedades térmicas dos solos utilizou-se o equipamento da marca Applied Precision - Isomet 2114 (Figura 5). Este equipamento consiste numa agulha que se insere dentro da amostra e apenas lê condutividades térmicas entre os 0,2-2,0 W/K/m, em amostras cilíndricas com dimensão mínima de 5 cm de diâmetro e 5 cm de altura.

As propriedades medidas nas amostras de solo argiloso montadas nos moldes pequenos (3 cm de diâmetro) foram corrigidas considerando as medições obtidas nos moldes grandes (7 cm de diâmetro), uma vez que, nos moldes pequenos, a agulha está a medir as propriedades do molde de PVC e do ar envolvente, pois o seu diâmetro de acção é 5 cm e os moldes pequenos só têm 3 cm.



Figura 5 - Equipamento usado para a medição das propriedades térmicas.

## 4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 - Influência do tamanho do molde nas leituras

O Quadro 3 apresenta os valores da condutividade térmica medidos nos moldes grandes (solo após montagem, seco em ambiente de laboratório e após equilíbrio de vapor em ambiente com HR=75% no ramo de secagem), e os valores medidos nos moldes pequenos nas amostras com teor em água semelhante ao das amostras dos moldes grandes, também na trajectória de secagem.

Quadro 3- Condutividade térmica  $\lambda$  medida para as várias amostras em função do teor em água.

		Molde grande		Molde pequeno		Ar e molde envolventes	
		w (%)	$\lambda = \lambda_{\text{solo}}$ (W/K/m)	w (%)	$\lambda = \lambda_{\text{eq}}$ (W/K/m)	$\lambda_{\text{env}}$ (W/K/m)	
e=0,7	Montagem	25,0	1,891	28,4	0,617	0,307	Valor médio 0,289
	HR=75%	13,7	1,716	16,3	0,525	0,257	
	Seco	2,6	0,379	2,6	0,344	0,303	
e=0,9	Montagem	25,0	1,286	22,3	0,534	0,285	Valor médio 0,255
	HR=75%	11,8	1,015	14,6	0,416	0,220	
	Seco	1,7	0,327	1,7	0,297	0,261	
e=1,2	Montagem	25,0	1,001	21,6	0,472	0,264	Valor médio 0,241
	HR=75%	19,7	0,830	13,5	0,358	0,193	
	Seco	4,2	0,266	4,2	0,266	0,226	

A primeira observação aos valores do Quadro 3 é a coerência dos resultados, pois a condutividade térmica aumenta com o aumento do teor em água, ou com o grau de saturação, e também aumenta com a diminuição do índice de vazios. No primeiro caso é devido ao aumento da contribuição da água, e no segundo é devido à maior contribuição da fase sólida, que é a mais condutora.

Fixando o teor em água, pela análise dos valores do Quadro 3 constata-se que a condutividade térmica medida nas amostras dos moldes grandes é sempre superior ao valor medido nas amostras dos moldes pequenos. Esta diferença explica-se pela contribuição do molde e do ar envolvente dos moldes pequenos, que reduz o valor da condutividade do conjunto. Será considerada na correcção dos valores medidos nos moldes pequenos como se descreve em seguida.

#### 4.2 - Correcção dos valores medidos em molde pequeno

Fazendo uma analogia entre a condutividade térmica e a condutividade hidráulica ou permeabilidade, pode admitir-se uma associação em série entre o solo e o molde e ar. Assim, no caso dos moldes pequenos pode considerar-se que o que se está a medir é uma condutividade equivalente  $\lambda_{eq}$  em duas camadas: a primeira com a condutividade do solo para esse teor em água (ou grau de saturação),  $\lambda_{solo}$ , e a segunda com a condutividade do material envolvente, que é o molde e o ar,  $\lambda_{env}$  (Figura 6). Assim, esta condutividade pode ser calculada através da Equação 6, onde  $L_{solo}$  e  $L_{env}$  são as espessuras de solo e de molde e ar respectivamente, medidas em relação à sonda de agulha.

$$\lambda_{eq} = \frac{L_{solo} + L_{env}}{\frac{L_{solo}}{\lambda_{solo}} + \frac{L_{env}}{\lambda_{env}}} \quad [6]$$

Molde grande  $\lambda = \lambda_{solo}$

Molde pequeno  $\lambda = \lambda_{eq}$

— solo  
— envolvente  
— molde  
- - limite de detecção da agulha

Figura 6 - Correcção aos valores da condutividade térmica considerando uma associação em série.

Para um raio de 2,5 cm (medição num cilindro envolvente da sonda, com 5 cm de diâmetro e desprezando a espessura da agulha),  $L_{solo}=1,5$  cm e  $L_{env}=1,0$  cm. Pode obter-se o valor da condutividade térmica da envolvente para cada ponto medido, cujos valores também se apresentam no Quadro 2. Neste quadro também se incluem os valores médios obtidos para cada índice de vazios. Trata-se de um cálculo aproximado porque os teores em água das amostras nos moldes grandes e pequenos não são exactamente iguais.

Finalmente, considerando os valores de  $\lambda_{env}$  do Quadro 2 para cada índice de vazios, com a equação 6 pode obter-se o valor da condutividade térmica do solo para os diferentes graus de saturação, usando os valores medidos nos moldes pequenos como valores de condutividade térmica equivalente e os valores medidos nos moldes grandes como condutividade do solo.

#### 4.3 - Condutividade térmica em função do grau de saturação

A Figura 7 apresenta os valores das leituras corrigidos para ter em consideração o tamanho do molde. Para os moldes pequenos juntaram-se os valores medidos nas trajectórias de molhagem e secagem porque não mostraram diferenças relevantes (Cardoso et al., 2018). Na correcção considerou-se o valor médio de  $\lambda_{env}$  obtido para cada índice de vazios, apresentado anteriormente no Quadro 4. A Figura 7 inclui também a regressão logarítmica usada para ajustar os valores corrigidos.

Pela análise da Figura 7 verifica-se que os valores corrigidos e os valores medidos no molde grande estão próximos da regressão logarítmica usada, apesar de o erro experimental estar a afectar os resultados. Estas expressões foram usadas para estimar o valor da condutividade térmica saturada para os vários índices de vazios (Quadro 4). Com o valor saturado obtido por aproximação logarítmica estimou-se o valor da condutividade das partículas sólidas com a equação 4. Admitiu-se  $\lambda_{ar}=0,024$  W/K/m e  $\lambda_{liquido}=0,591$  W/K/m (Farouki, 1981) e obteve-se  $\lambda_{solido}=3,760$  W/K/m minimizando o erro quadrático médio. O valor encontrado é realista para este tipo de solo.

Quadro 4 - Valores da condutividade térmica saturada usados para ajuste dos dados experimentais.

Índice de vazios	0,7	0,9	1,2
$\lambda_{sat}$ (W/K/m)	2,032	1,411	1,211

Pela Figura 7 e Quadro 4 constata-se que os valores da condutividade térmica correspondente ao caso saturado aumentam com a diminuição do índice de vazios, que era o esperado.

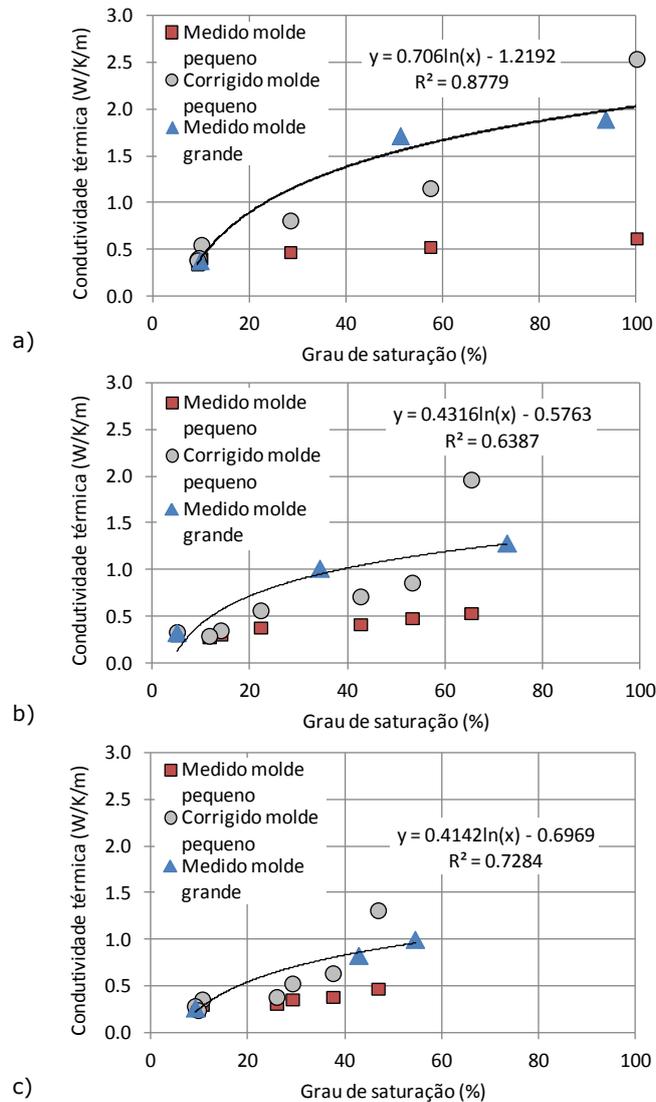


Figura 7 - Correção aos valores da condutividade térmica considerando uma associação em série para: a)  $e=0,7$ ; b)  $e=0,9$ ; c)  $e=1,2$ .

Apesar de não se ter ajustado os valores experimentais, é possível verificar que estes estão alinhados com os valores corrigidos e que poderiam ser também ajustados com uma regressão logarítmica. Assim, podem-se usar os valores corrigidos para compreender qual das equações 1, 2 e 3 é a mais indicada para este material. Neste ajuste considerou-se o valor da condutividade saturada do Quadro 4, mas para a condutividade do solo seco usou-se o valor 0,100 W/K/m para todos os índices de vazios, apenas para melhorar o ajuste numérico. A comparação apresenta-se na Figura 8.

Pela análise da Figura 8 é possível constatar que a Equação 1 é a que permite uma melhor aproximação. Tinha que ser esta a equação, pois é a que corresponde a uma curva com concavidade semelhante à curva de regressão logarítmica que melhor ajusta os dados experimentais. Verifica-se no entanto que há bastante erro, inerente às medições e ao erro acumulado com a correção dos valores (visível nos coeficientes de correlação da Figura 7).

Num trabalho anterior de Cardoso et al. (2018) a correcção dos valores experimentais foi feita numericamente, com base nas equações das regressões logarítmicas que melhor ajustavam os dados dos moldes pequenos e dos moldes grandes. Com essa correcção numérica, a equação que melhor ajustava os dados era também a Equação 1.

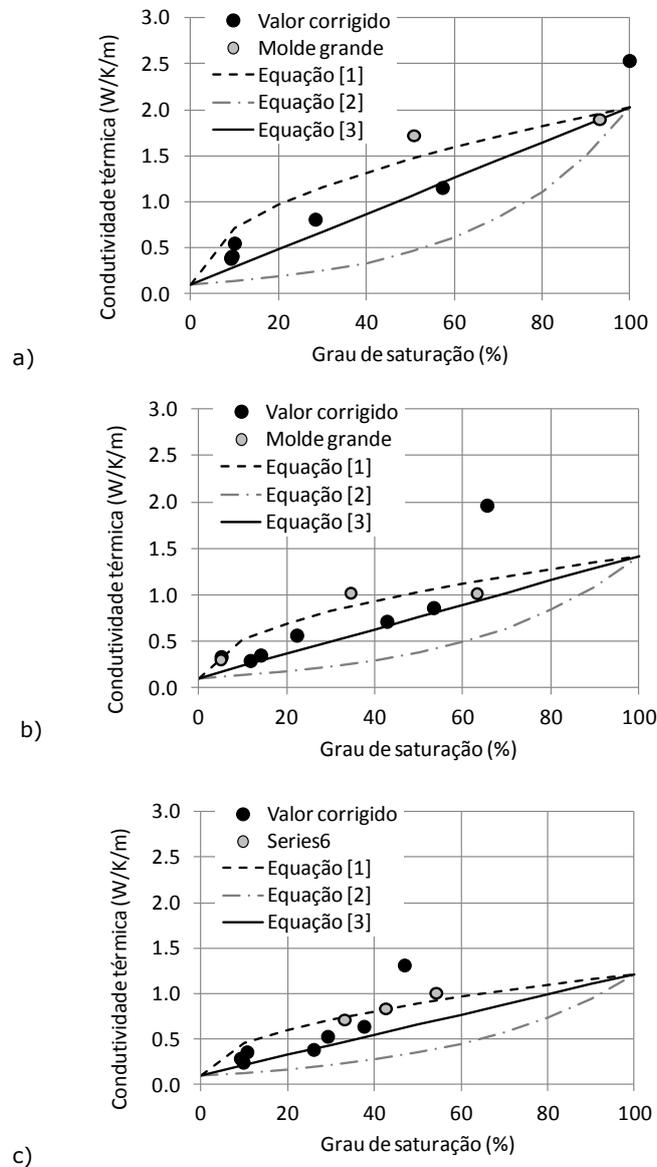


Figura 8 - Verificação da melhor Eq. para definir a condutividade térmica em função do grau de saturação:  
a) e=0,7; b) e=0,9; c) e=1,2.

## 5 - CONCLUSÕES

Pela análise dos valores da condutividade térmica medida com sondas de agulha em amostras cilíndricas de argila compactada em moldes com dois diâmetros diferentes e para três índices de vazios diferentes, foi possível constatar que as leituras nos moldes pequenos estavam a ser afectadas pela região envolvente ao molde. Para a correcção dos valores, considerou-se uma associação em série entre o solo e a envolvente (molde e ar). Este procedimento permitiu calibrar as sondas para serem usadas em moldes pequenos. Trata-se de um procedimento simplificado pois admitiu-se um estado plano de condução de calor quando na realidade este tem simetria radial. Também não se considerou possíveis efeitos tridimensionais na ponta da agulha. Este efeito deverá ser estudado por análise numérica, através de uma análise termo-hidráulica acoplada.

Constatou-se coerência das leituras efectuadas nas amostras preparadas tanto nos moldes grandes como nos pequenos porque puderam ser ajustadas através de uma regressão logarítmica. Do ponto

de vista teórico os dados também foram coerentes, pois a condutividade térmica aumenta com o grau de saturação e, fixando o grau de saturação, esta é tanto maior quanto menor for o índice de vazios.

Finalmente, apesar de erro experimental e de se terem usado valores provenientes da correcção das medições das amostras dos moldes pequenos, foi possível escolher uma curva entre as várias expressões propostas na literatura para relacionar o grau de saturação com a condutividade térmica. A calibração desta curva é muito importante pois pode ser usada em programas de cálculo para modelar o comportamento de fundações termoactivas e de sistemas geotérmicos superficiais.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia, FCT, pelo financiamento concedido através do projecto Success, referência PTCDT/ECM-GEO/0728/2014.

## REFERÊNCIAS

- Al-Khoury, R. (2011). *Computational Modeling of Shallow Geothermal Systems*-CRC Press.
- Brandl, H. (2006). Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Geotechnique*, 56, 81-122.
- Cardoso, R., Sousa, M. e Vieira, A. (2018) Suction effect on the thermal properties of compacted kaolin. *Proc. UNSAT2018*, Hong Kong, China.
- Farouki, (1981). *CRREL monograph*, U.S. Army Corps of Engineers, Cold Regions Research and Engineering Laboratory.
- Gingine, V. and Cardoso, R. (2015). Soil Structure Influence on Electrokinetic Dewatering Process. *Electrokinetics Across Disciplines and Continents*, pp. 19-42.
- Lapa, J.M. (2014). Casos de aplicação da geotermia superficial em sistemas de estruturas termoactivas em edifícios escolares da Universidade de Aveiro. *2º Seminar of the Portuguese Platform of Geothermal Energy*, Lisboa, Portugal.
- Romero, E. (2001). Controlled suction techniques. *4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, pp. 535-542.
- Sousa, M.A. (2018). *Propriedades térmicas de caulinite branca compactada com diferentes índices de vazios e graus de saturação*. Tese de mestrado, Instituto Superior Tecnico, Universidade de Lisboa, Portugal.
- Vieira, A., Alberdi-Pagola, M., Christoudolides, P. et al. (2017). Characterisation of Ground Thermal and Thermo-Mechanical Behaviour for Shallow Geothermal Energy Applications. *Energies*, 10(12), 2044; doi:10.3390/en10122044



## **AVALIAÇÃO NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DA CARGA ADMISSÍVEL EM VIGAS COMPOSTAS PARA MONOCARRIS DE SISTEMAS DE ELEVAÇÃO**

### **NUMERICAL AND EXPERIMENTAL EVALUATION OF LIGHT CRANE MONORAIL BEAM SYSTEMS**

Gouveia, Hugo; *Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, Portugal, hmg@isep.ipp.pt*  
Ferreira, Fernando; *Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, Portugal, fjf@isep.ipp.pt*  
Justo, Jorge; *Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, Portugal, jfj@isep.ipp.pt*

#### **RESUMO**

A modernização do sector produtivo industrial procura cada vez mais sistemas de apoio à movimentação e elevação de cargas ligeiras, para maior eficiência e qualidade laboral. Neste trabalho é realizada a avaliação numérica e experimental de uma viga monocarril para sistemas de elevação – *Flexcrane®*.

Esta análise teve como principais objetivos a verificação da carga admissível que este tipo de estrutura suporta nas suas diferentes configurações e dos valores de tensão verificados experimentalmente.

Para obtenção dos resultados foram realizadas simulações computacionais, recorrendo ao método de elementos finitos, e ensaios experimentais que permitiram validar os resultados obtidos numericamente e consolidar o conhecimento sobre o comportamento desta solução de elevação e movimentação de cargas.

Na simulação numérica foram utilizados elementos de casca com formulação de contacto, atrito e com refinamento de malha nos pontos de apoio e aplicação de carga.

Para avaliação experimental foi projetado e montado um dispositivo para suporte da viga monocarril aplicação da carga, foram simultaneamente utilizados os acessórios de fixação propostos para este sistema, assim como o carro para aplicação da carga. A carga foi aplicada gradualmente por meio de um cilindro hidráulico de atuação manual. A viga foi instrumentada com 5 extensómetros elétricos, localizando-se 4 na secção central e 1 junto ao apoio. O dispositivo foi munido de uma célula de carga e de transdutores de deslocamento.

Os resultados revelaram uma excelente reserva de segurança quanto às tensões instaladas e carga limite última e uma flecha ligeira, que não perturba o bom funcionamento da grua mesmo com cargas elevadas.

#### **ABSTRACT**

The industry modernization and the productive sector increasingly seeks for systems to support the movement and elevation of light loads, the search for greater efficiency, higher quality of work and for normative reasons.

In the present work the results on the numerical and experimental evaluation on a composite beam for monorails of elevation systems commercialized by the Flexcrane company are presented. This analysis had as main objective the numerical and experimental verification of the admissible load that this type of structure supports, in its different configurations.

To obtain the results, computational simulations were performed using the finite element method, and experimental tests were used to validate the results obtained numerically and to consolidate knowledge about the behavior of this commercial solution.

In numerical simulation shell elements were used with a contact formulation and friction, mesh refinement near supports, holes and load application were used.

For experimental evaluation was designed and mounted a device to support the monorail beam and load application, were simultaneously was used the fixing systems proposed by the company as well as the car for load application. The load was gradually applied by means of a manually actuated hydraulic cylinder. The beam was instrumented with 5 strain gauges, 4 in the central section and 1 near the support. The device was equipped with a load cell and displacement transducers.

The results showed an excellent safety reserve for the installed stresses and the ultimate limit load and a slight deflection, which does not disturb the good performance of the crane even at high loads.

## 1 - INTRODUÇÃO

A modernização da indústria e sector produtivo procura cada vez mais sistemas de apoio à movimentação e elevação de cargas ligeiras (25 a 500 kg), quer pela procura de maior eficiência com redução dos tempos de produção, quer por razões de qualidade e segurança no trabalho, quer ainda por razões normativas. Os sistemas de elevação e movimentação de cargas ligeiras tem sentido uma procura crescente, um excelente exemplo é a da empresa *Flexcrane®*, a qual constrói e comercializa soluções flexíveis de pontes rolantes monocarril para cargas ligeiras. Com cargas máximas de duas toneladas, estas pontes e seus caminhos de rolamento são constituídos essencialmente por enformados a frio e permitem uma montagem modular.

O estudo apresentado nesta comunicação foi realizado sobre os produtos da empresa *Flexcrane®*, contando com o seu apoio e colaboração. Este estudo centrou-se na avaliação de uma viga composta sem o reforço, com um carro mono-eixo e simplesmente apoiada.

Numa aproximação por engenharia inversa, foi realizada a verificação numérica do comportamento global de uma viga composta, sem reforço e sujeita a uma carga pontual. Foi também avaliado o comportamento localizado nos apoios e ponto de aplicação da carga. Foram realizados ensaios experimentais com aplicação de carga pelo próprio carro do sistema, tendo sido medido o nível de deformação e calculada a tensão nos pontos críticos, nomeadamente junto à zona de aplicação da carga bem como junto ao apoio.

## 2 - AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE VIGAS MONOCARRIL FLEXCRANE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Os produtos da empresa *Flexcrane®* foram concebidos de forma à possibilitar uma montagem modular e com configurações distintas. Dada a grande variedade de combinações e diversidade de soluções, no presente estudo foi analisada a configuração mais usual.

### 2.1 - Configuração analisada

A configuração estudada, designada por viga simples, é composta por dois perfis laterais contínuos com o comprimento de 3990 mm, cuja união é garantida por parafusos e respetivas porcas conforme (Fig. 1).

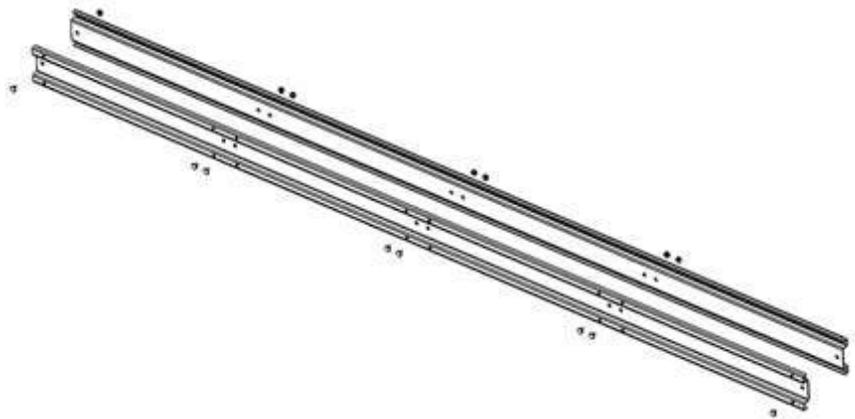


Figura 1 – Configuração em estudo (Vista Explodida)

### 2.2 - Simulação

#### 2.2.1 - MEF

Entre os vários tipos de análise disponíveis foi selecionado para o cálculo de tensões e deformações na viga monocarril uma análise estrutural estática.

A análise estrutural estática possibilita a determinação de deslocamentos, tensões, deformações e forças de reação nas estruturas ou componentes numa análise multi-corpo.

De salientar que a análise estrutural estática pode ser linear ou não linear, contemplar grandes deformações, plasticidade, contacto/afastamento entre corpos. Para garantir algumas destas funcionalidades o carregamento foi aplicado por incrementos.

### 2.2.2 - Geometria

A geometria utilizada para realização do cálculo foi modelada de acordo com as medidas dos perfis e com atenção ao tipo de elemento. Dada a forma da estrutura em causa, foram utilizados elementos de casca, pelo que a modelação 3D foi realizada por superfícies (Fig. 2).

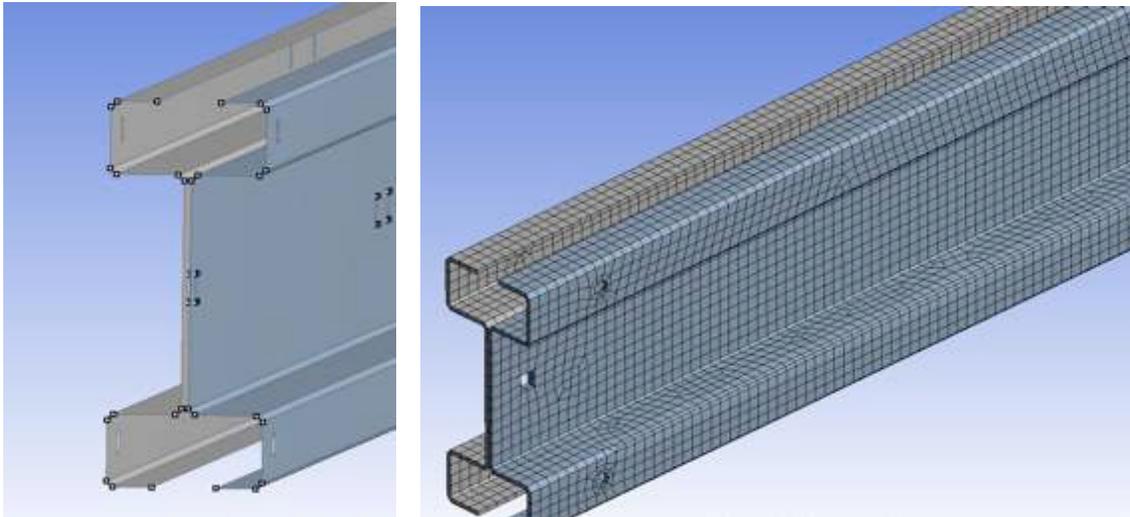


Figura 2 – Geometria modelada com superfícies modeladas e malha gerada

### 2.2.3 - Condições fronteira aplicadas

Como condição fronteira para a realização do cálculo numérico foram considerados dois apoios. Ambos os apoios foram configurados para permitir somente rotação em torno do eixo do furo, eixo global  $xx$ , sendo que um deles está livre de se deslocar ao longo do comprimento da viga (eixo  $zz$ ).

A utilização de um apoio duplo e um apoio simples configura uma ligação isostática, sendo a mais próxima da realidade do ensaio.

A meio vão da viga foram impostas duas cargas na vertical, segundo o eixo  $yy$ , com um valor de 3750 N cada, (fig. 3).

A ligação entre os vários elementos em análise é assegurada por pinos pré-definidos pelo software utilizado, possibilitando a rotação de um componente relativamente a outro segundo  $zz$ , coordenada local, e impedindo quaisquer translações relativas.

As superfícies em contacto estão definidas de forma a deslizarem sem atrito e sem penetração, utilizando para isso as opções adequadas.

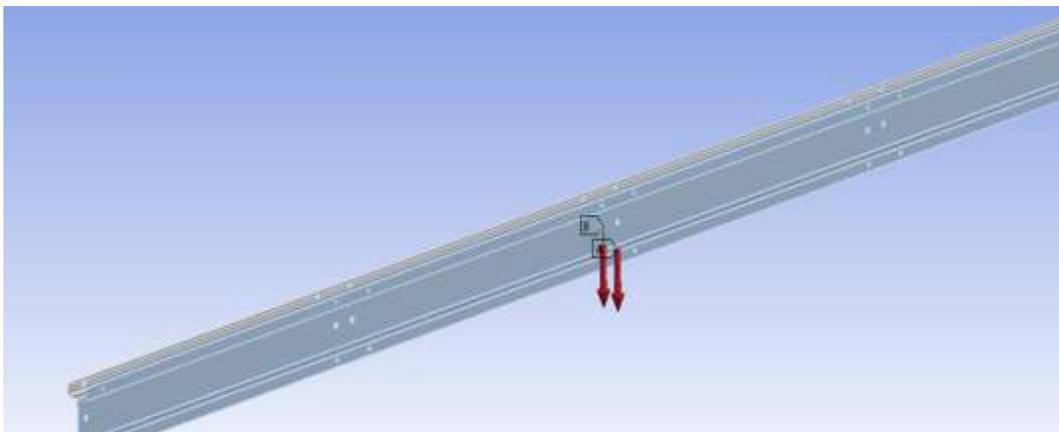


Figura 3 - Carga imposta

A simulação foi realizada com diferentes refinamentos de malha, pretendendo-se desta forma verificar qual o tamanho de malha mais adequado a utilizar. Para poupar recursos computacionais a malha foi refinada apenas até obtenção de uma satisfatória convergência de resultados.

O tamanho de elemento que se revelou mais adequado foi de 8 mm, tendo em conta o refinamento adequado para a espessura em causa e peso de cálculo. Em torno dos furos o tamanho do elemento estabelecido foi de 4 mm, para um bom compromisso entre a geometria dos mesmos e a malha envolvente. Com estas condições foi gerada uma malha com um total de 38168 elementos e 39396 nós.

### 2.3 - Resultados

O deslocamento máximo ocorreu a meio vão onde se verificou ser de 10.7 mm.

Na (Fig. 4) está representado o campo de distribuições de tensões na zona central da viga. O maior valor de tensão encontra-se na zona de aplicação da carga ou de contacto entre as rodas e o banzo.

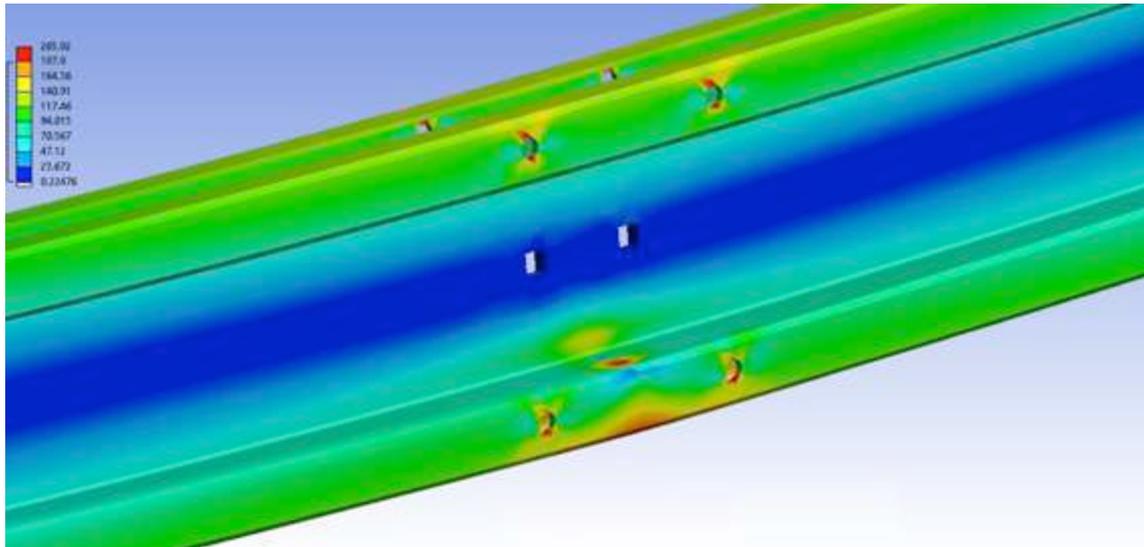


Figura 4 - Tensão equivalente - Von Mises (MPa)

O pico máximo de tensão pode ser visualizado em maior detalhe na zona de ampliação. Nesse local regista-se uma tensão equivalente de Von Mises de 265 MPa.

## 3 - ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Após realizar as simulações numéricas, foi levado a cabo um programa de ensaios experimentais em laboratório, com o objetivo de avaliar experimentalmente o desempenho da viga *Flexcrane*® e ao mesmo tempo validar as simulações computacionais.

### 3.1 - Equipamentos utilizados

Os ensaios experimentais foram realizados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto. O laboratório dispõe de uma estrutura porticada adequada para ensaios e que teve de ser complementada. Foram projetados e construídos acessórios de fixação para o cilindro hidráulico e apoios da viga monocarril. Foi adotada uma configuração capaz de reproduzir da melhor forma possível os casos reais onde esta viga é utilizada e ao mesmo tempo garantir uma rigidez suficientemente elevada para que a sua deformação não interferisse nos resultados.

A estrutura utilizada (Fig. 5) foi capaz de lidar com o comprimento total da viga monocarril, 3990 mm, ter um ponto de fixação com altura adequada para fixação do cilindro hidráulico, respectiva célula de carga e todos os acessórios de ligação.



Figura 5 – Dispositivo de ensaios com acessórios, sistema de aquisição de dados e viga monocarril.

O dispositivo de ensaios contou com o seguinte equipamento: célula de carga HBM de 25 kN da série U10M e cilindro hidráulico de carga de atuação manual Larzep D03032, (Fig. 6).

Os extensómetros utilizados para instrumentação da viga utilizada no ensaio experimental foram da marca *HBM*, referencia 1-LY-6/120, tendo sido aplicado um total de cinco extensómetros para medição da deformação em pontos críticos da viga monocarril.

Para obtenção dos resultados de deslocamento vertical da viga foi utilizado um transdutor indutivo de deslocamento linear HBM, (Fig. 7).

Para a aquisição de dados de deformação, força e deslocamento, foram utilizadas duas unidades *Vishay P3*, (Fig. 7). Este é um equipamento muito versátil e de fácil utilização que permite a recolha e visualização de dados. Foi necessário durante o ensaio a utilização de duas unidades uma vez que este modelo está limitado a quatro canais de entrada de dados.



Figura 6 - Célula de carga HBM U10M – 25kN, cilindro e bomba *Larzep*



Figura 7 – transdutor de deslocamento linear HBM e sistema de aquisição Vishay P3.

### 3.2 - Instrumentação da viga

Os locais para colagem dos extensómetros foram determinados com base nos resultados obtidos nas simulações numéricas, tendo sido escolhidos os locais onde se verificaram existirem as tensões mais elevadas.

O extensómetro 1 foi colado a meio vão da viga, na parte exterior do banzo superior, local onde se prevêem existirem elevadas tensões de tração no material, de acordo com as simulações numéricas realizadas. Colado na parte interior do banzo, está o extensómetro 2, (Fig. 8), tendo este local sido seleccionado com a intenção de registar as tensões localizadas devido à presença da roda do carro do outro lado da chapa.

O extensómetro 3 foi colado na alma do perfil lateral junto do local de contacto entre a roda do carro e a viga.

O extensómetro 4 colou-se no banzo inferior da viga, de modo a que seja possível registar a tensão de compressão a meio vão da viga.

Junto ao furo de fixação da viga ao apoio, foi colado o extensómetro 5. Neste local pretende-se registar as tensões localizadas resultantes da ligação entre a viga e o apoio.

A colagem dos extensómetros exigiu uma preparação local da superfície dos vários perfis, sendo necessário a remoção da tinta das vigas para que assim fosse possível a colagem do extensómetro diretamente no metal. Esta colagem foi feita de forma muito cuidada e utilizando todas as técnicas indicadas pela marca HBM. Na (Fig. 8) podem observar-se os extensómetros devidamente colados, mas ainda sem as ligações eléctricas realizadas.

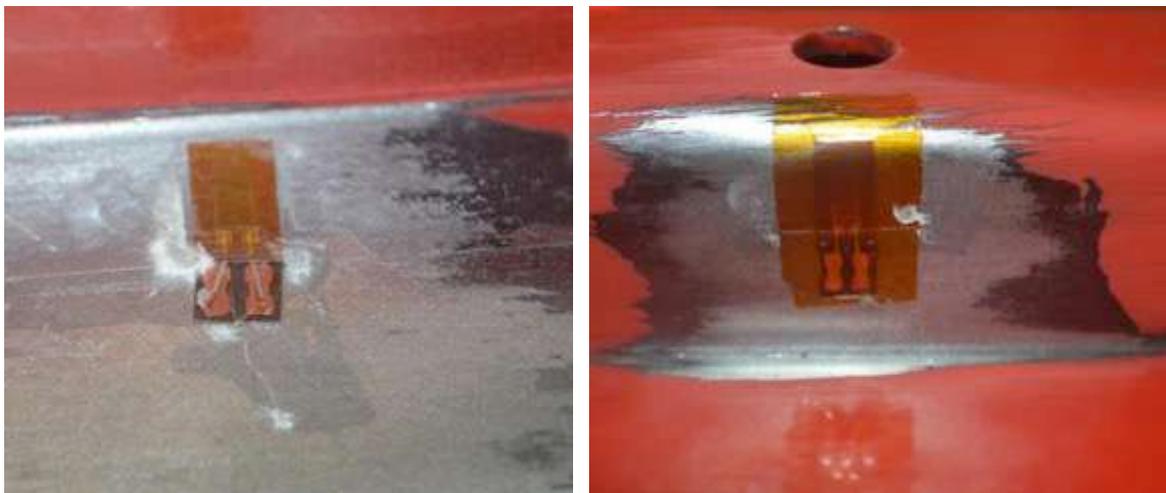


Figura 8 - Extensómetro 2 colado na alma do perfil junto a aplicação de carga e extensómetro 5 colado junto ao furo de fixação ao apoio (da esquerda para a direita)

### 3.3 - Registo de resultados

Durante o ensaio experimental fez-se o registo da carga aplicada, do deslocamento vertical a meio vão e da deformação em cada um dos extensómetros. A carga foi aplicada através do cilindro hidráulico de duplo efeito a trabalhar em tração e movido por uma bomba de ação manual, sendo efetuados registos de deformação nos extensómetros e o deslocamento vertical a cada 500 N ou 1000 N, consoante o ensaio.

A carga admissível de utilização determinada pela empresa Flexcrane® para a viga ensaiada é de 5000 N e a carga máxima de 7500 N, sendo esta última o valor de carga de ensaio na entrega do equipamento ao cliente. Estes foram os valores tidos em conta como referência para o ensaio experimental.

Os dados registados durante o primeiro carregamento estão evidenciados no (Quadro 1).

Quadro 1 – Resultados do primeiro carregamento

Força (N)	Deslocamento (mm)	Tensão (MPa)				
		Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4	Ext. 5
3	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.21
1026	1.40	28.56	39.27	21.42	-18.69	5.25
2006	2.69	51.66	69.93	41.16	-35.91	11.76
3007	3.95	73.71	97.44	60.48	-53.13	19.53
3996	5.23	95.34	126.42	78.96	-69.93	27.51
5000	6.52	117.18	156.87	97.23	-87.36	32.97
6000	7.75	139.23	190.26	115.08	-104.37	37.38
7040	9.06	162.12	230.79	131.25	-121.80	43.05
7500	9.72	173.04	252.00	138.81	-130.20	45.99

Na sequência deste ensaio, foi aplicada carga até ocorrer falha de um ou mais componentes envolvidos no ensaio.

Quadro 2 - Resultados segundo carregamento até falha de componente

Força (N)	Deslocamento (mm)	Tensão (MPa)				
		Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 4	Ext. 5
7995	10.488	182.70	331.38	152.04	-138.18	51.66
8502	11.159	194.25	363.72	160.44	-147.42	54.81
9000	11.875	205.80	399.00	168.21	-156.24	58.38
9530	12.617	218.19	439.74	177.45	-167.37	62.79
10019	13.277	230.37	479.43	185.22	-177.03	66.36
10510	13.973	242.13	521.43	192.57	-186.69	70.14
11035	14.715	255.57	569.31	200.97	-197.61	74.13
11512	15.432	268.38	615.72	208.32	-208.11	78.12
12008	16.220	282.66	666.54	216.09	-219.45	82.32
12504	16.996	297.99	718.83	224.07	-231.21	86.31
12986	17.881	317.52	687.75	230.79	-243.18	90.09
13367	19.866	337.05	728.70	238.98	-236.46	95.55
14000	20.870	353.85	781.62	246.54	-270.48	99.54
14500	21.890	374.85	854.49	254.73	-285.81	103.74

## 4 - ANÁLISE DE RESULTADOS

Foi realizada uma comparação entre os resultados obtidos por via numérica, experimental e analítica.

### 4.1 - Deslocamentos verticais

Após a realização das simulações numéricas foi possível a recolha de resultados dos deslocamentos da viga a meio vão na direcção vertical. Reunindo os vários resultados para o deslocamento vertical a meio vão é possível fazer uma comparação entre a simulação numérica, os dois ensaios experimentais e o cálculo analítico (Fig. 9).

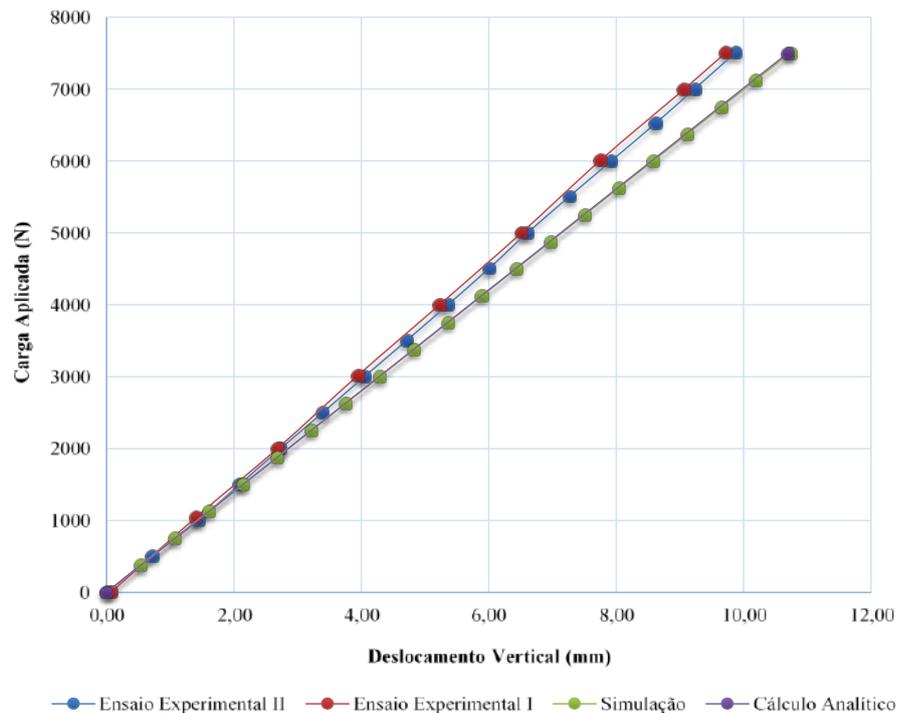


Figura 9 – Comparação do deslocamento vertical numérico experimental e analítico.

Verificou-se que os deslocamentos verticais em ambos os ensaios experimentais são ligeiramente inferiores aos obtidos na simulação computacional, esta diferença entre resultados poderá estar diretamente relacionada com a condição de apoio da viga, uma vez que no ensaio experimental o deslocamento do local de apoio da viga, segundo o eixo longitudinal, é limitado à folga existente entre os parafusos e os furos no perfil. No entanto, verifica-se uma ótima relação entre os resultados analíticos e os obtidos através do cálculo numérico.

### 4.2 - Tensões experimentais

Foi também registado o valor das deformações nos extensómetros durante os ensaios experimentais, a cada incremento de 1000 N para o primeiro ensaio, e a cada incremento de 500 N para o segundo ensaio.

Realizou-se o cálculo para obtenção das tensões a partir das deformações medidas por cada um dos extensómetros.

Nas (Fig. 10) (Fig. 11) e (Fig. 12) apresenta-se a comparação entre os resultados obtidos através da simulação numérica e os obtidos experimentalmente, verificando-se uma boa concordância entre estes.

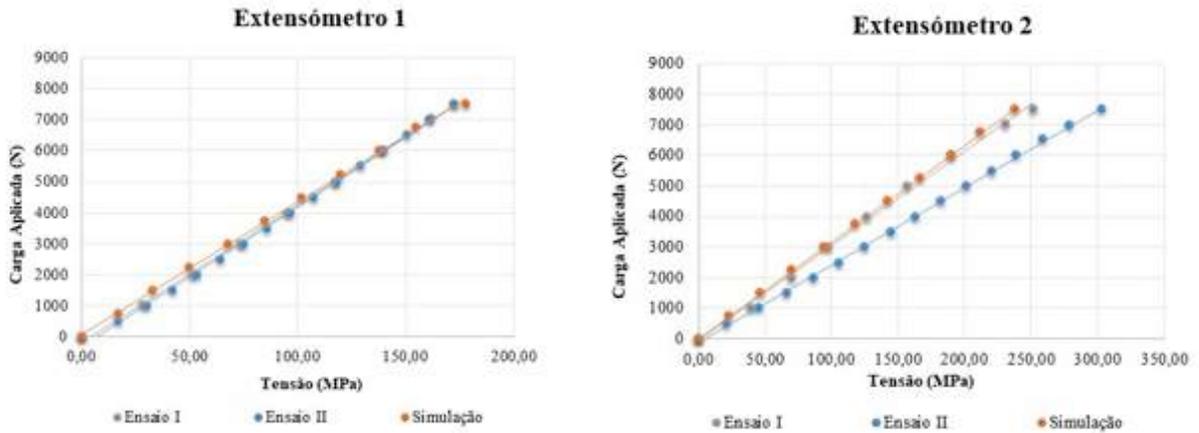


Figura 10 - Tensões ensaio experimental vs Simulação numérica – Extensômetro 1 e 2

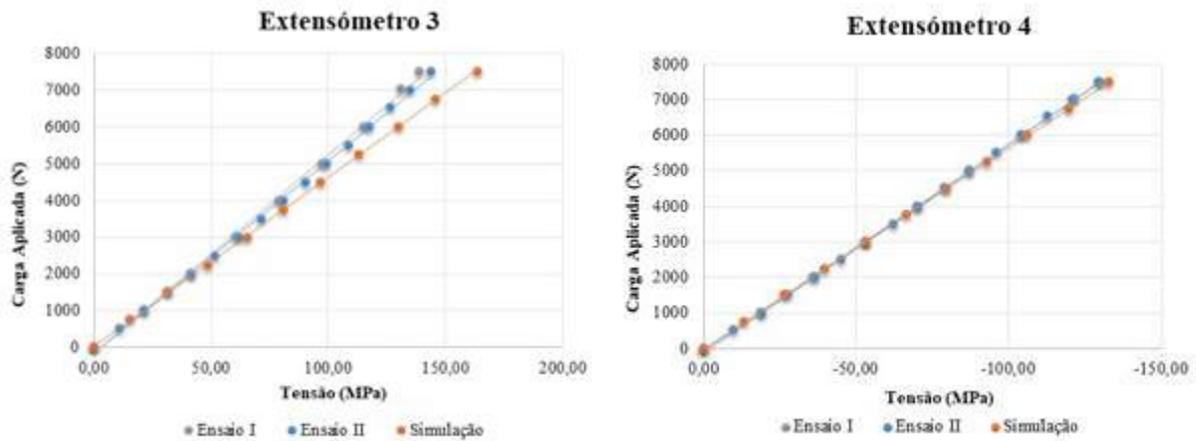


Figura 11 - Tensões ensaio experimental vs Simulação numérica – Extensômetro 3 e 4.

Verifica-se uma não linearidade na leitura da tensão no extensômetro 5, possivelmente causada pelo acomodamento da viga no local dos apoios, uma vez que existe uma ligeira folga entre os furos do perfil e os parafusos.

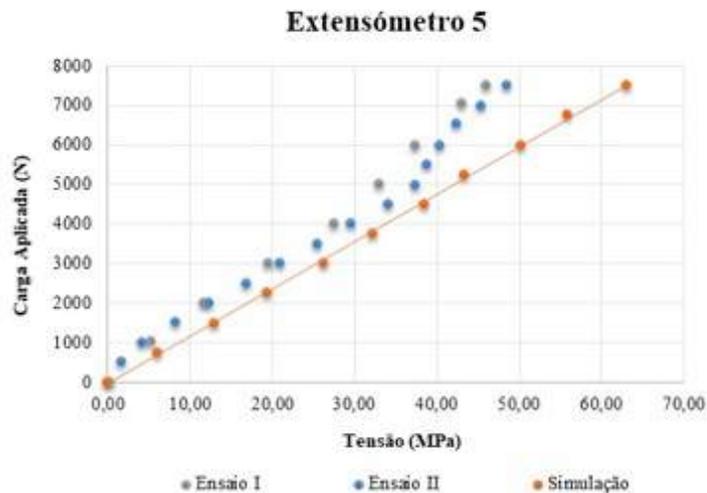


Figura 12 - Tensões ensaio experimental vs Simulação numérica – Extensômetro 5.

## 5 - CONCLUSÕES

O dispositivo utilizado para os ensaios experimentais mostrou-se adequado para as cargas e deslocamentos em causa. O equipamento VISHAY P3 mostrou-se versátil e adequado para o registo de forças, deslocamentos e deformações.

A simulação numérica foi capaz de identificar os pontos onde existem concentrações de tensões. A utilização de elementos de casca com formulação de contacto mostrou-se adequada e com relativa rapidez de cálculo.

A extensometria elétrica permitiu confirmar os valores de tensão presentes na viga monocarril obtidos por simulação.

A viga monocarril da empresa *Flexcrane*® mostrou elevado desempenho, com uma reserva de segurança superior a 2x, quer para a carga admissível quer para a carga limite última.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa *Flexcrane*® pela colaboração na cedência das vigas monocarril ensaiadas, sistemas de fixação e fabrico de parte da estrutura de ensaio, em especial ao Eng. Victor Neves.

## REFERÊNCIAS

EN 1993-1-1, (2010) – “Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço; Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, 2010.

Gotluru, B.P.; Schafer, B.W. e Peko, T. (2006) “Torsion in thin-walled cold-formed steel beams”.

TONDINI, Nicola, (2015) “Cross-sectional flexural capacity of cold-formed laterally-restrained steel rectangular hollow flange beams”.

Simões, A. D. Rui, (2007) “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”. 2.ª Edição.

## **PROPOSTA DE ENSAIO ACELERADO DE EXPOSIÇÃO A CHUVAS DIRIGIDAS**

### **PROPOSAL OF ACCELERATED TEST EXPOSURE TO DRIVING RAIN**

Souza Rezende, Maria Luiza; *UFCEG, Campina Grande, Brasil, marialuiza.rezende@ufcg.edu.br*  
Camões, Aires; *Uminho - CTAC, aires@civil.uminho.pt*  
Eires, Rute; *Uminho - CTAC, rute@civil.uminho.pt*  
Jesus, Carlos; *Uminho - CTAC, cjesus@civil.uminho.pt*  
Soares, Edgar; *Uminho - CTAC, edgarsoares84@gmail.com*

#### **RESUMO**

O efeito erosivo da chuva dirigida (chuva carregada pelo vento), é considerado um dos principais agentes de degradação nas fachadas de edificações, causando desde problemas estéticos a decomposição dos elementos que as compõem. Devido a atual tendência de uso de materiais de construção não convencionais, torna-se necessária a avaliação do desempenho destes quando em uso e, no caso de componentes para alvenarias externas, a resistência dos mesmos à ação de chuvas dirigidas. Os testes prescritos em normas internacionais são específicos para as condições climáticas do país ou região em que são adotados, havendo a necessidade de adaptações utilizando-se parâmetros coerentes com os dados meteorológicos da região para a qual o material se destina. Neste trabalho é apresentada uma proposta de equipamento de ensaio e descrita a metodologia para levantamento de dados e validação do teste por meio da correlação dos parâmetros adotados com os dados de caracterização de chuvas em Portugal. Foram avaliados diversos fatores, entre os quais o diâmetro da gota, velocidade, distância de aplicação e tempo de exposição. Tendo em vista que o potencial erosivo da chuva natural é medido em função da energia cinética, o teste e a metodologia proposta mostraram-se eficientes em simular a incidência de chuvas em vedações verticais externas, sendo possível, em duas horas de teste, acelerar o desgaste equivalente a 50 anos de exposição na região de maior índice pluviométrico de Portugal.

#### **ABSTRACT**

The erosive effect of directed rain (rain that is carried by the wind) is considered one of the main agents of degradation in buildings façades, causing ranging from aesthetic problems to the decomposition of the elements that compose them. Due to the current trend of using non-conventional building materials, it is necessary to evaluate the performance of these materials when in use and, in the case of external masonry components, its resistance to driving rain. The tests prescribed in international standards are specific to the climatic conditions of the country or region in which they are assumed, with the necessity of adaptations using parameters consistent with the meteorological data of the region for which the material is intended. This paper presents a proposal for test equipment and described the methodology for data collection and validation of the test through the correlation between the adopted parameters with data of characterization of precipitation in Portugal. Several factors were evaluated, including drop diameter, velocity, application distance and time of exposure. Considering that the erosive potential of natural rainfall is measured as a function of kinetic energy, the test and the proposed methodology were efficient in simulating the incidence of rainfall in external vertical masonry, being possible, in two hours of test, accelerate wear equivalent to 50 years of exposure in the region with the highest rainfall in Portugal.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

As chuvas dirigidas (chuva associada à componente horizontal velocidade do vento) são consideradas como responsáveis por até 70% dos casos de infiltração em vedações verticais externas, podendo causar problemas que vão desde o desgaste aparente, comprometendo a estética de edificações, ao comprometimento dos materiais que as compõem (Melo Junior e Carasek, 2014).

Documentos têm sido publicados relatando estudos de caso e métodos de quantificação de índices de exposição (Narula *et al.*, 2017; Blocken *et al.*, 2010; Rydock, 2007; Lima e Morelli, 2005; Blocken e Carmeliet, 2006) contribuindo assim, não só para o avanço da pesquisa nesta área, como também fornecendo importantes informações que visam a contribuir na elaboração de projectos de edificações.

O conhecimento prévio das intensidades e direcções segundo as quais as chuvas incidem em maior intensidade orienta projectistas quanto à escolha de materiais e procedimentos que venham a

proteger as fachadas da degradação causada pelas chuvas, aumentando assim a vida útil de edificações. Alguns comitês de normatização propõem metodologias para avaliação experimental do desempenho de alvenarias quanto à permeabilidade e estanqueidade, (ABNT, 2013), (CEN, 1990), (CEN, 2011), outros objetivam avaliar a erodibilidade decorrente da chuva (*spray tests*) em construções de terra (taipa e blocos de terra comprimidos, estabilizados ou não), porém, a crescente tendência actual de aproveitamento de resíduos na fabricação de elementos para alvenarias e argamassas para revestimentos, implica directamente no estudo do desempenho desses novos materiais em condições de uso (Rezende *et al.*, 2016).

O uso de simuladores ou de exposição natural é dificultado pelo fato de exigir prolongado tempo de exposição, considerando-se o longo período de vida útil previsto para vedações verticais externas. Rezende *et al.* (2015) utilizaram o Basic Hydrology System - BHS, fabricado pela Armfield Corporation, England, o qual é composto por um conjunto de oito bicos com fluxo de água ajustável e área de exposição de 2 m<sup>2</sup>. Apesar do material testado apresentar resultados coerentes aos esperados, verificou-se que, para simular a precipitação anual de 1300 mm foram necessários 160 minutos, com caudal de 0.02 m<sup>3</sup>.min<sup>-1</sup> distribuída nos oito bicos. No equipamento proposto por Ogunye e Boussabaine (2002), para simular 10 anos de exposição a chuvas com intensidade de 150 mm.h<sup>-1</sup>, foram necessárias 120 horas de exposição. Considerando a previsão de vida útil para uma edificação (ABNT, 2013) seriam necessárias 720 horas de exposição ou seja, 30 dias de teste contínuo.

Os testes de envelhecimento acelerado, aqueles nos quais o agente de degradação é aplicado em intensidade superior à esperada em real condição de uso (John e Sato, 2006) são importantes, porém, utilizando padrões coerentes com as características pluviométricas da região para a qual se destina o material a ser testado. Os testes prescritos em normas internacionais, tomando-os como testes acelerados, utilizam parâmetros específicos para o país ou região em que são adoptados, dificultando assim relacioná-los ou adaptá-los a determinada precipitação ou intensidade.

O fato de que alguns testes são considerados excessivamente severos ou que não reproduzam os efeitos reais de degradação, pode ter sido ocasionado de algumas publicações de dados de intensidade e precipitação de chuvas apresentarem discrepâncias (Dunkerley, 2008). O teste descrito pela norma indiana IS 1725 (BIS, 1982) apresenta-se como o mais erosivo, segundo Cid-Falceto *et al.* (2012), após testar a erodibilidade de blocos de terra utilizando a metodologia proposta pelas normas IS 1725 (BIS, 1982) e SLS 1382 (SLSI, 2009).

A metodologia de ensaio e sistemas utilizados para execução, também interferem nos resultados. Os dados do Bulletin 5 Spray Test (Middleton, 1987) foram relacionados por Heathcote (1995) a 85 anos de precipitação em Sydney, sendo também comentado pelo autor que o bico utilizado no teste tem efeito muito erosivo, recomendando um modelo que proporcionasse distribuição mais uniforme do jacto de água. Dad (1985), após extensa pesquisa experimental, observou que o jacto perpendicular à face a ser avaliada resulta em maior perda de massa do que iria ocorrer em exposição natural e que, utilizando-se 30° de inclinação, poderiam ser obtidos resultados mais realistas. O autor também argumenta que a orientação do jacto na horizontal não é compatível com a precipitação natural, recomendando que este, para melhor simulação, deveria ser utilizado na vertical como o fez Ola e Mbata (1990), Dad (1985) e Ogunye e Boussabaine (2002).

Neste documento é apresentada uma proposta de ensaio acelerado de exposição a chuvas dirigidas, tomando como parâmetro de referência a energia cinética de chuvas naturais e relatado o desenvolvimento do mesmo, objetivando com isto facilitar a adaptação dos parâmetros às condições meteorológicas da região em que for executado. Foi desenvolvido no Laboratório de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, campus Azurém, Guimarães, sendo inicialmente proposto para Portugal.

## **2 - METODOLOGIA**

### **2.1 - Descrição do equipamento de teste**

A estrutura e disposição dos elementos que compõem o equipamento para testes estão ilustradas na Figura 1.

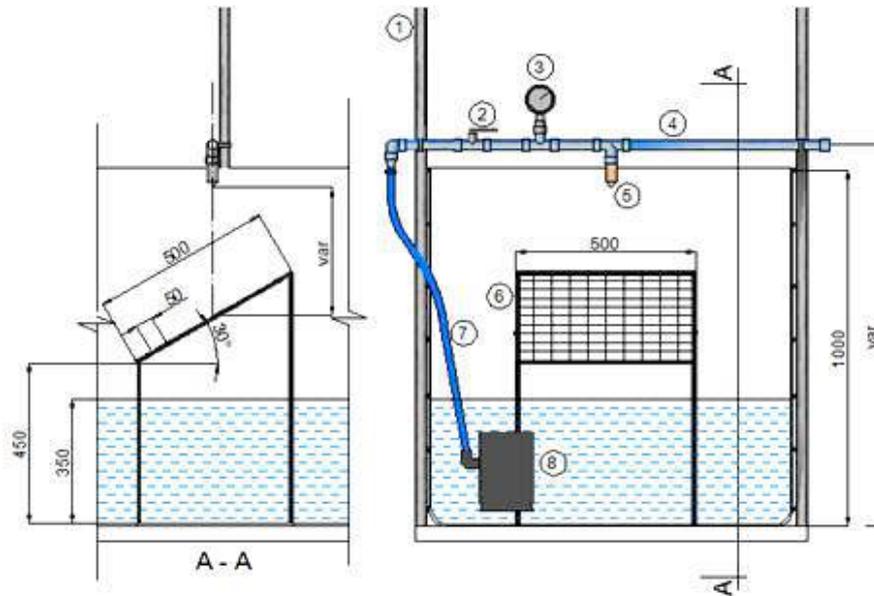


Figura 1 - Equipamento de teste (medidas em mm). Fonte: Rezende *et al.* (2016)

- 1 - Estrutura vertical de apoio em tubos de PVC rígido ( $\varnothing 1''$ );
- 2 - Válvula de passagem;
- 3 - Medidor de pressão (capac. Máx. 600 kPa);
- 4 - Tubulação horizontal em tubos de PVC rígido ( $\varnothing 1''$ );
- 5 - Bico - Full Cone Spray-HH30-30100 (6.3 mm) fabricante *Spraying Systems Co.*;
- 6 - Plataforma de apoio para provetes;
- 7 - Bomba submersa. O nível mínimo de água foi estabelecido em função do desempenho da bomba.
- 8 - Mangueira flexível ( $\varnothing 1''$ )

## 2.2 - Determinação dos parâmetros de calibração

### 2.2.1 - Levantamento de dados e cálculo do DRI (*Driving Rain Index*)

Os dados (precipitação anual média e velocidade média dos ventos a 10 m de altura) foram disponibilizados pelo IPMA (Instituto Português do Mar e da Atmosfera) e pelo WMO (*World Meteorological Organization*) sendo calculados os índices de chuva dirigida (DRI) utilizando-se a equação 1, estabelecida pelo CIB (*Conseil International du Batiment*) (Giongo *et al.*, 2011).

$$DRI = V \cdot P \cdot 10^{-3} \quad [1]$$

Em que:

DRI = Índice de chuvas dirigidas ( $m^2 \cdot s^{-1}$ ),

V = Velocidade média anual do vento ( $m \cdot s^{-1}$ ) a 10 m (altura) e

P = Precipitação média anual (mm).

Após serem analisados os dados para 18 localidades portuguesas, foi verificado que o maior valor de precipitação média anual (1715 mm) e o maior índice de chuvas dirigidas ( $DRI = 7.39 m^2 \cdot s^{-1}$ ) foram encontrados para a estação climatológica de Penhas Douradas, distrito de Guardia, os quais foram tomados como referência para a calibração do teste de exposição.

### 2.2.2 - Determinação da caudal

Tomando-se como referência a relação proposta por Henriques (1993) *apud* Heathcote (1995), segundo a qual 1 DRI corresponde a 116 litros. $m^{-2} \cdot h^{-1}$  e o valor máximo de  $DRI = 7.39 m^2 \cdot s^{-1}$ , foi calculado o valor da caudal obtendo-se 14.26 litros.  $m^2 \cdot min^{-1}$ . Para a vazão de 14.26 litros. $min^{-1}$ , a pressão de saída da água no bico foi de 45 kPa, o que está coerente com os valores de pressão adotados para os testes de erosão referendados pelas normas internacionais.

### 2.2.3 - Determinação do ângulo de saída do jato

Com base na metodologia descrita por Montebeller *et al.* (2001), utilizou-se o teste da farinha (*Flow Pellet Test*) para determinar o ângulo de saída do jato ( $22^\circ$ ) e diâmetro médio das gotas ( $D_{50} = 4.8$  mm), resultados coerentes com os dados de caracterização fornecidos pelo fabricante do bico. De acordo com as referências técnicas da *Spraying Systems Co.*<sup>®</sup>, menores valores de pressão proporcionam gotas de diâmetros maiores e menores caudais produzem menores gotas.

Sendo o jato cônico, a área atingida irá depender da altura do vértice (saída do jato) e do ângulo de saída. A altura do vértice deverá ser calculada de maneira que a área de alcance do jato e, por conseguinte, toda a força de impacto deste, esteja dentro dos limites da face do provete a ser ensaiado. No presente trabalho, foram ensaiados provetes com faces medindo 150 mm x 150 mm, sendo avaliadas as distâncias indicadas na Figura 2.

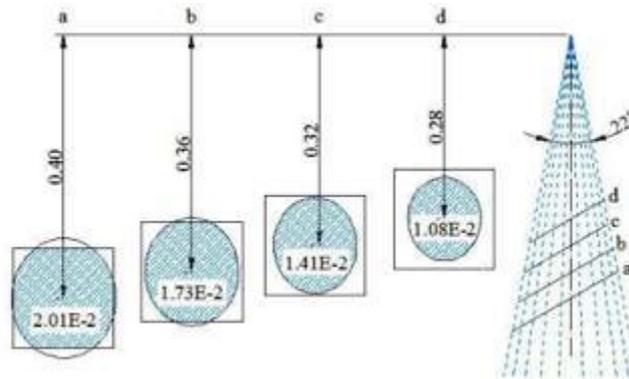


Figura 2 - Relação distância (mm) do jato e área impactada. Fonte: Rezende *et al.* (2016)

Conforme pode ser observado na Figura 2, a distâncias superiores a 320 mm a amplitude do jacto ultrapassa os limites da face do provete, atingindo também as arestas, intensificando a perda de massa pelo fato de que as mesmas são mais susceptíveis a erosão. Por outro lado, quanto maior a área atingida menor será a concentração da energia de impacto e, portanto, menor a capacidade de erosão.

#### 2.2.4 - Determinação do tempo de exposição

O tempo de exposição ao teste irá depender do período de degradação que se deseja acelerar (neste caso foram considerados 50 anos). O tempo de exposição foi calculado por meio da Equação 2.

$$t = 50 \cdot P \cdot C \cdot A^{-1} \quad [2]$$

Em que:

t = Tempo de exposição ao teste (min),  
P = Precipitação média anual (litros.m<sup>-2</sup>),  
C = Caudal (litros.min<sup>-1</sup>) e  
A = Área da face do provete a ser ensaiado.

Como foi mencionado no subitem 2.1.1, a precipitação pluvial anual considerada foi de 1715 mm, ou seja, 1715 litros.m<sup>-2</sup>. Os resultados são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Cálculo do tempo de exposição ao teste

P.M.A. (litros.m <sup>-2</sup> )	Volume total p/ 50 anos (litros)	Distâncias (m)	Área (m <sup>2</sup> )	P.A. relativa a área (litros.min <sup>-1</sup> )	Caudal (litros.min <sup>-1</sup> )	Tempo (minutos)
1715	922.76	0.28	1.08E-2	18.46	14.26	65
	1207.45	0.32	1.41E-2	24.15		85

### 2.3 - Cálculo da energia cinética

A velocidade final das gotas, desprezando-se as perdas pelo atrito do ar, e a energia cinética do jato de água foram calculadas segundo a Equação 3 e a Equação 4.

$$v = \sqrt{v_0^2 + 2 \cdot g \cdot s} \quad [3]$$

Em que:

v = velocidade final (m.s<sup>-1</sup>),  
v<sub>0</sub> = velocidade inicial (m.s<sup>-1</sup>) e dada pelo quociente da vazão pela seção de saída do bico,  
g = aceleração da gravidade (m.s<sup>-2</sup>) e  
s = distância de pulverização (m).

$$E_c = 1/2 (m \cdot v^2) \cdot 10^{-6} \quad [4]$$

Em que:

$E_c$  = energia cinética (MJ),

$m$  = massa (kg).

Foi considerado o caudal ( $2,38 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ) para determinar a massa de água na unidade de tempo (massa específica da água =  $997 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ).

A energia cinética da chuva natural foi calculada utilizando-se a equação proposta por Foster et al.(1981) (Equação 5).

$$E_c = (0.119 + 0.0873 \cdot \log I) \cdot 10^{-4} \quad [5]$$

Em que:

$E_c$  = energia cinética ( $\text{MJ} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{mm}^{-1}$ ) e

$I$  = intensidade de chuva ( $\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$ )

Os resultados, para as condições descritas nos parágrafos anteriores, estão descritos na Tabela 2.

Tabela 2 - Energia cinética prevista para a chuva natural e para o teste em laboratório

Chuvas naturais			Teste em laboratório			
$E_c$ ( $\text{MJ} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{mm}^{-1}$ )	$E_c$ Anual ( $\text{MJ} \cdot \text{m}^{-2}$ )	$E_c$ 50 anos ( $\text{MJ} \cdot \text{m}^{-2}$ )	Distâncias (m)	$E_c$ ( $\text{MJ} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$ )	Duração do teste (segundos)	$E_c$ Total ( $\text{MJ} \cdot \text{m}^{-2}$ )
2.61E-5	4.47E-2	2.24	0.28	6.99E-4	3900	2.73
			0.32	5.41E-4	5100	2.76

## 2.4 - Metodologia de ensaio

A metodologia proposta consiste, inicialmente, na caracterização físico-mecânica dos provetes a serem ensaiados, devendo ser utilizados dados de caracterização que melhor representem o efeito de degradação (massa seca, massa úmida, textura, absorção, resistências mecânicas, análises microestruturais, etc.) para o material a ser testado. Tal procedimento deverá ser repetido depois dos provetes serem expostos ao ensaio de exposição a chuvas, sendo os resultados finais comparados aos iniciais avaliando-se, assim, o nível de degradação ocorrida.

## 2.5 - Avaliação experimental

Para os testes iniciais, foram ensaiados provetes de concreto e BTCs (blocos de terra compactada) estabilizados com metacaulim, ambos com dimensões de 150 mm x 150 mm x 75 mm, sendo tais materiais escolhidos pelo fato de serem bastante utilizados na fabricação de elementos para alvenarias.

### 2.5.1 - Provetes de Concreto

Como ligantes, foram utilizados cimento Portland CEM I 42.5R e metacaulino (Mk) de alta reatividade (substituindo 10% e 15% da massa do cimento) e, como agregados, pedra britada de origem granítica, areia quartzosa e pó de pedra, na proporção de 37%, 40% e 23% respectivamente. Tal proporção foi baseada no menor índice de vazios e maior massa unitária, sendo respeitado o limite máximo de dimensão de agregado recomendado pela NBR 6136 (ABNT, 2008) de metade da menor espessura de parede do bloco (12.5 mm). A quantidade de cada material está descrita na Tabela 3.

Tabela 3 - Quantidade de material utilizado nas misturas de concreto ( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ )

Mistura	Cimento	Mk*		Brita	Areia	Pó de Pedra	Fator $A/(C+Mk)**$
		%	kg				
A	266	0	0	820	887	510	0.56
B	239	10	27	820	887	510	0.57
C	226	15	40	820	887	510	0.58

\*Metacaulino, \*\*Cimento+Metacaulino

Objetivando obter a densidade dos blocos de concreto pré-fabricados (moldados por vibroprensagem), foram utilizados moldes prismáticos cúbicos com 150 mm de aresta, sobre os quais, depois de preenchidos com a mistura, foi aplicada uma carga de compressão de  $45 \pm 0.5 \text{ kN}$  (taxa de

carga 0.5 kN/seg) de forma simultânea, na base do molde e no topo da peça de encaixe, tendo sido este valor determinado experimentalmente. As dimensões dos provetes, após a prensagem, foram reduzidas a 150 mm x 150 mm x 75 mm sendo a face quadrada escolhida para execução do ensaio acelerado de exposição a chuvas. Após a desmoldagem, os provetes, devidamente embalados em filme de PVC, foram armazenados em ambiente de laboratório (21° C e UR 81%).

Aos 56 dias de cura, os provetes, após secagem em estufa (100±5° C) até a constância de massa, foram expostos ao ensaio utilizando os parâmetros determinados no item 2.2, ou seja, jato de água (pH=7.3) cônico e cheio, com vazão de 14.26 litros.min<sup>-1</sup> e pressão de saída de 45 kPa. Considerou-se a massa constante quando duas pesagens consecutivas, efetuadas em um intervalo de 24 horas, apresentaram diferença igual ou inferior a 0,5%. O provete foi posicionado a uma distância de 0.32 m do bico de saída do jato, em uma plataforma inclinada 30° em relação à horizontal.

Após o ensaio, foi aferida a massa úmida do corpo de prova e repetido o procedimento de secagem, sendo então calculada a perda de massa decorrente da degradação. A diferença entre a massa seca e a massa úmida foi considerada como absorção por chuvas (Eq. 6) e a diferença entre as massas secas, como desgaste por erosão (Eq. 7), sendo também comparadas as resistências à compressão antes e ao final do teste.

$$Ab_{ch}=(m_u - m_{sf}).m_u^{-1}.100 \quad [6]$$

$$D_e=(m_{si}-m_{sf}).m_{si}^{-1}.100 \quad [7]$$

Em que:

Ab<sub>ch</sub> = absorção por chuvas,

D<sub>e</sub> = desgaste por erosão,

m<sub>si</sub> = massa seca inicial,

m<sub>sf</sub> = massa seca final e

m<sub>u</sub> = massa úmida.

Aos ensaios de caracterização das propriedades físico-mecânicas (absorção por imersão e resistência à compressão), foram realizadas análises termogravimétricas (TGA) para investigação das alterações químicas decorrentes da adição do metacaulim e a relação destas com os resultados obtidos nos ensaios físicos e mecânicos.

Os resultados de absorção (Ab<sub>ch</sub>), perda de massa (P<sub>m,ch</sub>) e resistência à compressão (f<sub>c,ch</sub>) dos provetes submetidos ao ensaio de exposição à chuvas estão descritos na Tabela 4, onde constam também os valores de resistência à compressão (f<sub>c,i</sub>) e absorção por imersão (Ab<sub>i</sub>) dos provetes de mesma idade (56 dias), não submetidos ao ensaio de degradação e mantidos em ambiente protegido.

Tabela 4 - Resultados obtidos após ensaio de durabilidade e comparação com os resultados de referência (não submetidos ao ensaio) para blocos de concreto

Mistura	Mk (%)	Ab <sub>ch</sub> (%)	Ab <sub>i</sub> (%)	Ab <sub>ch</sub> / Ab <sub>i</sub>	P <sub>m,ch</sub> (%)	f <sub>c,ch</sub> (MPa)	f <sub>c,i</sub> (MPa)	f <sub>c,ch</sub> / f <sub>c,i</sub>
A	0	7.7	8.7	0.9	0.64	12.2	10.8	1.1
B	10	6.9	8.0	0.9	0.25	13.9	12.2	1.1
C	15	6.7	7.5	0.9	0.15	17.2	13.0	1.3

Comparando-se os resultados apresentados na tabela 4, verifica-se que a absorção de água decorrente da exposição ao ensaio de degradação foi inferior à absorção por imersão, podendo-se considerar a diferença (10%) como margem de segurança. Contrariando os resultados esperados em um ensaio presumido ser de degradação, todas as composições apresentaram, após o ensaio, melhorias nas propriedades físicas e mecânicas em relação aos provetes de referência, não expostos ao teste.

Os resultados de perda de massa, todos inferiores a 1%, considerando-se o limite de 5% sugerido por Fitzmaurice *apud* Heathcote (2002) para blocos de terra e de 10% recomendado pela Associação Brasileira de Cimento Portland (1980) para tijolos de solo-cimento, demonstraram que, para elementos de concreto, a erosão não é um parâmetro de resposta de degradação representativo, porém, as misturas com 15% de metacaulim apresentaram o menor valor de perda de massa (0.15%).

Verifica-se também que o uso de metacaulino promoveu aumento nos valores de resistência à compressão, entretanto, os resultados obtidos para os provetes submetidos ao ensaio de exposição à chuvas foram muito superiores aos de mesma composição mantidos em ambiente protegido, resultados esses justificados, em parte, pelas análises térmicas as quais evidenciaram maior ocorrência de carbonatação nos provetes submetidos ao teste acelerado de exposição a chuvas. A elevada

porosidade dos produtos de concreto seco, devido ao baixo teor de água nas misturas em estado fresco e a compactação das mesmas durante a moldagem, pode ocasionar a presença de poros de ar e, conseqüentemente, facilitar a carbonatação. De acordo com Ngala e Page (1997), a deposição do  $\text{CaCO}_3$  nos poros promove maior compactidade à pasta melhorando as suas propriedades físicas e mecânicas. Outro fator que pode ter influenciado é o período de tempo de secagem em estufa. Os provetes protegidos, em virtude de não estarem umedecidos, atingiram a constância de massa mais rapidamente do que os provetes submetidos ao ensaio de degradação permanecendo, portanto, menor período de tempo em estufa. Isto foi comprovado ao serem ensaiadas amostras com 15% de metacaulim, sendo ambas as amostras (protegidas e ensaiadas) mantidas em estufa por igual período de tempo, até que as amostras ensaiadas atingissem massa constante. Os resultados demonstraram que a ocorrência de carbonatação foi mais intensa para as amostras protegidas, cujos poros, não estando preenchidos por água, facilitaram a intrusão do  $\text{CO}_2$  e posterior carbonatação.

### 2.5.2 - Blocos de terra compactada (BTC's)

Foi utilizado solo granítico residual proveniente da freguesia de Azurém, concelho de Guimarães, solo este também utilizado por Silva *et al.* (2013) em pesquisa que avaliou a estabilização do solo por meio de cinzas volantes ativadas quimicamente. De acordo com a classificação USCS (Unified Soil Classification System), o solo classifica-se como SM (areia siltosa), apresentando baridade seca no valor de  $1,83 \text{ g.cm}^{-3}$  e 15,2% de teor de umidade ótimo. Como estabilizante foi adicionado um aglutinante geopolimérico obtido a partir da ativação alcalina de metacaulino. A composição das fases sólida e líquida está descrita na Tabela 5.

Tabela 5 - Composição dos blocos de terra compactada

Fase sólida		Fase líquida		
Solo (%)	MK (%)	Teor de Ativador (%)	NaOH / $\text{Na}_2\text{SiO}_3$	Concentração de NaOH
85	15	21.7	2	12.5 molal

Os blocos foram moldados, curados e ensaiados seguindo a metodologia utilizada para os blocos de concreto, apresentando, após moldados, densidade de  $22,5 \text{ kN.m}^{-3}$ . Os ensaios de caracterização das propriedades físico-mecânicas (absorção por imersão e resistência à compressão) e teste acelerado de exposição a chuvas foram realizados aos 56 dias de cura, estando os resultados descritos na Tabela 6 onde constam também os resultados de referência (blocos não ensaiados e mantidos em ambiente protegido).

Tabela 6 - Resultados obtidos após ensaio de durabilidade e comparação com os resultados de referência (não submetidos ao ensaio) para blocos de terra

$\text{Ab}_{\text{ch}}$ (%)	$\text{Ab}_i$ (%)	$\text{Ab}_{\text{ch}} / \text{Ab}_i$	$\text{P}_{\text{m,ch}}$ (%)	$f_{\text{c,ch}}$ (MPa)	$f_{\text{c,i}}$ (MPa)	$f_{\text{c,ch}} / f_{\text{c,i}}$
11.26	10.50	1.07	0.60	9.60	9.70	1.01

Verifica-se, por meio dos dados apresentados na Tabela 6, que ao final do ensaio de exposição a chuvas os BTC's apresentaram perda de massa ( $\text{P}_{\text{m,ch}}$ ) inferior ao limite de 5% proposto por Fitzmaurice *apud* Heathcote (2002) e ao resultado encontrado para os blocos de concreto sem metacaulino (Tabela 4). Silva *et al.* (2013), utilizando a metodologia proposta pela NZS 4298 (1998), também concluiu que blocos de solo estabilizados com cinza volante não apresentaram nenhum sinal de erosão ao final de 1 hora de teste. Se considerarmos os resultados obtidos pelos autores citados com relação à erosão de blocos de igual solo sem estabilização, podemos afirmar que a estabilização com metacaulino promoveu adequação do solo suficiente para o seu uso em BTC's.

Nota-se também que a absorção durante o ensaio de durabilidade foi superior ao valor obtido por imersão, entretanto, ambos os valores estão dentro do limite máximo estipulado pela NBR 10834 (ABNT, 2013) de 20% e que os valores de resistência à compressão não foram afetados pelo teste.

### 3 - CONCLUSÕES

Considerando que o potencial erosivo da chuva é medido em função da energia cinética, o ensaio proposto mostrou-se eficiente em simular a energia cinética de chuvas incidentes em vedações externas. A metodologia proposta procurou se adequar aos dados de precipitação, velocidade do vento e chuvas dirigidas em Portugal, sendo que, para que seja utilizada em outro local há a necessidade da adaptação aos dados meteorológicos da região à qual se destina o produto que se deseja avaliar.

A secagem em estufa para determinação da massa seca pode ocasionar maior carbonatação, principalmente em produtos de cimento Portland, devendo todas as amostras (ensaiadas ou não) permanecer em estufa por igual período de tempo. Os baixos valores de perda de massa resultante da exposição ao ensaio de simulação de chuvas demonstraram que, para o estudo de durabilidade de concretos expostos à ação de chuvas, a erodibilidade, associada ao ensaio de chuva dirigida utilizado, não pode ser considerada como parâmetro de resposta.

Os resultados de desgaste por erosão em blocos de solo estabilizado com metacaulino utilizando-se a metodologia de ensaio proposta foram similares aos publicados por Silva *et al.* (2013) para blocos de igual solo estabilizado com cinzas volantes, porém, utilizando a metodologia proposta pelas SNZ (*Standards New Zealand*). Para melhor validação do ensaio proposto, sugere-se que blocos com a mesma composição sejam testados com metodologias de ensaio diferentes e que, se possível, os resultados sejam comparados aos encontrados por exposição natural.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro do CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (248888/2013-7) e à cooperação de todos os integrantes do Laboratório de Materiais de Construção da Universidade do Minho, onde foi realizado todo o trabalho experimental.

## REFERÊNCIAS

- ABNT - (2013) Edificações habitacionais - Desempenho – Parte 4: Requisitos para os sistemas de vedações verticais internas e externas – SVVE. NBR 15575-4. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT - (2008) Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos. NBR 6136. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT - (2013) Bloco de solo-cimento sem função estrutural — Requisitos. NBR 10834. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABCP - (1980) Dosagem das misturas de solo-cimento: normas de dosagem e métodos de ensaio. Associação Brasileira de Cimento Portland. Publicações ABCP, São Paulo.
- BIS - (1982) Specification for soil based blocks used in general building construction. IS 1725. Indian Bureau of Indian Standards.
- Blocken B., Carmeliet J. (2006) On the accuracy of wind-driven rain measurements on buildings. *Building and Environment*, 41(16), pp. 1798-1810.
- Blocken B., Dezsö G., Beek J., Carmeliet J. (2010) Comparison of calculation models for wind-driven rain deposition on building facades. *Atmospheric Environment*, 44, pp. 1714-1725.
- CEN - (1990) Methods of test for mortar for masonry – Part 15: Determination of driving rain resistance of rendering mortars. PrEN 1015-15. European Committee for Standardization, Brussels.
- CEN –(2011) Specifications for masonry units. EN 771. European Committee for Standardization, Brussels.
- Cid-Falceto J, Mazarron F.R., Cañas I. (2012) Assessment of compressed earth blocks made in Spain: international durability tests. *Construction and Buildings Materials*, 37, pp. 738-745.
- Dad M. (1985) The use of Cement Stabilized Soil for low cost housing in developing countries. PhD Thesis, University of Newcastle Upon Tyne.
- Dunkerley D. (2008) Rain event properties in nature and in rainfall simulation experiments: a comparative review with recommendations for increasingly systematic study and reporting. *Hydrological Processes*, 22, pp. 4415-4435.
- Foster G.R., McCool D.K., Renard K.G., Moldenhauer W.C. (1981) Conversion of the universal soil loss equation to SI units. *Journal of Soil and Water Conservation*, 36, PP,355-359
- Giongo M., Paradatz I.J. (2011) Lambertz R. Determinação da exposição à chuva dirigida em Florianópolis, SC: índices de chuva dirigida e métodos semiempíricos. *Ambiente Construído*, 11(1), pp. 7-23.

- Heathcote, K.A. (1995) Durability of earth wall buildings. *Construction and building materials*, 9(3), pp. 185-189.
- John V.M., Sato N.M.N. (2006) Durabilidade de componentes da construção. In: *Construção e Meio Ambiente*. Editores: Miguel Aloysio Sattler e Fernando Oscar Ruttkay Pereira. ANTAC, Coleção *Habitare*, 7, pp. 20-57, Porto Alegre.
- Lima M.G., Morelli F. (2005) Mapa Brasileiro de Chuva Dirigida: algumas considerações. In: *International Symposium on Mortars Technology 1*. Florianópolis, SC.
- Melo Junior C.M., Carasek H. (2014) Relationship between the deterioration of multi-story buildings facades and the driving rain. *Revista de la construcción*, 13(1), pp. 64-73.
- Middleton G. (1987) Bulletin 5. Earth Wall Construction. In: 1992 rbSLM, editor. NorthRyde (Australia): CSIRO Division of Building, Construction and Engineering.
- Montebeller C.A., Carvalho D.F., Alves Sobrinho, T., Nunes A.C.S., Rubio E. (2001) Avaliação hidráulica de um simulador de chuvas pendular. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, 5(1), pp. 1-5.
- Narula, P., Sarkar, K., Azad, S. (2017). Driving Rain Indices for India at 1°x1° gridded scale. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 161, DOI: 10.1016/j.jweia.2016.12.005, pp. 1-8.
- Ngala V.T., Page C.L. (1997) Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes" *Cement and Concrete Research*, 27 (7), pp. 995-1007.
- Ogunye F.O., Boussabaine H. (2002) Development of a rainfall test rig as an aid in soil block weathering assessment. *Construction and Building Materials*, 16, pp. 173-180
- Ogunye F.O., Boussabaine H. (2002) Diagnosis of assessment methods for weather ability of stabilized compressed soil blocks. *Construction and Buildings Materials*, 16, pp. 163-172.
- Ola S.A., Mbata A. (1990) Durability of soil-cement for building purpose – Rain erosion resistance test. *Construction and Building Materials*, 4(4), pp. 182-187.
- Rezende M.L.S., Nascimento J.W.B., Neves G.A., Ferreira H.C. The effect of metakaolin on the durability of concrete hollow blocks used in masonry: evaluation of degradation caused by driving rain. *REM: Revista Escola de Minas*, 68(1), pp. 21-27 (2015).
- Rezende, M.L.S., CAMões, A., Eires, R., Jesus, C. (2016). Desenvolvimento e avaliação de um simulador de chuvas para teste acelerado de degradação. *Revista de Engenharia Civil UMinho*, 53, pp.17-28
- Rydock P.J. (2007) A framework for using a present weather observation method to calculate a driving rain wall factor at any location. *Building and Environment*, 42, pp. 1229-1235.
- Silva R.A., Oliveira D.F., Miranda T., Cristelo N., Escobar M.C., Soares E. (2013) Rammed earth construction with granitic residual soils: The case study of northern Portugal. *Construction and Buildings Materials*, 47, pp. 181-191.
- SLSI - (2009) Specification for compressed stabilized earth blocks. Part 2: Test Methods. SLS 1382-2. Sri Lanka Standards Institution.
- SNZ. Materials and workmanship for earth buildings. NZS 4298. Standards New Zealand (1998).
- IPMA – Instituto Português do Mar e da Atmosfera. Normais Climatológicas (1971-2000). Disponível em: <https://www.ipma.pt/pt/oclima/normais.clima/>
- WMO - World Meteorological Organization - Undata. Disponível em <http://data.un.org/Data.aspx?d=CLINO&f=ElementCode%3a39>
- Spraying Systems Co.® Referências Técnicas. Disponível em: [http://www.spray.com/cat70pt/cat70ptpdf/ssco\\_cat70pt\\_a.pdf](http://www.spray.com/cat70pt/cat70ptpdf/ssco_cat70pt_a.pdf)



## UTILIZAÇÃO DE ENSAIOS TENDENCIALMENTE NÃO-DESTRUTIVOS PARA CARACTERIZAÇÃO DE UMA LAJE TÉRREA INDUSTRIAL

### USE OF TENDENLY NON-DESTRUCTIVE TESTS FOR THE CHARACTERIZATION OF AN INDUSTRIAL FLOOR SLAB

Guedes, João M.; NCREP e FEUP, Porto, Portugal, [jguedes@ncrep.pt](mailto:jguedes@ncrep.pt)  
Costa, Alexandre A.; NCREP e ISEP, Porto, Portugal, [alexandre.costa@ncrep.pt](mailto:alexandre.costa@ncrep.pt)  
Quelhas, Bruno; NCREP, Porto, Portugal, [bruno.quelhas@ncrep.pt](mailto:bruno.quelhas@ncrep.pt)  
Ilharco, Tiago; NCREP, Porto, Portugal, [tiago.ilharco@ncrep.pt](mailto:tiago.ilharco@ncrep.pt)  
Lopes, Valter; NCREP, Porto, Portugal, [valter.lopes@ncrep.pt](mailto:valter.lopes@ncrep.pt)  
Oliveira, Joana; HILTI, Porto, Portugal, [joana.oliveira@hilti.com](mailto:joana.oliveira@hilti.com)

#### RESUMO

O diagnóstico de situações de danos, ou a avaliação de segurança de uma estrutura existente envolve, necessariamente o levantamento das suas características geométricas e materiais, nomeadamente: (i) a identificação dos elementos com carácter estrutural, ou seja com capacidade portante e que assumem essa função no comportamento da estrutura, (ii) dos materiais que os constituem, (iii) das suas dimensões e (iv) da sua distribuição espacial. A recolha desta informação passa por campanhas de inspecção que podem envolver a execução de ensaios *in-situ*, preferencialmente de carácter não destrutivo. No presente trabalho pretende-se salientar a importância das técnicas de ensaio não-destrutivas na caracterização de elementos de betão armado, utilizando como caso de estudo um trabalho de inspecção *in-situ* desenvolvido pelo NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda, que envolveu a caracterização estrutural de uma laje térrea de um pavimento industrial. Em particular, apresentam-se os resultados de ensaios não-destrutivos para detecção e localização de armaduras no interior da laje, nomeadamente utilizando os aparelhos da *Hilti: Ferroskan® PS 200* e *X-SCAN® PS 1000*. Complementarmente apresenta-se a análise de um conjunto de carotes extraídas da laje e que permitiram confrontar os resultados dos ensaios não-destrutivos com as reais características da laje.

#### ABSTRACT

The diagnosis of damage situations, or the safety evaluation of an existing structure, necessarily involves the survey of its geometric and material characteristics, namely: (i) the identification of elements with structural function, i.e. with bearing capacity and that assume this role in the behavior of the structure, (ii) the materials that constitute them, (iii) their dimensions and (iv) spatial distribution. The assessment of this information involves inspection campaigns that may include the execution of *in-situ* tests, preferably of non-destructive nature. The present work aims emphasizing the importance of non-destructive testing techniques in the characterization of reinforced concrete elements by using as case study an *in-situ* inspection work performed by NCREP - *Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda*, which involved the structural characterization of a concrete floor slab of an industrial building. In particular, the paper presents the results of the application of non-destructive tests for the detection and location of rebars within the concrete slab, namely using the *Hilti* equipment: *Ferroskan® PS 200* and *X-SCAN® PS 1000*. Complementary, the paper presents the analysis of a set of concrete samples extracted from the slab and that allowed confronting the results of the non-destructive tests with the real characteristics of the slab.

#### 1 - INTRODUÇÃO

O diagnóstico de situações de danos, ou a avaliação de segurança de uma estrutura existente envolve, necessariamente o levantamento das suas características geométricas e materiais, nomeadamente a identificação dos elementos com carácter estrutural, i.e. com capacidade portante e que assumem essa função no comportamento da estrutura, dos materiais que os constituem, das suas dimensões e da sua distribuição espacial. A recolha desta informação passa também por: (i) consulta de informação documental, nomeadamente elementos de arquivo correspondentes aos projectos originais e eventuais alterações efectuadas durante e após a construção da estrutura, (ii) realização de campanhas de inspecção que permitam, em particular através de visitas técnicas e ensaios no local, verificar o cumprimento dos elementos de arquivo/ projectos de execução encontrados e/ ou, caso estes elementos não existam, (iii) efectuar o levantamento das características dos elementos

estruturais. Estas verificações/ levantamentos são efectuados por amostragem e direccionados para alguns dos elementos chave para o comportamento da estrutura.

Estas campanhas de inspecção podem envolver a execução de ensaios, preferencialmente de carácter não destrutivo. No entanto, a execução destes ensaios, efectuados por amostragem, envolve, frequentemente, a realização de alguns ensaios semi-destrutivos, ou destrutivos, nomeadamente a abertura de janelas de sondagem e/ ou a extracção de carotes que permitam confirmar e validar, novamente por amostragem, os resultados dos ensaios não-destrutivos e, nalguns casos, calibrar estes resultados por análise comparativa. Ou seja, apesar de localmente necessários, a realização de ensaios não-destrutivos permite reduzir enormemente o número necessário de sondagens/ ensaios destrutivos.

No presente trabalho pretende-se salientar a importância das técnicas de ensaio não-destrutivas na caracterização de elementos de betão armado utilizando como caso de estudo um trabalho de inspecção *in-situ* desenvolvido pelo NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda, que envolveu a caracterização estrutural de uma laje térrea de um pavimento industrial. Em particular, apresentam-se os resultados de ensaios não-destrutivos para detecção e localização de armaduras no interior da laje, nomeadamente utilizando os aparelhos *Hilti: Ferroskan® PS 200* e *X-SCAN® PS 1000*. Complementarmente, apresenta-se o levantamento sumário dos danos encontrados e a análise de um conjunto de carotes extraídas da laje e que permitiram confrontar os resultados dos ensaios não-destrutivos com a realidade existente.

## 2 - APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

### 2.1 - Descrição geral

O pavilhão industrial, objecto do presente trabalho, tem um piso único em laje térrea com uma área em planta de aproximadamente 2680m<sup>2</sup>. O pavilhão é utilizado para armazenamento de materiais em estantes metálicas industriais (racks) e/ou apoiadas directamente na laje térrea. O piso é percorrido por veículos empilhadores pesados e veículos porta-paletes ligeiros para movimentação dos materiais. A (b)

Figura 2.1 apresenta fotos da zona alvo de estudo, com a identificação de algumas das áreas do pavilhão.



Figura 2.1 – Pavimento térreo: (a) vista geral e (b) detalhe das juntas de indução de fendas originais (esquerda) e de juntas intervencionadas à posteriori (direita)

O piso é constituído por uma laje aparentemente única, com juntas de indução de fendas realizadas por corte na laje, criando uma malha rectangular relativamente regular com alinhamentos de junta afastados em planta entre 3.60m e 4.65m na direcção longitudinal (Este-Oeste), e entre 3.20m e 5.00m na direcção transversal (Norte-Sul). Actualmente as juntas/ cortes na laje encontram-se preenchidos por diferentes materiais que, de acordo com informação prestada, resultaram de intervenções realizadas à posteriori em diferentes alturas, (b)

Figura 2.1. Também segundo informação prestada, o pavimento a Norte foi apoiado em zona de escavação e o pavimento a Sul em zona de aterro. Não existiam elementos de projecto que pudessem ser utilizados como ponto de partida para o trabalho efectuado.

## 2.2 - Descrição sumária dos danos

Durante as campanhas de inspecção realizadas ao pavimento do edifício foram identificadas anomalias que foram enquadradas em dois grupos principais de danos: (i) fissuras ligeiras a profundas dispostas nas direcções Norte-Sul e Este-Oeste, ou seja paralelas às direcções das juntas de indução de fendas; (ii) degradação das superfícies das juntas com esmagamentos, empolamentos e desagregações, tal como se representa na Figura 2.2. Salienta-se que a maioria das fissuras observadas nas lajes era paralela à menor dimensão dos painéis de laje definidos entre juntas.



Figura 2.2 - Exemplos de anomalias/ danos identificados no pavimento existente: (a) fissuração ligeira, (b) fissuração profunda e (c) desagregação e empolamento das faces de juntas de indução de fendas

Para além disso, a passagem dos veículos empilhadores sobre algumas zonas induzia movimentos/ vibrações no pavimento que eram perceptíveis para quem se encontrava em pé sobre os painéis de passagem do veículo. Este efeito era particularmente notório nos painéis de laje junto aos cais de descarga, evidenciando a existência de possíveis deformações da base de suporte das lajes nestas zonas.

Por último, refere-se que algumas placas apresentavam pequenas deformações criando empenos com os bordos levantados, ou seja semelhantes a deformações do tipo *curling*. Este dano poderá estar associado à retracção do betão durante o processo de cura resultante de uma mais rápida perda de água na face superior vs. face inferior; pode também ser induzido por variações de temperatura e humidade entre a base de suporte da laje e o interior do pavilhão, tal como apresentado em Antunes e Barros (2013). Este fenómeno origina pequenas folgas nos bordos entre a laje e o suporte que, com a passagem de cargas elevadas, pode provocar a fissuração da laje na zona central dos painéis de laje, bem como a sua oscilação (Figura 2.3).

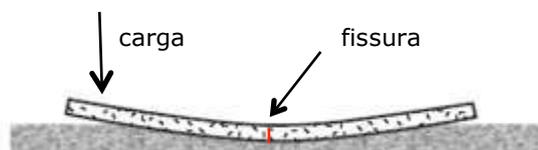


Figura 2.3 – Deformação de laje por efeito de *curling* e fissuração por aplicação de cargas nos bordos

## 3 - CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL

### 3.1 - Ensaios *in-situ*

Durante a inspecção ao edifício foram realizados ensaios *in-situ* com o intuito de caracterizar, por amostragem, a constituição e a geometria da laje térrea, nomeadamente ensaios de carácter não destrutivo através da utilização dos aparelhos da *Hilti*:

- (i) *Ferroskan*® *PS 200*, para caracterização do espaçamento entre armaduras, da sua localização em profundidade e estimativa do diâmetro dos varões, Figura 3.1 a);

- (ii) *X-SCAN® PS 1000*, para caracterização do espaçamento entre armaduras e a localização em profundidade ao longo de perfis de grande desenvolvimento, Figura 3.1 b).

Salienta-se que os resultados de qualquer ensaio devem ser interpretados tendo em consideração as características e limitações do equipamento utilizado e que devem ser previamente conhecidas por consulta dos manuais de utilização dos aparelhos.

Complementarmente, foram extraídas carotes de betão, Figura 3.1 c), de forma a: (i) estimar, por observação directa, a qualidade do betão, (ii) confirmar os diâmetros das armaduras e (iii) observar as características da base de apoio da laje e eventuais vazios existentes entre a laje e a base.



a) Ensaio com Ferroskan® PS 200

b) Ensaio com X-SCAN® PS 1000

c) Extração de carote

Figura 3.1- Ensaios realizados nas campanhas de inspecção

No total foram realizados 4 ensaios *in-situ* com recurso ao equipamento *Ferroskan® PS 200* e 13 ensaios *in-situ* com recurso ao equipamento *X-SCAN® PS 1000* em zonas especificamente escolhidas e representativas da laje térrea. Destaca-se que na utilização do *X-SCAN® PS 1000* foram realizados dois tipos de ensaios: i) bidireccionais que permitiram, em janelas de amostragem de  $0,60 \times 0,60 \text{ m}^2$  e  $1,20 \times 1,20 \text{ m}^2$ , caracterizar a posição das armaduras da laje térrea nas duas direcções; ii) unidireccionais que permitiram determinar a profundidade da armadura e estimar a espessura da laje térrea, ao longo de zonas com 10m de desenvolvimento longitudinal. Para além disso, foram extraídas 3 carotes (com 12cm de diâmetro) em diferentes painéis de laje entre juntas de indução de fendas e 2 micro-carotes (com 7cm de diâmetro) a travessar juntas. Nos pontos seguintes descreve-se com maior detalhe os resultados obtidos nesta campanha de ensaios.

### 3.2 - Ensaios de reconhecimento de armaduras - *Ferroskan® PS 200*

O equipamento *Ferroskan® PS 200* (Figura 3.2) utiliza o princípio de indução magnética para efectuar a detecção de materiais condutores. Quando o equipamento está longe de qualquer armadura, instala-se um campo magnético perfeito; quando na presença de armaduras, gera uma distorção do campo magnético, sendo esta distorção registada pelos sensores do equipamento. Combinando o registo dos vários sensores e os diferentes parâmetros de cada registo, o equipamento consegue determinar a posição e estimar o diâmetro e a profundidade das armaduras.



Figura 3.2- Ensaio bidireccional com o *Ferroskan® PS 200* para identificação de armaduras na laje do piso térreo

Foram efectuados no total 4 ensaios bidireccionais na laje térrea com o equipamento *Ferrosan® PS 200*. Este ensaio realiza-se sobre uma grelha previamente definida apoiada sobre a estrutura a ensaiar, e consiste na passagem do equipamento segundo alinhamentos sequenciais nas duas direcções da grelha. Os resultados do *scanning* bidireccional são depois transmitidos para o equipamento de registo que gera informação visual e que pode ser posteriormente pós-processada com o *software* específico do fabricante do equipamento. A Figura 3.3 apresenta o resultado/ leitura de um dos ensaios bidireccionais realizado com o *Ferrosan® PS 200*, nomeadamente os resultados saídos directamente do ensaio (não tratados) e após tratamento pelo *software* do aparelho, e que permite estimar o diâmetro das armaduras e os respectivos espaçamentos e espessura da camada de recobrimento.

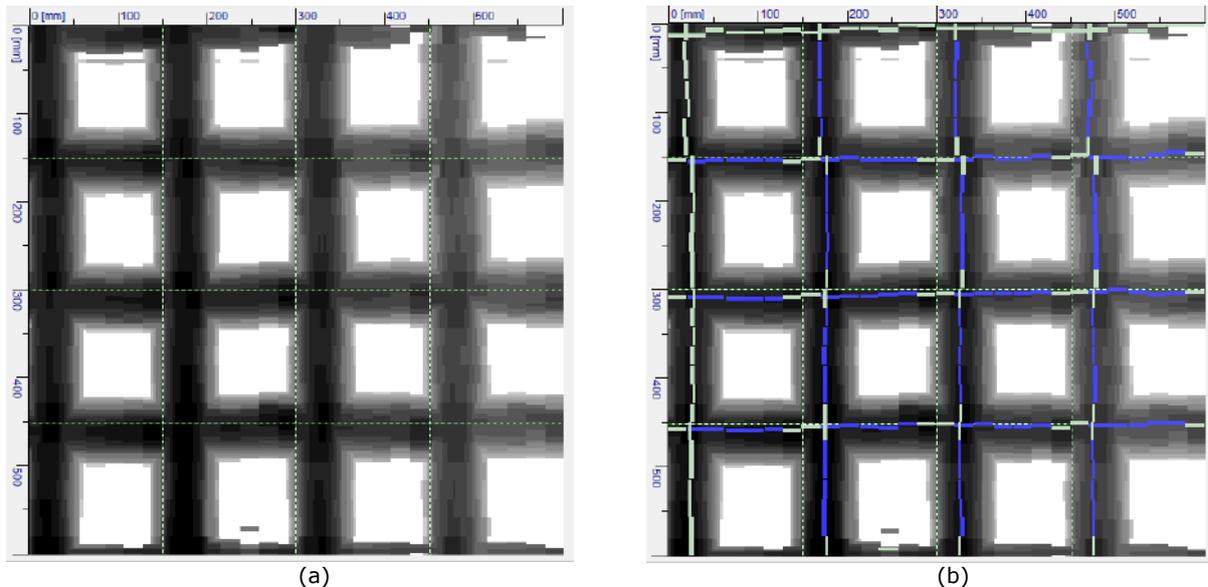
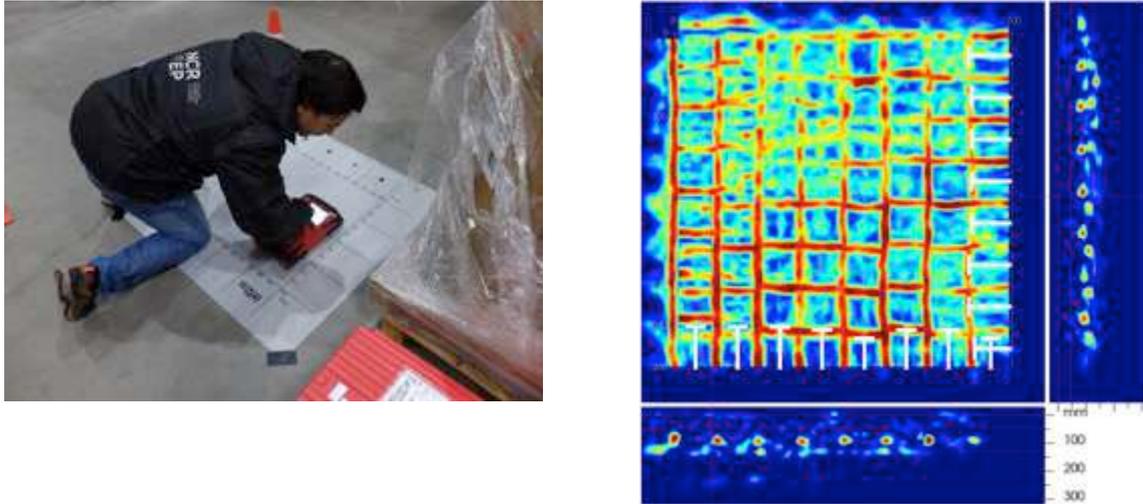


Figura 3.3 – Exemplo de resultados de ensaios bidireccionais obtidos com o *Ferrosan® PS 200*: (a) não tratados e (b) tratados

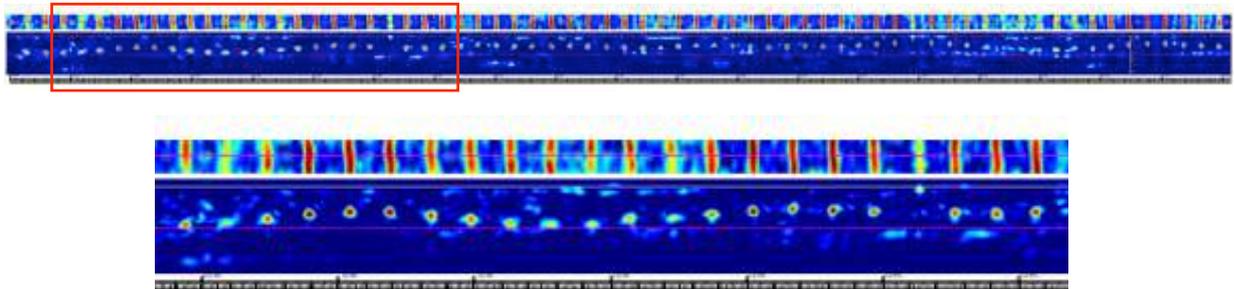
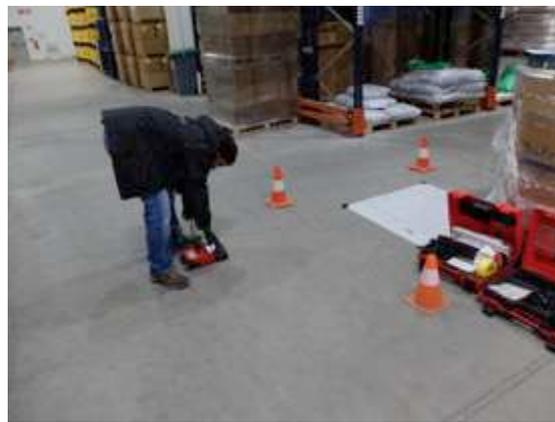
### 3.3 - Ensaios de reconhecimento de armaduras – *X-SCAN® PS 1000*

O equipamento *X-SCAN® PS 1000* utiliza o método do Georadar. Foram efectuados no total 5 ensaios bidireccionais na laje térrea com este aparelho. A Figura 3.4 a) apresenta o resultado/ leitura de um dos ensaios bidireccionais realizada com o equipamento, onde se observa o resultado após tratamento através do *software* do aparelho, e que permite estimar o diâmetro das armaduras, o respectivo espaçamento e a espessura da camada de recobrimento, neste caso através dos cortes apresentados lateralmente ao levantamento planimétrico da Figura 3.4 a). Porque em todos os levantamentos foi sempre detectada apenas uma camada de armadura em toda a espessura da laje térrea, a duplicação de malha metálica visível na zona superior do corte lateral direito corresponderá à sobreposição das malhas metálicas numa zona de emenda.

Para além dos ensaios anteriores, foram também realizados 8 ensaios unidireccionais na laje térrea utilizando o equipamento *X-SCAN® PS 1000*. Estes ensaios foram realizados sem o uso da grelha de ensaio, ou seja não se procedeu à transmissão do resultado do leitor para o equipamento de registo de forma a confrontar o alinhamento das armaduras nas duas direcções, tendo as armaduras detectadas sido marcadas directamente sobre a laje. Estes ensaios unidireccionais foram utilizados como indicadores de uniformidade de configurações de armadura em diferentes elementos (Figura 3.4 b). Em particular, permitiu confirmar a presença de apenas uma camada de armadura em toda a altura da laje térrea, medir a oscilação da malha metálica/ armadura em altura e verificar que nalgumas zonas a armadura se localiza à face da superfície inferior da laje.



(a)



(b)

Figura 3.4 – Exemplos de ensaios com o X-SCAN® PS 1000: (a) bidireccional e (b) unidireccional (longitudinal total e ampliação da zona assinalada)

### 3.4 - Extração de carotes

De forma a confirmar a espessura do betão e o diâmetro das armaduras da malha metálica, assim como observar o aspecto em altura do betão e a base de apoio da laje, procedeu-se à extração de carotes em zonas previamente definidas e que procuraram incluir o corte de armaduras, cuja posição foi estimada através dos ensaios prévios com o *Ferrosca*® PS 200.

Foram então extraídas 3 carotes em zonas da laje de betão entre juntas e 2 micro-carotes com corte de juntas entre painéis. As carotes permitiram confirmar a altura da laje e a espessura das armaduras da malha metálica e, no caso das micro-carotes, determinar a altura do corte da laje na zona das juntas. Para além disso, foi possível confirmar a variação de profundidade da malha metálica ao longo da laje, podendo, como se vê na Figura 3.5 d), situar-se à face da superfície inferior da laje.



a) Carote em zona de laje entre juntas



b) Micro-carote sobre uma junta



c) Carote de 12cm de diâmetro extraída em zona de laje entre juntas



d) Micro-carote de 7.5cm extraída sobre uma junta. A imagem da esquerda mostra a superfície interior das duas metades da carote e marca a altura do corte na laje que materializa a junta de indução de fendas

Figura 3.5 – Carotes e micro-carotes extraídas

Após extraídas as carotes e micro-carotes, foi ainda possível observar que a laje não apresentava qualquer material na interface entre a base e a laje e que nalgumas das zonas de extracção existiam folgas entre a superfície inferior da laje e a base, ou seja que a laje não se encontrava totalmente apoiada no terreno (Figura 3.6). Faz-se notar que não foram realizadas ensaios de identificação das propriedades do solo de fundação, nem houve acesso às características impostas para a sua compactação, em particular nas zonas de aterro.



Figura 3.6 – Folgas observadas entre a base da laje térrea e o terreno: (a) 15mm e (b) 18mm

### 3.5 - Resumo dos resultados dos ensaios

Nesta secção resume-se a informação obtida, nomeadamente os resultados adquiridos através dos ensaios efectuados na laje de betão do pavimento térreo.

Os ensaios não-destrutivos realizados recorrendo aos equipamentos *Ferroskan*<sup>®</sup> *PS-200* e *X-SCAN*<sup>®</sup> *PS-1000* permitiram caracterizar estruturalmente a laje do piso térreo. Em particular, mostraram que:

- Existe apenas uma camada de armadura;
- A armadura colocada é do tipo malha quadrada com espaçamento em ambas as direcções de 15mm;
- A posição da malha metálica/ armadura apresenta muitas variações ao longo do pavimento, posicionando-se entre 35mm e 150mm ( $\pm 10$ mm) de profundidade em relação à face superior, existindo nalguns casos à face da superfície inferior da laje;
- O tipo de armadura é semelhante em todas as zonas ensaiadas;
- A espessura de laje varia entre 110mm e 160mm ( $\pm 10$ mm).

Por outro lado, as carotes extraídas mostraram espessuras de laje variáveis entre 95mm e 125mm e confirmaram a presença de uma única camada de armadura com cerca de 4mm de diâmetro, posicionada a uma profundidade variável entre 75mm e 105mm. Para além disso, permitiram medir o corte na laje para materialização da junta de indução de fendas que apresentava profundidades de cerca de 50mm.

Concluindo, as carotes permitiram confirmar, e nalguns casos clarificar, os resultados obtidos através dos ensaios não-destrutivos, validando os resultados da caracterização estrutural da laje de betão dos pavimentos obtidos através desses ensaios.

## 4 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

O NCREP - Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda., elaborou o trabalho de inspecção estrutural apresentado neste artigo com o objectivo de identificar e caracterizar a constituição da laje térrea de um pavilhão industrial. As acções realizadas durante os trabalhos de inspecção, nomeadamente através da campanha de ensaios realizados, mostraram que:

- O pavimento térreo é constituído por uma laje de betão armado de espessura variável entre 95mm e 120mm (com base nas carotes extraídas), e com zonas que poderão chegar aos 150mm de espessura (com base nos ensaios não-destrutivos), e com uma camada de armadura quadrada do tipo malhasol  $\Phi 4\text{mm}\#150\text{mm}$ ;
- O pavimento encontra-se dividido, através de juntas serradas com uma profundidade de cerca de 50mm, em painéis de laje com dimensões máximas de 5,0m de largura, cumprindo as boas práticas da arte, TR 34 (2013);

- A posição em altura da armadura é bastante variável, encontrando-se entre 35mm e 150mm de profundidade em relação à superfície da laje, informação recolhida com base nas carotes e nos ensaios não-destrutivos realizados. Em particular, os ensaios não-destrutivos mostraram existir grandes oscilações na posição da armadura ao longo do desenvolvimento do pavimento térreo;
- Os resultados obtidos nos ensaios não-destrutivos com os equipamentos HILTI Ferroskan® PS200 e X-SCAN® PS1000 foram conclusivos, sendo também validados pelos resultados da extracção de carotes e micro-carotes.

Para além disso, a utilização do procedimento de inspecção adoptado permitiu concluir que não existem conectores metálicos nas juntas entre painéis de laje, importantes para obviar movimentos relativos entre painéis de laje no caso da ocorrência de assentamentos diferenciais para transferência de carga entre painéis, conforme referido nas boas práticas da arte para pavimentos industriais, TR 34 (2013).

Concluindo, através de uma campanha controlada de ensaios não-destrutivos, acompanhada de um número muito reduzido de ensaios destrutivos (extracção de carotes), foi possível caracterizar a laje do piso térreo do pavilhão industrial, permitindo obter informação que, depois de devidamente analisada e tratada, permitirá efectuar um diagnóstico sustentado e apontar soluções para a resolução dos danos encontrados.

## **REFERÊNCIAS**

Antunes, J. A. B., & Barros, J. A. (2003). Juntas em pavimentos de edifícios industriais. Seminário sobre dimensionamento de estruturas de betão reforçado com fibras de aço, 14-1.

TR 34 (2013). Concrete Industrial Ground Floors – Fourth Edition. The Concrete Society. Short Run Press Ltd., Exeter. ISBN: 978-1-904482-77-2.



Tema 7

**VIBRAÇÕES E HIGROTÉRMICA**



## **VIBRAÇÕES DO SISTEMA VIA-MACIÇO NUM TROÇO DA LINHA DO NORTE**

### **TRACK-GROUND VIBRATIONS ON A STRETCH OF LINHA DO NORTE**

Correia dos Santos, Nuno; *CONSTRUCT – LESE, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto (FEUP); Universidade Lusófona do Porto (ULP); nuno.santos@ulp.pt*  
Colaço, Aires; *CONSTRUCT – LESE, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto (FEUP); aires@fe.up.pt*  
Costa, Pedro Alves; *CONSTRUCT – LESE, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto (FEUP); pacosta@fe.up.pt*  
Calçada, Rui; *CONSTRUCT – LESE, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto (FEUP); ruiabc@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

O presente artigo centra-se na análise experimental das vibrações induzidas por tráfego ferroviário num troço renovado da Linha do Norte. O conjunto de trabalhos aqui apresentados enquadra-se num programa experimental completo e abrangente, envolvendo três componentes complementares: a caracterização geomecânica do maciço de fundação; a caracterização mecânica e geométrica da via-férrea; a medição de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. A título exemplificativo, procede-se à apresentação das vibrações geradas pela passagem de um comboio Intercidades. Posteriormente, são consideradas diversas passagens do mesmo tipo de comboio, de forma a ter em conta a dispersão dos resultados.

Os dados resultantes deste trabalho estão disponíveis, podendo ser descarregados e utilizados por outros investigadores: [www.fe.up.pt/~csf/DataCarregado.zip](http://www.fe.up.pt/~csf/DataCarregado.zip).

#### **ABSTRACT**

The present paper is focused on the experimental analysis of train induced vibrations on a stretch of Linha do Norte. This comprehensive experimental campaign includes three essential and complementary components: the characterization of the ground; the characterization of the track; the measurement of the vibrations generated by railway traffic. As an example, the vibrations due to the single passage of an Intercity train are presented. Later, different passages of the same train are considered, in order to address to the variability of the responses.

The obtained data is available for download ([www.fe.up.pt/~csf/DataCarregado.zip](http://www.fe.up.pt/~csf/DataCarregado.zip)) and may be used by other researchers.

#### **1 - ENQUADRAMENTO**

No presente artigo é apresentado um programa experimental centrado na análise das vibrações induzidas por tráfego ferroviário num troço renovado da Linha do Norte. Com o trabalho realizado pretendeu-se essencialmente: i) obter um conjunto de informação experimental útil para a compreensão deste fenómeno (Correia dos Santos et al., 2016); ii) usar a informação obtida experimentalmente na validação de ferramentas numéricas (Alves Costa et al., 2012; Correia dos Santos et al., 2017). Os resultados obtidos estão disponíveis ([www.fe.up.pt/~csf/DataCarregado.zip](http://www.fe.up.pt/~csf/DataCarregado.zip)) e podem ser utilizados por outros investigadores na validação de ferramentas de previsão.

Por outro lado, pretendeu-se estudar um troço da linha ferroviária nacional onde fossem atingidas velocidades de circulação elevadas. Como tal, surgiu com alguma naturalidade a opção por um troço renovado da Linha do Norte, onde são atingidas velocidades da ordem dos 200 km/h. Adicionalmente, e logo numa fase inicial, o processo de escolha da localização do campo experimental requereu a definição de um conjunto de critérios, tais como:

- evitar cenários de elevada complexidade e com heterogeneidades evidentes;
- identificar um local com terreno livre na vizinhança da via-férrea;
- seleccionar um troço de via-férrea com alinhamento reto;
- procurar um troço com boas acessibilidades;
- evitar um local com topografia complexa.

Os critérios definidos permitiram identificar, em conjunto com a administração ferroviária nacional (na altura REFER, atualmente IP), um conjunto de possibilidades e proceder à seleção do local de estudo. Assim sendo, o campo experimental foi desenvolvido num troço renovado da Linha do Norte, com a designação Alhandra-Setil, junto ao km 41+625, entre os apeadeiros do Espadanal e de Vila Nova da Rainha.

Conforme se pretende mostrar na Figura 1, trata-se de uma zona de via balastrada, dupla e de bitola ibérica, com um alinhamento reto ao longo de uma distância bastante considerável. No local, não foi identificado qualquer aterro para a plataforma ferroviária. Foi possível identificar camadas de balastro e subbalastro com espessuras de 0,35 m e 0,30 m, respetivamente. Em simultâneo, foi ainda possível identificar uma camada de material granular, subjacente ao subbalastro, com aproximadamente 0,25 m de espessura. As travessas de betão pré-esforçado espaçadas longitudinalmente de 0,60 m apoiam carris de barra longa soldada do tipo UIC60.



Figura 1 – Via-férrea no local em estudo.

## 2 - CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO

A caracterização adequada do maciço de fundação mostra-se fundamental para a compreensão deste fenómeno, nomeadamente da propagação das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. Tendo em vista a pretendida caracterização, foram realizados ensaios convencionais (CPT e SPT) e ensaios de caracterização geofísica (SASW e cross-hole). Durante a realização dos ensaios SPT, procedeu-se ainda à recolha de amostras intactas que viriam a ser analisadas em laboratório.

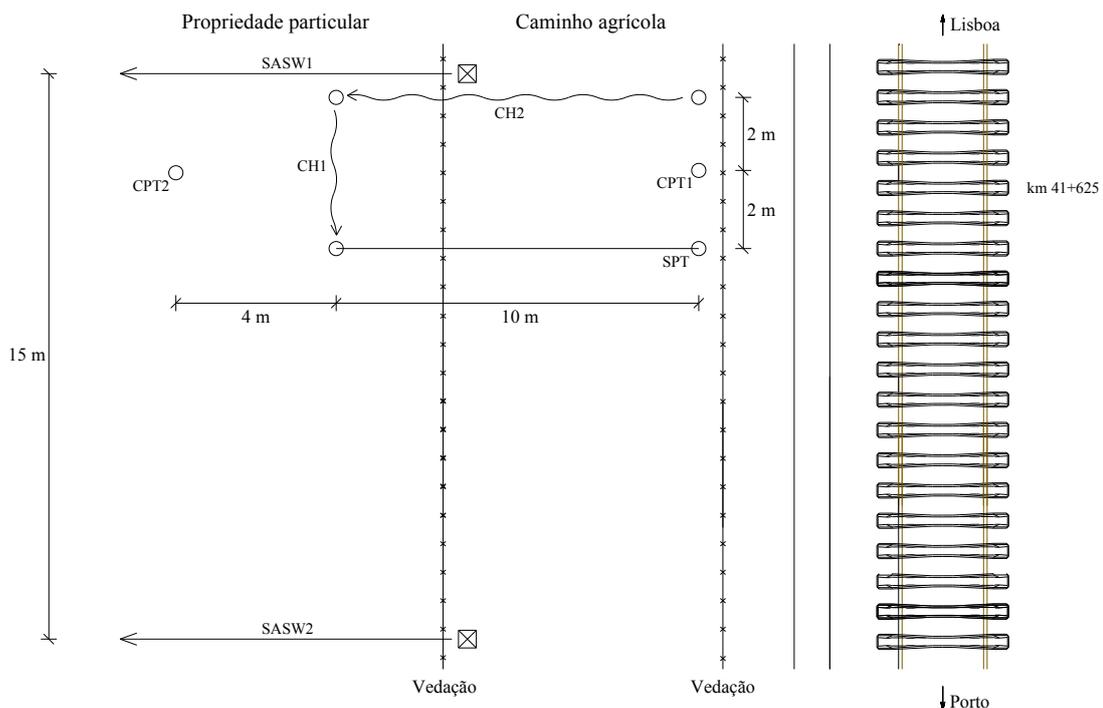


Figura 2 – Planta do local em estudo, incluindo a localização dos ensaios para caracterização do maciço.

Os ensaios SASW e cross-hole (CH) revelam-se fundamentais no âmbito do estudo realizado, já que permitem estimar as propriedades dinâmicas do maciço para muito pequenas deformações. Por seu lado, os restantes ensaios envolvem níveis de deformação bastante mais significativos, fornecendo informação complementar e cuja utilidade é essencialmente qualitativa.

Os diversos testes foram realizados na proximidade da via-férrea, junto à secção considerada de referência (km 41+625), de acordo o esquema apresentado na Figura 2.

### 2.1 - Ensaios SPT

Foi realizado um furo de sondagem com uma profundidade de 15,0 m, ao longo do qual foram efetuados ensaios SPT, espaçados de 1,5 m. O Quadro 1 apresenta os resultados do ensaio SPT, acompanhados por uma breve descrição litológica das diferentes camadas atravessadas., informação esta que se entende como importante para a compreensão do cenário estudado.

Quadro 1 – Registo fornecido pelo ensaio SPT.

Profundidade [m]	Descrição	N <sub>SPT</sub>
0	Solo argilo-arenoso, de cor castanha (material de aterro)	4
1,5		
3,0	Solo argilo-arenoso, de cor negra, com matéria orgânica	13
4,5	Solo argiloso, de cor cinzenta, com vestígios de material vegetal	0
6,0		
7,5	Solo argiloso, de cor castanha, com fragmentos de calcário branco	14
9,0		20
10,5		16
12,0		15
15,0		14

### 2.2 - Ensaios Cross-Hole

A prévia preparação de 3 furos viabilizou a realização de dois ensaios (CH1 e CH2), com a localização representada no esquema da Figura 2, cada um dos quais até 9,0 m de profundidade e com espaçamentos em profundidade de 1,0 m.

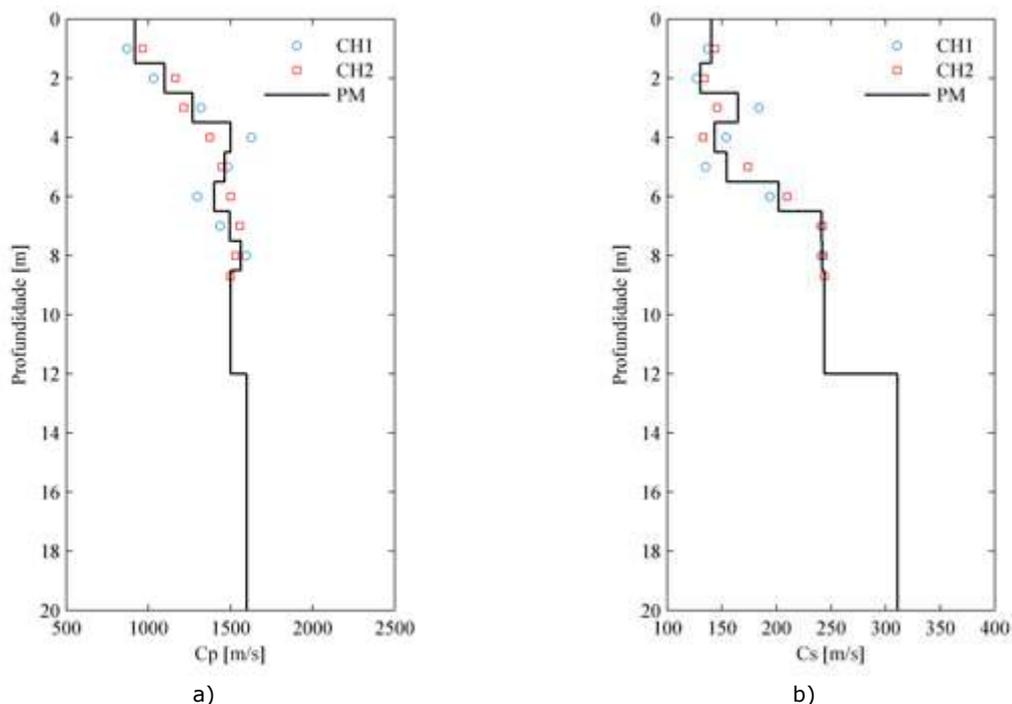


Figura 3 – Resultados dos ensaios cross-hole: a) velocidade das ondas P; b) velocidade das ondas S.

A Figura 3 mostra a evolução da velocidade de propagação das ondas sísmicas em profundidade, obtida através destes ensaios. Para cada um dos casos, representa-se ainda um perfil definido pelos valores médios dos ensaios. É possível verificar uma proximidade entre os valores fornecidos por ambos os ensaios, pelo que a adoção de um perfil médio parece razoável.

### 2.3 - Ensaios SASW

Adicionalmente, e considerando dois alinhamentos paralelos e afastados de 15 m (Figura 2), foram realizados dois ensaios SASW (Badsar, 2010). Cada um destes ensaios envolveu uma componente experimental (Figura 4) e um procedimento de inversão.



Figura 4 – Equipamento utilizado na componente experimental do ensaio SASW: a) equipamento para queda de peso; b) célula de carga; c) acelerómetro.

A componente experimental visou a determinação das curvas de dispersão e atenuação experimentais, através da aplicação de impactos resultantes de quedas de um peso de uma dada altura e medição simultânea da resposta num conjunto de pontos situados a diferentes distâncias desta fonte de excitação. Numa fase posterior, o problema foi simulado numericamente e recorreu-se a um procedimento de inversão para otimizar o ajuste entre as curvas numéricas e experimentais.

A Figura 5 apresenta as propriedades dinâmicas do maciço (velocidade das ondas P e S; amortecimento) obtidas através dos ensaios SASW. Relativamente à velocidade das ondas, e para facilitar a comparação, representa-se também os resultados dos ensaios cross-hole.

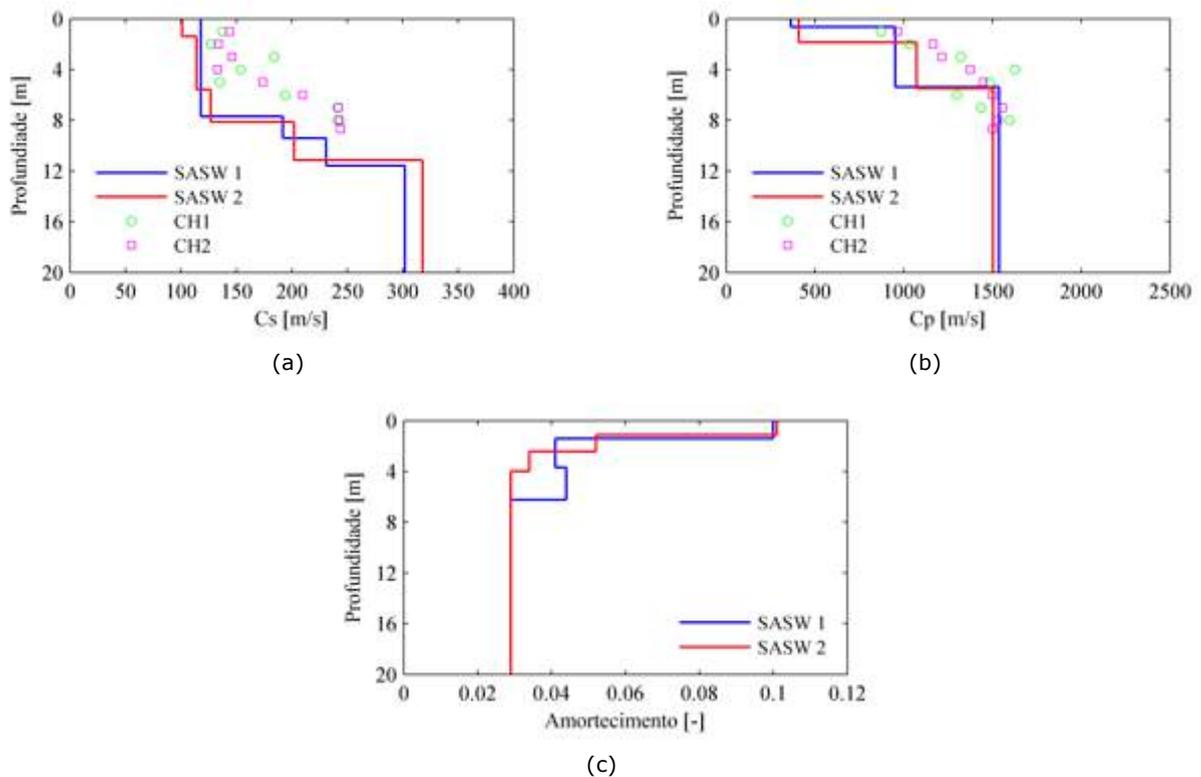


Figura 5 – Propriedades dinâmicas do maciço: a) velocidade das ondas S; b) velocidade das ondas P; c) amortecimento.

### 3 - CARACTERIZAÇÃO DA VIA-FÉRREA

A caracterização da via-férrea incluiu a medição do seu perfil de irregularidades e uma caracterização mecânica baseada em ensaios de recetância.

#### 3.1 - Perfil de irregularidades da via

A definição do perfil de irregularidades da via resultou da combinação de medições realizadas com o veículo de inspeção EM 120 (Figura 6a) e do equipamento Vogel RMF<sup>2.3E</sup> (Figura 6b). Enquanto a EM120 permitiu medir as irregularidades da via na gama de comprimentos de onda entre 1 m e 25 m, o equipamento Vogel viabilizou a medição das irregularidades com comprimentos de onda inferiores a 1 m (corrugação do carril).



Figura 6 – Equipamento utilizado na medição das irregularidades da via: a) EM 120; b) Vogel RMF<sup>2.3E</sup>.

A Figura 7 apresenta o registo espacial do perfil de irregularidades verticais medido no carril exterior da via descendente medido ao longo de um troço de 200 m de via, centrado na secção de referência, entre o km 41+725 e o km 41+525.

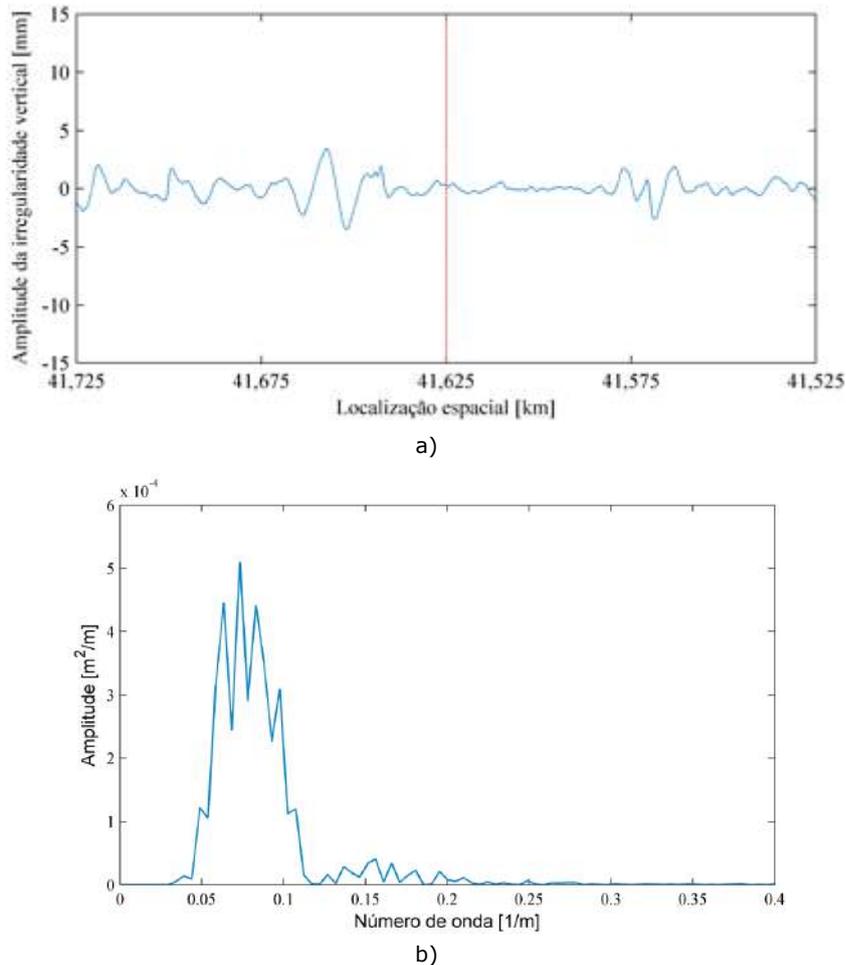


Figura 7 – Perfil de irregularidades verticais do carril exterior da via descendente: a) registo espacial; b) PSD.

### 3.2 - Ensaio de recetância da via

A caracterização mecânica da via baseou-se na realização de ensaios recetância (De Man, 2002), os quais se revelam extremamente úteis para uma adequada compreensão do comportamento dinâmico da via. De uma forma resumida, consistiram na excitação da via através da aplicação de 100 impulsos a meio vão da travessa com um martelo instrumentado. Em simultâneo, procedeu-se à medição da resposta nas extremidades da travessa e no carril sobrejacente, com o recurso a acelerómetros (Figura 8).

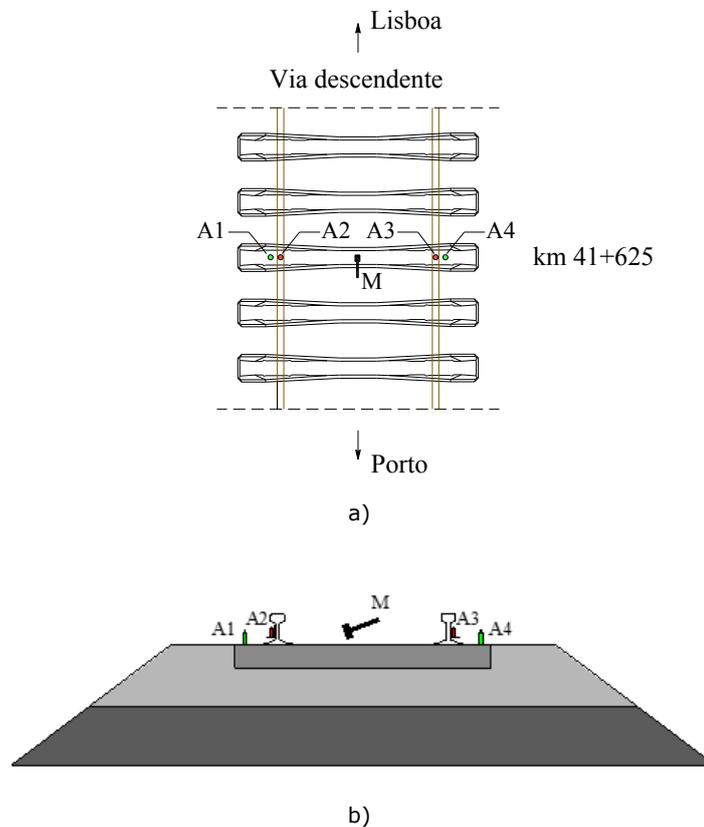


Figura 8 – Esquema do ensaio de recetância da via, evidenciando o posicionamento dos sensores e o ponto de aplicação dos impulsos: a) planta; b) perfil transversal.

A função de recetância,  $H(\omega)$ , é obtida através da seguinte relação:

$$H(\omega) = \frac{x_i^{av}(\omega)}{F_h^{av}(\omega)} \quad [1]$$

em que  $x^m(\omega)$  e  $F^m(\omega)$  representam os valores médios do deslocamento no ponto de observação e da força de impacto aplicada, definidos no domínio da frequência.

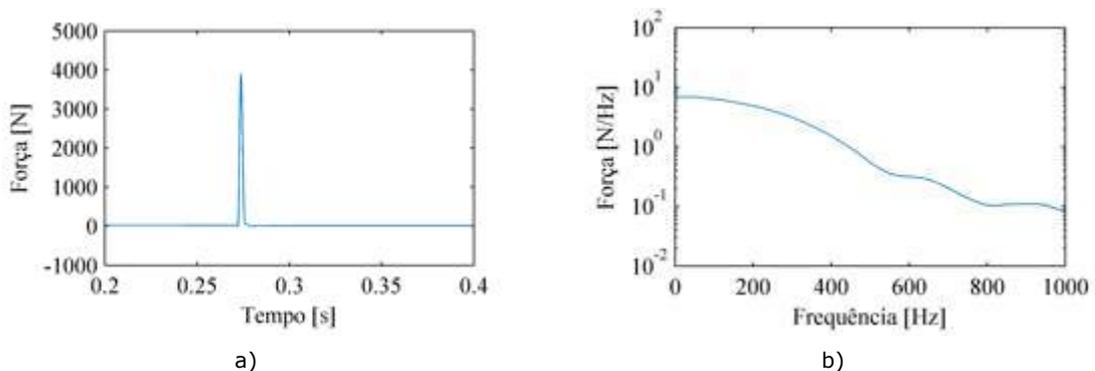


Figura 9 – Solicitação aplicada pelo martelo: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

A consideração de um elevado número de eventos (100, na situação apresentada) minimiza o efeito do ruído e torna aceitável a utilização de valores médios.

A título exemplificativo, a Figura 9 mostra o registo temporal e o conteúdo em frequência da solicitação aplicada pelo martelo, num dos eventos considerados.

Observando a figura é possível confirmar o carácter impulsivo da solicitação aplicada. Por outro lado, verifica-se que a maior energia transmitida pelo martelo corresponde a frequências até cerca de 400 Hz, o que se revela adequado ao presente estudo. Num outro contexto em que a excitação de frequências mais elevadas seja necessária, tal pode ser conseguido equipando o martelo usado com uma ponteira mais rígida ou utilizando um outro martelo.

Numa primeira fase, os ensaios foram efetuados na secção de referência. Como exemplo, a Figura 10 apresenta as funções de receptância calculada nas duas extremidades da travessa (H1 e H4), acompanhadas pelas respetivas funções de coerência. Tendo em vista a identificação da gama de frequências com resultados de melhor qualidade, as curvas de coerências são acompanhadas (a traço interrompido) pelo limite definido a 0,95.

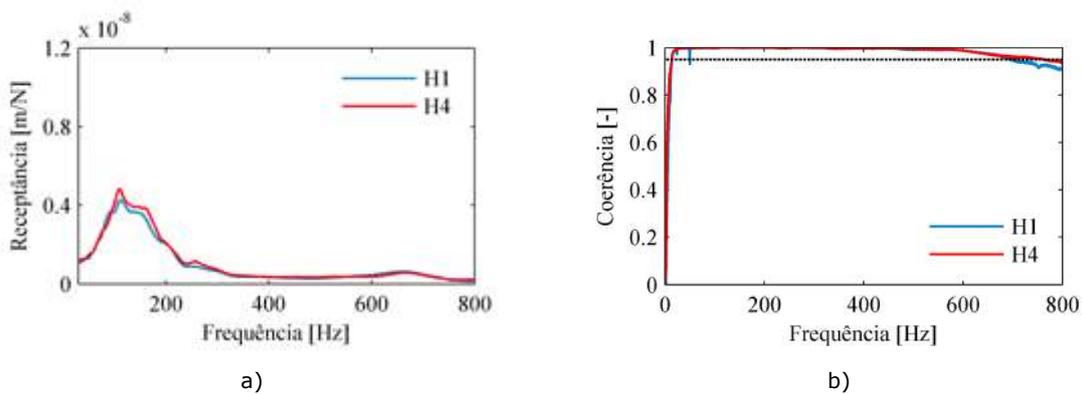


Figura 10 – Receptância da travessa, na secção de referência: a) função de receptância; b) função de coerência.

Numa segunda fase, e visando a análise da variabilidade dos resultados, os ensaios de receptância foram repetidos em diferentes secções da via: 20 travessas, num comprimento total de cerca de 40 m, centrado na secção de referência.

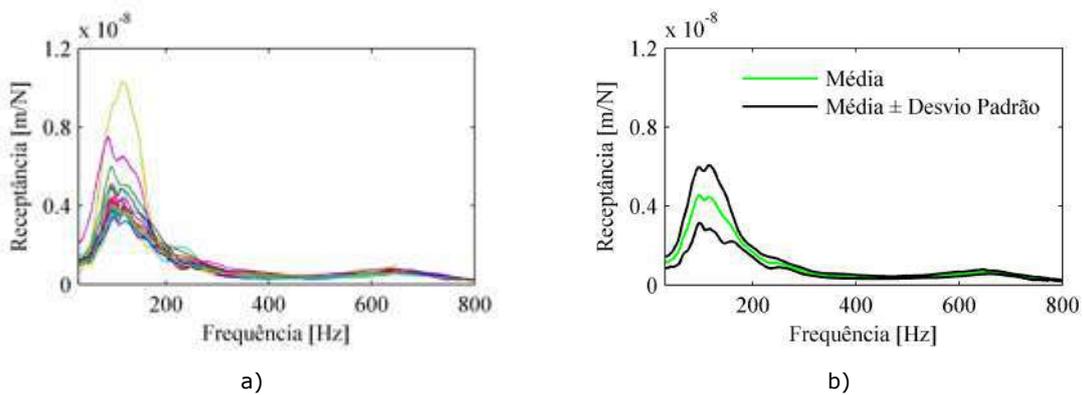


Figura 11 – Receptância da travessa (H1): a) nas diversas secções analisadas; b) média e média  $\pm$  desvio-padrão.

## 4 - MEDIÇÃO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO

### 4.1 - Descrição Geral

Em consequência da sua proximidade relativamente à zona da Grande Lisboa, o troço em análise apresenta um elevado volume de tráfego, envolvendo a passagem de diversos tipos de comboios, seja de passageiros seja de mercadorias (Figura 12). Este facto permitiu o registo de dezenas de eventos, sempre envolvendo a passagens de veículos na via descendente (direção Porto-Lisboa).

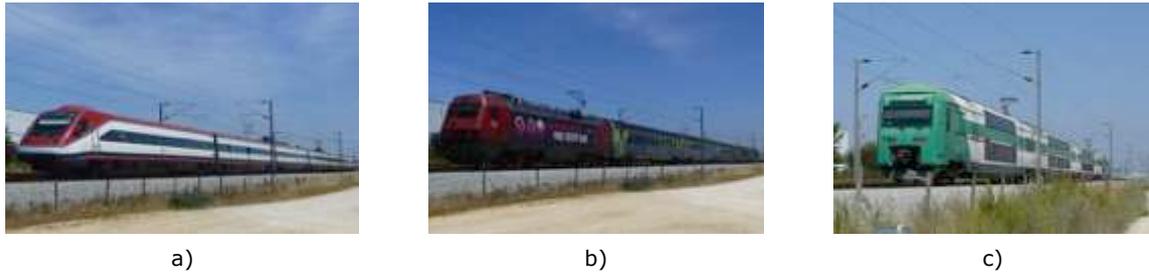


Figura 12 – Alguns comboios de passageiros em circulação no troço em estudo: a) Alfa Pendular; b) Intercidades; c) Suburbano.

Durante cada um dos eventos, procedeu-se à medição da resposta dinâmica vertical da via e do maciço adjacente, no alinhamento da secção de referência (km 41+625). No que à via diz respeito, procedeu-se à medição do deslocamento do carril exterior e a aceleração da travessa. Em relação ao maciço adjacente, mediui-se a aceleração num conjunto de pontos da sua superfície, localizados a diferentes distâncias, ao longo de um alinhamento perpendicular à mesma. A Figura 13 mostra a configuração adotada.

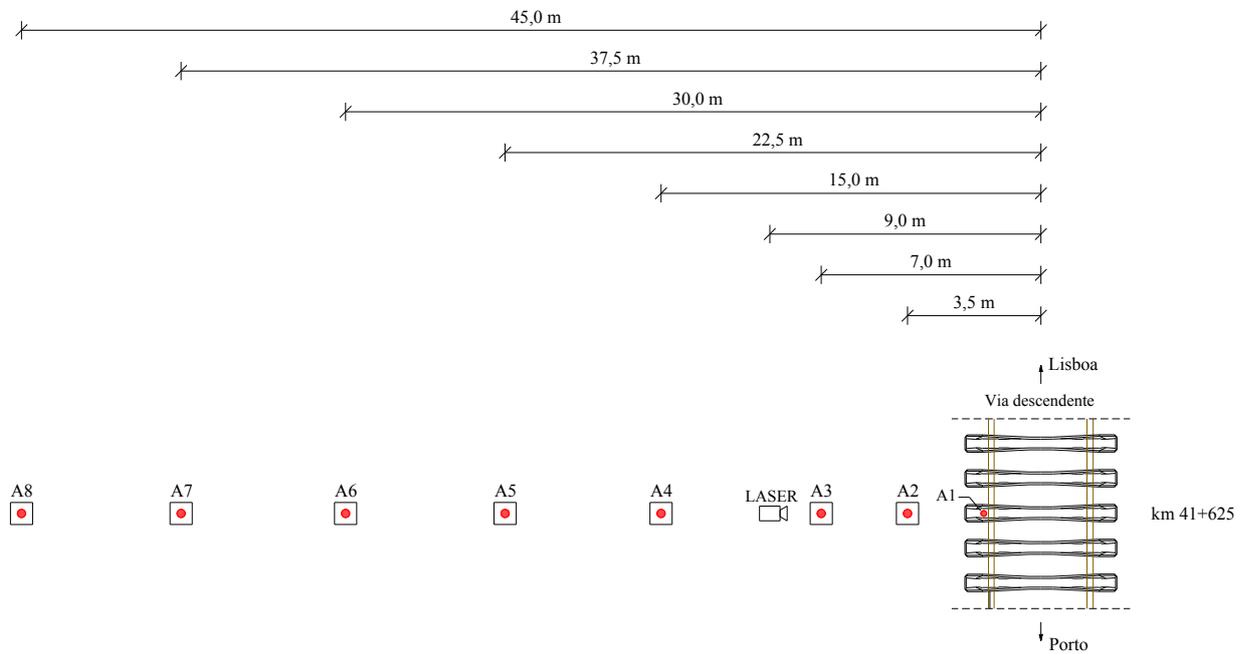


Figura 13 – Configuração experimental adotada (planta).

A Figura 14 mostra alguns acelerómetros utilizados na medição da resposta dinâmica da via e da superfície do maciço.



Figura 14 – Acelerómetros: a) colado na travessa; b) montado numa estaca de aço cravada no maciço.

O deslocamento vertical do carril foi medido através de um sistema laser/PSD (Pinto et al., 2013), apresentado na Figura 15.



Figura 15 – Sistema laser/PSD: a) vista geral; b) pormenor do emissor laser (sem proteção).

#### 4.2 - Resultados obtidos num dos eventos

A título exemplificativo, são apresentados os resultados obtidos durante uma passagem do comboio Intercidades, com uma velocidade de 205 km/h. Na verdade, a realização desta campanha com a via em operação permitiu o registo de eventos correspondentes a cenários reais de tráfego. Procurando apoiar a análise desses resultados, a Figura 16 ilustra a configuração do comboio Intercidades e o Quadro 2 resume as suas principais propriedades.

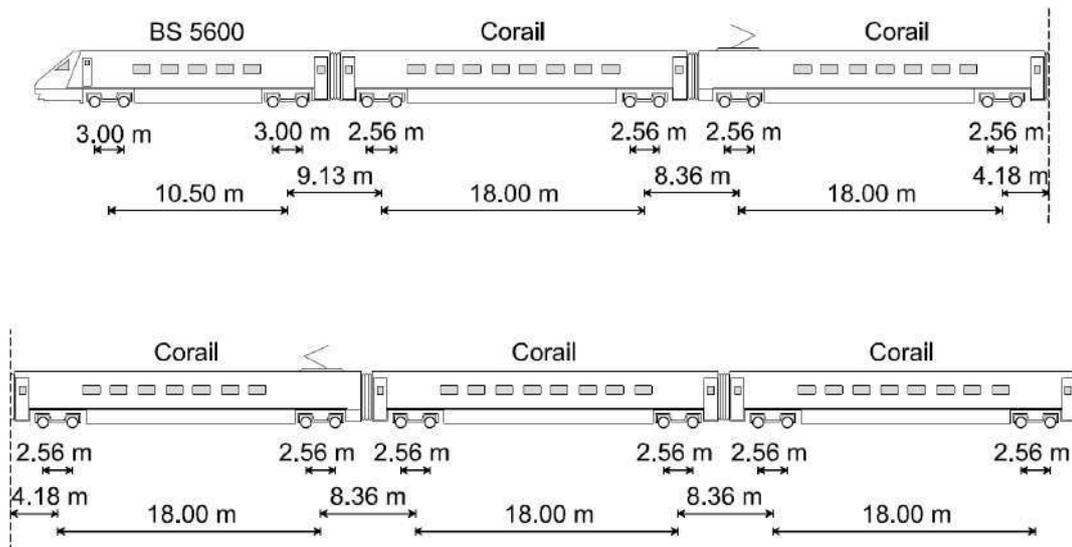


Figura 16 – Configuração do comboio Intercidades.

Quadro 2 – Propriedades mecânicas dos veículos que constituem o comboio Intercidades.

Veículo		BS 5600	Corail
Caixa	Massa [kg]	54000	29600
Suspensão secundária	Rigidez [kN/m]	6000	364
	Amortecimento [kN.s/m]	120	44
Bogies	Massa [kg]	10500	3200
Suspensão primária	Rigidez [kN/m]	2680	284
	Amortecimento [kN.s/m]	40	7,46
Eixos	Massa [kg]	3000	1500
	Carga [kN]	213,4	117,7

Considerando primeiramente a resposta da via, a Figura 17a apresenta o deslocamento vertical do carril exterior, enquanto a Figura 17b mostra a velocidade vertical da travessa.

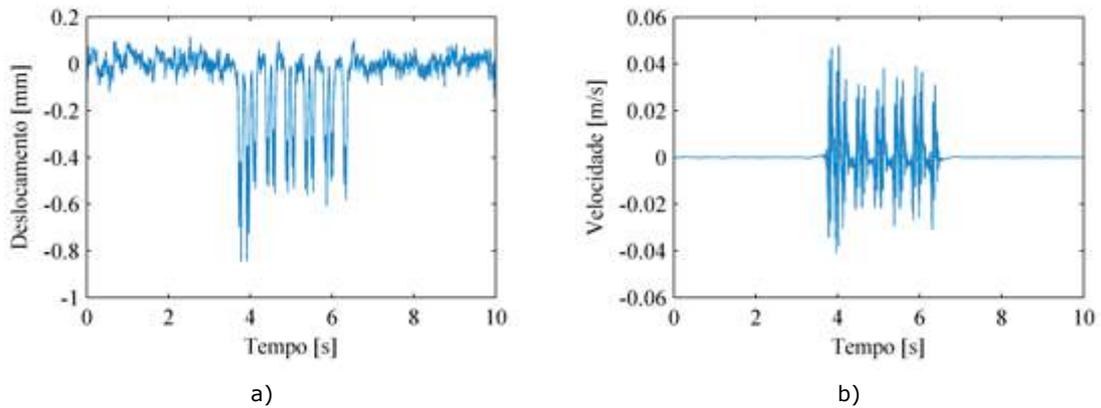


Figura 17 – Resposta da via durante a passagem do comboio Intercidades, circulando a 205 km/h:  
a) deslocamento vertical do carril exterior; b) velocidade vertical da travessa.

Passando para a resposta da superfície do maciço, as Figuras 18 e 19 mostram a velocidade vertical, à superfície do maciço, em dois pontos localizados a diferentes distâncias da via. São apresentados os registos temporais, assim como os conteúdos em frequência.

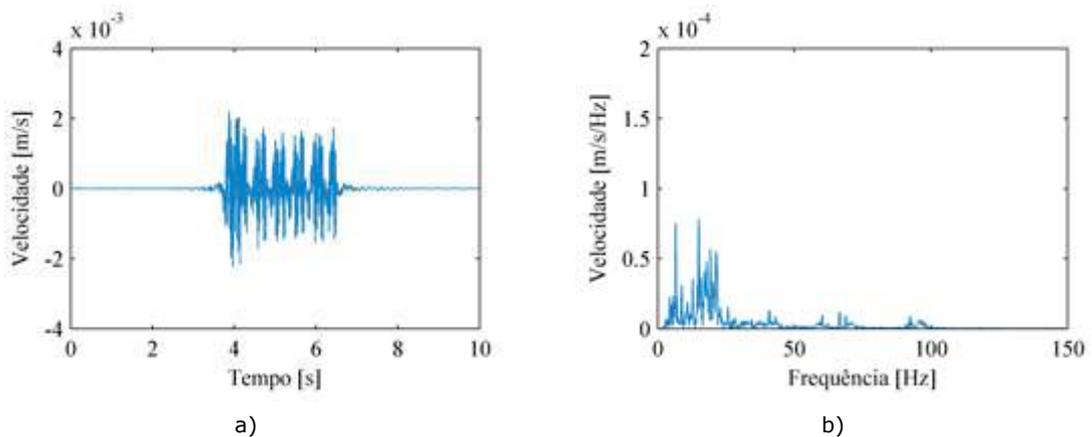


Figura 18 – Velocidade vertical à superfície do maciço, no ponto a 3,5 m do centro da via descendente, durante a passagem do comboio Intercidades, circulando a 205 km/h: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

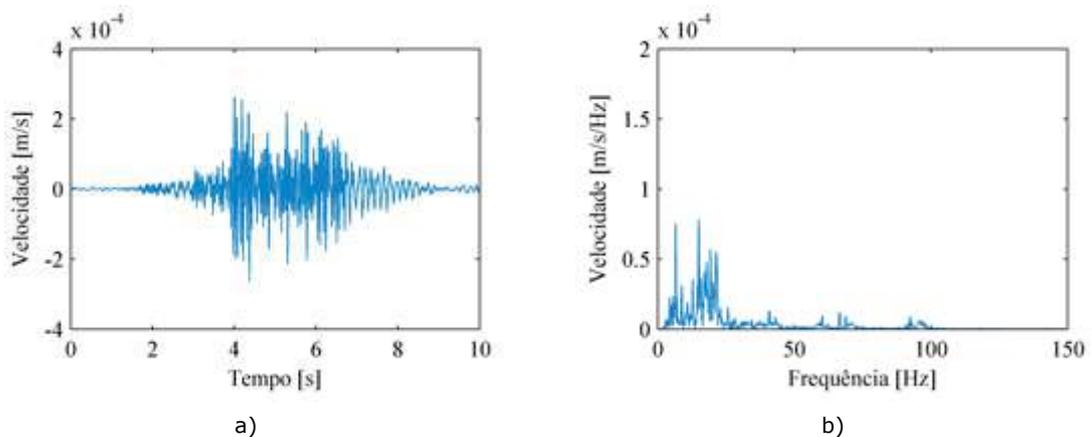


Figura 19 – Velocidade vertical à superfície do maciço, no ponto a 22,5 m do centro da via descendente, durante a passagem do comboio Intercidades, circulando a 205 km/h: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

### 4.3 - Dispersão dos resultados

Por forma a analisar a dispersão dos resultados, os eventos registados foram agrupados em função do tipo de comboio e da velocidade de circulação.

Na sequência do exemplo apresentado na secção anterior, apresenta-se na Figura 20 os resultados obtidos em 5 passagens do comboio Intercidades, com velocidades de  $200 \pm 5$  km/h.

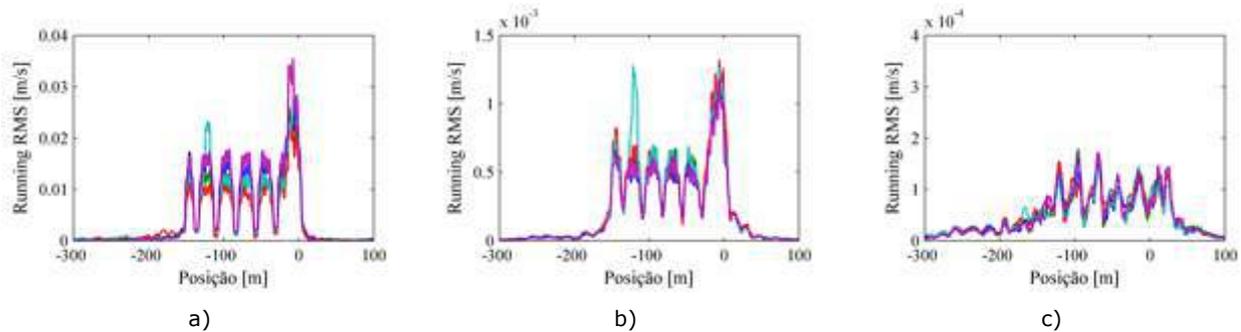


Figura 20 – Velocidade vertical, devido a diferentes passagens do comboio Intercidades ( $v = 200 \pm 5$  km/h):  
a) travessa; b) a 3,5 m do centro da via descendente; c) a 22,5 m do centro da via descendente.

## 5 - CONCLUSÕES

O presente artigo apresentou um completo e abrangente campo experimental desenvolvido num troço renovado da Linha do Norte, o qual inclui três componentes que se complementam: a caracterização do geomecânica do maciço; a caracterização mecânica e geométrica da via; a medição de vibrações geradas pelo tráfego ferroviário.

A título exemplificativo, mostrou-se a resposta da via e da superfície do maciço, durante a passagem de um comboio Intercidades, circulando a  $200 \pm 5$  km/h. Apresentou-se ainda a dispersão das respostas, considerando diferentes passagens desse mesmo comboio, circulando com diferentes velocidades.

A informação experimental obtida revela-se extremamente útil, podendo ser utilizada quer na análise e compreensão do fenómeno quer na validação de ferramentas de previsão.

## AGRADECIMENTOS

O presente artigo reporta trabalho de investigação desenvolvido sob o financiamento da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), Portugal.

Os autores gostariam ainda de agradecer à IP – Infraestruturas de Portugal, por toda a informação disponibilizada relativa ao troço estudado e por todo o apoio dado no contexto dos trabalhos experimentais levados a cabo.

## REFERÊNCIAS

- Alves Costa, P.; Calçada, R. e Silva Cardoso, A. (2012). *Track-ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5D FEM-BEM model*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 32: 111-128.
- Badsar, S. A.; Schevenels, M., Haegeman, W. e Degrande, G. (2010). *Determination of the material damping ratio in the soil from SASW tests using the half-power bandwidth method*, Geophysical Journal International, 182 (2010) 1493-1508
- Correia dos Santos, N.; Colaço, A.; Alves Costa, P. e Calçada, R. (2016). *Experimental analysis of track-ground vibrations on a stretch of the Portuguese railway network*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 90: 358-380.
- Correia dos Santos, N.; Barbosa, J.; Calçada, R. e Delgado, R. (2017). *Track-ground vibrations induced by railway traffic: experimental validation of a 3D numerical model*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 97: 324-344.

- De Man, A.P. (2002). *DYNATRACK: A survey of dynamic railway track properties and their quality*, PhD Thesis, Technische Universiteit Delft, 2002.
- Pinto, N.; Alves Ribeiro, C.; Gabriel, G. e Calçada, R. (2013) *Dynamic monitoring of railway track displacement using an optical system*, Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit.

## **VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM MODELO NUMÉRICO PARA PREVISÃO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS EM EDIFÍCIOS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO EM TÚNEIS**

### **EXPERIMENTAL VALIDATION OF A NUMERICAL MODEL FOR THE PREDICTION OF VIBRATIONS IN BUILDINGS INDUCED BY SUBWAY RAILWAY TRAFFIC**

Lopes, Patrícia; *ISEP, Porto, Portugal, cpl@isep.ipp.pt*  
Alves Costa, Pedro; *Construct-FEUP, Porto, Portugal, pacosta@fe.up.pt*  
Fernández, Jesus; *UDC, Corunha, Espanha, jesus.fernandez.ruiz@udc.es*  
Silva Cardoso, António; *Construct-FEUP, Porto, Portugal, scardoso@fe.up.pt*  
Calçada, Rui; *Construct-FEUP, Porto, Portugal, ruiabc@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

Esta comunicação apresenta a validação experimental de um modelo numérico desenvolvido para a previsão de vibrações induzidas no interior de edifícios devido ao tráfego ferroviário em túneis. O modelo numérico baseia-se numa estratégia de subestruturação, sendo constituído por três módulos distintos que simulam as principais partes do problema: i) a geração de vibrações (interação veículo-via); ii) a propagação de vibrações (sistema via-túnel-macizo); iii) a receção das vibrações (edifício acoplado ao terreno). A validação experimental do modelo consiste na confrontação entre os resultados obtidos através do modelo numérico e as medições realizadas no interior de um edifício devido ao tráfego ferroviário num túnel superficial da cidade de Madrid. Após uma breve descrição do modelo numérico e do caso de estudo, as opções e simplificações adotadas na estratégia de modelação são discutidas. Por fim, a boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos permitiu atestar a capacidade do modelo proposto para lidar com problemas reais de engenharia prática.

#### **ABSTRACT**

This communication presents the experimental validation of a numerical approach for the prediction of vibrations inside buildings due to railway traffic in tunnels. The numerical model is based on the concept of dynamic sub-structuring, being composed by three autonomous modules to simulate the following main parts of the problem: i) generation of vibrations (train-track interaction); ii) propagation of vibrations (track-tunnel-ground system); iii) reception of vibrations (building coupled to the ground). The experimental validation consists in the comparison between the predicted and measured vibrations inside of a building due to the railway traffic in a shallow tunnel located in Madrid. Following a brief description of the numerical model and of the case study, the main options and simplifications adopted on the modelling strategy are discussed. Finally, the good agreement between numerical and experimental results allowed ensuring the ability of the proposed modelling strategy to deal with real engineering practical problems.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

O sistema de transportes é um dos vetores estratégicos para o desenvolvimento das cidades modernas, devendo por isso dar cumprimento a diferentes e complexos requisitos entre os quais se inclui a sua sustentabilidade ambiental. Este aspeto é fulcral, tanto mais que, segundo a ONU, estima-se que em 2050 cerca de 66% da população mundial viva em cidades e centros metropolitanos. A rede subterrânea de transporte ferroviário e metropolitano constitui um dos sistemas mais eficientes de transporte de massas em áreas densamente povoadas. Contudo, embora os benefícios (de natureza económica e social) inerentes ao transporte ferroviário subterrâneo sejam evidentes, a sua operabilidade suscita preocupações de carácter ambiental, motivadas pela geração e propagação de vibrações e seus reflexos no conforto e qualidade de vida dos habitantes nas imediações da infraestrutura, podendo mesmo ter reflexos em termos de saúde. De facto, a questão das vibrações induzidas no interior de edifícios pelo tráfego ferroviário assume especial pertinência no caso de tráfego em túneis inseridos em malha urbana, dada a proximidade da infraestrutura às fundações dos edifícios, sobretudo no caso de túneis mais superficiais.

Neste contexto, a comunidade técnica e científica tem vindo a alocar esforços consideráveis ao problema da geração e propagação deste tipo de vibrações com o intuito de contribuir para uma melhor compreensão do mesmo, levando ao desenvolvimento de ferramentas de previsão que podem

ser utilizadas para mitigar os problemas anteriormente enunciados. Os diversos estudos levados a cabo permitem estabelecer um padrão genérico de compreensão do problema (Lai et al., 2005), que pode ser resumido da seguinte forma: i) a interação dinâmica entre o veículo e a via constitui a fonte de vibração; ii) as vibrações geradas propagam-se pelo túnel e maciço envolvente; iii) o campo de vibrações atinge os edifícios situados nas imediações da infraestrutura, induzindo vibrações e ruído re-radiado no seu interior.

Diferentes propostas de modelos de previsão de vibrações têm sido apresentadas ao longo dos últimos anos, desde metodologias empíricas (Connolly et al., 2014) até abordagens numéricas avançadas (Gupta et al., 2007; Yang e Hung, 2008; Lopes et al., 2014b). Embora os modelos empíricos apresentem a vantagem de serem formulados com base em resultados experimentais, a sua aplicação a cenários complexos, em que é necessário definir medidas de mitigação, é difícil e, às vezes, até mesmo impossível. Por seu turno, as abordagens numéricas permitem ultrapassar alguns desses inconvenientes, mas, por vezes, à custa de um enorme esforço computacional que as torna incompatíveis com aplicações práticas. Alternativamente, quando a geometria do problema é simples, modelos analíticos, como o modelo PiP desenvolvido na Universidade de Cambridge (Hussein e Hunt, 2007), podem ser aplicados. Atendendo à complexidade envolvida na propagação tridimensional de ondas no sistema túnel-macício, várias propostas foram sendo apresentadas com o intuito de estabelecer um compromisso entre o esforço computacional requerido e a versatilidade do modelo. Exemplo disso são os modelos periódicos baseados no acoplamento entre o método dos elementos finitos (MEF) e o método dos elementos de contorno (MEC) que foram propostos por Clouteau et al. (2005). Em alternativa, caso seja possível assumir o sistema túnel-macício como um domínio elástico e invariante, pode-se recorrer à técnica de modelação 2.5D (Alves Costa et al., 2012b; Lopes et al., 2014b).

Um modelo abrangente para a previsão das vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis deve também, como já salientado, atender ao mecanismo de geração de vibrações e à receção de vibrações no interior dos edifícios. Dada a complexidade do problema, uma abordagem baseada numa estratégia de subestruturação é uma metodologia racional para lidar com este tipo de problemas. No que diz respeito à simulação da fonte, é usual assumir que as vibrações são geradas devido às irregularidades da via, sendo o material circulante simulado através de modelos simples baseados em corpos rígidos, que representam as principais massas do veículo, acoplados por sistemas de molas e amortecedores para atender às suspensões do veículo. De maior complexidade reveste-se a simulação dos edifícios existentes nas proximidades. O MEF 3D é o método mais adequado para lidar com edifícios de estrutura complexa e o problema de interação solo-estrutura (SSI) pode ser resolvido com rigor através de uma abordagem 3D MEF-MEC, em que o MEC é utilizado para modelar o maciço de fundação. No entanto, numa tentativa de minimizar o esforço computacional necessário, bem como a complexidade do problema, Lopes et al. (2014a) mostraram que os modelos discretos condensados ("lumped parameter models") podem ser usados para representar o comportamento dinâmico do solo sem uma perda considerável de precisão.

Do exposto anteriormente, depreende-se que as principais bases teóricas para a formulação do problema se encontram estabelecidas. Contudo, a transferência de conhecimento para a engenharia prática exige a validação experimental das ferramentas numéricas, de forma a avaliar a sua fiabilidade e precisão. O presente trabalho visa contribuir para este aspeto em particular, apresentando a validação experimental de um modelo numérico desenvolvido e previamente proposto por Lopes et al. (2014a, 2014b). O caso de estudo selecionado corresponde a um troço de uma linha ferroviária subterrânea da cidade de Madrid, onde foram realizadas medições de vibrações induzidas por tráfego ferroviário ao nível da via e de um edifício adjacente ao túnel. As medições experimentais de vibrações foram realizadas pelo CEDEX (2003), devido a um conjunto avultado de reclamações apresentadas pelos habitantes do edifício, e são relatadas em Fernández (2014).

A comparação entre as medições experimentais e os resultados provenientes do modelo numérico revelou uma concordância muito satisfatória entre ambos, permitindo atestar a adequabilidade e fiabilidade do modelo proposto por Lopes et al. (2014a). O modelo em causa tem a vantagem de ser relativamente simples, atendendo sempre às principais condicionantes do problema, constituindo assim uma ferramenta muito útil para a previsão de vibrações e conceção de medidas de mitigação.

No que diz respeito à estrutura do presente trabalho, inicia-se com uma breve descrição da estratégia de modelação, sendo em seguida apresentado o caso de estudo. Posteriormente são abordados e discutidos os aspetos particulares do modelo numérico e os resultados por ele fornecidos são comparados com as medições experimentais. Por último, são salientadas as principais conclusões alcançadas no estudo realizado.

## 2 - BREVE DESCRIÇÃO DA ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO

O modelo numérico utilizado no presente estudo foi previamente apresentado por Lopes et al. (2014a, 2014b). Por esse motivo, apenas uma breve descrição do modelo é aqui apresentada, sendo o leitor convidado a consultar trabalhos anteriores para uma compreensão mais profunda da abordagem seguida. Com o intuito de atingir elevados níveis de eficiência computacional foi seguida uma estratégia de subestruturação, sendo o modelo global constituído por três módulos distintos. Cada um dos sub-modelos é dedicado a uma das principais partes do problema global: i) geração; ii) propagação; iii) receção. Esta classificação pode também ser realizada tendo em conta o sub-domínio que é simulado:

i) Modelação da interação veículo-via (geração)

O mecanismo de excitação dinâmica resulta da geração de forças de inércia ao nível do veículo devido à interação veículo-via, podendo dever-se a diversos fatores, como por exemplo as irregularidades geométricas da via. A avaliação das forças de interação veículo-via exige a solução de um problema de interação entre ambos os domínios, em que a dinâmica do veículo deve ser tida em conta. No presente problema, a simulação do comboio pode ser realizada utilizando formulações simples, como por exemplo abordagens multi-corpo, em que as principais massas do comboio são simuladas como corpos rígidos interligados por elementos de mola-amortecedor para representar as suspensões (Alves Costa et al., 2012a). As forças de interação dinâmica veículo-via são obtidas através de uma formulação de compatibilidade desenvolvida no domínio da frequência, sendo a fonte de excitação dinâmica dada pelas irregularidades da via férrea.

ii) Modelação do sistema via-túnel-macizo (propagação)

A solução para a propagação tridimensional de ondas pelo sistema via-túnel-macizo é obtida através de uma formulação 2.5D aplicada ao método dos elementos finitos e ao método das camadas de absorção perfeita ("perfect matched layers"-PML), 2.5D MEF-PML, em que as equações de equilíbrio são formuladas no domínio do número de onda-frequência. Atendendo a que o MEF não é adequado para a simulação de domínios ilimitados, a região discretizada é secundada por elementos PML, também formulados no domínio 2.5D, que evitam a reflexão espúria das ondas que atingem as fronteiras artificiais provenientes da limitação geométrica do domínio de interesse (François et al., 2012; Lopes et al., 2014b). Este modelo numérico é usado para obter as funções de transferência entre o carril e outros pontos do sistema, bem como para avaliar a receptância da via que é utilizada no módulo de geração para a solução do problema de interação dinâmica veículo-via.

iii) Modelação do edifício e da interação macizo-edificação

A abordagem numérica mais adequada para a simulação do comportamento dinâmico de edifícios tridimensionais corresponde ao método dos elementos finitos (MEF). No entanto, a interação solo-estrutura (SSI) é um aspeto relevante que deve ser corretamente atendido para alcançar previsões precisas de vibrações no interior de edifícios devido ao tráfego ferroviário no túnel. Uma abordagem precisa para lidar com a problemática da interação solo-estrutura é através do acoplamento 3D MEF-MEC, em que as capacidades do MEC para a simulação do comportamento dinâmico do solo são notórias. Por outro lado, métodos alternativos e mais simples podem também ser explorados, como por exemplo os modelos discretos condensados. Lopes et al. (2014a) demonstraram que a solução obtida considerando para a interação solo-estrutura uma abordagem através de parâmetros condensados pode ser muito semelhante à obtida usando uma abordagem detalhada pelo MEC 3D, no entanto o primeiro é muito mais simples de implementar e pode ser facilmente introduzido num qualquer código comercial de elementos finitos. Este aspeto é relevante, uma vez que facilita a sua transferência do meio académico para a engenharia prática.

Uma vez que se assume que a presença da edificação não afeta a fonte de geração de vibrações (Coulier et al., 2014), o campo de vibrações à superfície do terreno (condição de campo livre), obtido a partir da aplicação dos módulos acima mencionados, é utilizado como fonte de excitação para a estrutura, a qual, por seu turno, é acoplada ao macizo de fundação. Estudos numéricos realizados por Lopes et al. (2014a) mostram que, em geral, é aceitável negligenciar a presença do túnel na avaliação da impedância das fundações do edifício. Esta simplificação permite assumir o macizo como um meio semi-indefinido, sem qualquer perturbação devido à cavidade do túnel.

### 3 - DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

O caso de estudo selecionado corresponde a um túnel antigo superficial que pertence a um troço de uma linha suburbana da rede ferroviária de Madrid. A linha férrea em causa tem um alinhamento que implica o atravessamento em túnel por baixo de vários edifícios. A Figura 1 mostra a geometria da secção transversal do problema, bem como as propriedades mecânicas do terreno. Estas propriedades foram obtidas a partir dos estudos efetuados por Melis (2011) acerca da caracterização geotécnica do maciço para a construção de túneis recentes nas proximidades do túnel em consideração. Como se pode verificar o túnel é muito superficial, sendo o recobrimento do túnel relativamente às fundações do edifício de apenas cerca de 5,5 m. Refira-se que o edifício foi construído após a escavação do túnel.

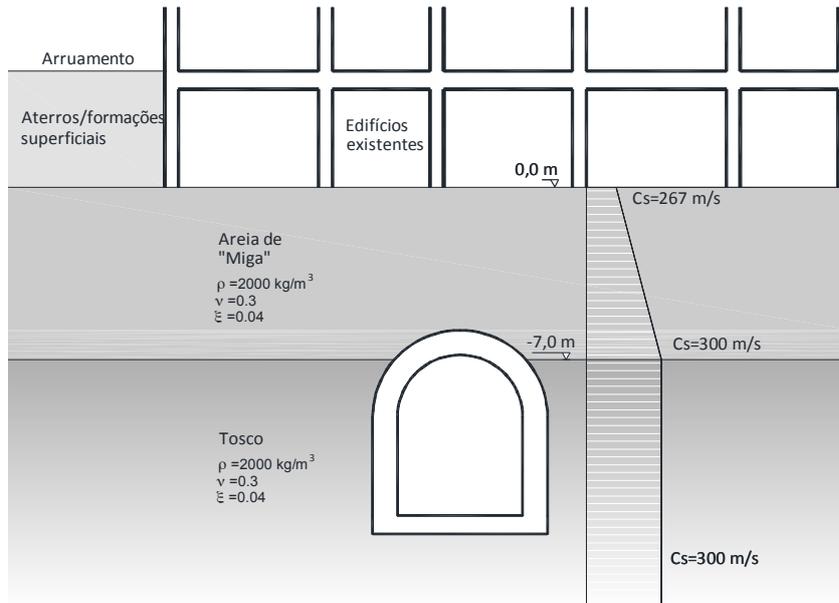


Figura 1 – Representação esquemática da secção transversal do túnel e das propriedades dinâmicas do terreno

O revestimento do túnel é em alvenaria de pedra, como era comum nos túneis antigos. Estimou-se um módulo de deformabilidade de 5 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2 para as propriedades elásticas do material.

Relativamente à via férrea, é constituída por uma via em laje do tipo STEDEF, com travessas bi-bloco espaçadas longitudinalmente de 0,6m e carris do tipo UIC 54.

O edifício sobrejacente ao túnel foi construído em meados da década de 50 do século passado, estando a sua fachada ilustrada na Figura 2a. A estrutura é em betão armado, apresenta um piso enterrado e 8 andares elevados e a planta estrutural tipo corresponde à esquematizada na Figura 2b. As propriedades dos elementos estruturais do edifício são indicadas no Quadro 1.

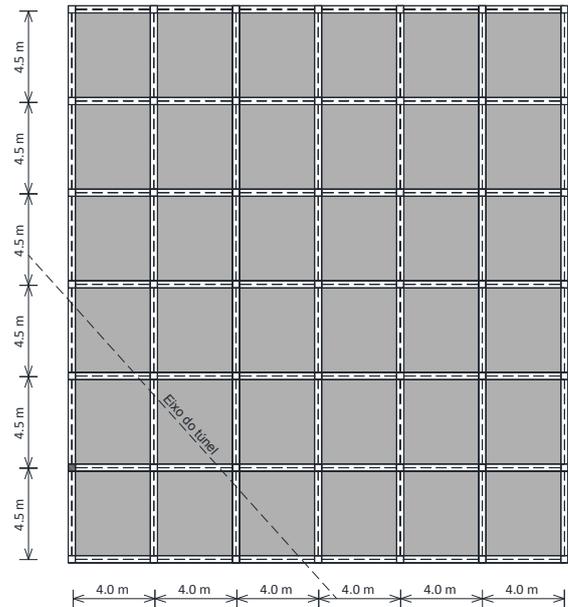
Quadro 1 – Propriedades dos elementos estruturais do edifício

Elementos	Propriedades E(GPa);ν;ρ (kg/m³)	Dimensões
Lajes	30; 0,2; 2500	espessura: 0,25 m
Vigas	30; 0,2; 2500	0,30x0,60 m²
Pilares	30; 0,2; 2500	0,35x0,35 m²

Para além da massa dos elementos estruturais indicados no Quadro 1, considerou-se ainda uma massa uniformemente distribuída pelas lajes de 450 kg/m², a qual visa atender à presença de massas não estruturais do edifício. Relativamente às fundações, o edifício é fundado em sapatas com uma área de 2,75x2,75 m².



a)



b)

Figura 2 – Edifício monitorizado: a) fotografia da fachada; b) planta estrutural do piso tipo

A medição de vibrações foi realizada pelo CEDEX durante a passagem de comboios de passageiros do tipo série 446 da RENFE (composições duplas). A massa não suspensa dos veículos é de cerca de 1500 kg por eixo, e para os estudos a seguir apresentados foi considerada a passagem do comboio à velocidade de 14,25 m/s (51,3 km/h).

A campanha de instrumentação elaborada pelo CEDEX visou dois aspetos essenciais: i) avaliação da resposta dinâmica da via férrea; ii) avaliação da resposta, na direção vertical, das lajes do 5º piso e 7º piso do edifício sobrejacente ao túnel.

No que diz respeito aos dados experimentais recolhidos durante os testes, foram medidas as acelerações verticais no carril e na laje da via férrea, bem como a velocidade vertical de vibração das lajes do 5º e 7º pisos do edifício em pontos de observação posicionados por cima do túnel.

Dada a ausência de informação relativa ao perfil de irregularidades geométricas da via férrea, uma vez que não foi possível efetuar medições das irregularidades da via, adotou-se um processo de inversão em que foi gerado um perfil de irregularidades artificial compatível com o conteúdo em frequência da resposta do carril face à passagem do comboio, notando-se que esta resposta experimental inclui também eventuais irregularidades do veículo. Assume-se que as amplitudes das irregularidades do carril podem ser descritas por uma função PSD (função de densidade espectral de potência) com a seguinte equação (Braun e Hellenbroich, 1991):

$$S(k_x) = S(k_{x,0}) \left( \frac{k_x}{k_{x,0}} \right)^{-w} \quad [1]$$

em que  $k_x$  é o número de onda,  $k_{x,0} = 1 \text{ rad/m}$ ,  $S(k_{x,0})$  é uma constante que reflete a qualidade da via férrea no que diz respeito às irregularidades geométricas e  $w$  é uma constante que geralmente assume um valor entre 3,0 e 4,0. No presente caso de estudo, as variáveis assumem os seguintes valores:  $S(k_{x,0}) = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{rad}$  e  $w = 3$ .

#### 4 - DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Como mencionado anteriormente, foi seguida uma estratégia de subestruturação, sendo adotados diferentes modelos e técnicas de simulação consoante as especificidades do sub-domínio em causa.

No que concerne ao sistema via-túnel-macizo, a resposta dinâmica é avaliada recorrendo a um modelo 2.5D MEF-PML. A variação das propriedades elásticas do terreno, representada na Figura 1, foi atendida no modelo numérico, sendo a dimensão máxima dos elementos finitos definida tendo em conta a acuidade dos resultados para frequências até aos 80 Hz. A região de elementos finitos é

delimitada por camadas de elementos PML 2.5D, tendo sido implementado um procedimento que confere carácter adaptativo à malha dos PML a fim de simular com precisão um meio semi-indefinido. Informações detalhadas sobre este procedimento podem ser encontradas em Lopes et al. (2013). A Figura 3a ilustra a malha 2.5D MEF-PML adotada no presente estudo para a discretização da secção transversal do problema.

Relativamente à via férrea, foi adotada uma viga de Euler-Bernoulli para a simulação do carril, e elementos de mola-amortecedor para a simulação das palmilhas colocadas sob os carris e sob as travessas. Dado que um dos requisitos da abordagem 2.5D é a invariância da geometria ao longo da direcção longitudinal, o carácter discreto do suporte dos carris não pode ser tido em conta. Por conseguinte, as travessas foram simuladas como uma massa uniformemente distribuída (303 kg/m) e os elementos resilientes da via também considerados como uniformemente distribuídos, assumindo neste caso as seguintes propriedades: 333 kN/mm/m e 67 kN/mm/m, para as palmilhas posicionadas sob os carris e sob as travessas, respetivamente.

Para a simulação do veículo e da interação veículo-via, foram considerados os dois mecanismos de excitação mais relevantes: i) mecanismo quasi-estático; ii) mecanismo dinâmico. O primeiro compreende o movimento das cargas estáticas. Para a avaliação do mecanismo dinâmico é imperativo resolver o problema de interação veículo-via, o qual exige a simulação estrutural do veículo. Alves Costa et al. (2012a), entre outros, mostraram que, para efeitos de previsão de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, a consideração de modelos simplificados onde apenas as massas não suspensas do comboio são tomadas em consideração é uma abordagem razoável. Assim, no presente caso, apenas as massas não suspensas do comboio são tidas em conta, sendo simuladas como massas rígidas (detalhes sobre a estratégia de modelação podem ser consultados em Alves Costa et al., (2012a)).

No que diz respeito à simulação do edifício, foi construído um modelo simplificado baseado no MEF 3D, em que foram considerados os principais elementos estruturais, ou seja, os que são mencionados no Quadro 1. Deste modo, apenas a dinâmica vertical é analisada e, uma vez que os edifícios confrontantes também têm um piso enterrado, assumiu-se que a superfície do terreno se encontra ao nível das fundações (simuladas como corpos rígidos). Esta simplificação, como se verá, é aceitável para a modelação pretendida. A Figura 3b ilustra a malha de elementos finitos adotada para a representação do edifício.

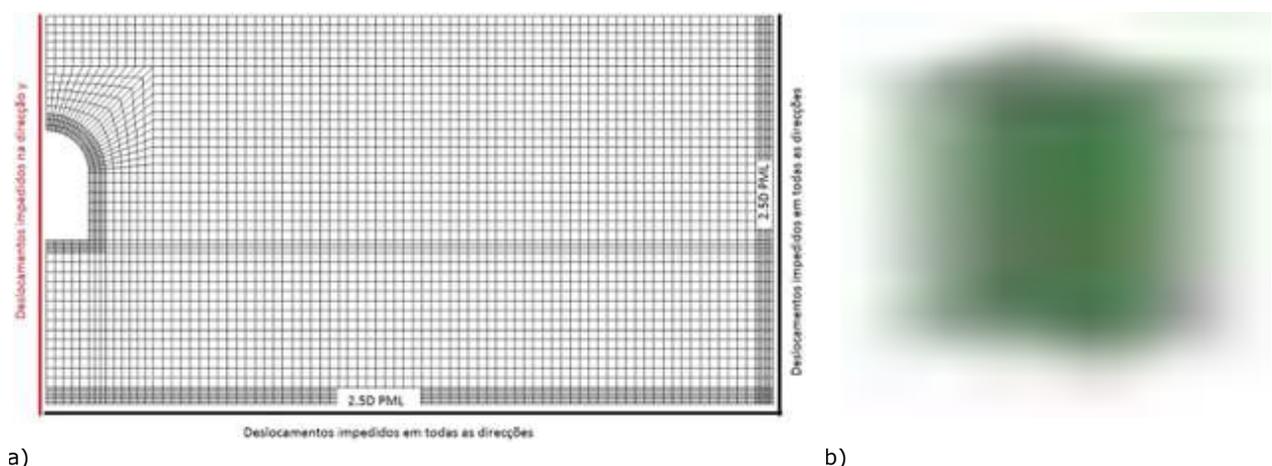


Figura 3 – Malhas adotadas: a) 2.5D MEF-PML da secção transversal; b) MEF 3D do edifício

Os efeitos da interação solo-estrutura (SSI), que são da maior relevância para uma avaliação precisa da resposta do edifício devido à passagem do comboio (Lopes et al., 2014a), são tidos em conta usando um modelo discreto condensado para representar a contribuição do terreno de fundação. Tal como previamente mostrado por Lopes et al. (2014a), embora a abordagem através de parâmetros condensados seja menos precisa quando comparando com as metodologias exatas, como por exemplo o acoplamento 3D MEF-MEC, o equilíbrio entre precisão e simplicidade torna a primeira numa abordagem interessante. Neste contexto foi adotado o modelo "cauda de macaco" para calcular a impedância das fundações (Ibsen e Liingaard, 2006a; Ibsen e Liingaard, 2006b). A abordagem seguida é bastante simples, mas não permite a inclusão da estratificação do solo. Por essa razão, para o cálculo dos coeficientes de impedância do modelo "cauda de macaco", assumiu-se um maciço homogéneo equivalente com uma velocidade de propagação das ondas de corte de 280 m/s, em vez da variação em profundidade ilustrada na Figura 1. Uma descrição detalhada dos aspetos particulares

da estratégia de modelação pode ser encontrada em trabalhos anteriores dos autores, nomeadamente em Lopes et al. (2014a, 2014b).

Por último, para o amortecimento do edifício foi adotado o modelo de Rayleigh, tendo sido os fatores de amortecimento ajustados de modo a garantir um coeficiente de amortecimento de cerca de 1% na gama de frequências entre os 5 e 80 Hz.

## 5 - VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL

A Figura 4a compara os registos temporais medido e simulado da velocidade vertical do carril. Os resultados homólogos, mas no domínio da frequência, são apresentados na Figura 4b. Como mencionado, a resposta dinâmica medida no carril foi utilizada para a obtenção de uma estimativa do perfil de irregularidades do carril. Com efeito, os resultados numéricos representados na Figura 4 foram calculados admitindo o perfil de irregularidades sintético gerado. Como se pode constatar, assumindo o perfil de irregularidades sintético é possível alcançar uma correspondência razoável entre resultados experimentais e numéricos avaliados no carril, com especial enfoque para o conteúdo em frequência representado na Figura 4b, onde os principais componentes da resposta dinâmica do carril foram razoavelmente reproduzidos pelo modelo numérico. O elevado conteúdo energético na gama de frequências entre 40 Hz e 60 Hz, que é notório tanto nos resultados numéricos como experimentais, é devido ao efeito ressonante da massa não suspensa sobre a via férrea. Esta conclusão é obtida assumindo uma analogia com um sistema de um grau de liberdade, onde a massa é consonante com a massa não suspensa (1500 kg/eixo) e a rigidez da mola corresponde à rigidez estática da via ( $\approx 1,4 \times 10^8$  N/m).

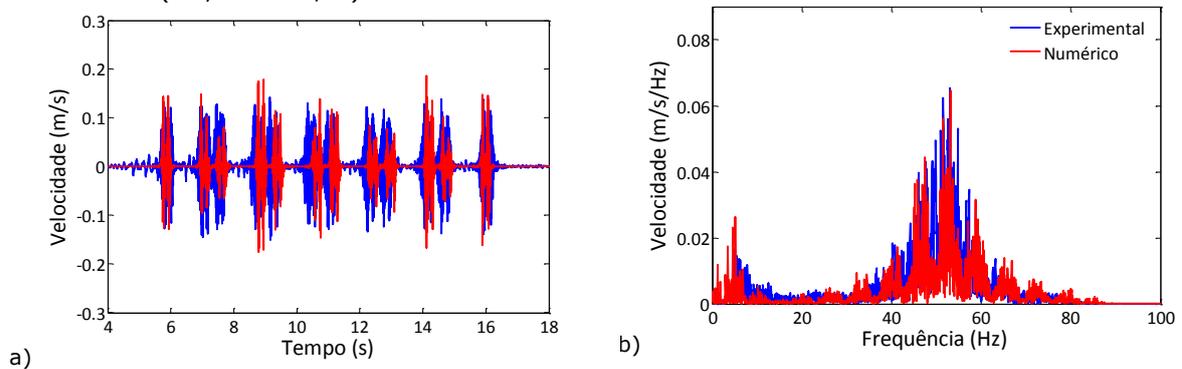


Figura 4 – Velocidade vertical do carril: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência

Apesar da geração artificial do perfil de irregularidades, deve ser realçado que só a velocidade vertical do carril foi utilizada como informação de entrada no modelo. Por conseguinte, a capacidade do modelo para reproduzir a resposta dinâmica do sistema, em outros pontos de observação, não é comprometida pelos pressupostos feitos na avaliação do perfil de irregularidades do carril.

A Figura 5 permite a comparação entre os registos experimentais e numéricos da velocidade vertical da laje da via férrea. Mais uma vez, verifica-se uma concordância razoável entre os resultados experimentais e numéricos em ambos os domínios, do tempo e da frequência. Contudo, o modelo numérico subestima a resposta para frequências até 40 Hz, conseguindo no entanto uma boa correspondência quando a comparação incide sobre os valores de pico da velocidade vertical.

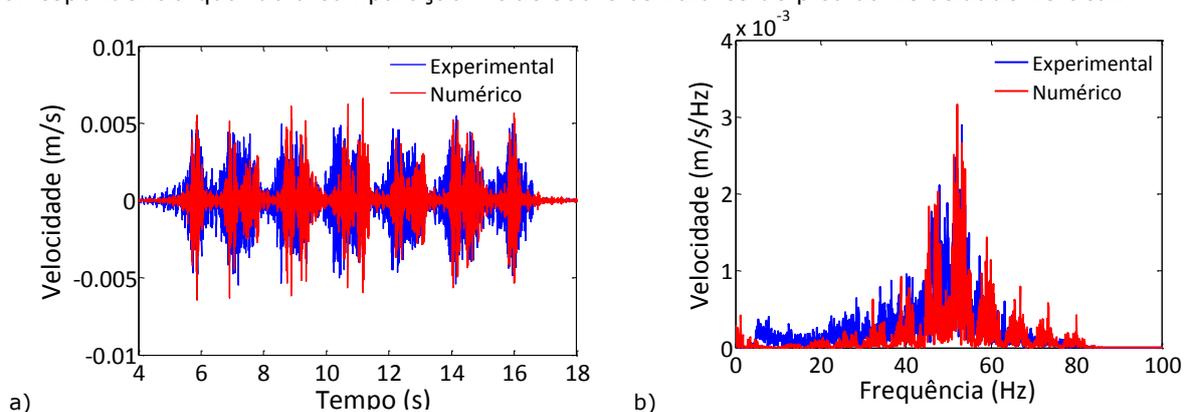


Figura 5 – Velocidade vertical da laje da via férrea: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência

Da análise já efetuada constata-se que há uma concordância razoável entre as medições experimentais e os resultados numéricos relativos à resposta da via, todavia, o objetivo principal do estudo prende-se com a avaliação da capacidade do modelo numérico proposto em reproduzir a resposta dinâmica do edifício.

A Figura 6 ilustra os registos temporais, experimentais e simulados, referentes à velocidade vertical das lajes dos 5º e 7º pisos do edifício. Tanto os resultados experimentais como os numéricos foram filtrados de modo a eliminar contributos em frequência superiores a 80 Hz. Como se pode visualizar, foi obtida uma correspondência razoável entre os resultados calculados e medidos, sendo notória a capacidade demonstrada pelo modelo numérico proposto na simulação das principais características e tendências da resposta. Apesar das diferenças, em termos gerais, os valores de pico da velocidade vertical foram bem captados pelo modelo para ambos os pisos.

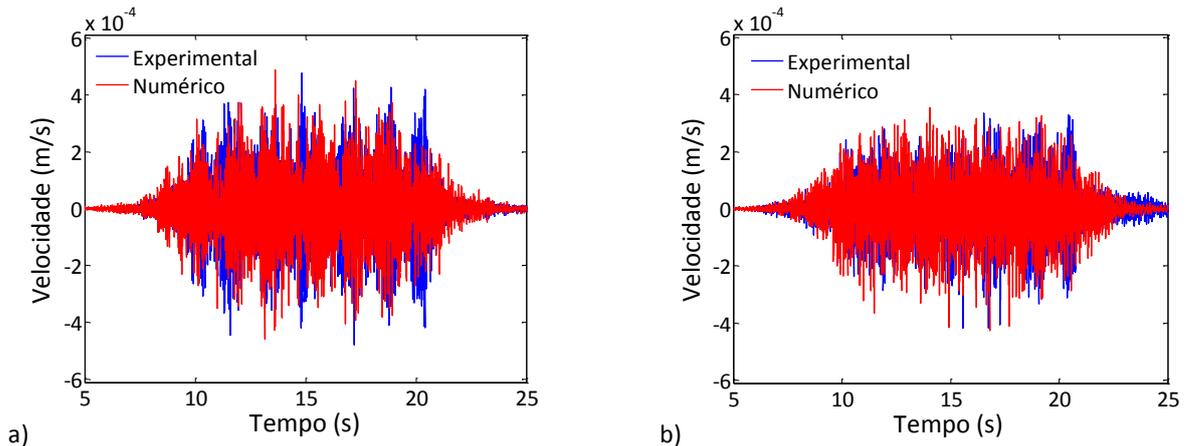


Figura 6 – Registo temporal da velocidade vertical nas lajes de diferentes pisos do edifício: a) piso 5; b) piso 7

Deve-se ressaltar o elevado nível de incerteza associado a este tipo de problemas, que são difíceis ou mesmo impossíveis de serem reproduzidos na íntegra na análise numérica. Vários estudos apontam diferenças em torno de 10 dB entre os resultados experimentais e numéricos (Jones et al., 2012), o que merece alguma atenção dado que 10 dB é uma diferença significativa.

Por conseguinte, um dos principais descritores da resposta dinâmica é o conteúdo em frequência, a Figura 7 mostra os espectros de frequência relativos aos registos temporais representados na Figura 6.

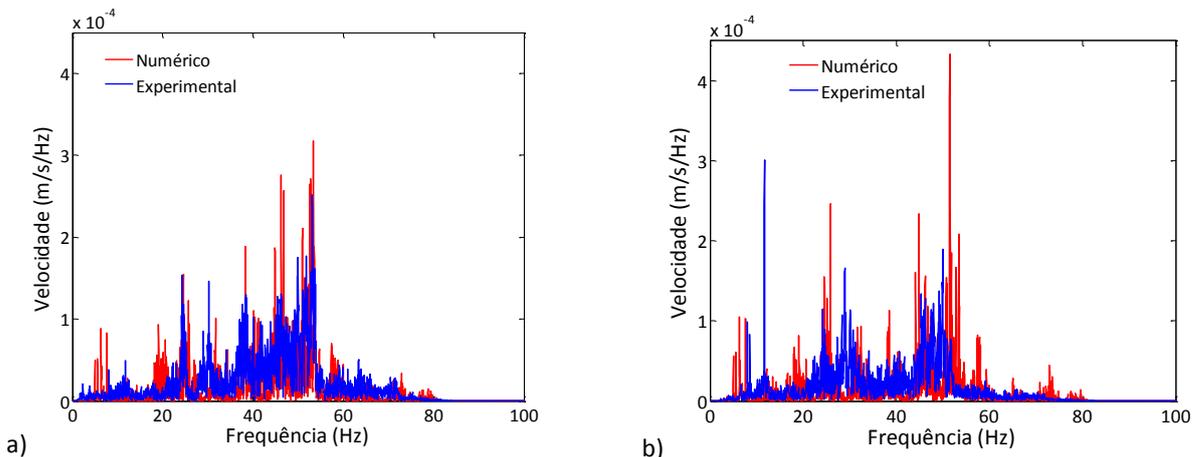


Figura 7 – Conteúdo em frequência da velocidade vertical nas lajes de diferentes pisos do edifício: a) piso 5; b) piso 7

Analisando a Figura 7a verifica-se, na generalidade, uma boa correspondência entre os resultados numéricos e experimentais. Sendo contudo de assinalar que o modelo numérico sobrestima a resposta na gama das baixas frequências, nomeadamente em torno das frequências de 5 a 8 Hz. Atendendo agora na resposta da laje do 7º piso (Figura 7b), constata-se uma certa perda de aderência entre os registos, sendo mais notórias as diferenças entre os resultados medidos e simulados. No entanto, convém salientar que mesmo os resultados experimentais podem conter um grau apreciável de ruído. Por exemplo, o pico muito acentuado observado na resposta experimental para a frequência de cerca de 10 Hz (Figura 7b) não é compatível com qualquer interpretação racional,

e poderá dever-se a ruído ou ao funcionamento de algum equipamento que tivesse perturbado a medição.

Apesar das diferenças acima apontadas, de um modo geral, pode afirmar-se que se verificou uma razoável ou mesmo boa concordância entre os resultados experimentais e os obtidos através do modelo numérico, que conseguiu reproduzir de forma muito aceitável as principais tendências de evolução da resposta em função da frequência. A fim de evitar alguns aspetos muito particulares dos espectros de frequência linear, que por vezes não têm uma consequência real sobre a resposta, na Figura 8 estão representados os espectros de terço de oitava da velocidade vertical medida e calculada nas lajes. As curvas limite propostas por Gordon (1999) para equipamentos sensíveis são também ilustradas nas figuras.

Como expectável, existem algumas diferenças entre os resultados medidos e calculados, principalmente na gama das baixas frequências, até cerca dos 20 Hz. De qualquer forma, na gama de frequências mais relevante, ou seja, entre os 20 Hz e os 60 Hz, verificou-se uma muito boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais, sendo as diferenças inferiores a 4 dB. Além disso, o modelo numérico foi capaz de reproduzir as principais tendências de comportamento do sistema, nomeadamente, a atenuação dos níveis de vibração com o aumento de altura do ponto de observação.

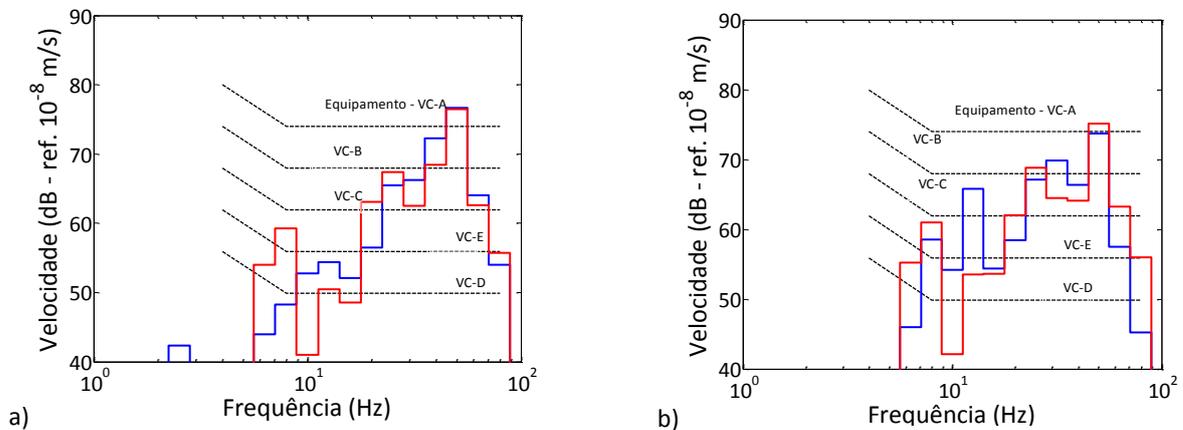


Figura 8 – Espectro de banda de terço de oitava da velocidade vertical avaliada nas lajes de diferentes pisos do edifício: a) piso 5; b) piso 7 (linha vermelha – resultado numérico; linha azul – resultado experimental)

## 6 - CONCLUSÕES

O presente trabalho centra-se na validação experimental de um modelo numérico abrangente previamente proposto pelos autores para a previsão de vibrações no interior de edifícios devido ao tráfego ferroviário em túneis (Lopes et al. 2014a, 2014b). Na abordagem numérica seguida procurou-se um equilíbrio entre precisão e complexidade. Por conseguinte, foram adotadas diferentes técnicas de simulação consoante as especificidades de cada uma das partes do domínio: i) um modelo de corpos rígidos para a simulação do comboio; ii) uma abordagem 2.5D MEF-PML para a simulação do sistema via-túnel-macizo; iii) o MEF 3D para a simulação do edifício nas proximidades. Com o intuito de reduzir a complexidade da modelação, a interação dinâmica solo-estrutura foi atendida através de modelos discretos condensados. Esta simplificação revelou um bom desempenho com uma grande redução na complexidade da estratégia de modelação.

Os dados experimentais utilizados na validação do modelo foram recolhidos numa campanha anterior realizada pelo CEDEX (2003). As opções de modelação e simplificações adotadas foram devidamente discutidas antes de se apresentar a comparação entre os resultados numéricos e experimentais. A principal lacuna de informação nos dados experimentais prende-se com a ausência de informação precisa relativa às irregularidades geométricas da via férrea, dado indispensável para a execução de um estudo como o que foi apresentado. No entanto, para ultrapassar esta limitação, foi desenvolvido um procedimento de otimização com o intuito de encontrar um perfil irregularidades compatível com a velocidade vertical medida no carril devido à passagem do comboio.

A comparação entre os resultados experimentais e numéricos revelou uma concordância aceitável tanto ao nível da via férrea como do edifício. Relativamente à resposta do edifício, apesar da boa

concordância evidenciada na representação no domínio do tempo, algumas diferenças tornam-se mais notórias na análise no domínio da frequência (onde de facto as comparações efetivas devem ser realizadas). De facto, apesar da boa correspondência verificada na gama de frequências entre os 20 Hz e os 60 Hz, onde está concentrado o maior conteúdo energético, na gama de frequências até aos 20 Hz as diferenças entre os registos numéricos e experimentais são mais significativas.

Os resultados deste estudo assumem relevância porque permitem concluir que a abordagem numérica proposta, baseada numa estratégia de subestruturação dinâmica, constitui uma metodologia interessante para a previsão de vibrações em ambiente urbano devido ao tráfego ferroviário subterrâneo. Para além disso, a versatilidade dos sub-modelos propostos, baseados em conceitos de elementos finitos, permite simular geometrias complexas, tanto para o edifício como para o sistema via-túnel-macizo. Pelo exposto, o modelo numérico proposto pode ser encarado como uma ferramenta muito útil para a conceção de medidas de mitigação, tendo na base uma profunda compreensão do problema e permitindo obter uma visão holística do mesmo.

## **AGRADECIMENTOS**

Este trabalho foi financiado pelos projectos POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções e POCI-01-0145-FEDER-029577 - NVTRAIL, financiados pelo FEDER e pelo COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) – pelo PIDDAC e pela FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia. Os autores muito agradecem a colaboração da ADIF na disponibilização dos dados experimentais utilizados na validação experimental do modelo.

## **REFERÊNCIAS**

- Alves Costa, P., R. Calçada and A. Cardoso (2012a). "Influence of train dynamic modelling strategy on the prediction of track-ground vibrations induced by railway traffic." *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit* 226(4): 434-450.
- Alves Costa, P., R. Calçada and A. Silva Cardoso (2012b). "Track-ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5D FEM-BEM model." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 32(1): 111-128.
- Braun, H. and T. Hellenbroich (1991). "Messergebnisse von strassenunebenheiten." *VDI Berichte* 877: 47-80.
- CEDEX (2003). *Estudio de vibraciones inducidas por la explotación ferroviaria en la Cuesta de San Vicente nº36 y en el túnel del campo del moro en el pasillo verde ferroviario de Madrid*. Madrid, CEDEX. CEDEX: 82-501-7-006.
- Clouteau, D., M. Arnst, T. Al-Hussaini and G. Degrande (2005). "Free field vibrations due to dynamic loading on a tunnel embedded in a stratified medium." *Journal of Sound and Vibration* 283(1-2): 173-199.
- Connolly, D. P., G. Kouroussis, A. Giannopoulos, O. Verlinden, P. K. Woodward and M. C. Forde (2014). "Assessment of railway vibrations using an efficient scoping model." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 58: 37-47.
- Coulier, P., G. Lombaert and G. Degrande (2014). "The influence of source-receiver interaction on the numerical prediction of railway induced vibrations." *Journal of Sound and Vibration* 333(12): 2520-2538.
- Fernandez, J. (2014). *Estudio numérico de vibraciones provocadas por el tráfico ferroviario en túneles en el dominio del tiempo: análisis geotécnico, validación experimental y propuesta de soluciones*. PhD, Universidad de Coruna.
- François, S., M. Schevenels, G. Lombaert and G. Degrande (2012). "A two-and-a-half-dimensional displacement-based PML for elastodynamic wave propagation." *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 90(7): 819-837.
- Gordon, C. (1999). "Generic vibration criteria for vibration-sensitive equipment." *Proc. SPIE* 3786: 22-39.

- Gupta, S., M. Hussein, G. Degrande, H. Hunt and D. Clouteau (2007). "A comparison of two numerical models for the prediction of vibrations from underground railway traffic." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27(7): 608-624.
- Hussein, M. and H. Hunt (2007). "A numerical model for calculating vibration from a railway tunnel embedded in a full-space." *Journal of Sound and Vibration* 305(3): 401-431.
- Ibsen, L. and M. Liingaard (2006a). Application of lumped-parameter models. DCE Technical Report No. 12. Aalborg, Aalborg University: 39.
- Ibsen, L. and M. Liingaard (2006b). Lumped-parameter models, Aalborg University: 36.
- Jones, S., K. Kuo, M. Hussein and H. Hunt (2012). "Prediction uncertainties and inaccuracies resulting from common assumptions in modelling vibration from underground railways." *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit* 226(5): 501-512.
- Lai, C., A. Callerio, E. Faccioli, V. Morelli and P. Romani (2005). "Prediction of railway-induced ground vibrations in tunnels " *Journal of Vibration and Acoustics* 127(5): 503-514.
- Lopes, P., P. Alves Costa, R. Calçada and A. Silva Cardoso (2013). Numerical Modeling of Vibrations Induced in Tunnels: A 2.5D FEM-PML Approach. *Traffic Induced Environmental Vibrations and Controls: Theory and Application*. H. Xia and R. Calçada, Nova: 133-166.
- Lopes, P., P. Alves Costa, R. Calçada and A. Silva Cardoso (2014a). "Influence of soil stiffness on vibrations inside buildings due to railway traffic: numerical study." *Computers & Geotechnics* 61: 277-291.
- Lopes, P., P. Alves Costa, M. Ferraz, R. Calçada and A. Silva Cardoso (2014b). "Numerical modeling of vibrations induced by railway traffic in tunnels: From the source to the nearby buildings." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 61-62: 269-285.
- Melis, M. (2011). *Apuntes de introducción al Proyecto y Construcción de Túneles y Metros en suelos y rocas blandas o muy rotas*. C. de and E. T. S. d. I. d. C. ferrocarriles, Canales y Puertos. Madrid, Universidad Politécnica de Madrid.
- Yang, Y. and H. Hung (2008). "Soil Vibrations Caused by Underground Moving Trains." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134(11): 1633-1644.



## **ENSAIOS DINÂMICOS DE VEÍCULOS FERROVIÁRIOS DE MERCADORIAS**

### **DYNAMIC TESTS IN RAILWAY FREIGHT VEHICLES**

Silva, Rúben; *CONSTRUCT-LESE FEUP, Porto, Portugal, rubensilva@fe.up.pt*  
Ribeiro, Diogo; *CONSTRUCT-LESE ISEP, Porto, Portugal, drr@isep.ipp.pt*  
Costa, Cristina; *CONSTRUCT-LESE IPT, Tomar, Portugal, c.costa@ipt.pt*  
Arêde, António; *CONSTRUCT-LESE FEUP, Porto, Portugal, aarede@fe.up.pt*  
Calçada, Rui; *CONSTRUCT-LESE FEUP, Porto, Portugal, ruiabc@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

Este artigo descreve os ensaios dinâmicos realizados em dois veículos ferroviários de mercadorias, nomeadamente o vagão de série *Kbs* e o vagão de série *Sgnss*, ambos de transporte de madeira, e que circulam na rede ferroviária Portuguesa. Os ensaios dinâmicos de vibração forçada possibilitaram a caracterização dos principais parâmetros modais dos veículos, em particular as suas frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento, que serão utilizados na calibração de modelos numéricos de ambos os veículos. Foram ainda realizados ensaios dinâmicos em duas pontes de alvenaria de pedra, a ponte de Durrães e a ponte PK124, para a passagem de um comboio de mercadorias constituído por vagões idênticos aos testados, tendo em vista a caracterização da resposta dinâmica das pontes em termos das acelerações verticais do tabuleiro, e que serão particularmente úteis na validação de modelos computacionais que contemplam a interação dinâmica do sistema veículo-ponte.

#### **ABSTRACT**

This paper presents the experimental dynamic tests carried out in two freight vehicles, namely the *Kbs* and *Sgnss* type-series wagons, both used for timber transportation and operating in the Portuguese rail network. The dynamic forced vibration tests enabled the characterization of the main modal parameters for both vehicles, in particular frequencies, vibration modes and damping coefficients. Dynamic tests under traffic loading were also performed in two stone masonry bridges, Durrães and PK124 bridge, and involved the passage of a freight train constituted by wagons identical to those tested, aiming to characterize the dynamic response of the bridges in terms of vertical accelerations. These results will be very useful for the validation of numerical models considering the dynamic interaction of the train-bridge system.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Nos últimos anos, o tráfego ferroviário de mercadorias tem experimentado uma forte expansão, e cada vez mais operadores ferroviários têm implementado estratégias que assentam no aumento da carga por eixo e da velocidade de circulação dos comboios, de modo a tornarem este tipo de transporte mais competitivo. Especificamente em Portugal, tem havido um forte investimento nesta área, que se reflete no plano de desenvolvimento para a ferrovia (Ferrovia 2020), onde o tráfego de mercadorias é assumido como prioritário, e onde uma grande parte dos recursos serão investidos na melhoria dos corredores de mercadorias que ligam os principais portos Portugueses à fronteira com Espanha (IP, 2016).

Os efeitos da circulação dos comboios de mercadorias sobre a via férrea e as pontes podem ser mais graves do que aqueles provocados pelos comboios de passageiros, pois apesar de circulem a velocidades tipicamente inferiores, apresentam cargas por eixo bastante superiores. Além do efeito quase-estático associado às cargas por eixo, estes comboios poderão induzir vibrações que podem afetar a estabilidade estrutural da infraestrutura, que no caso específico das pontes poderá levar à ocorrência de danos que condicionam o seu desempenho e durabilidade.

O estudo do comportamento dinâmico do sistema ponte-comboio pode ser analisado seguindo diversas metodologias, designadamente as analíticas e as numéricas (Ribeiro, 2012). Para uma análise mais rigorosa do problema, as metodologias numéricas que contemplam a interação dinâmica entre o comboio e a ponte são as normalmente utilizadas. Neste tipo de análise são considerados os modelos numéricos do veículo e da ponte, geralmente calibrados com base em parâmetros modais experimentais, e a sua validação envolve tipicamente a comparação das respostas numéricas e experimentais em termos de deslocamentos, acelerações e deformações na ponte, além das acelerações nos veículos (Ribeiro, 2013).

Para o desenvolvimento dos modelos numéricos dos veículos, além do conhecimento dos seus parâmetros geométricos e mecânicos, recorre-se também a ensaios dinâmicos que permitem a identificação dos seus parâmetros modais. Na bibliografia, existem poucos trabalhos de modelação numérica e de calibração experimental relativos a veículos ferroviários de mercadorias. Salientam-se aqui dois trabalhos, Ahmadian (2005) e Harak et al. (2011), onde informações relativas à modelação numérica e às características modais dos veículos obtidas experimentalmente podem ser consultadas. Sobre a especificidade das características dinâmicas dos veículos ferroviários de mercadorias, que estão principalmente associadas aos diferentes tipos de suspensões, pode ser consultado o trabalho de Iwnicki (2015).

O presente artigo visa a caracterização dinâmica de dois veículos ferroviários de transporte de mercadorias, através da realização de ensaios de vibração forçada na condição de repouso, permitindo assim obter as suas propriedades modais, em particular as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento. Os dois veículos ensaiados são dois vagões que circulam na rede ferroviária Portuguesa efetuando transporte de madeira, o vagão *kbs* e o vagão *Sgnss*. Os vagões apresentam diferentes características geométricas e tipos de suspensão e, previsivelmente características dinâmicas distintas. Este trabalho pretende por isso dar um contributo para o aprofundamento do conhecimento existente sobre as propriedades dinâmicas deste tipo de veículos ferroviários.

## 2 - OS VEÍCULOS FERROVIÁRIOS DE MERCADORIAS

### 2.1 - Veículo Kbs

Um dos comboios de mercadorias analisado consiste em uma locomotiva da série 1960 (diesel) e cerca de 20 a 25 vagões de transporte de madeira da série *Kbs*, e que pertence à companhia privada de transporte de mercadorias Medway (antiga CP-Carga). A locomotiva tem 6 eixos, 3 eixos em cada bogie, e apresenta uma carga por eixo de cerca de 200 kN. Na configuração de 25 vagões, a composição apresenta um comprimento total de 370 m, e poderá deslocar-se a uma velocidade máxima de 120km/h. Na Figura 1 é apresentada uma vista geral do comboio em circulação e o correspondente esquema de cargas.

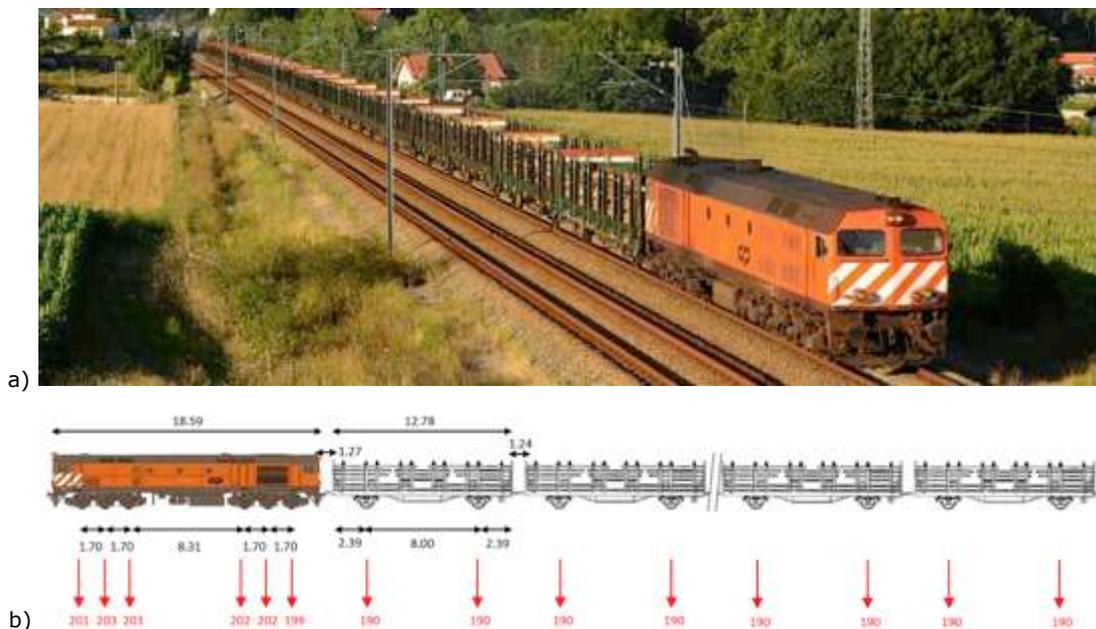


Figura 1 – Comboio de mercadorias locomotiva 1960 com vagões *Kbs*: a) perspetiva geral; b) esquema de cargas

O veículo *Kbs* é um vagão de mercadorias usado para o transporte de rolaria de madeira (maioritariamente rolos de eucalipto), constituído por uma plataforma, formada por uma grelha de vigas metálicas, que assenta sobre os 2 eixos por intermédio de suspensões primárias em lâminas de aço, do tipo *UIC Standard*. Nas extremidades laterais da plataforma estão fixos fueiros que dão confinamento à rolaria de madeira. O vagão tem um comprimento total de 12,78 m, uma largura de 2,70 m e os seus 2 eixos têm um espaçamento de 8 m. Este veículo permite o transporte de madeira

até uma altura de 1,70 m e uma carga máxima de 23,7 t. O seu peso (tara) é de 16,3 t perfazendo uma carga máxima admissível de 40 t. Uma vista geral do vagão é apresentada na Figura 2.



Figura 2 – Vagão da série *Kbs* de transporte de madeira

## 2.2 - Veículo *Sgnss*

O outro comboio de mercadorias analisado consiste em uma locomotiva da série 6000 (diesel) e normalmente 14 vagões de transporte da série *Sgnss*, e que pertence à companhia privada de transporte de mercadorias Takargo. Estas composições de mercadorias circulam na rede ferroviária Portuguesa transportando rolaria de madeira (usualmente do tipo eucalipto), sobretudo na linha do Minho, ligando os centros produtores de madeira na Galiza (norte de Espanha) e as fábricas de produção de pasta de papel portuguesas. A locomotiva tem 6 eixos, 3 eixos em cada bogie, e apresenta uma carga por eixo de cerca de 200 kN. Na Figura 3 é apresentada uma vista geral do comboio em circulação e o correspondente esquema de cargas.



Figura 3 - Comboio de mercadorias locomotiva 6000 com vagões *Sgnss*: a) perspetiva geral; b) esquema de cargas

O veículo *Sgnss* é um vagão do tipo plataforma destinado ao transporte de contentores e caixas móveis. Este veículo permite a sua adaptação para o transporte de rolaria de madeira pela adição de fueiros amovíveis. Na Figura 4 apresenta-se uma vista geral desta tipologia alternativa do veículo. O vagão tem um comprimento total de 18,5 m e uma largura de 2,9 m, e apresenta 4 eixos, 2 eixos em cada bogie espaçados de 1,8 m, e uma distância entre bogies de 12,4 m. O peso do veículo (tara) é de 21,6 t e pode transportar uma carga máxima de 68,4 t, perfazendo uma carga máxima admissível por eixo de 220 kN. A estrutura do vagão é formada por uma grelha de vigas metálicas que assentam diretamente nos bogies por ligações semi-rígidas, sendo que a ligação dos bogies aos eixos é realizada por intermédio de suspensões primárias formadas por molas helicoidais



Figura 4 - Vagão da série Sgnss de transporte de madeira

### 3 - ENSAIOS DINÂMICOS

#### 3.1 - Descrição

Os ensaios dinâmicos dos dois vagões de mercadorias foram realizados em períodos distintos nas instalações da fábrica de pasta de papel da Navigator (antiga Soporcel), na Figueira da Foz. Estes ensaios tiveram como objetivo a identificação das frequências naturais e correspondentes modos de vibração dos dois veículos. Os ensaios decorreram durante o período de uma descarga da composição de transporte de madeira e onde os veículos estavam inseridos. Antes do início dos ensaios, foi necessário proceder à descarga da estiva central do veículo, de modo a permitir espaço de trabalho e a instalação do sistema de aquisição de dados. Esta decisão foi tomada em virtude do ensaio decorrer com a movimentação dos veículos à medida que o processo de descarga decorria. A opção de retirar a carga apenas na estiva central permitiu manter a distribuição simétrica do carregamento.

Os dois ensaios envolveram a utilização de acelerómetros piezoelétricos, da marca *PCB* modelo 393B12, para a medição da resposta dinâmica da estrutura. Estes acelerómetros têm uma elevada sensibilidade, 10 V/g, permitindo medir acelerações na gama de valores  $\pm 0,5g$  e numa gama de frequências entre 0,15 Hz e 1000 Hz. A aquisição de dados foi realizada através de um sistema cDAQ-9172 da *National Instruments*, tendo-se recorrido a módulos NI 9234 para acelerómetros do tipo IEPE. As séries temporais foram adquiridas ao longo de períodos de 8 a 10 minutos, com uma frequência de amostragem de 2048 Hz, e posteriormente decimadas para 256 Hz.

Os acelerómetros foram ligados à plataforma dos veículos com recurso a chapas metálicas fixadas através de ímanes. Na Figura 5 são ilustradas uma perspetiva do veículo *Kbs* durante o ensaio, que decorreu durante a noite, e um pormenor da ligação do acelerómetro à estrutura. Na Figura 6 são apresentadas diferentes perspetivas do ensaio no veículo *Sgnss*, que decorreu durante o dia, onde é possível identificar o sistema de aquisição e os acelerómetros instalados na caixa e nos bogies do veículo.

Foram utilizadas diferentes técnicas de excitação em ambos os veículos, que consistiram em medições com o veículo em movimento, com um grupo de pessoas a executar saltos com frequências aleatórias e com excitação provocada por martelos de impulso. Foram também efetuadas medições em vibração ambiental sem qualquer tipo de excitação. Na posterior análise de resultados verificou-se que a excitação baseada em saltos aleatórios por um conjunto de pessoas foi a técnica mais eficiente.



Figura 5 - Ensaio dinâmico do veículo *Kbs*: a) remoção da estiva central; b) fixação do acelerómetro

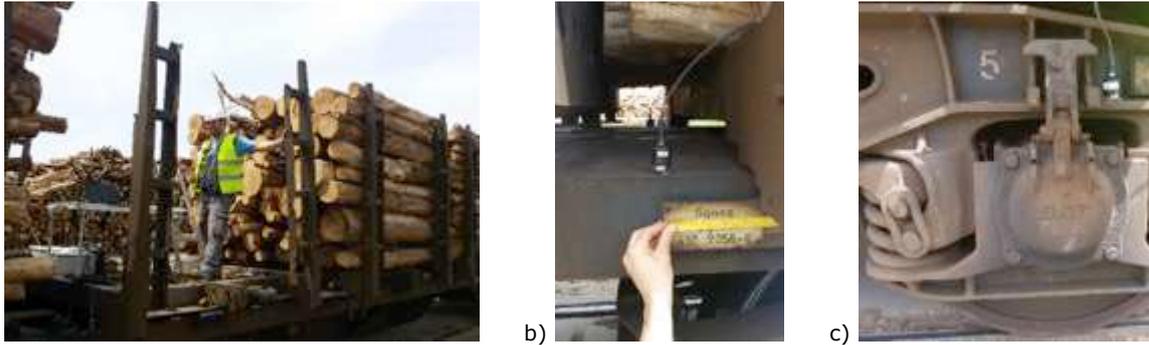


Figura 6 – Ensaio dinâmico do veículo *Sgnss*; a) localização do sistema de aquisição; b) fixação do acelerómetro; c) pormenor do acelerómetro no bogie

### 3.2 - Configurações experimentais

O ensaio dinâmico de ambos os veículos foi realizado com base numa técnica que considera pontos de referência fixos e pontos móveis (Rodrigues, 2004).

No ensaio do veículo *Kbs* a resposta ambiental foi avaliada em termos das acelerações nas direções vertical ( $z$ ) e transversal ( $y$ ), num total de 14 pontos de medição, de acordo com a configuração experimental da Figura 7.

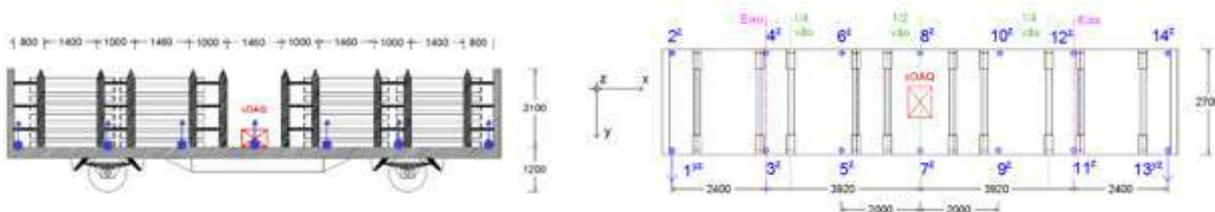


Figura 7 – Configuração experimental do ensaio dinâmico no veículo *Kbs*

No ensaio dinâmico no veículo *Sgnss* a resposta ambiental foi avaliada em termos das acelerações nas direções vertical ( $z$ ) e transversal ( $y$ ), num total de 20 pontos de medição, de acordo com a configuração experimental da Figura 8. Do total de pontos instrumentados, 14 estão localizados na plataforma do veículo e 6 nos bogies.

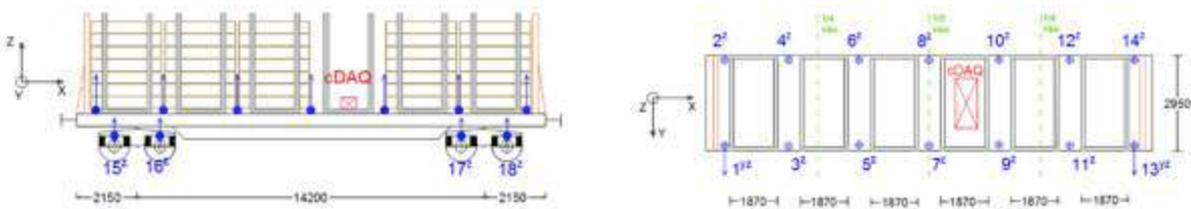


Figura 8 – Configuração experimental do ensaio dinâmico no veículo *Sgnss*

### 3.3 - Identificação dos parâmetros modais

A identificação dos parâmetros modais dos dois veículos foi realizada por intermédio da aplicação da versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD) com recurso ao programa ARTEMIS (SVS, 2009). Neste método as frequências naturais são identificadas com base nos valores das abcissas dos picos dos valores singulares, sendo as configurações modais determinadas a partir da informação dos correspondentes vetores singulares.

Nas Figuras 9a e 9b apresentam-se os valores singulares médios e normalizados da matriz dos espectros de todas as configurações experimentais para o ensaio do veículo *Kbs* e *Sgnss* respetivamente. Nas figuras são assinalados os picos correspondentes a 6 e 4 dos modos de vibração identificados, no caso dos veículos *Kbs* e *Sgnss* respetivamente.

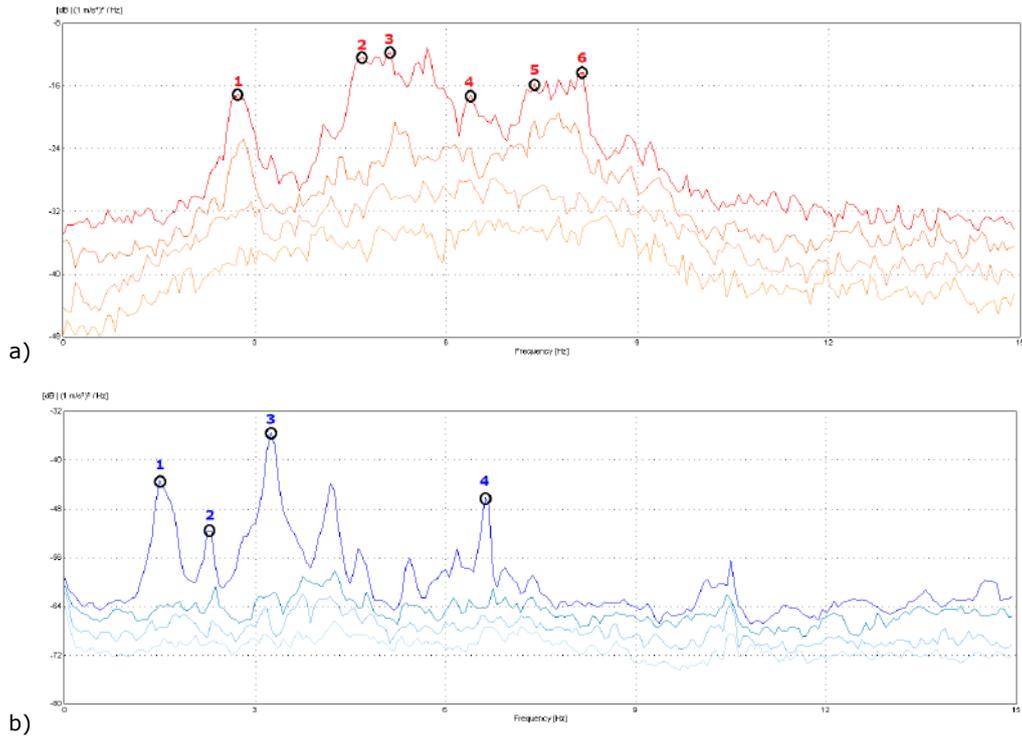
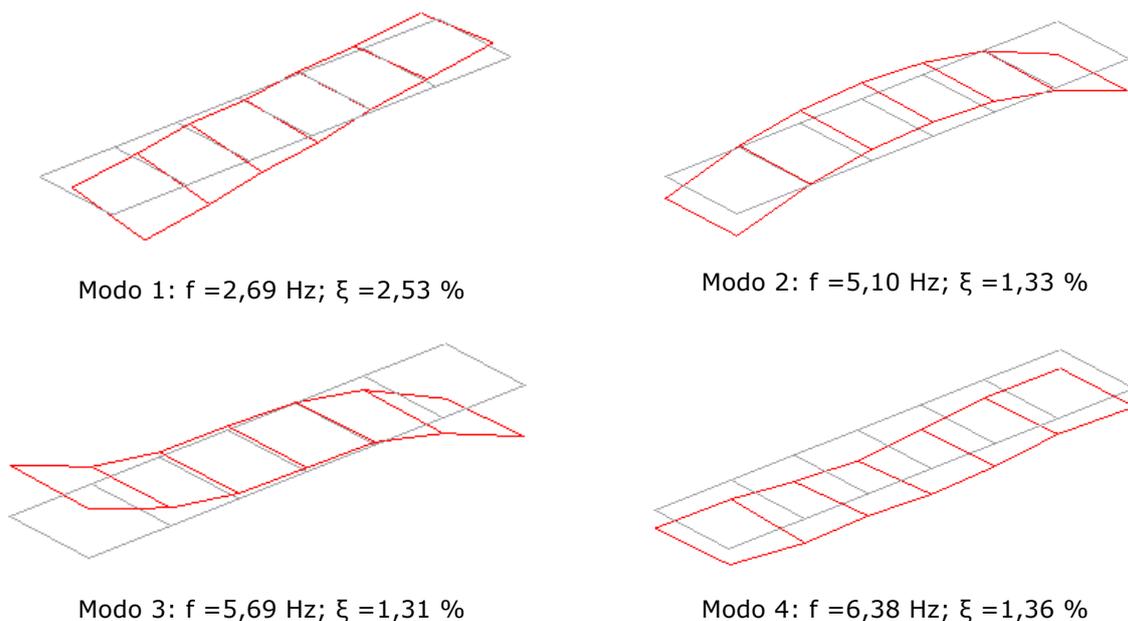
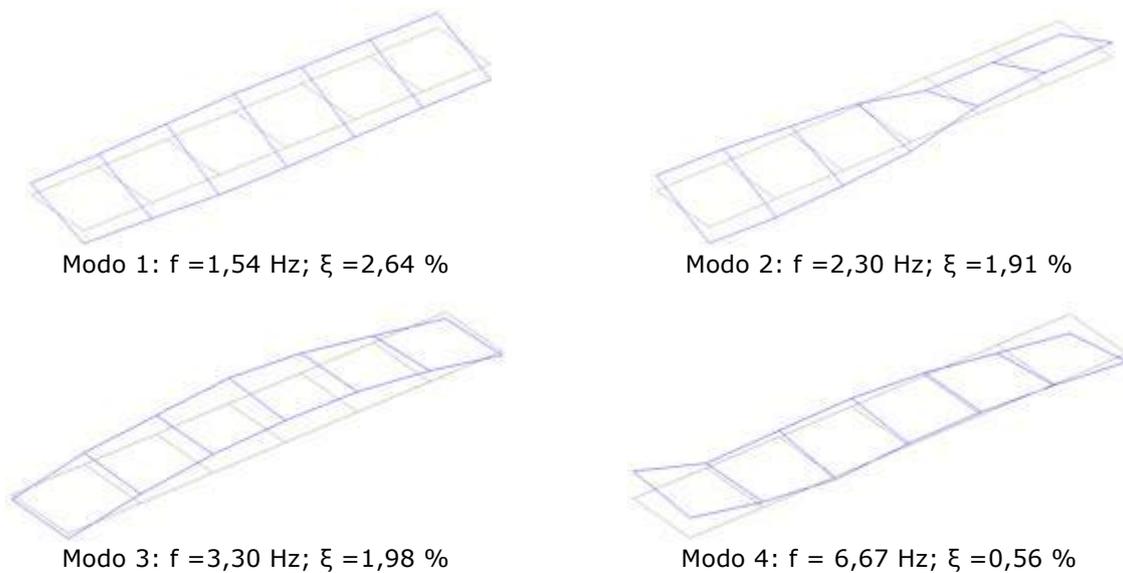
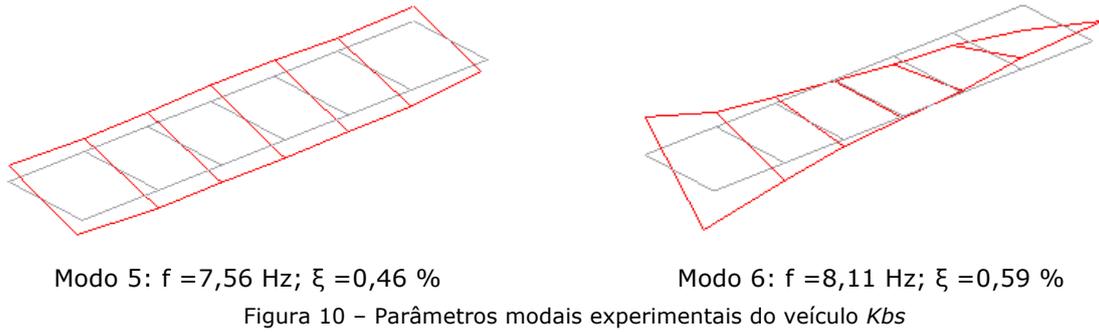


Figura 9 –Método EFDD - valores singulares médios e normalizados das matrizes dos espectros: a) veículo *Kbs*; b) veículo *Sgnss*

Nas Figuras 10 e 11, ilustram-se, em perspetiva, as configurações relativas aos modos de vibração identificados para os veículos *Kbs* e *Sgnss*, respetivamente. São ainda indicados os valores médios das frequências e dos correspondentes valores dos coeficientes de amortecimento. Os modos envolvem movimentos de corpo rígido e flexão da plataforma dos veículos com muito boa definição. Os valores das frequências dos modos identificados situam-se entre a gama de 2,7 Hz e 8,1 Hz no caso do veículo *Kbs*, e entre 1 Hz e 7 Hz no caso do veículo *Sgnss*. De uma forma geral os valores dos coeficientes de amortecimento obtidos para os modos identificados têm uma ordem de grandeza próxima e estão compreendidos entre 0,46 % e 2,53 %, no caso do veículo *kbs*, e entre 0,56 % e 2,64 % no caso do veículo *Sgnss*.





A análise comparativa dos parâmetros modais de ambos os veículos permite constatar diferenças significativas nos valores das frequências e na sua ordenação. No caso do veículo *kbs* os modos estruturais de flexão da plataforma do veículo apresentam frequências inferiores aos modos de vibração associados a movimentos de corpo rígido, sobretudo devido à elevada rigidez das suspensões primárias em lâminas de aço. No caso do veículo *Sgnss* verifica-se uma situação inversa atendendo à menor rigidez das suspensões de mola.

As frequências dos modos estruturais associados à flexibilidade da plataforma surgem geralmente com valores inferiores no veículo *Sgnss*, comparativamente ao veículo *Kbs*, em virtude, sobretudo, da distância entre eixos ser maior, e conseqüentemente o vão deformável da plataforma ser superior. A título de exemplo refira-se que a frequência do 1º modo de flexão da plataforma é igual a 5,10 Hz para o veículo *Kbs*, e de 3,30 Hz para o veículo *Sgnss*, No que toca ao 2º modo de flexão, a sua frequência é igual a 5,69 Hz para o veículo *Kbs*, e de 6,67 Hz para o veículo *Sgnss*. Curiosamente, o modo de vibração associado à flexão local de ambas as extremidades da plataforma dos veículos, apresenta uma tendência contrária sobretudo justificado pelo fato do vão da consola de extremidade do veículo *Kbs* (igual a 2,4 m) ser superior à do veículo *Sgnss* (igual a 2,1 m).

Relativamente ao modo de corpo rígido de rotação transversal, a sua frequência é igual a 7,56 Hz para o veículo *Kbs*, e 1,54 Hz para o veículo *Sgnss*. Esta diferença é justificada sobretudo pela maior rigidez das suspensões em lâminas de aço do veículo *Kbs*, já que a distância entre os eixos das suspensões na direção transversal é praticamente a mesma em ambos os veículos. Alguns dos modos de corpo rígido identificados no veículo *Kbs* não foram identificados no veículo *Sgnss*, possivelmente devido à técnica de excitação utilizada não ter sido tão eficiente.

#### 4 - ENSAIOS SOB AÇÃO DE TRÁFEGO EM PONTES DE ALVENARIA DE PEDRA

Os ensaios dinâmicos sob ação de tráfego envolveram a medição da aceleração vertical do tabuleiro de duas pontes de alvenaria de pedra localizadas na Linha do Minho, sob ação do comboio da Takargo formado por uma locomotiva diesel da série 6000 e 14 vagões da série *Sgnss*.

Os resultados destes ensaios servirão de base à validação de modelos numéricos de elementos finitos de cada uma das pontes com base em análises dinâmicas que consideram a interação ponte-veículo.

A ponte de Durrães está situada no concelho de Barcelos e constitui um viaduto ferroviário com sistema estrutural em arcos de alvenaria de granito, construída no ano de 1878. A ponte insere-se num troço de via única e desenvolve-se ao longo de uma extensão de cerca de 178 m, com tabuleiro em perfil longitudinal retilíneo. A ponte apresenta um desnível máximo de 22 m entre as cotas do terreno e da via. Os 16 arcos que constituem a ponte têm um vão livre de aproximadamente 8 m e apoiam-se em 15 pilares e dois encontros. Mais detalhes acerca da ponte de Durrães estão disponíveis em Costa et al. (2016).

A ponte PK124 está localizada perto de Valença e construída no ano de 1879. A ponte de arco único desenvolve-se ao longo de uma extensão de 11,2 m, com tabuleiro em perfil longitudinal retilíneo com largura de aproximadamente 5,9 m, vão livre de aproximadamente 8 m, e apresentando uma altura máxima de cerca de 11 m. Mais detalhes acerca da ponte PK124 estão disponíveis em Costa et al. (2015).

Na Figura 12 ilustram-se as duas passagens registadas do comboio de mercadorias da Takargo sobre as pontes de Durrães e PK124, com velocidades de circulação de 63 e 73 km/h, respetivamente.

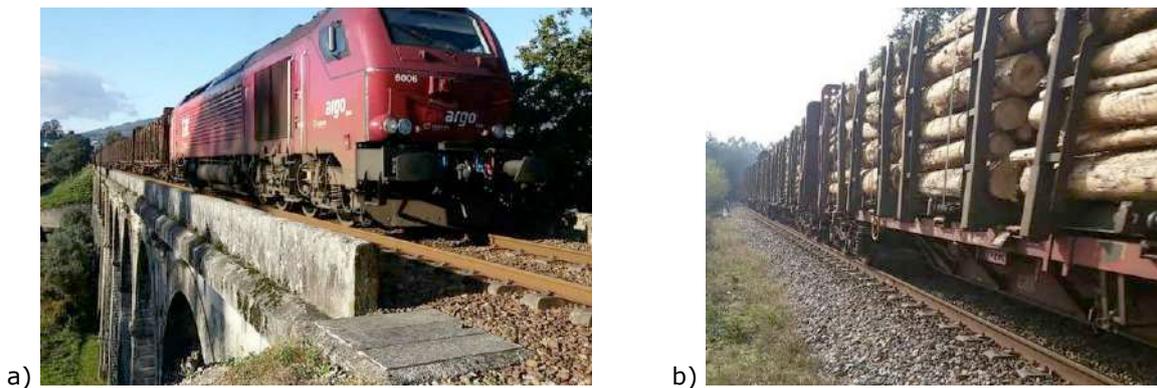


Figura 12 – Comboio de mercadorias Takargo de transporte de madeira: a) ponte de Durrães; b) ponte PK124

A aceleração vertical do tabuleiro foi medida com recurso a acelerómetros piezoelétricos, da marca PCB modelo 393A03, com uma gama de medição igual a  $\pm 5g$ , que revelou ser a mais adequada à grandeza das acelerações registadas durante a passagem de tráfego. O sistema de aquisição de dados usado é idêntico ao apresentado no ponto 3. As séries temporais foram adquiridas com uma frequência de amostragem de 2048 Hz, e posteriormente decimadas para 256 Hz.

Na Figura 13 são apresentados dois registos de aceleração vertical dos tabuleiros de cada uma das pontes referentes à passagem do comboio de mercadorias da Takargo. Os registos apresentados foram filtrados através da aplicação de um filtro passa-baixo do tipo Butterworth com uma frequência de corte igual a 60 Hz. Os valores extremos das acelerações ocorrem durante a passagem das locomotivas, e tomam valores entre  $0,5 \text{ m/s}^2$  e  $1,5 \text{ m/s}^2$ . Os registos de acelerações que ocorrem durante a passagem dos vagões apresentam um padrão regular e com valores extremos geralmente inferiores a  $0,5 \text{ m/s}^2$ . Numa perspetiva global os níveis de aceleração registados na ponte PK124 são inferiores aos registados na ponte de Durrães.

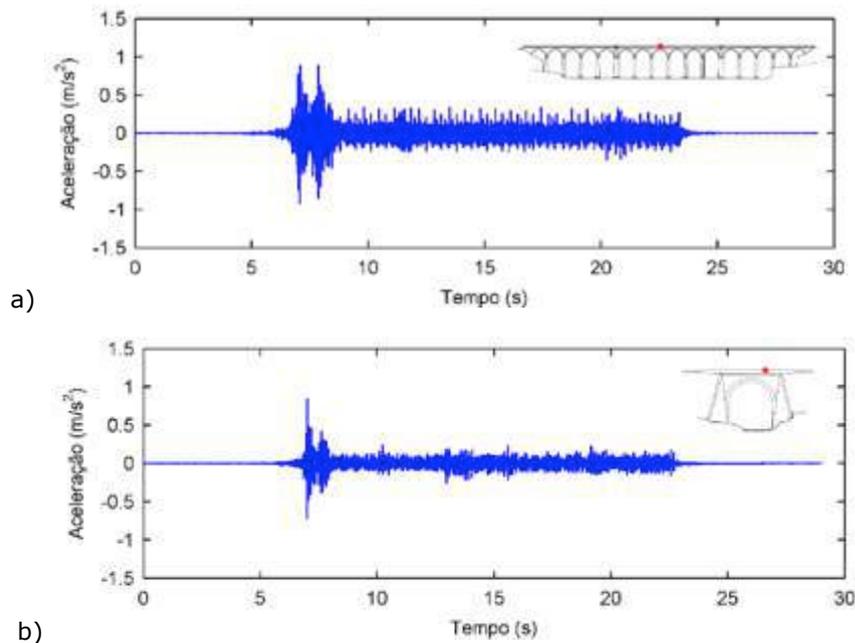


Figura 13 – Registos de acelerações verticais para a passagem do comboio Takargo em pontos do tabuleiro das pontes: a) Durrães; b) PK124

## 5 - CONCLUSÕES

Neste artigo foram apresentados os estudos dinâmicos experimentais realizados em dois veículos ferroviários de transporte de mercadorias. Foram realizados ensaios dinâmicos de vibração ambiental nos dois veículos, e cujos resultados permitiram identificar as suas características dinâmicas, em particular, as frequências de vibração, as configurações modais e os coeficientes de amortecimento. Adicionalmente, foram também apresentados resultados de ensaios de vibração forçada com passagem de tráfego de mercadorias em duas pontes em arco de alvenaria de pedra que se situam na linha do Minho. Esta informação é de especial relevância para a calibração e validação experimental de modelos numéricos de elementos finitos dos dois veículos estudados. Os modelos numéricos calibrados dos veículos serão depois utilizados em análises dinâmicas considerando interação comboio-ponte e onde se pretende a validação experimental destes modelos dinâmicos.

Da experiência dos autores na realização de ensaios dinâmicos em veículos ferroviários de transporte de mercadorias devem ser realçadas algumas particularidades:

- A amplitude das acelerações sob ações ambientais é geralmente muito reduzida, com valores extremos tipicamente inferiores a  $\pm 0,50$  mg, o que requer o recurso a acelerómetros de elevada sensibilidade e sistemas de aquisição de dados e de condicionamento do sinal que assegurem relações sinal/ruído elevadas;
- Os valores extremos das acelerações sob ações ambientais e sob ações de tráfego têm ordens de grandeza bastante diferentes o que muitas vezes implica o recurso a acelerómetros com características distintas. Nos ensaios de vibração ambiental são geralmente utilizados acelerómetros de elevada sensibilidade (10 V/g) e com gama de medição reduzida ( $\pm 0,5g$ ), enquanto para os ensaios de vibração sob ação de tráfego são geralmente utilizados acelerómetros de sensibilidade corrente (1 V/g) e com gama de medição mais alargada ( $\pm 5g$ );
- Verifica-se que o tipo de suspensão é um fator importante na caracterização dinâmica dos veículos ferroviários de mercadorias. O vagão *kbs*, com uma suspensão mais rígida, apresenta um valor da 1ª frequência natural de 5,1 Hz, e é um modo de flexão da caixa. Ao invés, o vagão *Sgnss*, com uma suspensão menos rígida, apresenta um valor da 1ª frequência natural de 1,5 Hz, e é um modo de corpo rígido;
- Ao contrário do que se verifica para os veículos de passageiros, os resultados aqui apresentados para os veículos de mercadorias tendem a mostrar que os modos de corpo rígido associados a

movimentos na caixa tendem a ter frequências mais elevadas do que os modos estruturais de flexão ou torção da caixa.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P.; Projeto FCT PTDC/ECM-EST\_1691/2012 - Caracterização Experimental e Numérica do Comportamento Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra sob Ação de Tráfego Ferroviário - Aplicação a Pontes Existentes em Portugal, e Bolsa PD/BD/127812/2016 (iRAIL). Os autores agradecem à Soporcel (The Navigator Company) pelas facilidades concedidas para a realização dos ensaios, e às empresas Takargo e Medway por toda a colaboração e informação fornecida acerca dos veículos de mercadorias. Os autores agradecem também ao Dr. Nuno Pinto, do CONSTRUCT-LESE pela sua colaboração nos ensaios experimentais.

## REFERÊNCIAS

- Ahmadian, H. (2005). Extracting modes of a railway vehicle from measured responses, Proceedings of 1st International Operational Modal Analysis Conference, 2005, Denmark.
- ARTEMIS Extractor Pro (2009). Academic License User's Manual, Aalborg, Denmark: Structural Vibration Solutions ApS.
- Costa, C., Ribeiro, D., Jorge, P., Silva, R., Calçada, R., & Arêde, A. (2015). Calibration of the numerical model of a short-span masonry railway bridge based on experimental modal parameters. *Procedia Engineering*, 114, 846-853.
- Costa, C., Ribeiro, D., Jorge, P., Silva, R., Arêde, A., & Calçada, R. (2016). Calibration of the numerical model of a stone masonry railway bridge based on experimentally identified modal parameters. *Engineering Structures*, 123, 354-371.
- Harak, S., Sharma, S., Harsha, S. (2014). Structural dynamic analysis of freight railway wagon using finite element method, in *Procedia Materials Science*, Volume 6, p. 1891-1898.
- Infraestruturas de Portugal (2016). Ferrovia 2020. <http://www.infraestruturasdeportugal.pt/ferrovia-2020-0>, acessado em 26/10/2018.
- Iwnicki, S. D., Stichel, S., Orlova, A., & Hecht, M. (2015). Dynamics of railway freight vehicles. *Vehicle System Dynamics*, 53(7), 995-1033.
- Ribeiro, D. (2012). Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental. Tese de Doutoramento. FEUP, Porto.
- Ribeiro, D., R. Calçada, and R. Delgado. (2013). Experimental validation of a train-structure interaction model on a bowstring arch bridge. 5<sup>th</sup> International Conference of Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, 2013, Brazil.
- Rodrigues, J. (2004). Identificação modal estocástica: Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil. Tese de Doutoramento. FEUP, Porto.

## **MONITORAÇÃO EXPERIMENTAL E MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PASSARELAS DE PEDESTRES**

### **EXPERIMENTAL MONITORING AND NUMERICAL MODELLING OF THE DYNAMIC BEHAVIOUR OF PEDESTRIAN FOOTBRIDGES**

Lunz Debona, Gilvan; *Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PGECIV/FEN/UERJ). Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro/RJ, Brasil, gilvanld@yahoo.com.br*  
Santos da Silva, José Guilherme; *Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PGECIV/FEN/UERJ). Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro/RJ, Brasil, jgss@uerj.br*

#### **RESUMO**

Este trabalho de pesquisa objetiva à monitoração experimental e modelagem numérica acerca da resposta estrutural dinâmica de passarelas de pedestres. Para tal, o modelo estrutural investigado corresponde a uma passarela de pedestres de concreto armado, simplesmente apoiada, com vão de 24,4 m, localizada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (FEN/UERJ), na cidade do Rio de Janeiro/RJ. Neste trabalho de pesquisa, procede-se a análise modal experimental dinâmica da estrutura, mediante o emprego de duas estratégias de monitoração: SIMO (Single Input Multiple Output) e SISO (Single Input Single Output). Deste modo, foram utilizados acelerômetros instalados sobre a passarela, com base no uso de um dispositivo para aquisição de dados, via vibrometria a laser (PDV-100: Portable Digital Vibrometer); e, também, a partir da utilização de outro sistema para a medição de vibrações (Shaker). Em seguida, testes de vibração forçada foram realizados, com base aquisição e avaliação das ações dinâmicas provenientes dos pedestres caminhando sobre a passarela, considerando-se diferentes frequências de passo. Além disso, um modelo numérico foi desenvolvido e calibrado, incorporando o efeito da interação dinâmica pedestre-estrutura, com base no emprego de modelos biodinâmicos representativos dos pedestres. Finalmente, uma análise de conforto humano foi realizada sobre a passarela, mediante o emprego de recomendações e critérios de projeto descritos nos guias HIVOSS, SÉTRA e AISC.

#### **ABSTRACT**

This research aims to perform an experimental and numerical assessment of the dynamic structural behaviour of pedestrian footbridges. Thus, the investigated structural model is related to a pedestrian footbridge located in the campus of the State University of Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro/RJ, Brazil. The structural system is based on a simply supported internal reinforced concrete footbridge spanning 24.5m. The modal testing of the structure was performed by dynamic monitoring through accelerometers installed on the structure as well as by a vibrometer device based on Laser Doppler Vibrometry using the SIMO and SISO acquisition techniques, respectively; and, after that, considering another modal vibration test system (Shaker). Afterwards, forced vibration tests were performed on the structure based on the evaluation of the pedestrian's dynamic actions walking on the footbridge considering different step frequencies. In addition, a numerical model was developed and calibrated, incorporating the effect of pedestrian-structure dynamic interaction, based on the use of biodynamic models representative of the pedestrians. Finally, a human comfort analysis was performed on the footbridge, using the recommendations and design criteria described in the HIVOSS, STRATRA and AISC guidelines.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

A análise do comportamento dinâmico de passarelas de pedestres por parte dos engenheiros civis não é uma prática regular nos escritórios de projeto de engenharia, especialmente no que diz respeito ao atendimento dos estados limite de utilização em estruturas, entretanto vários autores tem se dedicado a novas pesquisas no âmbito da questão do conforto humano em estruturas de passarela de pedestres, tais como Debona (2016), Cunha e Caetano (2006), Živanović et al. (2006) e Nimmena et al., (2014), pois tem-se notado que estas estruturas estão sendo construídas com frequências naturais na mesma faixa de frequência do caminhar humano e de seus harmônicos superiores, ocasionando facilmente um nível de frequência ressonante ao caminhar dos seres humanos e aumentando o desconforto dos pedestres. Contudo, estes modelos estruturais devem apresentar um comportamento dinâmico apropriado, livres dos riscos inerentes à presença de vibrações excessivas ou de desconforto humano.

Baseado neste conceito, algumas metodologias de projeto e critérios de conforto humano em fase de projeto foram desenvolvidas na última década como AISC (Murray et al., 2016), SÉTRA (2006) e HIVOSS (2008), entretanto ainda há uma falta de atenção em relação à avaliação e a validação experimental das características dinâmicas das estruturas (Nimmema et al., 2014). Considerando que cada passarela construída é única (Živanović et al., 2006), algumas inevitáveis incertezas são difíceis de estimar na fase de projeto, que estão diretamente relacionadas com as frequências naturais e as propriedades de amortecimento da estrutura. Portanto, a identificação modal experimental deve ser aplicada a fim de se obter uma avaliação do conforto humano mais confiável, bem como para atualizar as suas propriedades sempre que necessário (Nimmema et al., 2014).

Deste modo, o objetivo deste trabalho diz respeito à monitoração experimental e modelagem numérica da resposta estrutural dinâmica de passarelas de pedestres, com base na consideração do efeito da interação dinâmica pedestre-estrutura. Para tal, o modelo estrutural investigado neste trabalho de pesquisa é associado a uma passarela de pedestres existente, com 24,4 metros de comprimento em concreto armado, construída nos anos setenta e localizada no campus da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro/RJ, Brasil.

Neste trabalho de pesquisa, procede-se a análise modal experimental dinâmica da estrutura, mediante o emprego de duas estratégias de monitoração: SIMO (Single Input Multiple Output) e SISO (Single Input Single Output). Deste modo, foram utilizados acelerômetros instalados sobre a passarela, com base no uso de um dispositivo para aquisição de dados, via vibrometria a laser (PDV-100: Portable Digital Vibrometer); e, também, a partir da utilização de outro sistema para a medição de vibrações (Shaker).

Após a identificação modal experimental, testes de vibração forçada foram realizados, com base aquisição e avaliação das ações dinâmicas provenientes dos pedestres caminhando sobre a passarela, considerando-se diferentes frequências de passo. Além disso, um modelo numérico foi desenvolvido e calibrado, incorporando o efeito da interação dinâmica pedestre-estrutura, com base no emprego de modelos biodinâmicos representativos dos pedestres. Finalmente, uma análise de conforto humano foi realizada sobre a passarela, mediante o emprego de recomendações e critérios de projeto descritos nos guias HIVOSS (2008), SÉTRA (2006) e AISC (Murray et al., 2016).

## **2 - MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO**

O modelo estrutural investigado nesta investigação está relacionado com uma passarela de pedestres existente localizado entre os blocos A e B no campus da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro/RJ, Brasil. O sistema estrutural é baseado no projeto de uma passarela de concreto armado simplesmente apoiada que mede 24,4 m, constituída por duas vigas invertidas e duas lajes de concreto, formando um sistema em U, com lajes em sanduíche, e que está sendo usada atualmente para a travessia de pedestres, de acordo com as Figs. 1 a 5. A estrutura de concreto armado apresenta uma resistência à compressão ( $f_{ck}$ ) especificada de 14 MPa, módulo de elasticidade longitudinal secante ( $E_{cs}$ ) igual a 17,8 GPa, massa específica ( $\rho_c$ ) de 2500 kg/m<sup>3</sup> e coeficiente de Poisson para o concreto ( $\nu_c$ ) igual a 0,2. A massa total da estrutura é de 66200 kg.

## **3 - MODELO EM ELEMENTOS FINITOS**

No modelo numérico desenvolvido neste estudo são empregadas técnicas usuais de discretização, via utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF), por meio do emprego do programa computacional ANSYS (ANSYS, 2010). Neste modelo numérico-computacional, todas as seções de concreto armado foram simuladas por meio de elementos finitos de casca SHELL63 (ANSYS, 2010), gerando um número total de 4101 nós, 4074 elementos finitos SHELL63 (ANSYS, 2010) e 23364 graus de liberdade, conforme ilustrado na Fig. 6. Cabe ressaltar que a presente investigação considera que os materiais (concreto e aço) apresentam um comportamento tipicamente linear elástico.

## **4 - IDENTIFICAÇÃO MODAL EXPERIMENTAL**

A análise modal experimental da passarela feita mediante monitoração dinâmica, "in loco", por meio da instalação de acelerômetros na estrutura ligados a um sistema de aquisição de dados ADS-2002 e por um sistema de vibrometria a laser Polytec PDV-100, com o auxílio de um martelo de impacto Dytran, um sistema especial de vibração (Shaker) e carregamentos de seres humanos. Nesse sentido, foram utilizadas duas técnicas de ensaio comumente empregadas em estruturas civis de médio porte (Brandt, 2011; Cunha e Caetano, 2006): SIMO (Single Input Multiple Output: única entrada e várias saídas) e SISO (Single Input Single Output: uma entrada e uma saída).



Figura 1 - Passarela investigada: vista lateral



Figura 2 - Passarela investigada: vista frontal e detalhamento dos apoios

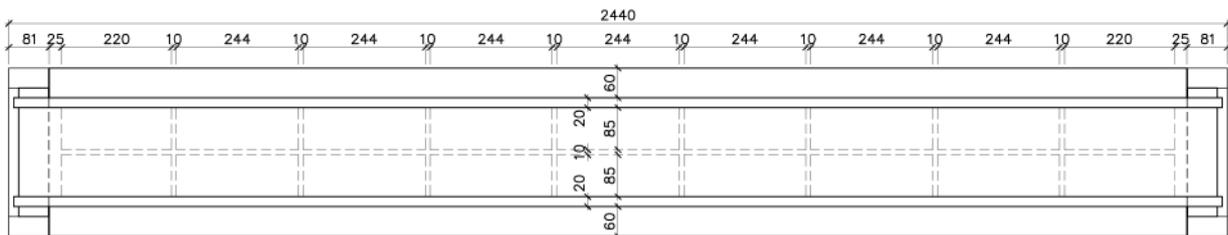


Figura 3 - Projeto estrutural: planta baixa [dimensões em (cm)]

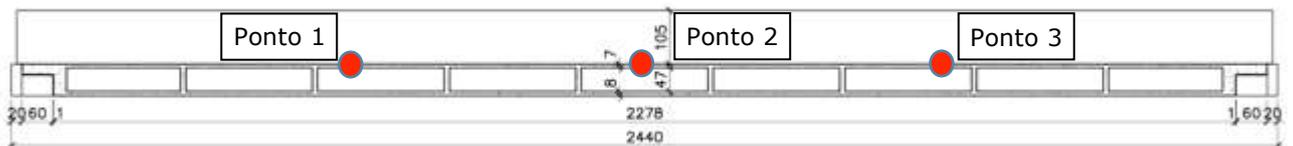


Figura 4 - Projeto estrutural: corte longitudinal típico [dimensões em (cm)]

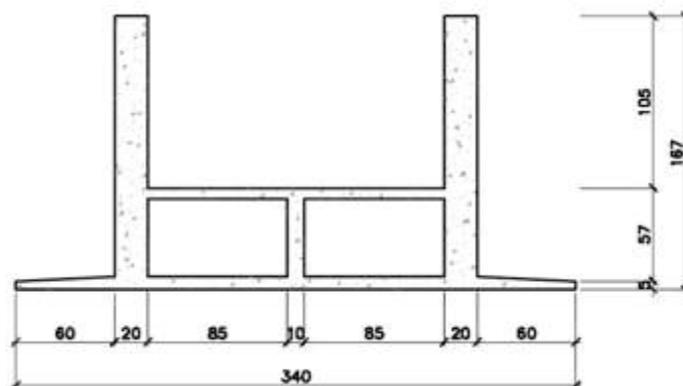


Figura 5 - Projeto estrutural: corte transversal típico [dimensões em (cm)]

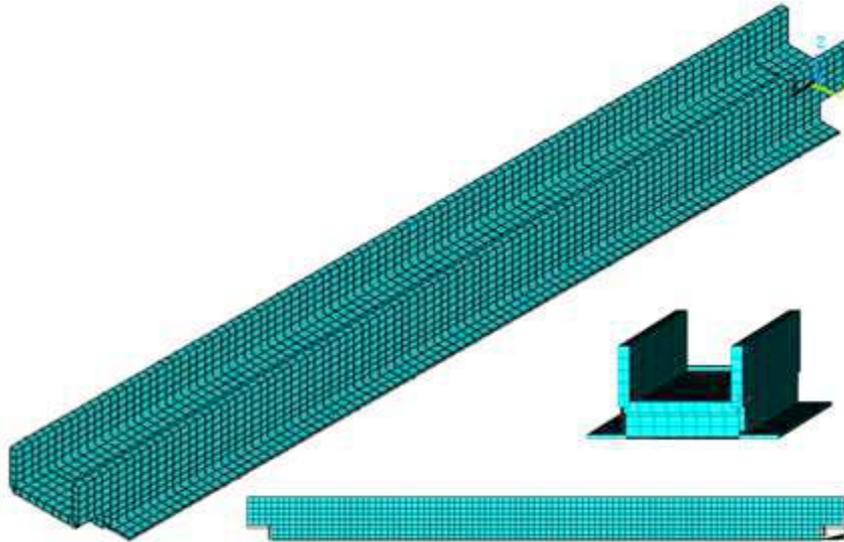


Figura 6 - Modelo em elementos finitos da passarela

Em relação à técnica SIMO, uma força de excitação é aplicada num ponto da estrutura (entrada) e as respostas dinâmicas (saídas) são obtidas simultaneamente em vários pontos da mesma. No que diz respeito à técnica SISO, a força é aplicada e a resposta da estrutura é obtida, individualmente, em cada ponto da estrutura, tanto a partir do deslocamento da força (entrada) quanto do sensor de medição (saída) pela estrutura. Ressalta-se que uma das vantagens da técnica SIMO sobre a SISO está no fato de que é possível realizar um menor número de ensaios, uma vez a resposta dinâmica de vários pontos podem ser obtidas de uma só vez. A partir da medição do sinal de entrada e de saída, podem-se obter as funções de resposta em frequência (FRF) de cada ponto, representando a relação entre o sinal de saída (aceleração) sobre o sinal de entrada (força) de cada ponto da estrutura.

O primeiro ensaio experimental de vibração livre (Ensaio I) foi realizado de tal forma que a estrutura foi excitada através do impacto de uma pessoa de 95 kg pulando sobre o centro da passarela (Ponto 2: ver Fig. 4) a uma altura de 0,5 m. O método utilizado foi o de entrada única e de saída múltipla (SIMO). Os resultados da análise de vibração livre foram obtidos por meio de três acelerômetros resistivos Kyowa localizados sobre as seções estruturais da passarela denominadas de Pontos 1, 2 e 3 (ver Fig. 4), localizados, respectivamente, a 1/4, 1/2 e 3/4 do vão, ligados a um sistema de aquisição de dados ADS-2002 fabricado pela empresa LYNX Tecnologia Eletrônica, de acordo com a Fig. 7. Este sistema, através da placa condicionadora e controladora, relaciona o sinal de variação elétrica em valor de engenharia (deformação específica, aceleração e força), controlado por um computador.

Em seguida, foi realizado o segundo teste (Ensaio II), com entrada de dados única e de saída única (SISO) combinando o vibrômetro a laser Polytec PDV-100 a um martelo de impacto Dytran, como mostrado nas Figs. 8 e 9, respectivamente. O funcionamento básico da metodologia de vibrometria a laser está relacionado a um feixe de laser focado sobre a estrutura ensaiada de modo que a velocidade do movimento relativo entre o sistema e o equipamento possa ser medida através do efeito Doppler, ou seja, a partir da variação da frequência assim como do comprimento de onda do feixe de luz incidido e refletido sobre a estrutura. (Prislan, 2008).

Baseado nos ensaios anteriores, um terceiro teste experimental (Ensaio III) foi realizado utilizando-se um excitador Shaker S 51140-M (ver Fig. 10), um amplificador de potência BAA 1000 (ver Fig. 10) e um Sistema de Vibrometria à Laser PDV 100 (Vibromêtro Digital Portátil) da Polytec (Fig. 8). Um aplicativo (SGenerator), instalado em um iPad A1459, com faixa de frequência de 1 Hz a 20.000 Hz, foi utilizado para gerar os sinais de excitação de entrada (ondas quadradas) e acoplado ao amplificador de potência (BAA 1000) e ao excitador de vibração (Shaker), que combinados com um dispositivo de vibrometria a laser (PDV-100), viabilizaram a obtenção das velocidades no domínio do tempo e as respostas FFT do sistema.

A FFT (Fast Fourier Transform: Transformada Rápida de Fourier) correspondente às respostas de saída associada aos três acelerômetros utilizados na análise modal experimental da passarela no Ensaio I é apresentada nas Figs. 11 a 13 (utilizando-se o sistema de aquisição de dados ADS-2002). É importante ressaltar que uma vez que a carga de impacto do pulo não foi mensurada neste ensaio, não foi possível obter-se a FRF de cada ponto para este ensaio. Entretanto, as frequências naturais da passarela são igualmente identificadas através da FFT da resposta dinâmica referentes às seções estruturais investigadas.

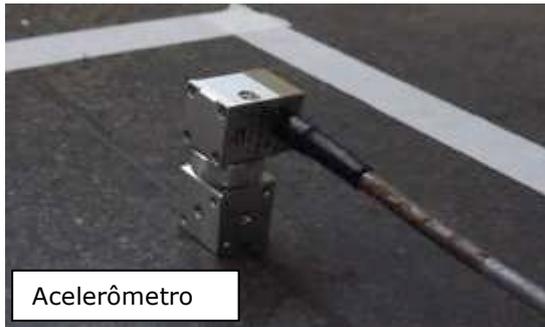


Figura 7 - Ensaio1: Sistema de aquisição ADS 2002 conectado a acelerômetros



Figura 8 - Ensaio 2: Vibrômetro a laser Polytec (Portable Digital Vibrometer: PDV-100)



Figura 9 - Ensaio 2: Martelo de impacto Dytran



TIRAvib - S51140-M



BAA 1000

Figura 10 - Ensaio 3: Shaker (TIRAvib – S 51140-M) e Amplificador de Potência BAA 1000

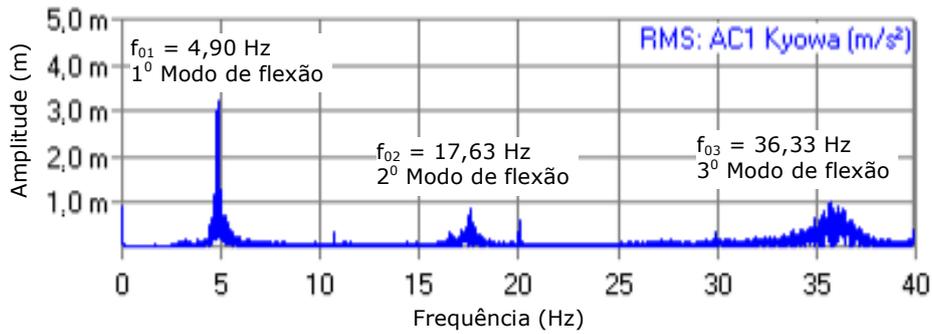


Figura 11 - Ensaio I: Espectro de resposta da vibração da estrutura no Ponto 1 (1/4 do vão)

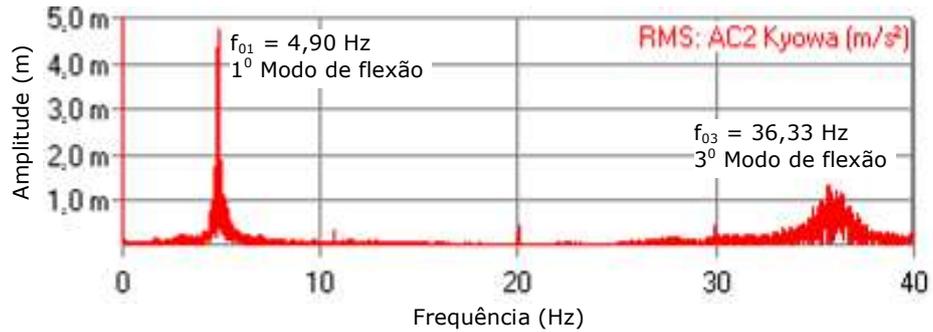


Figura 12 - Ensaio I: Espectro de resposta da vibração da estrutura no Ponto 2 (1/2 do vão)

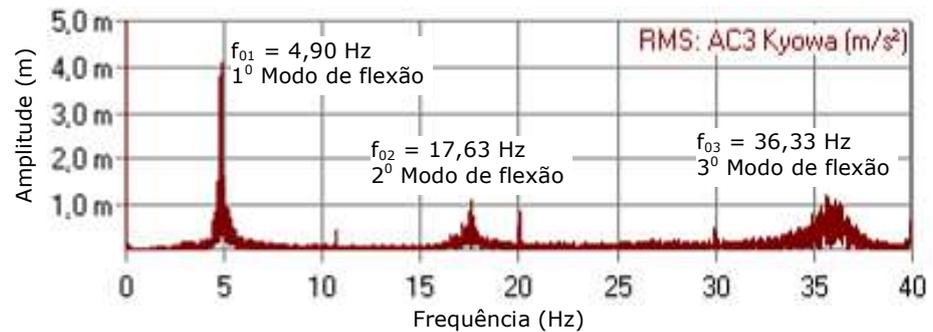


Figura 13 - Ensaio I: Espectro de resposta da vibração da estrutura no Ponto 3 (3/4 do vão)

Em seguida, as Figs. 14 a 16 apresentam as respostas FRF do sistema de vibrometria a laser (PDV-100) devido ao impacto do martelo Dytran sobre a estrutura de concreto (Ensaio II). Vale ressaltar, ainda, que o valor da força de impacto introduzida pelo martelo sobre a passarela é mensurado através de um sensor de força localizado na “cabeça” do martelo, portanto, sendo possível a obtenção das FRFs. Na sequência do texto, as FFTs obtidas no Ensaio III, utilizando-se o Shaker, são apresentadas nas Figs. 17 e 18.

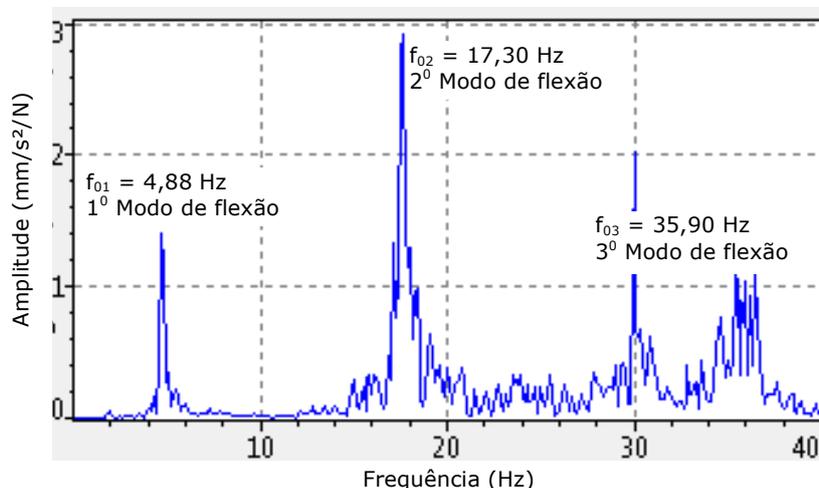


Figura 14 - Ensaio II: FRF no Ponto 1 (1/4 do vão)

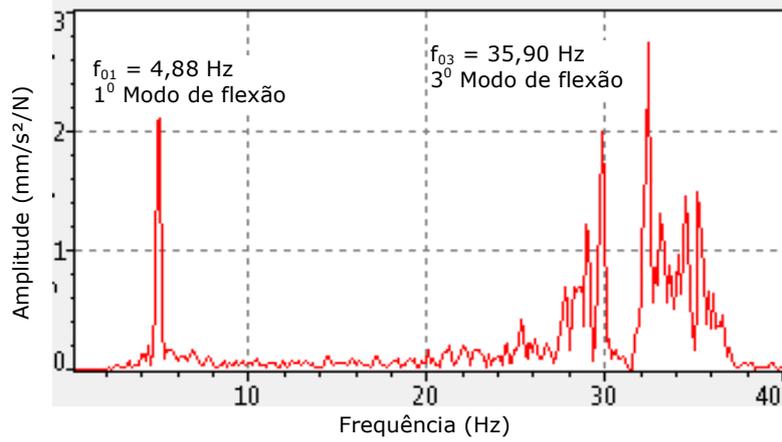


Figura 15 - Ensaio II: FRF no Ponto 2 (1/2 do vão)

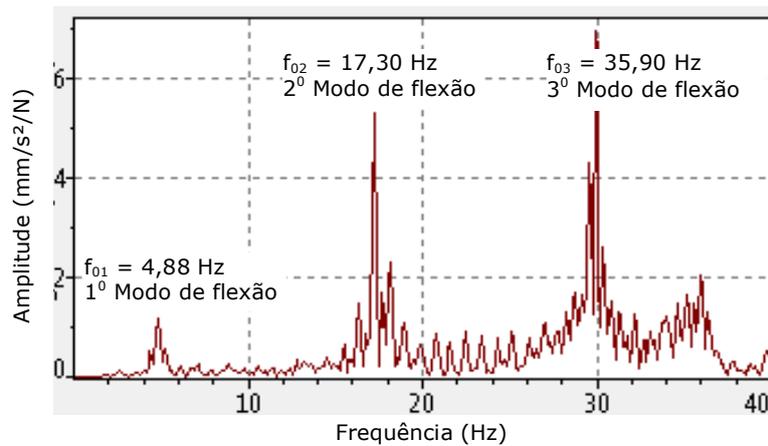


Figura 16. Ensaio II: FRF no Ponto 3 (3/4 do vão)

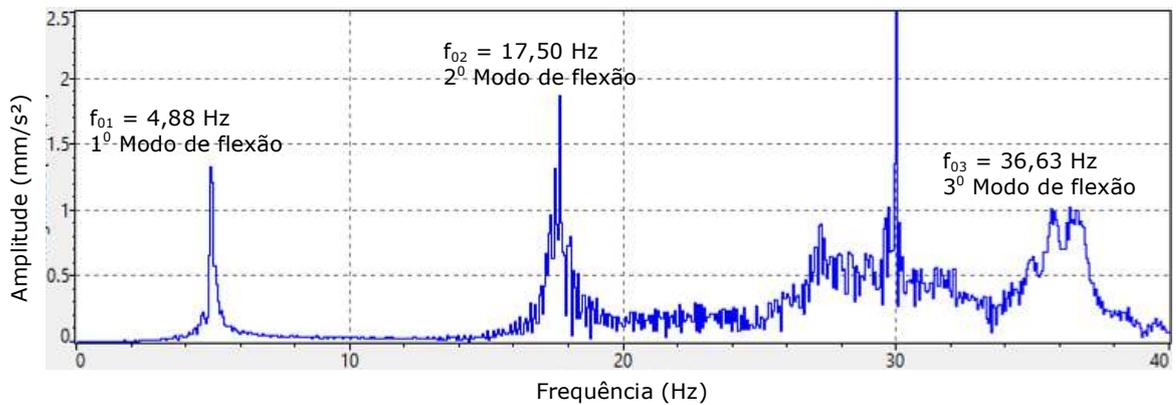


Figura 17 - Ensaio III: Espectro de resposta da vibração da estrutura no Ponto 1 (1/4 do vão)

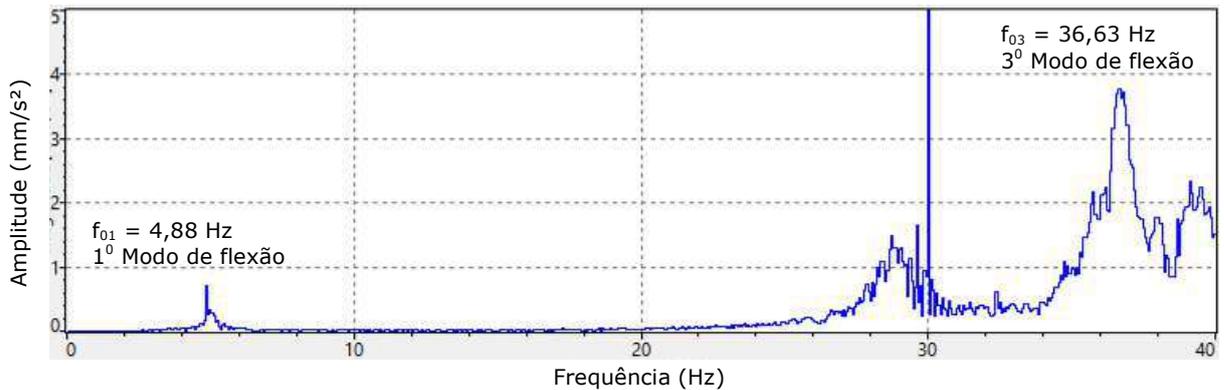


Figura 18 - Ensaio III: Espectro de resposta da vibração da estrutura no Ponto 2 (1/2 do vão)

Analisando-se os resultados apresentados nas Figs. 11 a 18 verifica-se que é possível identificar os três picos principais de frequência, correspondentes aos três modos verticais de vibração da estrutura. Observa-se que o segundo modo de vibração não se manifesta nas leituras observadas nas Figs. 12, 15 e 18, devido ao espectro de resposta ter sido obtido sobre a metade do vão da estrutura, onde o valor da amplitude de oscilação do segundo modo de vibração é nulo. Entretanto percebe-se que o valor da amplitude de oscilação do primeiro modo é máximo neste ponto (1/2 do vão), quando comparado aos demais gráficos (Figs. 11 a 18), como era de se esperar.

Os coeficientes de amortecimento foram obtidos via monitoração experimental dinâmica dos ensaios descritos anteriormente e encontram-se resumidos e apresentados na Tabela 1. O amortecimento crítico pode ser calculado no domínio do tempo (Ensaio I), através do método do decremento logarítmico, filtrando-se os respectivos modos de vibração, e no domínio da frequência (Ensaios I e III) com base no emprego do "3db Bandwidth" (Brandt, 2011).

Quadro 1 - Taxas de amortecimento obtidas experimentalmente

Monitoração Experimental Dinâmica		Coeficiente de Amortecimento (%)		Características do Modo de Vibração (Flexão vertical)
Ensaio I	Excitação: Humana Aquisição de Dados: ADS2002	$\xi_{01}$	1,80	1º Modo
		$\xi_{02}$	1,15	2º Modo
		$\xi_{03}$	1,02	3º Modo
Ensaio II	Excitação: Martelo de Impacto Dytran Aquisição de Dados: PDV 100	$\xi_{01}$	1,55	1º Modo
		$\xi_{02}$	1,04	2º Modo
		$\xi_{03}$	1,24	3º Modo
Ensaio III	Excitação: Shaker Aquisição de Dados: PDV 100	$\xi_{01}$	1,80	1º Modo
		$\xi_{02}$	1,12	2º Modo
		$\xi_{03}$	0,86	3º Modo

Observa-se com base nos resultados fornecidos pelo Quadro 1 que os coeficientes de amortecimento da estrutura foram obtidos experimentalmente com valores muito próximos, em todos os ensaios, entretanto, deve-se ressaltar que os valores dos coeficientes de amortecimento estrutural obtidos com base do sistema ADS 2002 devem ser considerados mais confiáveis do que aqueles obtidos a partir do uso do sistema PDV 100. Tal fato se explica devido à forma de obtenção das velocidades do movimento do sistema estrutural, via sistema PDV 100, através do efeito Doppler, pois se torna difícil para o autor garantir que a estrutura de referência estava em total repouso no momento exato da medição experimental.

## 5 - TESTES EXPERIMENTAIS DE VIBRAÇÃO FORÇADA

O caminhar humano sobre a passarela de pedestres foi monitorado com base no controle do movimento dos pedestres (sincronismo do caminhar das pessoas) ao longo de toda a sua travessia, mediante a utilização de placas com acelerômetros acopladas ao centro de massa de cada pedestre (Fig. 19). Deste modo, podem ser obtidas as forças dinâmicas oriundas do movimento do grupo de pedestres sobre a laje de concreto da passarela. A aquisição de dados nestes testes de vibração forçada foi realizada a partir do sistema ADS-2002, utilizando os acelerômetros resistivos Kyowa e capacitivos Dytran, para o registro das acelerações do movimento do corpo dos pedestres (Fig. 19) e da estrutura (Ponto 2: ver Fig. 4).

Objetivando controlar o passo de cada pedestre (frequência do passo dos pedestres) e manter-se a sincronização do ritmo do grupo de pessoas que se movimentava sobre a estrutura utilizou-se um metrônomo durante a realização dos testes experimentais. Este dispositivo foi conectado a uma caixa acústica de modo que foi possível produzir pulsos sonoros de duração regular. A unidade representativa do metrônomo é o "bpm" (batidas por minuto). Portanto, cada "batida" sonora corresponde ao contato de cada passo do pedestre sobre a estrutura.

Nos testes experimentais o valor no metrônomo foi fixado em 147 bpm ( $f = 2,45$  Hz), de modo que o segundo harmônico do caminhar humano ( $2 \times 2,45$  Hz = 4,90 Hz) de cada pedestre que atravessa a passarela de forma sincronizada pudesse forçar um movimento ressonante com o primeiro modo de vibração vertical ( $f_{01} = 4,90$  Hz). Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais são mostrados nas Figs. 20 a 23, descritos no domínio do tempo e da frequência, respectivamente. Estes resultados correspondem ao acelerômetro instalado no meio da passarela investigada (Ponto 2: 1/2 do vão, ver Fig. 4). Deve ser enfatizado que o índice "m" nos eixos verticais das Figs. 20 e 22, no domínio do tempo, corresponde ao prefixo "mili" ( $10^{-3}$ ). Por outro lado, os eixos horizontais apresentam o tempo em segundos e frequência em Hz, respectivamente, de acordo com cada análise.



Figura 19 - Monitoração experimental dinâmica: placa com acelerômetro acoplado ao centro de massa e pedestres caminhando sobre a passarela (1 e 8 pedestres:  $f = 2,45$  Hz: ressonância)

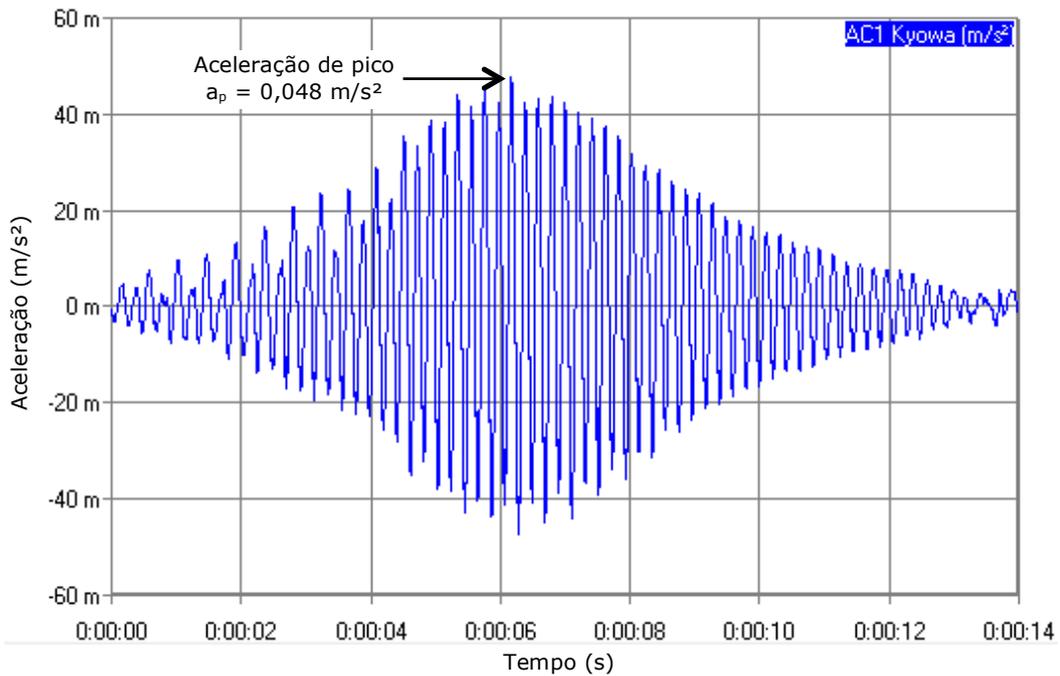


Figura 20 - Aceleração vertical no domínio do tempo: 1 pedestre [Ponto 2 (1/2 vão):  $f = 2,45$  Hz (ressonância)]

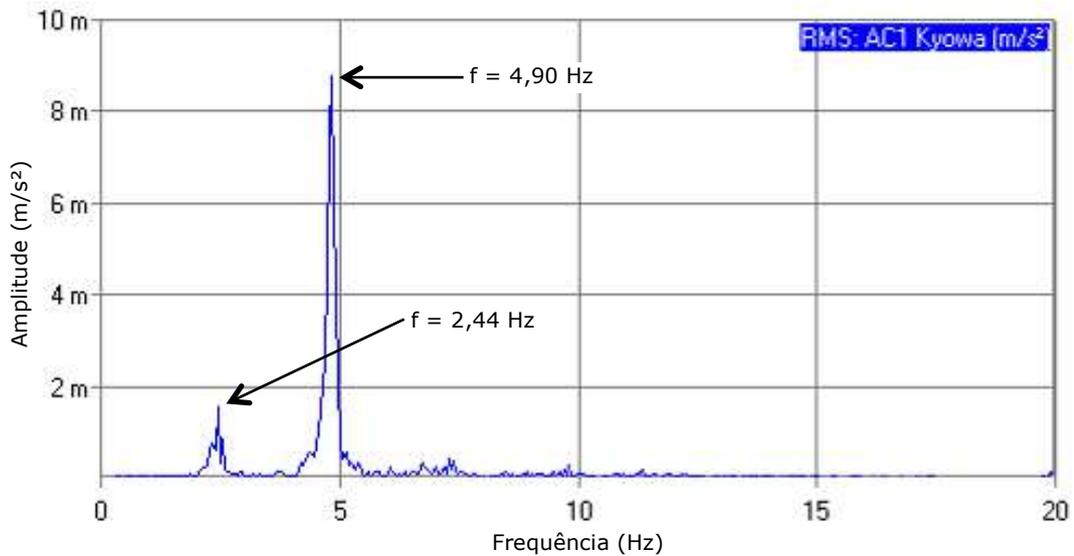


Figura 21 - Aceleração vertical no domínio da frequência: 1 pedestre [Ponto 2 (1/2 vão):  $f = 2,45$  Hz (ressonância)]

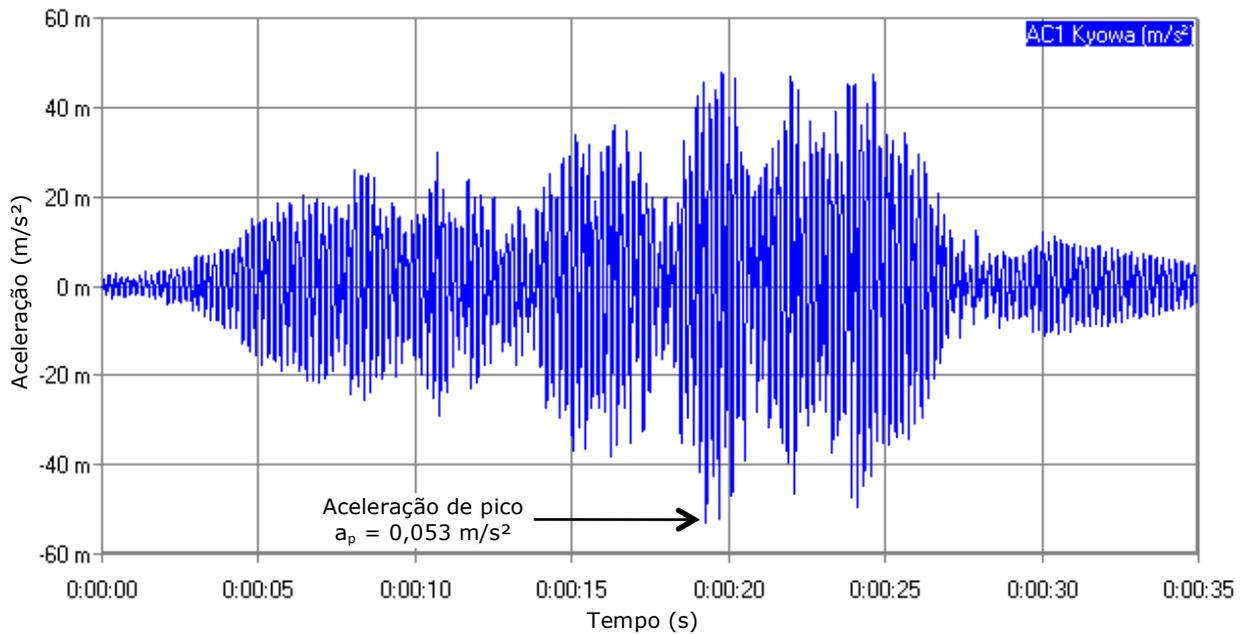


Figura 22 - Aceleração vertical no domínio do tempo: 8 pedestres [Ponto 2 (1/2 vão):  $f = 2,45$  Hz (ressonância)]

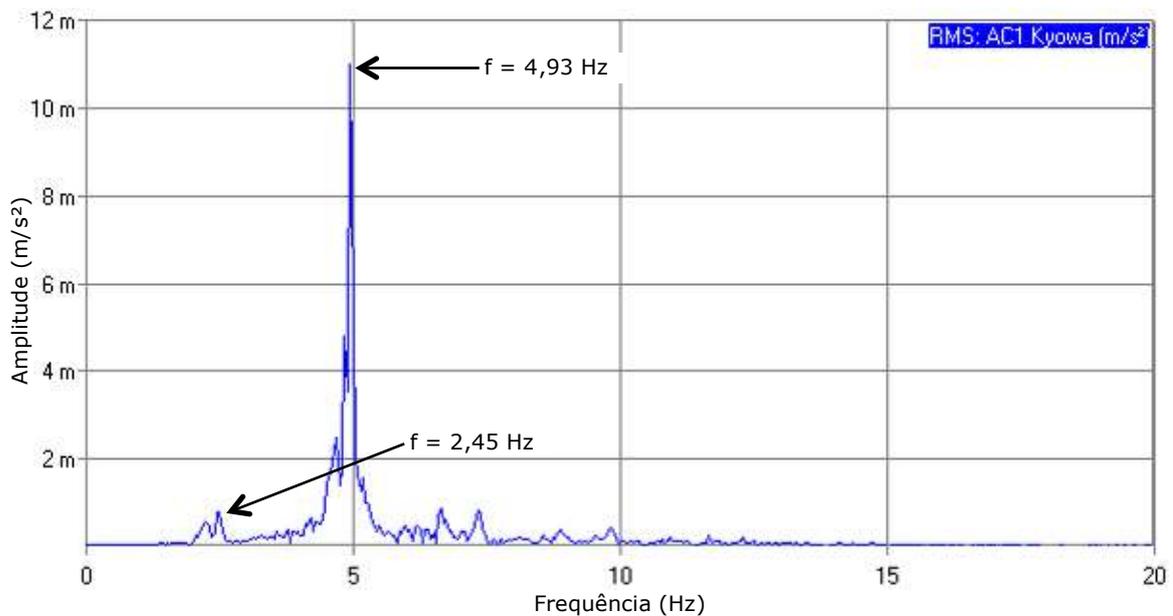


Figura 23 - Aceleração vertical no domínio da frequência: 8 pedestres [Ponto 2 (1/2 vão):  $f = 2,45$  Hz (ressonância)]

Analisando-se os resultados apresentados nas Figs. 20 a 23 observa-se que os harmônicos são relevantes para a avaliação da resposta dinâmica das passarelas, demonstrando que os testes em ressonância ( $2 \times 2,45$  Hz = 4,90 Hz) apresentam efetivamente as frequências dos harmônicos componentes da excitação. Os valores máximos de aceleração encontrados neste estudo experimental são, respectivamente, iguais a  $0,048$  m/s<sup>2</sup> e  $0,053$  m/s<sup>2</sup> para 1 e 8 pessoas, respectivamente, em ressonância ( $f = 2,45$  Hz). A aproximação da amplitude dos valores de pico demonstra a dificuldade de se ter todos os pedestres em fase, de forma a se obter uma ressonância “perfeita”.

## 6 - CALIBRAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE DINÂMICA

Com o objetivo de se calibrar a modelagem experimental e numérica da passarela, as frequências naturais e modos de vibração foram determinados através da análise modal numérica (ver Fig. 6), via Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando-se o programa computacional ANSYS (ANSYS, 2010), conforme apresentado no Quadro 2 e Fig. 24. Observa-se uma boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos apresentados no Quadro 2, representando indicativo de que as características dinâmicas do sistema, no que diz respeito às frequências naturais (massa e rigidez) estão bem representadas. Além disso, ressalta-se que a frequência fundamental da passarela encontra-se na faixa de frequência do caminhar, e uma possível situação de ressonância pode ocorrer.

Quadro 2 - Frequências naturais da passarela analisada: resultados experimentais *versus* resultados numéricos

Frequências Naturais (Hz)	MEF (Hz)	Resposta Experimental (Hz)			Diferenças (%)		
		Ensaio I	Ensaio II	Ensaio III	Ensaio I	Ensaio II	Ensaio III
$f_{01}$	4,898	4,900	4,880	4,880	0,04	0,37	0,37
$f_{02}$	15,923	17,630	17,300	17,500	10,72	8,65	9,90
$f_{03}$	32,154	36,330	35,900	36,630	12,99	11,65	13,92

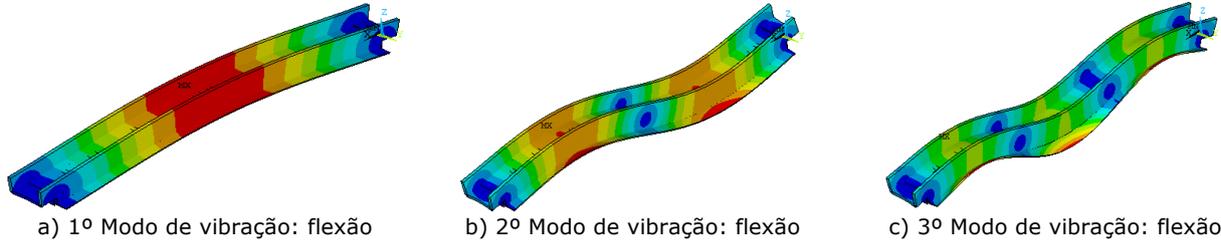


Figura 24 - Modos de vibração relativos as frequência naturais verticais

Análises numéricas de vibração forçada foram realizadas através do emprego do programa ANSYS (ANSYS, 2010), via modelo em elementos finitos (ver Fig. 6), com base na utilização das acelerações medidas experimentalmente, oriundas de cada pedestre (Debona, 2016). O modelo numérico foi calibrado a partir dos resultados experimentais das acelerações no domínio do tempo obtidas para 1 e 8 pedestres caminhando sobre a estrutura, incorporando à análise o efeito da interação dinâmica pedestre-estrutura, com base no emprego de modelos biodinâmicos representativos dos pedestres (Debona, 2016). Em seguida, o Quadro 3 apresenta um resumo das acelerações de pico encontradas e a Fig. 25 ilustra uma comparação típica entre os resultados experimentais e numéricos.

Quadro 3 - Acelerações máximas da passarela em estudo: resultados experimentais *versus* resultados numéricos

Tipo de Caminhada	Comparação da Aceleração	Acelerações de Pico ( $m/s^2$ )		Diferenças (%)	Conforto Humano
		Resposta Experimental	Resposta Numérica		
1 Pedestre	Máximo	0,048	0,045	6,66	Máximo
	Mínimo	0,047	0,052	10,64	Máximo
8 Pedestres	Máximo	0,048	0,048	0,00	Máximo
	Mínimo	0,053	0,052	1,92	Máximo

HIVOSS (2008); SÉTRA (2006):  $a_{lim} = 0,0 - 0,50 m/s^2$ : conforto máximo  
AISC (Murray et al., 2016):  $a_{lim} = 1,5\%g = 0,15 m/s^2$ : passarelas internas

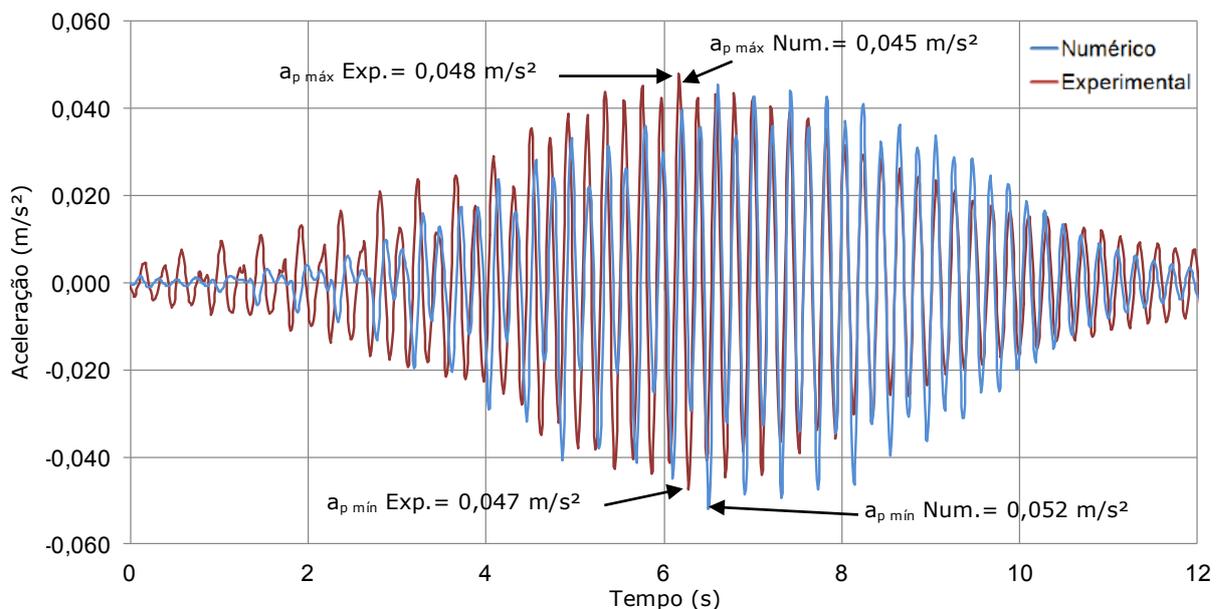


Figura 25 - Aceleração numérica *versus* experimental no domínio do tempo: 1 pedestre ( $f = 2,45 Hz$ )

Analisando-se os resultados apresentados no Quadro 3, em função dos valores das acelerações máximas verifica-se que as características dinâmicas do sistema estão bem representadas, com base na estratégia de modelagem numérica desenvolvida, pois a diferença existente entre a resposta numérica e experimental é pequena (ver Quadro 3 e Fig. 25). Destaca-se que os testes experimentais

encontram-se bem representados numericamente, salvo diferenças oriundas de dificuldades de sincronismo (frequência do passo dos pedestres), dificuldades das pessoas de manter a distância entre indivíduos ao longo da passarela, e de efeitos externos (ação do vento e a vibração do edifício).

## 7 - CONCLUSÕES

Este trabalho analisou experimentalmente e numericamente o comportamento estrutural dinâmico de uma passarela de pedestres em concreto armado com 24,4 m de comprimento, constituída por vigas e lajes que tem sido utilizada correntemente para a travessia de pedestres, localizada no campus da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro/RJ, Brasil.

A frequência fundamental da passarela de pedestres investigada foi determinada experimentalmente e numericamente ( $f_{01} = 4,90$  Hz), encontrando-se na mesma faixa de frequência do caminhar humano, quando considerado o segundo harmônico da excitação. Os coeficientes de amortecimento foram obtidos experimentalmente, apresentando valores muito próximos, em todos os testes experimentais realizados. Os valores dos coeficientes de amortecimento obtidos para o modo fundamental de vibração foram iguais a 1,80% (Ensaio I); 1,55% (Ensaio II) e 1,80% (Ensaio III).

O modelo em elementos finitos desenvolvido se mostrou calibrados em relação aos dados da análise modal experimental e de vibração forçada. A análise de vibração forçada apresentou diferenças muito pequenas para os valores de aceleração vertical, considerando-se o caminhar de 1 e 8 pedestres. O valor máximo de aceleração encontrado neste estudo foi da ordem de  $0,053 \text{ m/s}^2$ , atendendo aos limites de conforto humano, em consonância com as recomendações e critérios de projeto descritos nos guias HIVOSS (2008), SÉTRA (2006) e AISC (Murray et al., 2016).

Finalmente, conclui-se que a natureza do modelo de carregamento dinâmico adotado, bem como as suas componentes harmônicas, é de vital importância para uma boa simulação numérica do caminhar, especialmente no que diz respeito aos valores das acelerações de pico. Deve-se destacar que as propriedades dinâmicas (massa, rigidez e amortecimento) da passarela e dos pedestres devem ser estabelecidas de maneira coerente, pois estas grandezas são bastante relevantes para uma correta definição da resposta estrutural dinâmica do modelo.

## AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho de pesquisa agradecem ao suporte financeiro fornecido pelas Agências de Fomento à Pesquisa do país: CAPES, CNPq e FAPERJ.

## REFERÊNCIAS

- ANSYS (2010). Swanson Analysis Systems, Inc., P.O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065, Version 12.0, Basic analysis procedures, Second edition.
- Brandt, A. (2011). Noise and vibration analysis - Signal analysis and experimental procedures. 1st ed. John Wiley & Sons, Inc.
- Cunha, A., Caetano, E. (2006). Experimental Modal Analysis of Civil Engineering Structures. Sound and Vibration, V. 40 (6): 12-20.
- Debona, G. L. (2016). "Monitoração Experimental e Modelagem Numérica sobre a Resposta Estrutural Dinâmica de Passarelas de Pedestres". Tese de doutorado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGECIV. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ. Brasil.
- HIVOSS (2008). Research Fund for Coal and Steel. Design of footbridges.
- Murray T.M., Allen D.E., Ungar E.E. (2016). Vibrations of Steel-Framed Structural Systems due to Human Activity. Steel Design Guide Series. American Institute of Steel Construction, AISC.
- Nimmerna, K. V., Lombaerta, G., Roecka, G. D., Broeck P. V. D. (2014). Vibration serviceability of footbridges: Evaluation of the current codes of practice. Engineering Structures, 59: 448-461.
- Prislan R. (2008). Laser doppler vibrometry and modal testing. University of Ljubljana.
- SÉTRA (2006). Guide méthodologique passerelles piétonnes (Technical guide footbridges: Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading).
- Živanović, S., Pavic, A., Reynolds, P. (2006). Modal testing and finite element model tuning of a lively footbridge structure. Engineering Structures, 28 (6): 857-868.

## **CARACTERIZAÇÃO TÉRMICA DE SOLUÇÕES TRADICIONAIS DE PAREDES DO CENTRO HISTÓRICO DE VISEU**

### **THERMAL CHARACTERIZATION OF TRADITIONAL WALLS OF THE HISTORICAL CITY CENTER OF VISEU**

Almeida, Ricardo; *Instituto Politécnico de Viseu / CONSTRUCT-LFC, Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, ralmeida@estv.ipv.pt*

Vicente, Romeu; *RISCO, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, Portugal, romvic@ua.pt*

Roque, Eduardo; *RISCO, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, Portugal*

Ferreira, Tiago; *ISISE, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Portugal, tmferreira@civil.uminho.pt*

Negrão, João; *Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Portugal, jhnegrão@dec.uc.pt*

Mendes da Silva, José; *LAETA-ADAI, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Portugal, raimundo@dec.uc.pt*

#### **RESUMO**

A caracterização detalhada do edificado antigo deve ser uma ação fundamental de qualquer processo de reabilitação. O exercício de compatibilização entre as preocupações relacionadas com a preservação da identidade patrimonial dos edifícios e as atuais exigências de conforto e eficiência energética é um dos maiores desafios atuais da comunidade técnica ao qual é necessário dar uma resposta estratégica, técnica e ainda ao nível financeiro adequada na fase de conceção. No caso específico da reabilitação energética, conhecer com rigor as propriedades térmicas das soluções construtivas tradicionais é crucial, especialmente a resistência térmica, quando se trata de elementos opacos da envolvente externa dos edifícios. Essa determinação é, habitualmente, efetuada através de cálculo baseado nas propriedades tabeladas dos materiais. No entanto, quer devido à singularidade dos materiais de construção antigos e soluções construtivas encontrados em edifícios antigos, quer devido ao seu estado de conservação, essa quantificação pode conduzir a valores que não traduzem o desempenho térmico real dos elementos. Nesse sentido, os ensaios *in-situ* são fundamentais para uma avaliação mais rigorosa. Este trabalho apresenta uma metodologia para a medição *in-situ* da resistência térmica de elementos da envolvente, baseada no procedimento descrito na norma ISO 9869. A metodologia foi testada numa campanha de ensaios realizados num edifício do centro histórico de Viseu em que foram ensaiadas uma parede exterior de granito e uma parede interior de tabique.

#### **ABSTRACT**

The detailed characterization of the old building stock should be a fundamental action of any rehabilitation or refurbishment process. The compatibility pursued between the preservation concern of the built heritage and its identity with the current requirements of comfort and energy efficiency is one of the greatest challenges that the technical community faces presently, which needs to be adequately tackled at a strategic, technical and financial level in the design phase. In the specific case of energy rehabilitation, knowing the thermal properties of traditional building solutions is crucial, especially thermal resistance, when it comes to opaque elements that compose the external envelope of buildings. This determination is usually calculated resorting to tabulated mean properties of the materials. However, either because of the uniqueness of the traditional construction materials and constructive solutions found in older buildings or because of their conservation status, such quantification can lead to values that do not reflect the actual thermal performance of the elements. Therefore, in-situ testing is fundamental for a more reliable assessment. This work presents a methodology for the in-situ measurement of the thermal resistance of external opaque elements based on the procedure described in ISO 9869. The methodology was tested in the scope of a testing campaign carried out in a building in the historical city centre of Viseu in which an exterior granite masonry wall and an interior lathwork wall were tested.

## 2 - INTRODUÇÃO

O setor dos edifícios é caracterizado por consumos energéticos elevados, sendo responsável por cerca de 40% do total da energia consumida na União Europeia, valor superior ao registado nos setores da indústria e dos transportes (BPIE- Buildings Performance Institute Europe, 2011).

O aumento do consumo de energia nos edifícios, aliado a um cenário de dependência energética também crescente, tornou a temática da eficiência energética e das estratégias de melhoria do desempenho energético prioritária em termos de políticas europeias. A Diretiva Europeia 2010/31/EU (2010), que inclui a revisão da EPBD (Energy Performance of Buildings Directive) original, é um reflexo dessas preocupações, aumentando as exigências impostas aos edifícios relativamente ao seu desempenho energético.

Por outro lado, na Europa, aproximadamente um quarto do edificado foi construído antes de 1950 (União Europeia, 2015). A juntar ao seu significado histórico e cultural, muitas vezes estes edifícios recebem infraestruturas públicas e outros serviços, cuja relevância para a comunidade é evidente. Muitas destas construções, no entanto, apresentam, claros sinais de degradação e níveis de qualidade do ambiente interior desajustados às exigências atuais. Adicionalmente, não é raro observar-se nestes edifícios uma utilização exaustiva de sistemas de ar condicionado, como forma de compensar deficiências ao nível da sua envolvente no que se refere ao desempenho térmico e à estanquidade ao ar. Esta prática implica, obviamente, elevados custos quer ambientais, quer económicos.

A caracterização detalhada do edificado antigo deve ser uma ação fundamental de qualquer processo de reabilitação. O exercício de compatibilização entre as preocupações relacionadas com a preservação da identidade patrimonial dos edifícios e as atuais exigências de conforto e eficiência energética é um dos maiores desafios atuais da comunidade técnica ao qual é necessário dar uma resposta estratégica, técnica e financeira adequada na fase de conceção.

No caso específico da reabilitação energética, conhecer com rigor as propriedades térmicas das soluções construtivas tradicionais é crucial, especialmente a resistência térmica, quando se trata de elementos opacos da envolvente externa dos edifícios. Essa determinação é, habitualmente, efetuada através de cálculo baseado nas propriedades tabeladas dos materiais. No entanto, quer devido à singularidade dos materiais e soluções construtivas encontrados em edifícios antigos, quer devido ao seu estado de conservação, essa quantificação pode conduzir a valores que não traduzem o desempenho térmico real dos elementos. Nesse sentido, os ensaios "*in-situ*" são fundamentais para uma avaliação mais rigorosa.

## 3 - METODOLOGIA PARA A DETERMINAÇÃO *IN-SITU* DA RESISTÊNCIA TÉRMICA DE PAREDES

### 3.1 - Enquadramento

A resistência térmica de uma parede é o parâmetro mais importante para o seu desempenho térmico, sendo, portanto, fundamental, quando se pretende simular o desempenho energético de um edifício.

Em laboratório, os métodos de determinação da resistência térmica de elementos opacos estão perfeitamente estabilizados e fornecem informação fiável. Atualmente, o Guarded Hot Box (GHB) e o Calibrated Hot Box (CHB) são os métodos mais utilizados, estando os seus procedimentos definidos na norma ISO 8990 (1994). Os dois métodos pressupõem que as condições ambientais nas duas faces do provete são totalmente controladas, gerando-se, assim, um fluxo de calor estável (regime permanente) que garante a fiabilidade dos resultados.

No entanto, apesar da robustez e da reconhecida superioridade em termos de precisão das medições, a aplicabilidade *in-situ* destes métodos é muito reduzida ou mesmo nula (Meng, et al., 2017). Desta forma, é necessário recorrer a metodologias e técnicas de medição diferentes para avaliar a resistência térmica de paredes em edifícios existentes.

A resistência térmica de elementos construtivos pode, atualmente, ser avaliada *in-situ* através de métodos destrutivos ou de métodos não destrutivos. Aos primeiros está associada uma destruição parcial ou total do elemento em estudo, sendo, portanto, a sua aplicação incompatível com um processo de reabilitação, estando limitada a situações em que o estado de degradação do elemento impede a sua recuperação. Os métodos não-destrutivos permitem ultrapassar esta limitação sem comprometer a precisão e fiabilidade dos resultados.

Várias metodologias para a avaliação da resistência térmica *in-situ* têm sido testadas recentemente. Num trabalho desenvolvido por Meng et al. (2015) concluiu-se que a maioria das medições *in-situ* utiliza o método *Heat Flow Meter* (HFM), apesar deste procedimento obrigar condições especiais em termos de gradientes de temperatura. Para além do método HFM, a termografia de infravermelhos (IRT) também é uma técnica bastante utilizada para avaliar o desempenho térmico dos elementos construtivos (Fokaides e Kalogirou, 2011; Albatici et al., 2015; Tejedor et al., 2017).

### 3.2 - O método *Heat Flow Meter* (HFM)

O método HFM é reconhecido internacionalmente e amplamente utilizado entre a comunidade científica. A descrição e o modo de aplicação do método estão bem estabelecidos na norma ISO 9869 (2014). Esta norma estabelece os procedimentos necessários à determinação *in-situ* da resistência térmica de elementos construtivos planos, constituídos por camadas opacas perpendiculares ao fluxo de calor, em que os fluxos laterais são negligenciáveis. A norma contém indicações relativas a: (1) equipamento; (2) procedimentos para tratamento dos dados; (3) calibração e aplicação da instrumentação; (4) correção de erros sistemáticos; e (5) relatório de ensaio.

Apesar das óbvias vantagens deste método, que permite determinar as propriedades térmicas dos elementos sem necessidade de condicionar as condições de uso do edifício, vários estudos têm evidenciado algumas incertezas e dificuldades práticas de implementação do método com consequências na precisão das medições. De acordo com a literatura, os aspetos críticos são:

- o gradiente de temperatura entre as duas faces do elemento construtivo (Cesaratto et al., 2011; Desogus et al., 2011; Ficco et al., 2015);
- flutuações de temperatura durante o ensaio (Asdrubali et al., 2014; Ahmad et al., 2014);
- variações da pressão de vapor durante o ensaio (Ficco et al., 2015);
- e gradientes do fluxo de calor (Asdrubali et al., 2014).

Vários autores têm apresentado propostas no sentido de minimizar estes efeitos, limitando, assim, a incerteza associada ao ensaio (Cesaratto e De Carli, 2013; Evangelisti et al., 2015). A maioria destas propostas estão relacionadas com o posicionamento dos sensores e com a limitação do efeito das condições de fronteira (radiação solar, precipitação, vento, fontes de calor...) e dos pontos singulares (pontes térmicas, janelas, heterogeneidades nos elementos construtivos, zonas danificadas, teor de humidade dos materiais e outras singularidades).

Para garantir que o efeito da inércia térmica é devidamente contabilizado, o método HFM requer um período longo de medição, dependente da natureza do componente em estudo, das temperaturas interior e exterior e do método utilizado para a análise dos dados. A duração mínima do ensaio são 72 horas, se a temperatura for estável. Caso contrário, a duração do ensaio pode ultrapassar os 7 dias (ISO 9869, 2014).

Relativamente ao processamento dos dados recolhidos durante a medição, podem ser utilizados dois métodos: (1) o "método da média"; e (2) o "método dinâmico". O primeiro é aplicável apenas quando se pode assumir um regime permanente de transferência de calor e, portanto, o efeito da inércia térmica não é relevante. O segundo método é utilizado quando as condições fronteira não são estáveis e, conseqüentemente, a hipótese de regime permanente não se verifica, como é o caso das situações em que o fluxo de calor é perturbado por flutuações da temperatura interior e/ou exterior. Nesta situação, o processamento dos dados das medições requer o uso de formulações mais complexas, sendo a sua utilização mais diminuta tendo em conta o volume de trabalho envolvido comparativamente ao "método da média" (Lucchi, 2017).

A aplicação do "método da média" pressupõe que as seguintes condições sejam cumpridas:

- o valor final da resistência térmica do elemento obtida no final do tempo de ensaio não se pode desviar mais do que  $\pm 5\%$  do valor obtido 24 horas antes;
- o valor da resistência térmica do elemento considerando o primeiro período de análise não pode variar mais do que  $\pm 5\%$  relativamente ao valor obtido considerando os dados do último período com a mesma duração (ambos os períodos tem a duração da parte inteira de  $2.D_T/3$ , onde  $D_T$  é a duração do ensaio em dias);
- a variação do calor armazenado no componente tem de ser inferior a 5% do calor que atravessa o componente durante o período de ensaio.

O cumprimento destas condições pode implicar longos períodos de medição, especialmente quando são avaliados elementos construtivos pesados, como é o caso de algumas paredes de alvenaria de edifícios antigos. No entanto, o método HFM com tratamento dos dados através do “método da média” já foi aplicado com sucesso em vários edifícios históricos (Lucchi, 2017; Genova e Fatta, 2018). Para determinar o valor da resistência térmica do elemento construtivo, o método utiliza a seguinte formulação:

$$R = \frac{\sum_{j=1}^N (T_{sij} - T_{sej})}{\sum_{j=1}^N q_j} \left[ \frac{W}{m^2 \cdot ^\circ C} \right] \quad [1]$$

O valor da resistência térmica ( $R$ ) é determinado com base na medição simultânea do fluxo de calor por unidade de área ( $q = \Phi / A$ ) e do gradiente de temperatura entre as duas faces do elemento ( $T_{si} - T_{se}$ ), em diferentes medições ( $j$ ) (ISO 9869, 2014).  $N$  corresponde ao total de medições efetuadas durante o período de ensaio, sendo obrigatoriamente um múltiplo de 24 horas.

### 3.3 - O método *Simple Hot-Box - Heat Flow Meter (SHB-HFM)*

O método SHB-HFM surgiu com o objetivo de minimizar as limitações do método HFM, criando condições estáveis de temperatura numa das faces do elemento construtivo através da utilização de uma *Simple Hot-Box* (SHB). Este método evita o recurso a equipamento de grandes dimensões como a tradicional *Hot-Box* ao mesmo tempo que reduz as flutuações de temperatura numa das superfícies do provete. O processamento dos dados obtidos durante a medição segue as mesmas regras aplicáveis ao método HFM. O método SHB-HFM para além de utilizar equipamento relativamente simples, facilmente transportável em zonas de grande densidade de construção e aplicável em compartimentos de dimensão reduzida.

A Figura 1 ilustra o princípio de funcionamento do método SHB-HFM. A instrumentação necessária é idêntica à do método HFM, diferenciando-se pela introdução da SHB (construída com material isolante) com um dispositivo para aquecimento no seu interior. Desta forma, consegue-se garantir um gradiente de temperatura entre as duas faces do elemento construtivo. Caso seja possível a instalação da SHB no lado exterior, pode ultrapassar-se as dificuldades inerentes à variação das condições climatéricas (Meng, 2015).

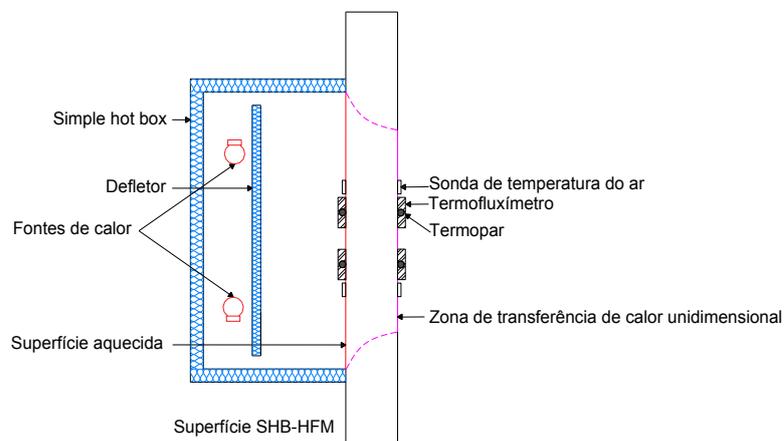


Figura 1 – Princípio de funcionamento do método SHB-HFM

## 4 - PAREDES TRADICIONAIS E CASO DE ESTUDO

### 4.1 - Enquadramento regional

A construção tradicional portuguesa apresenta diferentes tipologias construtivas de acordo com as técnicas construtivas locais, os materiais/recursos disponíveis e outras características próprias da região onde se insere. Por exemplo, o tipo de pedra usada para construir paredes exteriores estruturais está relacionado com a sua disponibilidade na região. Nesse sentido, três tipologias fundamentais podem ser identificadas: paredes de pedra, paredes de barro (argila) e paredes com estrutura de madeira.

As paredes exteriores de pedra foram amplamente utilizadas em edifícios até à década de 1960. As paredes exteriores são também muitas vezes referidas como “paredes mestras”, sendo reduzidas cerca de 10 cm em cada piso superior do edifício, até ao valor mínimo de 0,40 m. Na região de Viseu a pedra mais utilizada é o granito.

As paredes com estrutura de madeira incluem as paredes de “tabique”. As paredes simples de “tabique” são formadas por tábuas de madeira que são fixadas acima às vigas do teto e, abaixo, às vigas do pavimento ou ao chão. Subsequentemente, as ripas são fixadas na estrutura, com uma forma trapezoidal, de modo a permitir a retenção da argamassa. Em alguns casos, são usados elementos adicionais para trazer robustez ao elemento.

#### 4.2 - Edifício caso de estudo

O edifício selecionado como caso de estudo situa-se no centro histórico de Viseu, com data de construção dos finais do século XIX ou início do século XX, com características típicas de construção burguesa da época.

É um edifício com paredes exteriores de alvenaria de pedra de granito, muito rasgadas por vão regulares, cobertura com estrutura de madeira sobre espaços de arrumo e também zonas de desvão não utilizado. Toda a estrutura interior é de madeira. Os pisos têm estrutura dupla (apoio de soalho e suporte de teto) muito robusta e todas as paredes interiores são de tabique e têm a dupla função de compartimentação e de suporte dos pavimentos. São ainda estas paredes de tabique que separam os diversos ambientes, com diferentes usos, como é o caso do interior das habitações em relação à caixa de escadas. Estas paredes de tabique são em tudo semelhantes às que, noutros edifícios da mesma época, constituem a envolvente exterior de pisos elevados.

Para a aplicação do método SHB-HFM selecionaram-se uma parede exterior de alvenaria de pedra de granito e uma parede interior de tabique (Figura 2).

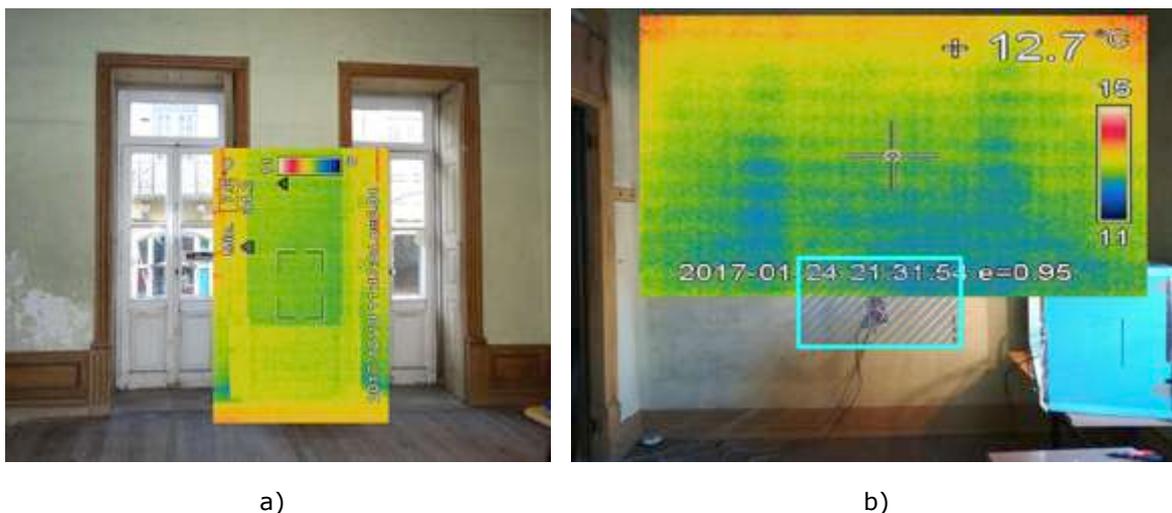


Figura 2 – Casos de estudo: a) parede exterior de alvenaria de pedra de granito; b) parede de “tabique”

## 5 - MATERIAIS E EQUIPAMENTO

### 5.1 - A Simple Hot-Box

A SHB utilizada neste trabalho tem as dimensões internas de 1,5 m x 0,60 m x 0,65 m (C x L x A) e as suas paredes são em poliestireno extrudido (XPS) com 40 mm de espessura e condutibilidade térmica de  $0.035 \text{ W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{°C}^{-1}$ . No interior da SHB foram colocadas duas lâmpadas de 60 W, funcionando como fontes de calor internas. No perímetro de contato entre a SHB e o elemento em estudo foi utilizada uma fita vedante para reduzir o fluxo de ar, melhorando assim a estabilidade da temperatura no interior da caixa.

A Figura 3a) mostra a SHB. Para controlar o efeito da transferência de calor por radiação, foi introduzido um defletor (Figura 3b)) entre as fontes de calor e o elemento em estudo. A estrutura completa da SHB é ilustrada na Figura 3c).

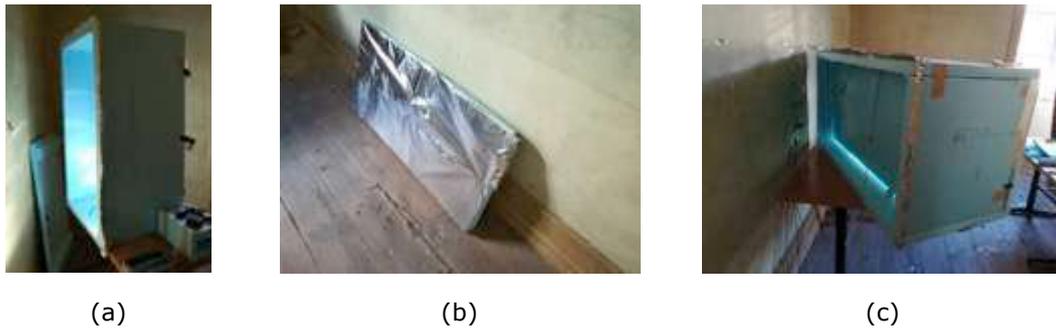


Figura 3 – a) envolvente exterior da SHB; b) defletor; c) SHB completa

## 5.2 - Procedimento e equipamento

O procedimento de ensaio baseia-se na medição e registo em contínuo do fluxo de calor, da temperatura superficial nas duas faces do elemento em estudo e da temperatura do ar também nos dois lados do elemento. O registo foi feito através de um datalogger equipado com termofluxímetros, termopares e sondas de temperatura do ar. O intervalo de aquisição de dados foi de 1 minuto.

O equipamento utilizado incluiu: 4 termofluxímetros Hukseflux HFP01 (80 mm de diâmetro e 5,4 mm de espessura), com uma incerteza calibração de  $\pm 3\%$ , de acordo com o fabricante, foram usados para medir os fluxos de calor; 2 conjuntos de 4 sensores de temperatura PT100 para medir a temperatura do ar perto da superfície do elemento; e 2 conjuntos de 6 termopares tipo T para a medição da temperatura superficial. Cada ponto de medição foi registado separadamente. A Figura 4 mostra a *layout* experimental.

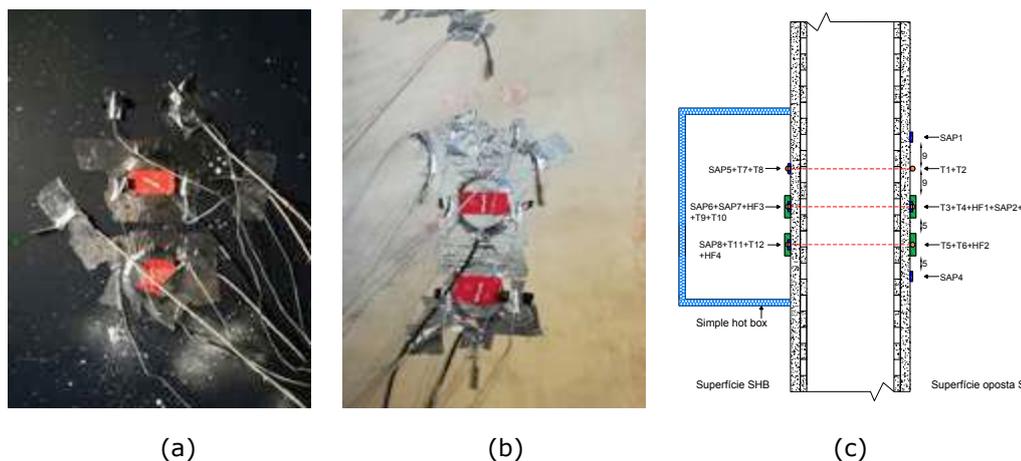


Figura 4 – layout da instrumentação (dimensões em cm): (a) superfície oposta à SHB; (b) superfície dentro da SHB; (c) representação esquemática

## 6 - RESULTADOS

A Figura 5 mostra, para as duas paredes em estudo, a variação ao longo do ensaio da temperatura superficial no interior da SHB e na face oposta do elemento. Os resultados mostram que a utilização da SHB permitiu estabilizar as condições no seu interior e garantir um gradiente de temperatura compatível com as exigências regulamentares. Este efeito foi mais evidente na parede de tabique.

O ensaio na parede exterior de alvenaria de pedra de granito revelou-se mais complexo, perspetivando a necessidade de adaptação do protocolo de ensaio por forma a responder adequadamente ao comportamento térmico dos elementos que a constituem e à sua geometria.

A norma ISO 9869 (2014) apresenta os procedimentos de cálculo para aplicação do método HFM em elementos construtivos planos, primariamente constituídos por camadas opacas perpendiculares à direção da propagação de calor e, mais relevante para a presente discussão, sem dissipação lateral de calor significativa. Como se pode observar na Figura 2 (a), a secção de parede de granito analisada é muito esbelta, e, adicionalmente, posicionada entre vãos envidraçados com um fraco comportamento térmico. Dado este panorama, foi notado após conclusão do ensaio que a dissipação lateral de calor

assume uma magnitude que não é desprezável. Conclui-se, portanto, que os efeitos devido aos fluxos laterais condicionaram os resultados finais obtidos e que esta problemática necessita de ser considerada em ensaios futuros em circunstâncias semelhantes.

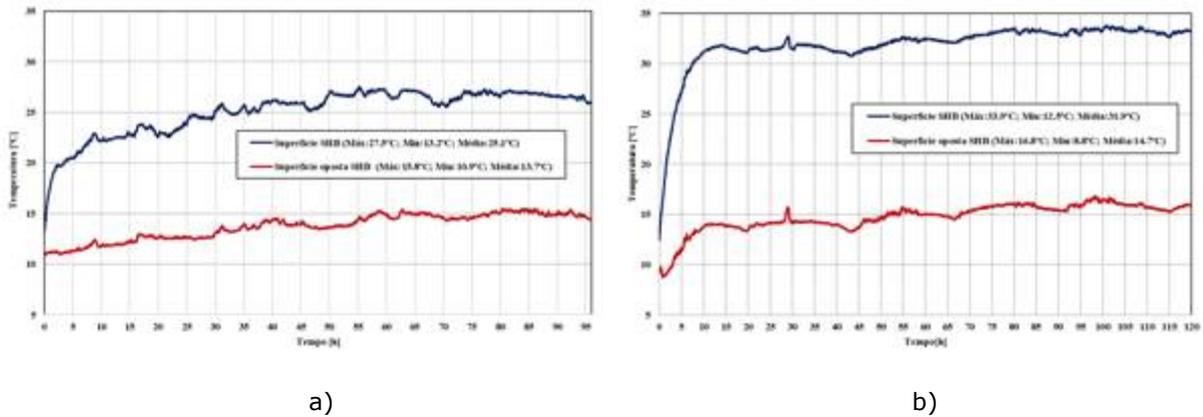


Figura 5 - Variação da temperatura superficial durante o ensaio: a) parede de granito; b) parede tabique

A Figura 6 mostra o registo do fluxo de calor nas duas faces do elemento. Observa-se que a estabilização do fluxo de calor é relativamente rápida (menos de 24 horas). Mais uma vez observa-se que os resultados são mais coerentes na parede de tabique.

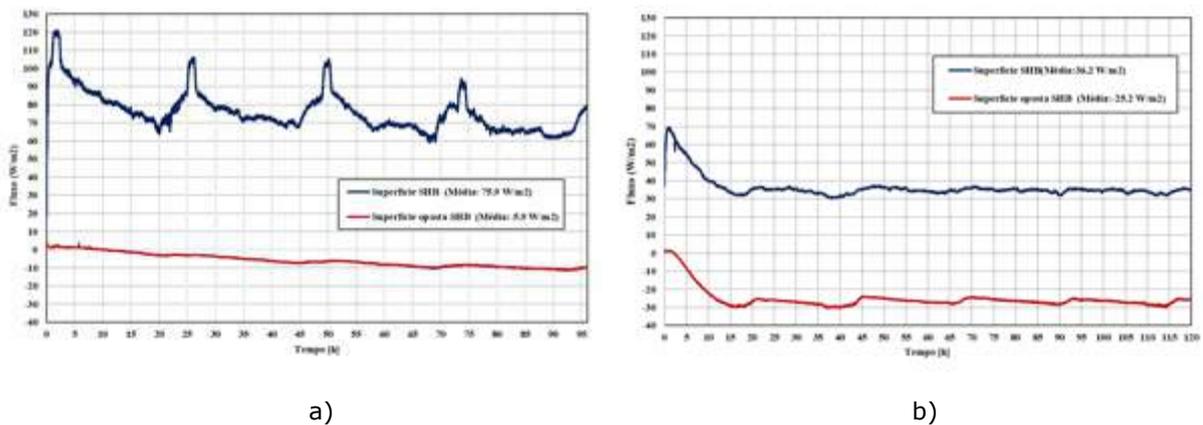


Figura 6 - Variação do fluxo de calor durante o ensaio: a) parede de granito; b) parede tabique

A Figura 7 mostra o valor da resistência térmica do elemento construtivo. A resistência térmica final obtida para a parede exterior de alvenaria de granito foi de  $0.30 \text{ m}^2 \cdot ^\circ\text{C} \cdot \text{W}^{-1}$ , enquanto para a parede de tabique o valor foi  $0.57 \text{ m}^2 \cdot ^\circ\text{C} \cdot \text{W}^{-1}$ .

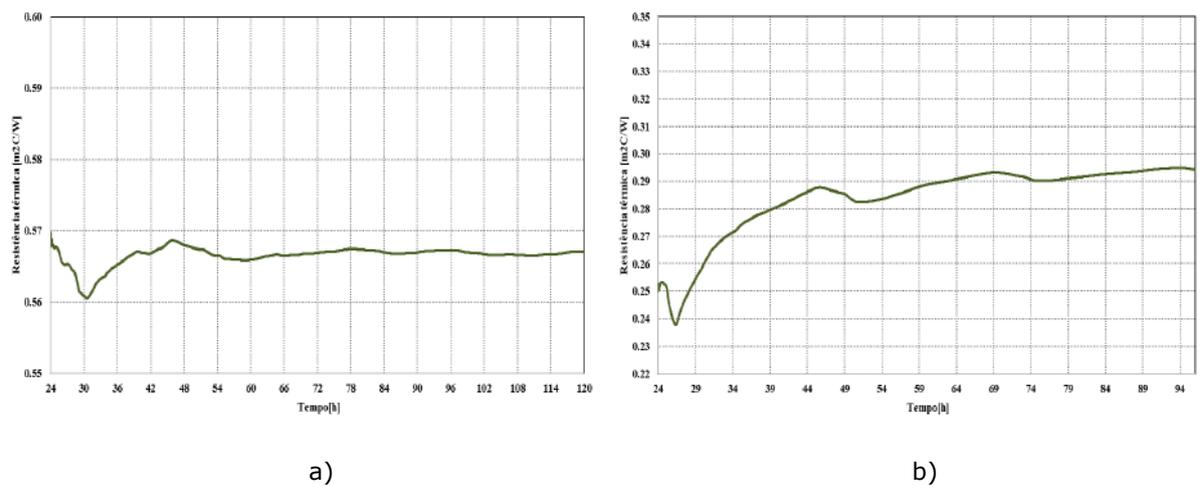


Figura 7 - Variação da resistência térmica durante o ensaio: a) parede de granito; b) parede tabique

## 7 - CONCLUSÕES

O equilíbrio entre a conservação da identidade histórica dos edifícios e os atuais requisitos de eficiência energética e de conforto interior é hoje um dos desafios mais complexos que os técnicos responsáveis pelas ações de reabilitação têm que enfrentar.

Este artigo apresenta uma discussão estruturada sobre as metodologias de medição *in-situ* da resistência térmica de elementos construtivos. A partir dessa síntese é feita a apresentação de uma metodologia inovadora, o método SHB-HFM, cujo princípio de aplicação é baseado no procedimento descrito na norma ISO 9869 (2014).

A metodologia foi testada num edifício do centro histórico da cidade de Viseu, tendo-se selecionado uma parede exterior de alvenaria de pedra de granito e uma parede interior de “tabique” como casos de estudo. Os resultados foram satisfatórios, tendo-se obtido um valor de  $0.30 \text{ m}^2 \cdot ^\circ\text{C} \cdot \text{W}^{-1}$  para a resistência térmica da parede granito e de  $0.57 \text{ m}^2 \cdot ^\circ\text{C} \cdot \text{W}^{-1}$  para a parede de “tabique”.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao projeto “VISEU PATRIMÓNIO”, lançado pela Câmara Municipal de Viseu, e à VISEU NOVO - SRU - Sociedade de Reabilitação Urbana de Viseu SA.

## REFERÊNCIAS

- Ahmad, A., Maslehuddin, M. e Al-Hadhrami, L. M. (2014). In situ measurement of thermal transmittance and thermal resistance of hollow reinforced precast concrete walls. *Energy and Buildings*, 84, DOI: 10.1016/j.enbuild.2014.07.048, pp. 132–141.
- Albatici, R., Tonelli, A. e Chiogna, M. (2015). A comprehensive experimental approach for the validation of quantitative infrared thermography in the evaluation of building thermal transmittance. *Applied Energy*, 141, DOI: 10.1016/j.apenergy.2014.12.035, pp. 218–228.
- Asdrubali, F., D’Alessandro, F., Baldinelli, G. e Bianchi, F. (2014). Evaluating in situ thermal transmittance of green buildings masonries: A case study. *Case Studies in Construction Materials*, 1, DOI: 10.1016/j.cscm.2014.04.004, pp. 53–59.
- BPIE- Buildings Performance Institute Europe (2011). *Europe's Buildings under the Microscope – A country-by-country review of the energy performance of buildings*, Bruxelas, Bélgica.
- Cesaratto, P. G., De Carli, M. e Marinetti, S. (2011). Effect of different parameters on the in situ thermal conductance evaluation. *Energy and Buildings*, 43, DOI: 10.1016/j.enbuild.2011.03.021, pp. 1792–1801.
- Cesaratto, P. G. e De Carli, M. (2013). A measuring campaign of thermal conductance in situ and possible impacts on net energy demand in buildings. *Energy and Buildings*, 59, DOI: 10.1016/j.enbuild.2012.08.036, pp. 29–36.
- Desogus, G., Mura, S. e Ricciu, R. (2011). Comparing different approaches to in situ measurement of building components thermal resistance. *Energy and Buildings*, 43, DOI: 10.1016/j.enbuild.2011.05.025, pp. 2613–2620.
- Diretiva Europeia 2010/31/EU (2010). *Directive of the European Parliament and of the Council of 19 May 2010 on the energy performance of buildings (recast)*, Bruxelas, Bélgica.
- Evangelisti, L., Guattari, C., Gori, P. e De Lieto Vollaro, R. (2015). In situ thermal transmittance measurements for investigating differences between wall models and actual building performance. *Sustainability*, 7, DOI: 10.3390/su70810388, pp. 10388–10398.
- Ficco, G., Iannetta, F., Ianniello, E., D’Ambrosio Alfano, F. R. e Dell’Isola, M. (2015). U-value in situ measurement for energy diagnosis of existing buildings. *Energy and Buildings*, 104, DOI: 10.1016/j.enbuild.2015.06.071, pp. 108–121.
- Fokaidis, P. e Kalogirou, S. (2011). Application of infrared thermography for the determination of the overall heat transfer coefficient (U-Value) in building envelopes. *Applied Energy*, 88, DOI: 10.1016/j.apenergy.2011.05.014, pp. 4358–4365.

- Genova, E. e Fatta, G. (2018). The thermal performances of historic masonry: in-situ measurements of thermal conductance on calcarenite stone walls in Palermo. *Energy and Buildings*, 168, DOI: 10.1016/j.enbuild.2018.03.009, pp. 363–373.
- ISO 8990 (1994). *Thermal Insulation – Determination of Steady-State Thermal Resistance and Related Properties – Calibrated and Guarded Hot Box*, International Standardization Organization, Genebra, Suíça.
- ISO 9869 (2014). *Thermal Insulation - Building Elements - In-situ Measurement of Thermal Resistance and Thermal Transmittance. Part 1: Heat Flow Meter Method*, International Standardization Organization, Genebra, Suíça.
- Lucchi, E. (2017). Thermal transmittance of historical brick masonries: A comparison among standard data, analytical calculation procedures, and in situ heat flow meter measurements. *Energy and Buildings*, 134, DOI: 10.1016/j.enbuild.2016.10.045, pp. 171–184.
- Lucchi, E. (2017). Thermal transmittance of historical stone masonries: A comparison among standard, calculated and measured data. *Energy and Buildings*, 151, DOI: 10.1016/j.enbuild.2017.07.002, pp. 393–405.
- Meng, X., Gao, Y., Wang, Y., Yan, B., Zhang, W. e Long, E. (2015). Feasibility experiment on the simple hot box-heat flow meter method and the optimization based on simulation reproduction. *Applied Thermal Engineering*, 83, DOI: 10.1016/j.applthermaleng.2015.03.010, pp. 48–56.
- Meng, X., Luo, T., Gao, Y., Zhang, I., Shen, Q. e Long, E. (2017). A new simple method to measure wall thermal transmittance in situ and its adaptability analysis. *Applied Thermal Engineering*, 122, DOI: 10.1016/j.applthermaleng.2017.05.074, pp. 747–757.
- Tejedor, B., Casals, M., Gangoellés, M. e Roca, X. (2017). Quantitative internal infrared thermography for determining in-situ thermal behaviour of façades. *Energy and Buildings*, 151, DOI: 10.1016/j.enbuild.2017.06.040, pp. 187–197.
- União Europeia (2015). *Energy strategies and solutions for deep renovation of historic buildings*, Available at: [https://cordis.europa.eu/programme/rcn/664681\\_en.html](https://cordis.europa.eu/programme/rcn/664681_en.html)



## **AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DOS EFEITOS DINÂMICOS INDUZIDOS PELO VENTO NA TORRE DE TELECOMUNICAÇÕES DO MONTE DA VIRGEM**

### **EXPERIMENTAL EVALUATION OF WIND INDUCED DYNAMIC EFFECTS IN MONTE DA VIRGEM TELECOMMUNICATIONS TOWER**

Ribeiro, Diogo; *CONSTRUCT/ISEP-IPP, Porto, Portugal, drr@isep.ipp.pt*  
Leite, Jorge; *CONSTRUCT/ISEP-IPP, Porto, Portugal, jleite.eng@gmail.com*  
Pinto, Nuno; *CONSTRUCT/FEUP, Porto, Portugal, npinto@fe.up.pt*  
Calçada, Rui; *CONSTRUCT/FEUP, Porto, Portugal, ruiabc@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

Este artigo descreve a avaliação experimental dos efeitos dinâmicos induzidos pelo vento numa torre de telecomunicações de elevada altura com base num sistema de monitorização permanente. A torre de telecomunicações do Monte da Virgem está localizada em VN Gaia, e a sua estrutura é composta por um fuste em betão armado e um mastro em aço, com uma altura total de 177 m. O sistema de monitorização inclui acelerómetros, anemómetros e uma estação meteorológica, permitindo a caracterização das acelerações máximas da estrutura e dos regimes de vento durante um período de 3 meses. A análise dos resultados possibilitou a identificação de eventos específicos, denominados de eventos críticos, para os quais a resposta dinâmica da torre sob ações do vento surge amplificada. A identificação automática dos eventos críticos baseou-se na aplicação aos registos de aceleração de um modelo autorregressivo (AR) e na estimativa da sua ordem de modelo ótima com base numa decomposição de valores singulares (SVD). Os resultados comprovaram a robustez e eficiência da técnica proposta na identificação do número, duração e amplitude máxima das acelerações associadas aos eventos críticos, visando a sua potencial integração em sistemas SHM.

#### **ABSTRACT**

This article describes the experimental evaluation of the dynamic effects induced by wind on a high-rise telecommunications tower based on a permanent monitoring system. Monte da Virgem telecommunications tower is located in VN Gaia, and its structure consists in a reinforced concrete shaft and a steel mast, with a total height of 177 m. The monitoring system includes accelerometers, anemometers and a meteorological station, allowing the characterization of the maximum accelerations of the structure and wind regimes during a period of 3 months. The analysis of the results enabled identifying specific events, denominated as critical events, for which the dynamic response of the tower under wind actions appears amplified. The automatic identification of the critical events was based on the application to the acceleration's records of an autoregressive model (AR) and estimation of its optimal model order based on a singular value decomposition (SVD). The results proved the robustness and efficiency of the proposed technique in identifying the number, duration and maximum amplitude of accelerations associated to the critical events, envisaging its potential integration in SHM systems.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Nas últimas décadas, a aplicação de sistemas SHM a edifícios altos e torres de telecomunicações permitiu melhorar significativamente as suas condições de segurança e de operacionalidade (Beirrow e Osterrieder, 2001; Qiusheng et al., 2018). Neste tipo de estruturas, os indicadores de desempenho fornecidos pelos sistemas SHM têm sido utilizados em diferentes aplicações: i) na identificação de danos, possibilitando a otimização das operações de inspeção e manutenção, ii) na avaliação das condições de operacionalidade das estruturas, sobretudo no que diz respeito a fenómenos de vibrações excessivas, e as suas consequências para o conforto, saúde e segurança dos utilizadores, segurança dos equipamentos e também ao nível da qualidade da comunicação e transmissão de sinal, e iii) na avaliação do desempenho estrutural sob cenários de ações extraordinárias.

Breuer et al. (2008) realizaram ensaios dinâmicos na torre de televisão de Estugarda, na Alemanha, que possibilitaram a medição dos deslocamentos no topo da torre causados pela ação do vento e pela influência combinada da radiação solar e da variação diária da temperatura do ar, durante diferentes estações do ano e condições climáticas. Os resultados dos ensaios demonstraram que os valores do deslocamento, assim como o valor frequência fundamental da torre (0,191 Hz), eram idênticos aos

valores estimados experimentalmente 50 anos antes, revelando que a condição estrutural permanece inalterada.

Beirrow e Osterrieder (2001) realizaram investigações experimentais na torre de televisão de Cottbus, na Alemanha, que contribuíram para um melhor conhecimento acerca dos fenómenos de vibrações excessivas induzidas pelo vento, e a sua influência na manutenção da estrutura. As vibrações excessivas da torre, detetadas por intermédio de vários geofones posicionados ao longo do fuste em betão, foram associadas ao desprendimento de vórtices na antena metálica localizada na parte superior da torre. O estudo permitiu ainda a avaliação do conforto do pessoal técnico durante os eventos de vibração da torre, classificado de satisfatório, e viabilizou o aumento da sua capacidade de transmissão, por intermédio do aumento do número de plataformas externas, mesmo durante ocorrência de fenómenos de vibração excessiva.

Chen et al. (2011) e Guo et al. (2012) realizaram medições contínuas das vibrações ambientais da torre de televisão de Guangzhou, na China, com o objetivo de caracterizar o seu comportamento dinâmico em condições de normal operação. Com base nas acelerações medidas em diferentes locais ao longo da altura da torre, o sistema SHM detetou com sucesso vários tipos de eventos extraordinários nomeadamente relacionados com a ocorrência de sismos e tufões. O desempenho da torre sob a ação de tufões foi considerado satisfatório considerando um intervalo de confiança de 90% em relação ao limite regulamentar.

O presente artigo visa a caracterização da resposta dinâmica de uma torre de telecomunicações de elevada altura sob da ação do vento com base num sistema de monitorização permanente, complementado com um ensaio de vibração ambiental. O sistema de monitorização permanente inclui acelerómetros, anemómetros e uma estação meteorológica, permitindo a caracterização das acelerações máximas da estrutura e dos regimes de vento atuantes durante um período de 3 meses. O processamento automático dos dados experimentais possibilitou a identificação automática de eventos críticos, associados a níveis de aceleração elevados da estrutura, com base num modelo autorregressivo (AR) e na estimativa do seu número de ordem ótimo a partir de uma decomposição de valores singulares (SVD). Esta técnica permitiu de uma forma precisa e eficiente registar o número, a duração e as acelerações máximas dos eventos críticos ocorridos ao longo do período de medição, demonstrando potencialidades para a sua integração num sistema SHM.

## **2 - A TORRE DE TELECOMUNICAÇÕES DO MONTE DA VIRGEM**

A torre de telecomunicações do Monte da Virgem é uma torre de transmissão construída pela Portugal Telecom/Altice no ano de 1995 e localizada em VN Gaia. A estrutura da torre é composta por um fuste de betão armado com 126 m de altura, e uma torre metálica de 51 m de altura, perfazendo uma altura total de 177 m, constituindo a mais alta estrutura do género existente em Portugal (Fig. 1a).

O fuste de betão armado apresenta a forma de um hiperboloide, com uma secção circular oca, e um diâmetro variável entre 14.3 m, junto à base, e 7.7 m no topo. O fuste é dotado de cinco pisos técnicos, formados por uma laje em consola em betão pré-esforçado (Fig. 1c). Os pisos estão localizados entre as cotas 94.9 m e 112 m em relação à base do fuste, sendo que dois deles são cobertos e com fachadas exteriores, e os restantes exteriores e com guarda corpos no seu contorno. No interior do fuste existe uma caixa de elevadores e uma escada metálica, que se apoiam em perfis metálicos, distribuídos intercaladamente ao longo da altura do fuste, e por sua vez ligados a consolas metálicas fixadas na parede (Fig. 1d). A torre metálica é constituída por uma treliça espacial de barras metálicas e formada por três troços ao longo da sua altura que dão suporte aos sistemas de transmissão FM, VHF e UHF (Fig. 1b). O acesso à torre é realizado por meio de uma escada interior e complementadas por meio de duas plataformas intermédias munidas de guarda. A torre tem uma base em forma octogonal e é fixada ao fuste de betão por intermédio de chumbadouros. A transição da torre metálica para o fuste é realizada por meio de uma laje de betão.



Figura 1 - Torre de telecomunicações do Monte da Virgem: a) vista geral; b) torre metálica; c) pisos técnicos; d) vista de topo das vigas de travamento da parede do fuste e pormenor do apoio

### 3 - ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

O ensaio de vibração ambiental teve como objetivo a identificação das propriedades modais da torre, em particular as frequências naturais e os modos de vibração.

O ensaio foi realizado com recurso a uma técnica com um ponto de referência fixo e pontos de medição móveis, envolvendo a utilização de 2 sismógrafos da marca GeoSIG, modelo GMS Plus+, munidos de acelerómetros triaxiais do tipo *force-balanced* e sistema de sincronização por GPS.

As acelerações foram medidas segundo duas direções radiais e ortogonais entre si, tendo sido instrumentados 13 pontos de medição: doze localizados no fuste de betão e um situado na torre metálica. O ponto de referência fixo localizado no pavimento do piso técnico à cota 104.4 (ponto 10). Os pontos de medição móveis do fuste foram posicionados sobre as vigas metálicas de travamento (pontos 1 a 8), devido à impossibilidade de aceder diretamente à parede do fuste, e no pavimento dos pisos técnicos (pontos 9, 11 e 12). O ponto de medição móvel localizado na torre metálica foi posicionado a aproximadamente 4 m acima da sua base (ponto 13). A limitação do acesso a pontos da torre metálica localizados a cotas superiores prendeu-se com razões de segurança e devido a interferências eletromagnéticas no equipamento de medição causadas pela proximidade dos emissores dos sinais rádio. Na Fig. 2 são apresentados os detalhes do posicionamento dos sismógrafos nos pontos de medição 3, 9 e 13.

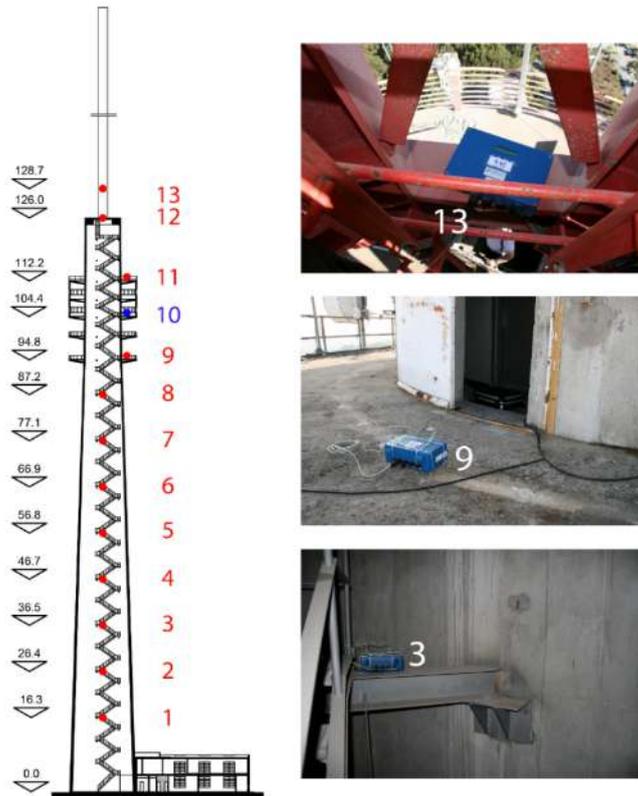


Figura 2 - Ensaio de vibração ambiental: posicionamento dos sismógrafos e detalhes das posições 3, 9 e 13

A identificação dos parâmetros modais foi realizada por aplicação da versão melhorada do método da decomposição no domínio da frequência (EFDD), com recurso ao programa comercial ARTEMIS (SVS, 2018). Na Fig. 3 apresentam-se as curvas dos valores singulares médios e normalizados da matriz dos espectros de todas as configurações experimentais, obtidas por aplicação do método EFDD, e considerando os registos de acelerações obtidos em uma das direções. Foram identificados 4 modos de vibração associados à torre em correspondência com os 4 picos assinalados nas curvas do primeiro valor singular.

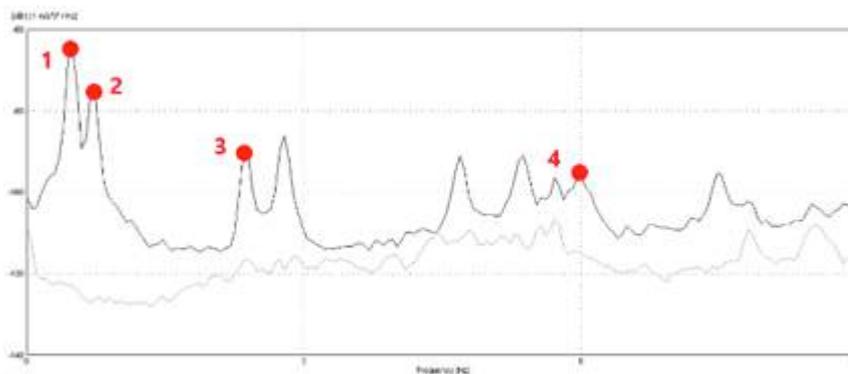


Figura 3 - Método EFDD - valores singulares médios e normalizados da matriz dos espetros

Na Fig. 4 são ilustrados os valores médios das frequências e as correspondentes configurações modais da torre obtidos com base na curva de valores singulares. A análise das configurações permite identificar movimentos associados à flexão da estrutura com muito boa definição. A distinção entre os modos 1 e 2 foi possível graças à informação modal recolhida no ponto de medição localizado na torre metálica. Esta informação possibilitou escalar os movimentos da torre em relação aos movimentos do fuste em betão, permitindo compreender que o modo 1 envolve movimentos do fuste enquanto o modo 2 é um modo de flexão local da torre metálica que por compatibilidade estrutural induz movimentos no fuste. Os modos 2 e 3 são envolvidos sobretudo movimentos de flexão do fuste de betão.

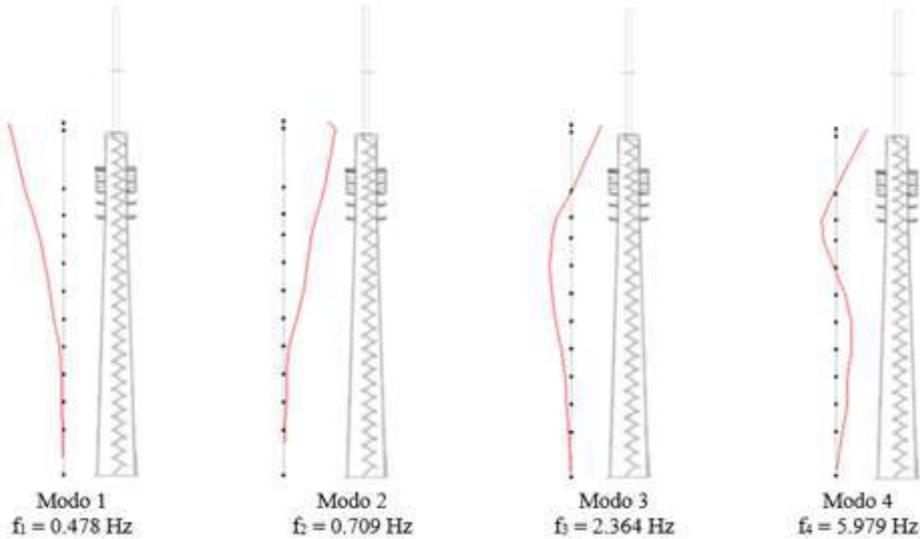


Figura 4 - Parâmetros modais experimentais

## 4 - SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO PERMANENTE

### 4.1 - Descrição

O sistema de monitorização instalado na torre tem como objetivo a caracterização das acelerações máximas da estrutura e dos regimes de vento atuantes.

Para o efeito, foram instalados na torre 2 acelerómetros piezoelétricos, marca PCB modelo 393B12, 2 anemómetros, marca VAISALA modelo WM302, e uma estação meteorológica PCE-FWS-20 (Fig. 5). Os acelerómetros foram posicionados à cota 312.6 (acelerómetros A1 e A2), fixos diretamente ao pavimento, e protegidos das radiações eletromagnéticas por intermédio de uma caixa protetora em alumínio. Os anemómetros (An1 e An2) e a estação meteorológica (Em) foram instalados no piso exterior à cota 320.4 e em posições distintas, nomeadamente sudoeste (SW), noroeste (NW) e norte (N), e fixos ao guarda corpos por intermédio de estruturas auxiliares ou diretamente com abraçadeiras metálicas.

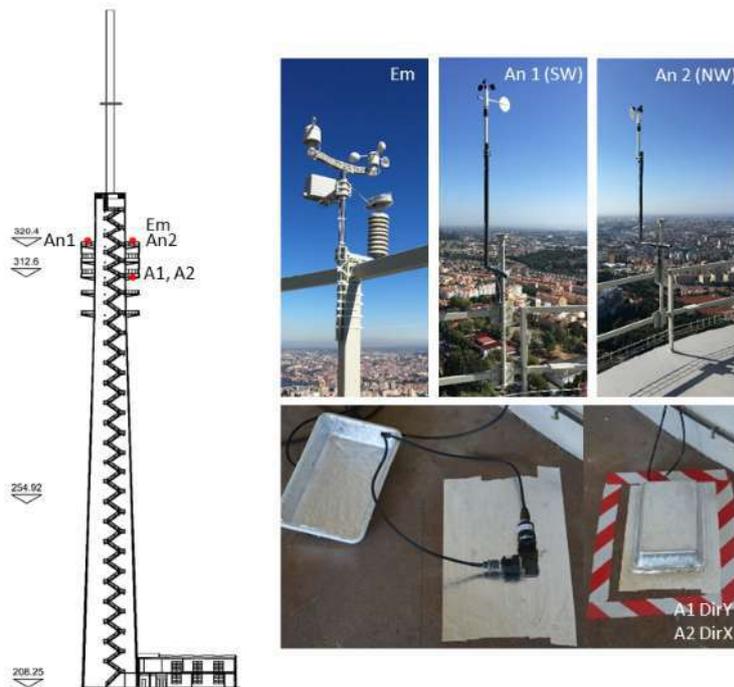


Figura 5 - Sistema de monitorização permanente: posicionamento dos sensores

A aquisição dos sinais provenientes dos acelerómetros e anemómetros foi realizada através de um sistema de aquisição de dados cDAQ-9172 da National Instruments, por meio de módulos de entrada analógica, NI 9233 e NI 9205, respetivamente. Este sistema liga a um computador, através de um protocolo USB, que por sua vez está ligado à Web através de um router. A estação meteorológica transmite os dados via wireless a um recetor local, que por sua vez envia a informação para o computador via protocolo USB.

#### 4.2 - Resultados

Com base na análise dos registos em acelerações medidos na estrutura durante um período de 3 meses, de 1 de setembro a 30 de novembro de 2017, foram identificados dois tipos de eventos, designados de eventos não-críticos e de eventos críticos.

Os eventos não críticos estão relacionados com ocorrências frequentes, que ocorrem na grande maioria do tempo de vida da estrutura, e onde os picos máximos das acelerações variam entre 1.0 mg e 5.0 mg. Os eventos críticos estão relacionados com ocorrências de menor frequência, associadas a importantes amplificações da resposta dinâmica, e onde os picos máximos das acelerações variam entre 5.0 mg a 15.0 mg.

A título exemplificativo, são apresentados nas Figs. 6 e 7 os registos de acelerações típicos de um evento não crítico (NC1) e de um evento crítico (C1), respetivamente, incluindo os correspondentes auto espetros médios e normalizados, e os registos da direção e velocidade do vento. No caso do evento crítico é ainda apresentado um detalhe do registo de acelerações para um intervalo de tempo de 10 s. O evento NC1 retrata uma ocorrência típica do período diurno, onde o vento é predominantemente oriundo de Norte, com muito ligeira variação de direção, e com uma velocidade variável entre 10 km/h e 35 km/h. O conteúdo em frequência da resposta dinâmica da estrutura compreende uma gama de frequências alargada, com preponderância para os modos de vibração 1 e 2, correspondentes à flexão do fuste e da torre metálica respetivamente. Por sua vez, o evento crítico C1 retrata está associada a vento oriundo de Este, praticamente sem variação de direção, e com velocidades aproximadamente constantes e situadas no intervalo entre 20 km/h e 35 km/h. O conteúdo em frequência da resposta dinâmica da estrutura apresenta o contributo único do modo de vibração 2 ( $f_2 = 0.709$  Hz) associado à flexão da torre metálica que por compatibilidade estrutural gera movimentos do fuste.

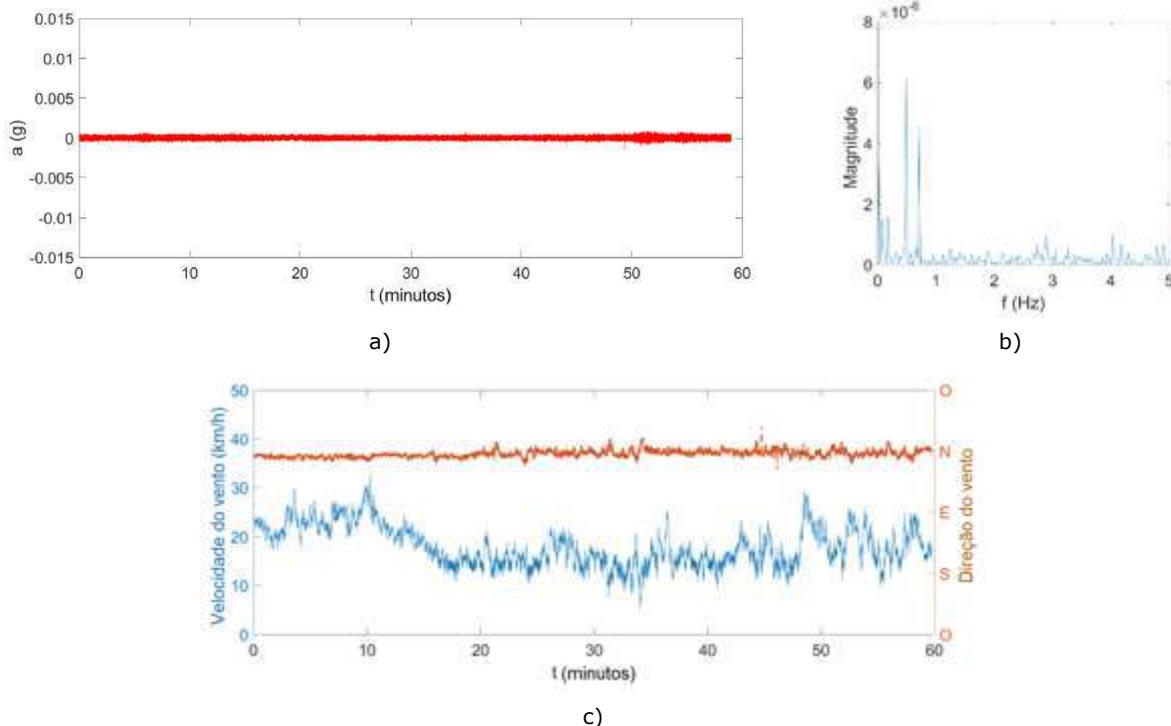


Figura 6 - Evento não-crítico NC1: a) registo de acelerações, b) auto espetro médio e normalizado das acelerações, e c) registo da velocidade e direção do vento

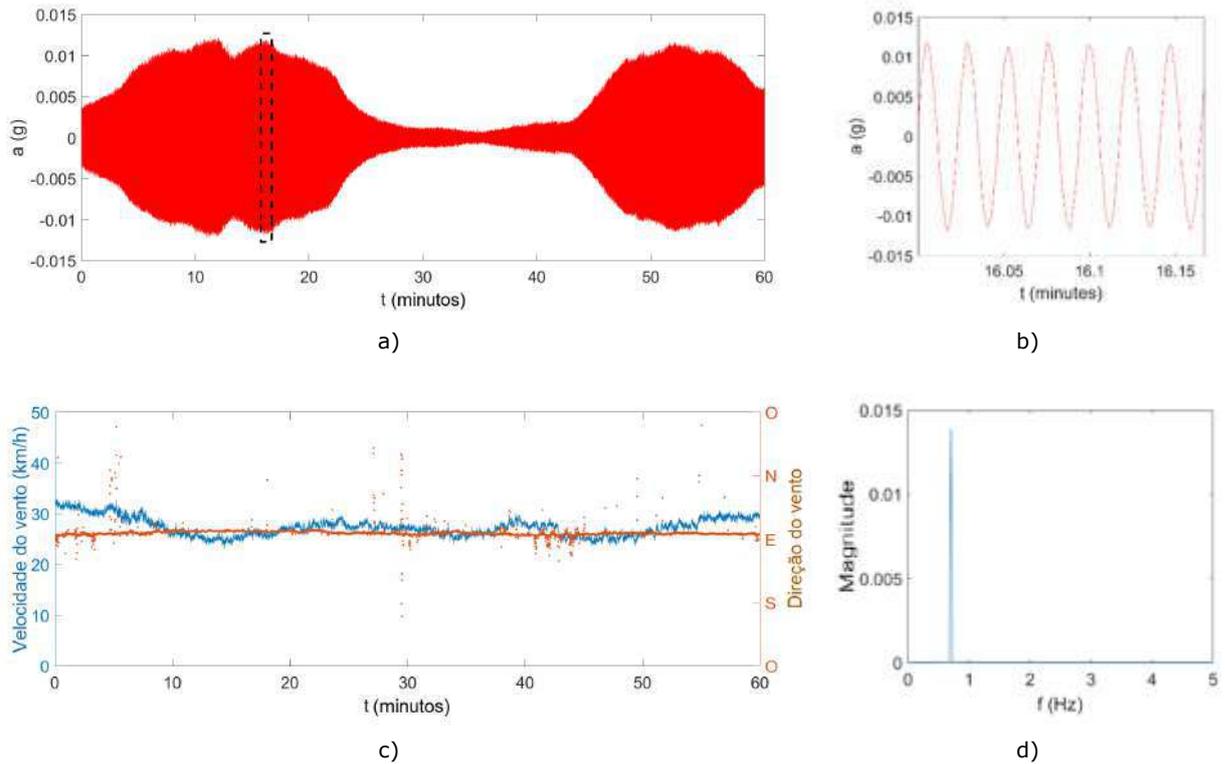


Figura 7 - Evento crítico C1: a) registo de acelerações, b) detalhe do registo de acelerações durante 10s, c) auto espectro médio e normalizado das acelerações, e d) registo da velocidade e direção do vento

### 4.3 - Identificação automática de eventos críticos

A metodologia de identificação automática de eventos críticos tem como objetivo a quantificação do número de eventos, e da correspondente duração, além do valor máximo das acelerações. Na Fig. 8, ilustra-se, esquematicamente, os passos de aplicação da metodologia desenvolvida para a identificação automática de eventos críticos. A metodologia proposta assenta num modelo autorregressivo (AR) e na estimativa do seu número de ordem ótimo a partir de uma decomposição de valores singulares (SVD) (Figueiredo et al., 2011).

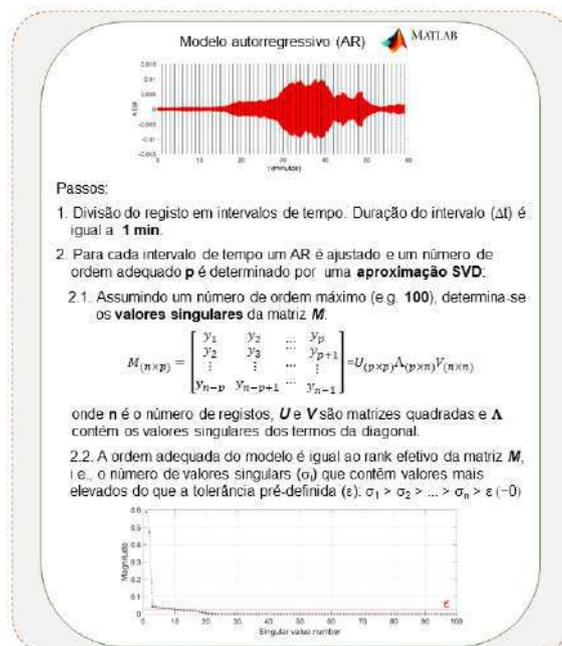


Figura 8 - Metodologia de identificação automática de eventos críticos

Na Fig. 9 apresenta-se o resultado da aplicação da metodologia de identificação de eventos críticos com base num evento registado no período de análise e selecionado aleatoriamente. Na figura, apresenta-se, além do registo de acelerações, com a duração de 60 min, o histograma que reúne os valores dos números de ordem do modelo autorregressivo correspondentes a cada sub-registo, além da identificação do *threshold* definido para o número de ordem 5. No registo apresentado foi identificado um evento crítico com a duração de 19 min e com uma amplitude máxima de vibração igual a 6.6 mg.

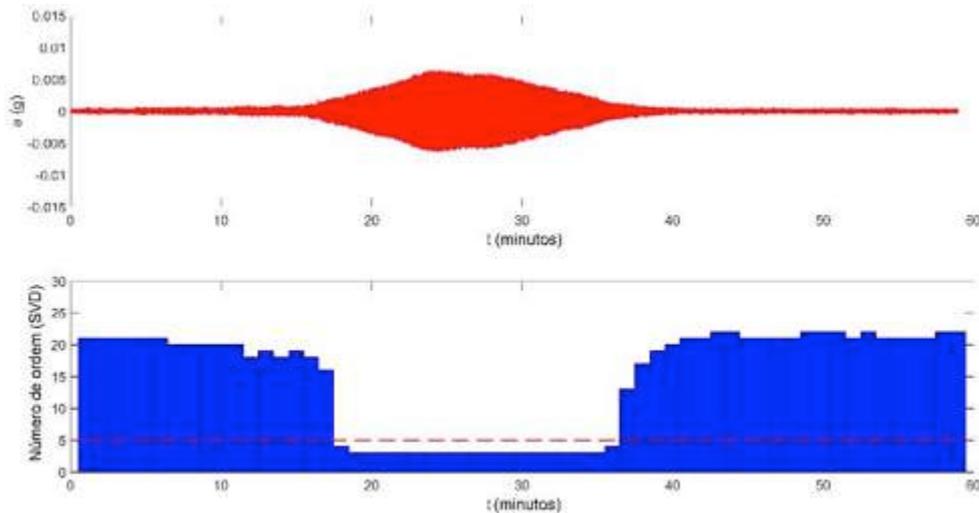


Figura 9 - Aplicação da metodologia de identificação de eventos críticos

Na Fig. 10 ilustram-se os valores máximos das acelerações dos eventos críticos identificados no período de medição. No total foram identificados 114 eventos críticos sendo a aceleração máxima registada igual a 14.4 mg. A duração total dos eventos foi de 3004 minutos, aproximadamente 2.3% do período de medições. Importa também notar que a maioria dos eventos críticos, cerca de 75%, decorreu em período noturno, entre as 20h00-07h00, enquanto que cerca de 25% decorreram em período diurno, entre as 08h00-20h00. A distribuição dos eventos críticos pelos meses analisados revelou que o mês onde foi registado o maior número de eventos foi novembro, enquanto que o mês de setembro registou o menor número de eventos.

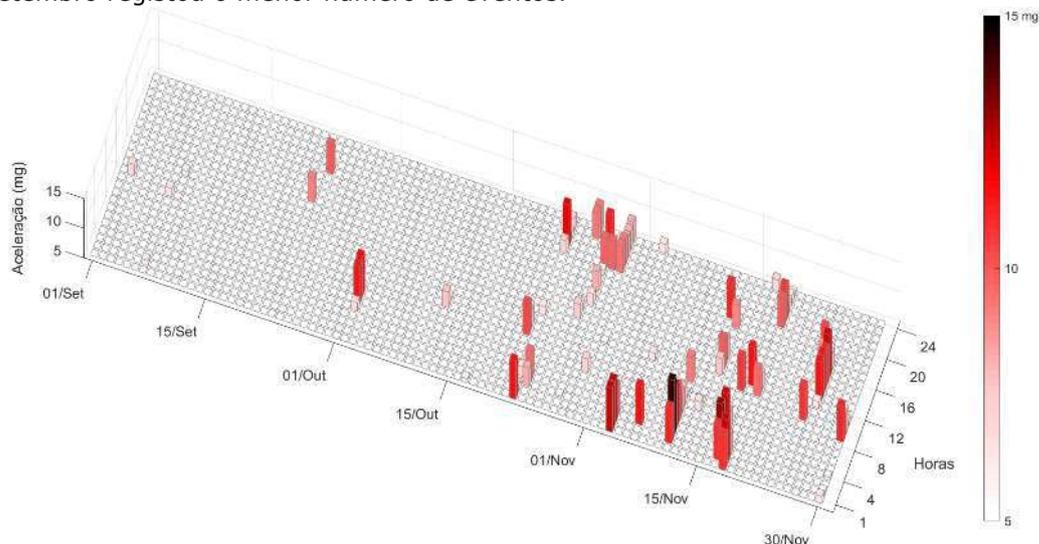


Figura 10 - Valores das acelerações máximas dos eventos críticos no período 1 setembro a 30 novembro 2017

## 5 - CONCLUSÕES

No presente artigo foi apresentada a avaliação dos efeitos dinâmicos da ação do vento na torre de telecomunicações do Monte da Virgem com base num sistema de monitorização permanente.

A campanha experimental da torre envolveu a realização de um ensaio de vibração ambiental, com vista à estimativa das frequências naturais e modos de vibração, e a medição contínua das acelerações, e da velocidade e direção do vento, por meio de um sistema de monitorização permanente, instalado na torre durante um período de 3 meses.

O ensaio de vibração ambiental permitiu a identificação de 4 modos de vibração operacionais da estrutura, envolvendo sobretudo movimentos de flexão do fuste em betão e da torre metálica, com frequências compreendidas entre os 0.478 Hz e 5.979 Hz.

O sistema de monitorização permanente possibilitou a identificação de eventos críticos associados a fenómenos de amplificação da resposta dinâmica da estrutura, com valores máximos da aceleração compreendidos entre 5 mg e 15 mg, e tipicamente associados a um importante contributo do modo de vibração local associado aos movimentos da torre metálica, que por compatibilidade estrutural induz movimentos no fuste de betão. Os eventos críticos ocorrem sobretudo para regimes de vento oriundos de Este, praticamente sem variação de direção, e para velocidades aproximadamente constantes ao longo do tempo e situadas entre 20 km/h e 35 km/h. A metodologia desenvolvida para a identificação automática de eventos críticos demonstrou eficiência e robustez na quantificação do número de eventos, e da sua duração e máxima amplitude. Ao longo de um período de 3 meses foram identificados 114 eventos críticos, com a duração total de 3004 min, sendo a aceleração máxima registada igual a 14.4 mg. Os eventos críticos ocorreram tipicamente em período noturno e sobretudo no mês de novembro.

A informação recolhida e a metodologia desenvolvida neste estudo têm sido de especial importância para o dono da infraestrutura no âmbito da gestão otimizada das operações de inspeção e das intervenções de manutenção, além de poder servir de base para o estudo de um eventual sistema de atenuação de vibrações.

## AGRADECIMENTOS

Os autores manifestam o seu agradecimento à Altice, em particular ao Engenheiro Jorge Garcia, por todas as informações fornecidas acerca da torre de telecomunicações do Monte da Virgem e por todo o apoio e facilidades concedidas nas campanhas experimentais.

## REFERÊNCIAS

- Beirow, B., Osterrieder, P. (2001). Dynamic investigations of TV towers, *Structural Engineering, Mechanics and Computation*, 1, 629–636.
- Breuer P., Chmielewski T., Górski P., Konopka E., Tarczynski L. (2008). The Stuttgart TV Tower — displacement of the top caused by the effects of sun and wind, *Engineering Structures*, 30, 2771–2781.
- Chen, W.H., Lua, Z.R., Lin, W., Chena, S.H., Ni, Y.Q., Xia, Y., Liao W.Y. (2011). Theoretical and experimental modal analysis of the Guangzhou New TV Tower, *Engineering Structures*, 33, 3628–3646.
- Figueiredo, E., Park, G., Figueiras, J., Farrar, C., Worden, K. (2009). Structural health monitoring algorithm comparisons using standard data sets, Report No. LA-14393, Los Alamos National Laboratory, USA.
- Guo Y., Kareem A., Ni Y., Liau, W. (2012). Performance evaluation of Canton Tower under winds based on full-scale data, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 104–106, 116–128.
- Qiusheng L., Yinghou H., Kang Z., Xuliang H., Yuncheng H., Zhenru S. (2018). Structural health monitoring for a 600 m high skyscraper, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27 (12).
- SVS (2018), ARTeMIS Modal 2018 – Academic license, Release 5.3.1.3. SVS: Aalborg, Denmark.



## **AVALIAÇÃO DA PERMEABILIDADE AO AR DE VÃOS ENVIDRAÇADOS ATRAVÉS DE ENSAIOS COM PORTA VENTILADORA**

### **ASSESSING THE AIR PERMEABILITY OF FENESTRATIONS THROUGH BLOWERDOOR TESTS**

Ramos, Nuno; *CONSTRUCT (LFC), Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto, Portugal, nmmr@fe.up.pt*

Almeida, Ricardo; *CONSTRUCT (LFC), Faculdade de Engenharia (FEUP) e Instituto Politécnico de Viseu, ralmeida@estv.ipv.pt*

Pereira, Pedro; *CONSTRUCT (LFC), Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto, Portugal, pfpp@fe.up.pt*

#### **RESUMO**

A infiltração de ar nos edifícios resulta da soma da contribuição individual de seus componentes. A quantificação dessa contribuição seria de grande importância para o controlo e otimização da estanquidade. Normalmente, a estanquidade dos componentes de construção é testada em laboratório, mas vários exemplos de desempenho *in-situ* diferentes são relatados na literatura. Este trabalho tem como objetivo apresentar uma metodologia de avaliação *in-situ* da permeabilidade ao ar de componentes do edifício utilizando testes *in-situ* de porta ventiladora. O caso dos vãos envidraçados é utilizado como exemplo de aplicação da metodologia.

Os resultados de várias campanhas experimentais permitiram a quantificação da permeabilidade de alguns componentes do edifício, com ênfase em janelas e caixas de persiana. A estanquidade de um edifício pode ser testada através de uma porta ventiladora e a permeabilidade dos componentes pode ser estimada usando diferentes configurações com uma selagem consecutiva dos elementos. Os resultados da campanha experimental para avaliação da estanquidade das janelas revelaram que: a contribuição média da janela para a permeabilidade do compartimento foi de 15% e a do caixa de persiana foi de 44%. Nenhuma janela atingiu a classe máxima estanquidade de acordo com a norma EN 12207 e apenas uma alcançou a classe 3, utilizando a permeabilidade ao ar a 50 Pa como indicador.

#### **ABSTRACT**

The air infiltration into buildings results from the sum of the individual contribution of its components. The quantification of this contribution would be of great importance for the control and optimization of the airtightness. Normally, the airtightness of the building components is tested in the laboratory, but several examples of different *in-situ* performance are reported in the literature. This work aims to present an *in-situ* evaluation methodology for the air permeability of building components using *in-situ* blower door tests. The case of fenestrations is used as an example of application of the methodology.

The results of several experimental campaigns allowed the quantification of the permeability of some components of the building, with emphasis on windows and roller shutters. The airtightness of a building can be tested through a blower door and the permeability of the components can be estimated using different configurations with a consecutive sealing of the elements. The results of the experimental campaign to evaluate the leakage of the windows revealed that: the average contribution of the window to the permeability of the compartment was 15% and the roller shutter was 44% of contribution. No window reached the maximum seal class according to EN 12207 and only one achieved class 3, using air permeability at 50 Pa as indicator.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

A permeabilidade ao ar é uma característica fundamental de um edifício com impacto óbvio na qualidade do seu ambiente interior, uma vez que influencia a estratégia adotada para o sistema de ventilação, as cargas térmicas de aquecimento e de arrefecimento, a qualidade do ar interior, o conforto térmico, o desempenho acústico e, obviamente, a sua eficiência energética.

A permeabilidade ao ar está relacionada com infiltração de ar e, portanto, fluxos de ar não controlados que devem ser minimizados do ponto de vista da eficiência energética (Miller 2007). Estudos recentes indicam que nos países do sul da Europa as infiltrações contribuem para o balanço

total dos gastos de energia em valores percentuais entre 10 a 27% (Meiss e Feijó-Muñoz 2014). Contudo, os edifícios com uma estanquidade ao ar elevada podem ter outros tipos de problemas (Bomberg, Kisilewicz, e Nowak 2016). Trata-se assim da procura de um equilíbrio, que nos países do sul da Europa, com um clima ameno como o de Portugal, se reveste de especificidades claramente distintas das encontradas nos países do centro e do norte da Europa.

A permeabilidade ao ar global de um edifício resulta da soma da contribuição dos seus componentes (Almeida, Ramos, e Pereira 2017). Nos edifícios do sul da Europa, onde as janelas apresentam uma percentagem importante das infiltrações totais (Fernández-Agüera, Sendra, e Domínguez 2011b; Fernández-Agüera et al. 2016; Ramos et al. 2015), a quantificação da sua contribuição individual é de grande importância para o controlo e otimização da estanquidade. Normalmente, a estanquidade dos componentes de construção é testada em laboratório (Ridley et al. 2003; Van Den Bossche et al. 2012), mas vários exemplos de desempenho *in-situ* diferentes são relatados na literatura (Sinnott e Dyer 2012b; Alfano et al. 2012) (Damian et al. 2016). Existem normalmente variações não desprezáveis entre estes dois métodos de medição podendo estas diferenças ser explicadas por várias razões: processos construtivos diferentes dos aplicados em obra (Fernández-Agüera, Sendra, e Domínguez 2011a; Pan 2010), tipo de construção (Chan et al. 2005), ausência de supervisão (Kalamees 2007) e má qualidade da obra (Sinnott e Dyer 2012a; Ramos et al. 2013).

Existem na literatura várias bases de dados (Orme, Liddament, e Wilson 1994) com valores de referência para a infiltração de ar associada a vários componentes do edifício, algumas (Orme e Leksmono 2002) incluem até valores recomendados retirados de regulamentos e manuais de aplicação, que também podem ser úteis para efeitos de modelação. No entanto, a elevada diversidade de elementos construtivos e das suas condições de aplicação na envolvente dos edifícios, motivam a necessidade de novos estudos que permitam alargar o espectro de aplicação destas bases de dados.

Desta forma, apresenta-se neste artigo uma metodologia de ensaio que permite a avaliação da estanquidade ao ar dos componentes construtivos após a sua aplicação *in-situ*. A metodologia foi testada no ensaio de vãos envidraçados de 23 compartimentos.

## 2 - METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DA ESTANQUIDADE AO AR

O procedimento mais comum para medir as infiltrações de ar através da envolvente de um edifício é o método da porta ventiladora, normalmente denominado de Blower Door. Este método consiste em aplicar uma diferença de pressão conhecida entre os dois lados de um elemento de construção ou construção e medir o caudal de ar resultante. Esta informação pode ser usada para calcular o caudal de infiltração de ar,  $q_L$ :

$$q_L = C_L \cdot (\Delta p)^n \quad [1]$$

Na equação anterior  $q_L$  é o caudal de infiltração de ar [ $m^3/h$ ],  $C_L$  é o coeficiente de infiltração de ar [ $m^3/(h \cdot Pa^n)$ ] (função do tamanho das aberturas existentes no edifício),  $\Delta p$  é a diferença de pressão induzida no ensaio [Pa] e  $n$  é o expoente de escoamento [-], que caracteriza o regime do escoamento de ar (sendo 0,5 caso seja turbulento e 1,0 caso seja laminar).

A determinação experimental da permeabilidade ao ar é realizada medindo-se o caudal de ar e a diferença de pressão interna-externa num conjunto de diferenças de pressão aplicadas, tipicamente de 10 Pa a 50 Pa com incrementos de 10 Pa. O caudal de infiltração de ar,  $q_{pr}$ , para a diferença de pressão,  $\Delta P_r$ , geralmente igual a 50 Pa, pode ser calculado através da Eq. 1. A taxa de renovações de ar para a diferença de pressão,  $n_{pr}$ , pode então ser determinada da seguinte forma:

$$n_{pr} = \frac{q_{pr}}{V} \quad [2]$$

Na equação anterior  $V$  é o volume interior do espaço que está a ser ensaiado [ $m^3$ ].

A norma EN 12207 (CEN 1999) define a classificação da estanquidade das janelas de duas formas: baseada na permeabilidade ao ar relacionada com a área total da janela; e na permeabilidade ao ar relacionada com o comprimento das juntas das aberturas existentes. Para ambas usando 100 Pa como referência no teste de pressão.

A metodologia adotada neste trabalho incluiu dois tipos de ensaio:

- Teste de acordo com o método A: induz-se cinco níveis de diferença de pressão de 10 Pa a 50 Pa, com incrementos de 10 Pa, de acordo com as normas EN 13829 (CEN 2001) e ISO 9972 (ISO 2006);
- Teste de acordo com o método B: induz-se apenas uma diferença de pressão de 100 Pa. Uma vez que apenas um ponto é medido, assumiu-se um valor de 0,6 para o coeficiente n.

Para verificar a influência de janelas e persianas nas infiltrações de ar, foram estabelecidas configurações específicas, combinadas com os dois testes. A metodologia baseia-se na selagem sucessiva dos componentes do edifício, criando três possíveis configurações de teste: (1) nada selado; (2) janela selada; e (3) janela e persiana seladas (quando existe e é projetada para fora da parede). As diferenças consecutivas entre os testes permitem avaliar a contribuição individual do componente para a infiltração de ar no compartimento. A vedação dos componentes foi efetuada com filme plástico e fita de alumínio (Figura 1).

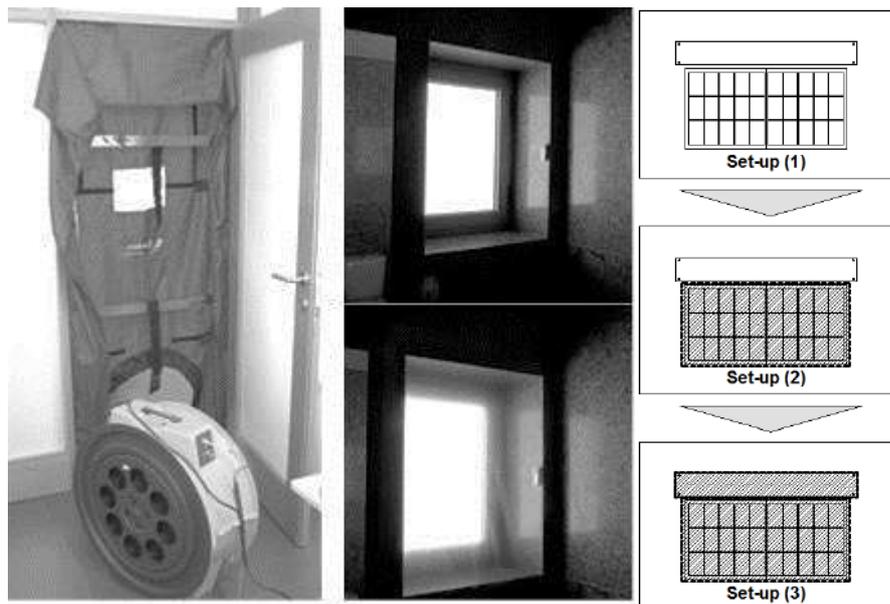


Figura 1 – Campanha experimental in-situ.

A combinação dos dois testes com as três possíveis configurações de teste resultou num total de 104 ensaios. O ensaio foi realizado com o modelo de porta do ventiladora Retrotec 1000, que possui fluxo máximo a uma pressão de teste de 50 Pa de 10194 m<sup>3</sup>/h e fluxo mínimo a 10 Pa de 8,5 m<sup>3</sup>/h. A precisão do medidor é  $\pm 1$  Pa ou  $\pm 2\%$ , o que for maior.

### 3 - CASOS DE ESTUDO

A investigação experimental foi realizada em 23 espaços, todos de construção pesada com estrutura de betão armado e alvenaria de tijolo, incluindo residências, escritórios e edifícios escolares. O objetivo foi avaliar a influência na estanqueidade das janelas dos seguintes parâmetros:

- ano de construção (I: antes de 1990; II: de 1990 a 2006; III: após 2006);
- número de caixilharias (caixilharia simples ou dupla);
- material (madeira ou alumínio);
- sistema de abertura (singular de abrir (SH); guilhotina (S); dupla de abrir (DSH); de correr (DS));
- existência de persiana (sim ou não);
- tipo de vidro (simples ou duplo).

Relativamente ao ano de construção, usando os anos em que novas regulamentações térmicas foram publicadas em Portugal como referência, os casos de estudo foram agrupados em três classes. O Quadro 1 sintetiza os dados juntamente com alguns dados geométricos. Analisando a informação, destaca-se a elevada heterogeneidade da amostra.

Quadro 1 – Características dos casos analisados.

ID. Janela	Ano de construção	Caixilharia	Material	Tipo de abertura	Existência de persiana	Tipo de vidro	Área [m <sup>2</sup> ]	Comprimento das juntas de abertura [m]	Volume do compartimento [m <sup>3</sup> ]
#1	III	Simples	Alumínio	SH	Não	Duplo	3,30	7,80	34
#2	III	Simples	Alumínio	SH	Não	Duplo	2,20	6,00	45
#3	I	Simples	Madeira	S	Não	Simples	1,40	6,00	24
#4	I	Simples	Madeira	DSH	Não	Simples	1,80	4,70	15
#5	II	Simples	Alumínio	DS	Sim	Duplo	1,40	5,90	33
#6	II	Simples	Alumínio	SH	Sim	Duplo	0,75	3,50	23
#7	II	Simples	Alumínio	SH	Sim	Duplo	1,70	5,60	24
#8	II	Simples	Alumínio	DSH	Sim	Duplo	1,50	6,00	33
#9	II	Simples	Alumínio	DS	Sim	Duplo	1,80	6,50	42
#10	II	Simples	Alumínio	SH	Sim	Duplo	1,30	3,50	22
#11	II	Simples	Alumínio	DS	Sim	Duplo	2,30	7,50	60
#12	II	Simples	Alumínio	SH	Sim	Duplo	1,30	3,80	28
#13	III	Simples	Alumínio	DS	Sim	Duplo	2,25	6,15	36
#14	I	Simples	Madeira	DSH	Não	Simples	4,61	7,44	168
#15	I	Simples	Alumínio	DS	Não	Simples	4,74	9,15	131
#16	I	Simples	Alumínio	DSH	Não	Simples	3,08	7,09	166
#17	II	Dupla	Alumínio	DS	Sim	Simples	2,13	7,30	36
#18	II	Dupla	Alumínio	DS	Sim	Simples	2,13	7,30	37
#19	II	Dupla	Alumínio	SH	Sim	Simples	0,53	2,95	13
#20	II	Dupla	Alumínio	SH	Sim	Simples	0,54	2,95	13
#21	II	Dupla	Alumínio	DS	Sim	Simples	2,69	8,77	47
#22	II	Dupla	Alumínio	DS	Sim	Simples	2,69	8,77	47
#23	II	Dupla	Alumínio	DS	Sim	Simples	4,69	10,73	47

## 4 - RESULTADOS

### 4.1 - Ensaio pelo Método A

O Quadro 2 apresenta os resultados dos índices de permeabilidade ( $n_{50}$ ,  $q_{50}$ ,  $C_L$ ,  $n$ ) e a incerteza do teste correspondente,  $U_n$ , para o método de teste A seguindo-se as configurações (1) e (2). A permeabilidade das janelas também está incluída, como valor absoluto,  $q_{50\_win}$ , dividido pela sua área total,  $A$ , e dividido pelo comprimento das juntas de abertura,  $L$ . Os resultados da estatística descritiva (média, máxima, mínima, desvio padrão e coeficiente de variação) aplicado a todo o conjunto de dados pode ser encontrado no final da tabela.

Quadro 2 - Resultados experimentais com o método A.

Id.	Configuração (1)					Configuração (2)					Permeabilidade das Janelas		
	$n_{50}$ [h <sup>-1</sup> ]	$q_{50}$ [m <sup>3</sup> /h]	$C_L$ [m <sup>3</sup> /(h.Pa <sup>n</sup> )	$n$ [-]	$Un$ [%]	$n_{50}$ [h <sup>-1</sup> ]	$q_{50}$ [m <sup>3</sup> /h]	$C_L$ [m <sup>3</sup> /(h.Pa <sup>n</sup> )	$n$ [-]	$Un$ [%]	$q_{50\_win}$ [m <sup>3</sup> /h]	$q_{50\_win} / A$ [m <sup>3</sup> /(h.m <sup>2</sup> )	$q_{50\_win} / L$ [m <sup>3</sup> /(h/m)]
#1	15,7	532	71,46	0,51	6,3	15,1	513	66,13	0,52	4,2	19,8	6,0	2,5
#2	11,3	510	60,98	0,54	3,2	10,9	488	65,90	0,51	3,5	19,7	8,9	3,3
#3	10,1	243	18,12	0,66	1,2	5,1	122	6,64	0,74	7,8	31,5	17,5	6,7
#4	33,7	503	66,05	0,52	6,0	31,4	471	52,96	0,56	5,4	134,9	96,4	22,9
#5	16,5	546	83,62	0,53	2,5	16,2	536	74,95	0,50	2,9	11,4	15,2	3,3
#6	5,6	129	8,61	0,69	7,7	5,1	118	7,54	0,70	5,9	16,1	9,5	2,9
#7	8,4	203	11,14	0,63	3,3	6,2	149	8,03	0,75	10,9	7,3	4,8	1,2
#8	3,7	123	14,24	0,55	12,6	3,5	117	9,42	0,64	13,9	27,4	15,2	4,2
#9	4,6	193	16,90	0,62	4,0	3,9	164	7,16	0,80	40,9	7,6	5,9	2,2
#10	9,4	207	17,85	0,63	0,9	9,1	200	16,54	0,64	1,2	60,5	26,3	8,1
#11	6,2	370	45,86	0,53	2,9	6,3	379	42,91	0,56	5,7	15,5	11,9	4,1
#12	3,5	100	9,48	0,60	6,3	3,4	95	19,37	0,51	3,7	36,6	16,3	6,0
#13	5,9	213	12,39	0,73	2,3	4,9	176	7,52	0,81	7,2	229,6	74,6	30,8
#14	8,9	1490	152,81	0,58	3,5	7,5	1261	110,52	0,62	6,7	117,4	24,7	12,8
#15	4,5	597	40,58	0,69	9,8	3,6	480	53,57	0,56	2,2	104,8	34,1	14,8
#16	5,0	824	88,64	0,57	7,0	4,3	719	66,51	0,61	1,0	46,6	21,8	6,4
#17	10,7	383	27,40	0,68	2,9	9,5	339	35,16	0,58	4,2	75,8	35,6	10,4
#18	6,9	260	16,49	0,70	6,4	4,9	184	18,02	0,59	8,3	11,8	22,1	4,0
#19	7,0	90	10,68	0,54	3,6	6,1	78	6,73	0,63	7,7	12,5	23,3	4,2
#20	11,5	146	11,72	0,64	1,9	10,5	133	7,52	0,73	1,6	95,3	35,5	10,9
#21	11,5	540	52,38	0,60	1,7	9,5	445	26,96	0,72	3,0	149,6	55,7	17,1
#22	11,5	540	52,38	0,60	1,7	8,3	391	32,44	0,64	1,7	61,1	13,0	5,7
#23	11,5	540	52,38	0,60	1,7	10,2	479	32,79	0,69	2,4	19,8	6,0	2,5
Méd.	9,9	410	41,5	0,61	4,3	8,5	349	33,4	0,63	6,6	61,4	28,7	8,9
Max.	33,7	1490	152,8	0,73	12,6	31,6	1261	110,5	0,81	40,9	229,6	96,4	30,8
Min.	3,5	90	8,6	0,51	0,9	3,0	78	6,6	0,50	1,0	7,3	4,8	1,2
Desv. Pad.	6,54	315,5	35,48	0,06	2,98	6,13	270,4	28,74	0,09	8,15	58,35	25,61	7,65
C.V. (%)	66	77	86	11	69	72	78	86	15	123	95	89	86

A elevada heterogeneidade da amostra, já mencionada anteriormente, é refletida nos resultados experimentais, pois foi encontrado um coeficiente de variação em torno de 70% nos índices de permeabilidade ( $n_{50}$  e  $q_{50}$ ), ambos na configuração (1) e (2). Quanto aos índices de permeabilidade das janelas, esse indicador é ainda maior, chegando a 95% na taxa de infiltração de ar,  $q_{50\_win}$ , e mesmo após a normalização, utilizando a área total e o comprimento total das juntas de abertura, o valor ainda é 89% e 86 %, respetivamente.

O  $n_{50}$  para a configuração (1) variou entre 3,5 h<sup>-1</sup> e 33,7 h<sup>-1</sup>, com um valor médio de 9,9 h<sup>-1</sup>, o que é muito alto, indicando envolventes muito pouco estanques em alguns dos casos testados. Uma conclusão similar pode ser tirada dos resultados da configuração (2), apontando para outras fontes importantes de permeabilidade ao ar além das janelas. Chama-se a atenção para o facto de os testes terem sido realizados num único compartimento e, portanto, esses resultados não devem, em hipótese alguma, ser interpretados como a estanqueidade da globalidade das frações.

O expoente do fluxo de ar,  $n$ , variou de 0,51 a 0,73, com um valor médio de 0,61, na configuração (1). Estes resultados estão de acordo com aqueles medidos noutros países (Alfano et al. 2012). Uma ligeira tendência para uma maior variabilidade desse parâmetro foi encontrada na configuração (2) à medida que o coeficiente de variação aumentou de 11% para 15%. A incerteza média dos testes foi de 4,3% e 6,6%, para as configurações (1) e (2), respetivamente. A incerteza máxima ocorreu no teste nº 9, configuração (2), e esteve relacionada com as dificuldades em capturar o ponto na menor diferença de pressão devido à baixa velocidade requerida para o ventilador.

Os índices de permeabilidade das janelas variaram de 4,8 a 96,4 m<sup>3</sup>/(h.m<sup>2</sup>) e de 1,2 a 30,8 m<sup>3</sup>/(h.m), com valores médios de 28,7 m<sup>3</sup>/(h.m<sup>2</sup>) e 8,9 m<sup>3</sup>/(h.m). Estes resultados são muito relevantes, pois podem ser usados na prática como indicadores para uma melhor caracterização do desempenho energético dos edifícios. Os resultados estão de acordo com os encontrados em Orme, Liddament, e Wilson (1994) (valores médios variando entre 4,9 m<sup>3</sup>/(h.m<sub>2</sub>) e 27,9 m<sup>3</sup>/(h.m<sup>2</sup>)) e ligeiramente superiores aos relatados em Park e Kim (2015) (valores variando entre 5,0 m<sup>3</sup>/(h.m) e 13,0 m<sup>3</sup>/(h.m)).

Os resultados do método de teste A podem ser usados para traçar as curvas de permeabilidade das janelas. A Figura 2 mostra os resultados obtidos para três exemplos, testes # 1, # 5 e # 11, selecionados como representativos do conjunto de dados. O Teste # 5 corresponde a uma janela menos hermética, o teste # 1 para uma muito hermética e o teste # 11 a uma situação intermédia.

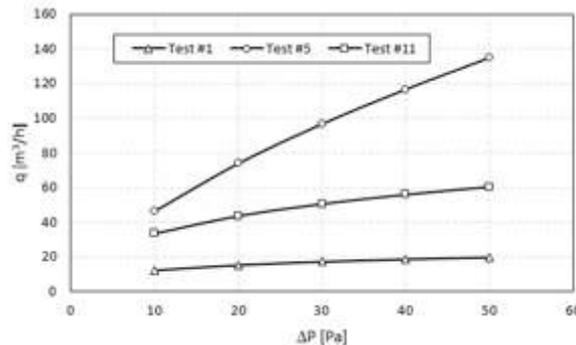


Figura 2 – Curvas de permeabilidade dos testes #1, #5 e #11.

#### 4.2 - Ensaio pelo Método B

O método de teste B incluiu apenas uma medição na diferença de pressão de referência de 100 Pa e, portanto, o expoente do fluxo de ar,  $n$ , foi definido como constante e igual a 0,60. Além disso, impor essa diferença de pressão provou ser uma tarefa árdua, uma vez que certos problemas técnicos foram aparecendo especialmente na garantia da vedação adequada da janela durante todo o ensaio. Por esse motivo, os testes # 3 e # 13 não estão incluídos na análise. O Quadro 3 apresenta os resultados do método de teste B.

Os resultados entre os testes são bastante próximos. No entanto, uma tendência para uma menor variabilidade pode ser observada nos testes do método B. O coeficiente de variação dos vários parâmetros diminuiu, especialmente nos parâmetros de permeabilidade das janelas. Entre eles, a redução varia entre 15% e 24%. O único parâmetro onde nenhuma diferença foi observada foi a taxa de permeabilidade ao ar a uma diferença de pressão de 100 Pa,  $q_{100}$ . Este facto pode estar parcialmente relacionado à incerteza associada às medidas com diferenças de pressão mais baixas que não afetam os testes do método B, aumentando a importância de impor uma diferença de pressão significativa.

Quadro 3 – Resultados experimentais com o método B.

Id.	Configuração (1)			Configuração (2)			Permeabilidade das Janelas		
	$n_{100}$ [h <sup>-1</sup> ]	$q_{100}$ [m <sup>3</sup> /h]	$C_L$ [m <sup>3</sup> /(h.Pa <sup>n</sup> )]	$n_{100}$ [h <sup>-1</sup> ]	$q_{100}$ [m <sup>3</sup> /h]	$C_L$ [m <sup>3</sup> /(h.Pa <sup>n</sup> )]	$q_{100\_win}$ [m <sup>3</sup> /h]	$q_{100\_win} / A$ [m <sup>3</sup> /(h.m <sup>2</sup> )]	$q_{100\_win} / L$ [m <sup>3</sup> /(h/m)]
#1	22,8	776	48,96	20,8	709	44,71	67,4	20,4	8,6
#2	16,9	759	47,91	15,2	682	43,02	77,5	35,2	12,9
#3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
#4	45,5	683	43,10	43,3	649	40,96	33,9	18,8	7,2
#5	27,2	897	56,59	21,4	705	44,46	192,2	137,3	32,6
#6	10,1	232	14,63	8,2	189	11,92	43,0	57,3	12,3
#7	10,6	255	16,06	9,7	232	14,66	22,2	13,1	4,0
#8	6,8	226	14,24	5,8	190	12,00	35,5	23,7	5,9
#9	7,0	295	18,62	5,6	236	14,86	59,6	33,1	9,2
#10	14,3	314	19,84	12,2	269	16,96	45,6	35,1	13,0
#11	10,7	641	40,44	8,3	497	31,33	144,4	62,8	19,3
#12	6,9	194	12,23	5,0	139	8,76	55,0	42,3	14,5
#13	-	-	-	-	-	-	-	-	-
#14	13,4	2246	141,70	11,5	1922	121,26	324,0	105,3	43,5
#15	6,6	871	54,93	5,5	726	45,79	144,8	30,5	15,8
#16	8,3	1378	86,92	7,1	1185	74,77	192,5	62,6	27,1
#17	16,2	580	36,61	14,6	523	32,98	57,5	27,0	7,9
#18	10,2	382	24,11	7,8	293	18,51	88,8	41,6	12,2
#19	12,3	156	9,86	10,6	135	8,54	20,9	39,1	7,1
#20	18,0	227	14,33	16,2	204	12,88	23,0	43,0	7,8
#21	16,2	762	48,05	14,2	665	41,98	96,3	35,9	11,0
#22	16,2	762	48,05	12,0	561	35,40	200,6	74,7	22,9
#23	16,2	762	48,05	13,9	653	41,23	108,1	23,0	10,1
Méd.	14,9	637,9	40,2	12,8	541,1	34,1	96,8	45,8	14,5
Max.	45,5	2245,8	141,7	43,3	1921,8	121,3	324,0	137,3	43,5
Min.	6,6	156,3	9,9	5,0	135,4	8,5	20,9	13,1	4,0
Dev. Pad.	8,85	485,07	30,61	8,43	417,35	26,33	77,88	30,05	9,79
C.V. (%)	59	76	76	66	77	77	80	66	67

Os resultados obtidos com ambos os testes estão, no entanto, altamente correlacionados como pode ser observado na Figura 3a) usando a taxa de renovações horárias de ar como indicador. Um coeficiente de correlação,  $R^2$ , de 0,99 foi obtido para ambas as configurações. Em relação à taxa de renovação de ar através da janela,  $n_{win}$ , definida como a diferença entre as configurações (1) e (2), embora uma correlação seja ainda visível, o coeficiente diminui para 0,77 (Figura 3b)).

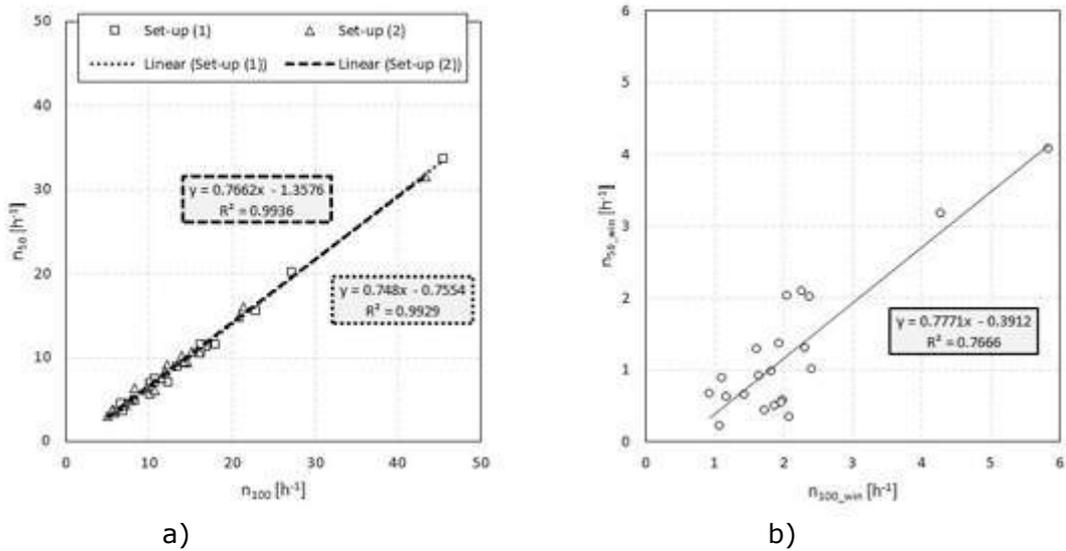


Figura 3 - Diferença de pressão de 50 Pa vs diferença de pressão de 100 Pa: taxa de renovação de ar em configuração (1) e (2); b) taxa de renovação de ar através da janela.

### 4.3 - Caixa de persiana

A configuração (3) foi utilizada para verificar a influência das persianas e, portanto, foi realizada apenas quando havia uma persiana e estava projetada para fora da parede. Esta situação ocorreu nos casos 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 e 13. Em cada caso, foram realizados os métodos de teste A e B. O Quadro 4 contém os resultados da configuração (3) juntamente com os índices de permeabilidade da persiana: valores absolutos,  $q_{50\_rs}$  e  $q_{100\_rs}$ , e divididos pelo seu comprimento,  $L$ . Os resultados da estatística descritiva também estão incluídos. Os problemas técnicos mencionados anteriormente impediram os testes # 6 e # 13 para uma diferença de pressão de 100 Pa.

Analisando os resultados, a variabilidade da permeabilidade ao ar das persianas destaca-se como a conclusão mais relevante. O coeficiente de variação situa-se entre 91% e 104%. A taxa de permeabilidade de ar a uma diferença de pressão de 50 Pa dividida pelo comprimento da persiana oscila entre 11,1 e 339,6 m<sup>3</sup>/(h.m). Quando a diferença de pressão aumenta para 100 Pa, esse valor varia entre 22,0 e 437,3 m<sup>3</sup>/(h.m). Essa variabilidade pode ser explicada, pelo menos em parte, pela mão de obra, uma vez que em algumas situações os defeitos de construção eram evidentes. Por outro lado, os resultados provam que este componente, tipicamente apontado como uma das principais causas de infiltração, pode ser muito hermético, como nos casos de teste # 8 e # 12.

Quadro 4 – O efeito das persianas.

Id.	Configuração (3)- Método A					Configuração (3)- Método B			Permeabilidade das Persianas			
	$n_{50}$ [h <sup>-1</sup> ]	$q_{50}$ [m <sup>3</sup> /h]	$C_L$ [m <sup>3</sup> /(h.Pa <sup>n</sup> )]	$n$ [-]	$Un$ [%]	$n_{100}$ [h <sup>-1</sup> ]	$q_{100}$ [m <sup>3</sup> /h]	$C_L$ [m <sup>3</sup> /(h.Pa <sup>n</sup> )]	$q_{50,rs}$ [m <sup>3</sup> /h]	$q_{100,rs}$ [m <sup>3</sup> /h]	$q_{50,rs}/L$ [m <sup>3</sup> /(h.m)]	$q_{100,rs}/L$ [m <sup>3</sup> /(h/m)]
#5	3,4	111	6,40	0,73	20,4	5,0	165	10,44	418,7	539,2	339,6	437,3
#6	3,6	84	11,40	0,51	9,6	-	-	-	32,8	-	39,7	-
#7	4,0	97	11,68	0,54	13,5	6,1	147	9,25	54,4	85,7	64,2	101,2
#8	2,5	84	8,70	0,58	1,6	4,6	153	9,63	31,1	37,6	23,5	28,4
#9	1,0	40	3,85	0,60	9,5	0,6	26	1,62	123,5	209,8	77,4	131,6
#10	4,1	90	7,99	0,62	0,7	4,1	91	5,76	111,9	177,5	111,4	176,7
#11	1,1	69	6,84	0,59	1,9	1,7	105	6,62	314,9	391,6	140,6	174,9
#12	2,5	71	8,63	0,54	2,9	4,1	115	7,23	12,2	24,2	11,1	22,0
#13	2,0	70	8,86	0,53	28,8	-	-	-	108,4	-	71,2	-
Méd.	2,7	79,7	8,3	0,6	9,9	3,8	114,5	7,2	134,2	209,4	97,6	153,2
Max.	4,1	111,3	11,7	0,7	28,8	6,1	165,5	10,4	418,7	539,2	339,6	437,3
Min.	1,0	40,3	3,9	0,5	0,7	0,6	25,7	1,6	12,2	24,2	11,1	22,0
Dev. Pad.	1,18	20,19	2,43	0,07	9,66	1,92	47,61	3,00	140,11	192,39	99,46	140,06
C.V. (%)	44	25	29	11	98	51	42	42	104	92	102	91

## 5 - CONCLUSÕES

Os resultados de 104 testes de pressurização para quantificar a permeabilidade ao ar de 23 janelas foram analisados e as seguintes conclusões podem ser tiradas:

- A realização de ensaios com porta ventiladora em compartimentos, usando diferentes configurações de ensaio e estabelecendo as diferenças entre essas configurações é uma metodologia viável para avaliar a influência das janelas na estanqueidade. A incerteza dos resultados é afetada pela importância relativa da permeabilidade da janela testada em comparação com a permeabilidade geral da envolvente do compartimento. A incerteza pode, no entanto, ser usada para determinar os limites superior e inferior da contribuição do componente para a estanqueidade;
- o método de teste A (que induz cinco níveis de diferenças de pressão, de 10 Pa a 50 Pa) levou a um  $n_{50}$  (nada selado) variando entre 3,5 h<sup>-1</sup> e 33,7 h<sup>-1</sup>, considerando a configuração (1) e entre 3,0 h<sup>-1</sup> e 31,6 h<sup>-1</sup>, com a configuração (2). Os índices de permeabilidade das janelas variaram de 4,8 a 96,4 m<sup>3</sup>/(h.m<sup>2</sup>) e de 1,2 a 30,8 m<sup>3</sup>/(h.m), com valores médios de 28,7 m<sup>3</sup> / (h.m<sup>2</sup>) e 8,9 m<sup>3</sup> / (h.m);
- foi encontrada uma boa concordância entre os resultados obtidos com o método A e o método B, que incluiu apenas uma medição para uma diferença de pressão entre o interior e o exterior do compartimento de 100 Pa. No entanto, uma tendência para menor variabilidade pode ser observada nos ensaios de acordo com o método B;
- a contribuição das persianas para a permeabilidade ao ar foi avaliada usando os resultados da configuração (3) (janela e obturador selado). Uma grande variabilidade dos resultados foi encontrada quando a taxa de permeabilidade de ar foi obtida para uma diferença de pressão de 50 Pa que, dividida pelo comprimento da persiana, oscilou entre 11,1 e 339,6 m<sup>3</sup>/(h.m), com um valor médio de 97,6 m<sup>3</sup>/(h.m);
- a contribuição média da janela para a permeabilidade da sala foi de 15% e a da persiana foi de 44%;
- nenhuma janela atingiu a classe máxima de acordo com a norma EN 12207 e apenas uma alcançou a classe 3, usando a permeabilidade ao ar a 50 Pa como indicador.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado no âmbito do projeto "HOME ZERO", com referência POCI-01-0247-FEDER-017840, cofinanciado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (COMPETE 2020) e do Portugal 2020.

## REFERÊNCIAS

- Alfano, F., M. Dell'Isola, G. Ficco e F. Tassini. 2012. "Experimental analysis of air tightness in Mediterranean buildings using the fan pressurization method". *Building and Environment* no. 53:16-25. <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-84856468964&partnerID=40&md5=54e6d4bce09436efc5dc07255f79529d>.
- Almeida, Ricardo M. S. F., Nuno M. M. Ramos e Pedro F. Pereira. 2017. "A contribution for the quantification of the influence of windows on the airtightness of Southern European buildings". *Energy and Buildings* no. 139:174-185. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378778817300543>.
- Bomberg, Mark, Tomasz Kisilewicz e Katarzyna Nowak. 2016. "Is there an optimum range of airtightness for a building?". *Journal of Building Physics* no. 39 (5):395-421. <http://jen.sagepub.com/content/39/5/395.abstract>.
- CEN. 1999. *EN 12207: Windows and doors - Air permeability - Classification* Brussels: CEN - European Committee for Standardization.
- . 2001. *EN 13829: Thermal performance of buildings - Determination of air permeability of buildings - Fan pressurization method*. Brussels: CEN - European Committee for Standardization.
- Chan, W. R., W. W. Nazaroff, P. N. Price, M. D. Sohn e A. J. Gadgil. 2005. "Analyzing a database of residential air leakage in the United States". *Atmospheric Environment* no. 39 (19):3445-3455. <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-20444441159&partnerID=40&md5=49fab70e6e6d7468d29e6b5b1d280bd7>.
- Damian, Radu Mircea, Vlad Iordache, Catalin Teodosiu, Raluca Teodosiu e Tiberiu Catalina. 2016. "EENVIRO-YRC 2015 - Bucharest Permeability Measurements of a Passive House During Two Construction Stages". *Energy Procedia* no. 85:279-287. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1876610215029185>.
- Fernández-Agüera, J., J. J. Sendra e S. Domínguez. 2011a. "Protocols for measuring the airtightness of multi-dwelling units in Southern Europe", em Bologna.
- Fernández-Agüera, Jesica, Samuel Domínguez-Amarillo, Juan José Sendra e Rafael Suárez. 2016. "An approach to modelling envelope airtightness in multi-family social housing in Mediterranean Europe based on the situation in Spain". *Energy and Buildings* no. 128:236-253. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378778816305588>.
- Fernández-Agüera, Jesica, Juan José Sendra e Samuel Domínguez. 2011b. "Protocols for Measuring the Airtightness of Multi-Dwelling Units in Southern Europe". *Procedia Engineering* no. 21 (0):98-105. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705811048260>.
- ISO. 2006. *Thermal insulation - Determination of building airtightness - Fan pressurization method*. Geneva, Switzerland: International Organization for Standardization.
- Kalamees, T. 2007. "Air tightness and air leakages of new lightweight single-family detached houses in Estonia". *Building and Environment* no. 42 (6):2369-2377. <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-33847202947&partnerID=40&md5=b5764d530dd6a26c0a488d9ea265ff31>.
- Meiss, Alberto e Jesús Feijó-Muñoz. 2014. "The energy impact of infiltration: a study on buildings located in north central Spain". *Energy Efficiency*:1-14. <http://dx.doi.org/10.1007/s12053-014-9270-x>.
- Miller, J. David. 2007. "Indoor air quality and occupant health in the residential built environment: Future directions ". Comunicação apresentada em Conference on Indoor Air Quality, Ventilation & Energy Conservation in Buildings em Sendai, Japan.
- Orme, M. e N. Leksmono. 2002. *Ventilation Modelling Data Guide*.
- Orme, M., M. Liddament e A. Wilson. 1994. *Numerical Data for Air Infiltration and Natural Ventilation Calculations*. Great Britain.
- Pan, W. 2010. "Relationships between air-tightness and its influencing factors of post-2006 new-build dwellings in the UK". *Building and Environment* no. 45 (11):2387-2399. <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-77954213584&partnerID=40&md5=65ca219af7806994c9f7e8e9bf611456>.
- Park, Hyeon Ku e Hang Kim. 2015. "Acoustic insulation performance of improved airtight windows". *Construction and Building Materials* no. 93:542-550. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061815005553>.
- Ramos, Nuno M. M., Ricardo M. S. F. Almeida, António Curado, Pedro F. Pereira, Sofia Manuel e Joana

- Maia. 2015. "Airtightness and ventilation in a mild climate country rehabilitated social housing buildings – What users want and what they get". *Building and Environment* no. 92:97-110. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0360132315001821>.
- Ramos, Nuno M. M., Vasco P. de Freitas, Pedro F. Pereira, António Curado e Alexandre Machado. 2013. "Application of blower door measurements in the evaluation of workmanship influence in airtightness". Comunicação apresentada em 34th AIVC, em Athens.
- Ridley, I., J. Fox, T. Oreszczyn e S. H. Hong. 2003. "The Impact of Replacement Windows on Air Infiltration and Indoor Air Quality in Dwellings". *International Journal Of Ventilation* no. 1 (3):209-218. <http://dx.doi.org/10.1080/14733315.2003.11683636>.
- Sinnott, D. e M. Dyer. 2012a. "Air-tightness field data for dwellings in Ireland". *Building and Environment* no. 51:269-275. <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-84055178470&partnerID=40&md5=a8c45b4a967d6ac5014de24e3fab4508>.
- Sinnott, Derek e Mark Dyer. 2012b. "Air-tightness field data for dwellings in Ireland". *Building and Environment* no. 51 (0):269-275. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0360132311004008>.
- Van Den Bossche, Nathan, Willem Huyghe, Jan Moens, Arnold Janssens e Michel Depaepe. 2012. "Airtightness of the window-wall interface in cavity brick walls". *Energy and Buildings* no. 45:32-42. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S037877881100466X>.



## **ANÁLISES TEÓRICO E EXPERIMENTAL DE FREQUÊNCIAS NATURAIS DE VIGA ENGASTADA-LIVRE CONSIDERANDO OS MÉTODOS DE RESOLUÇÃO EXATA/ANALÍTICA E MATRICIAL**

### **THEORETICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF NATURAL FREQUENCIES OF CRIMPED-FREE BEAM CONSIDERING EXACT / ANALYTICAL AND MATRICIAL METHODS OF RESOLUTION**

Bressan, Diego Lapolli; Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT, São Paulo, Brasil, [bressan@ipt.br](mailto:bressan@ipt.br)

#### **RESUMO**

Este artigo apresenta e compara as quatro primeiras frequências fundamentais de uma viga engastada-livre, quando calculadas pelos métodos exato/analítico e matricial, após a discretização da barra em até oito elementos finitos. Na análise matricial se variou as matrizes de massa do elemento finito, levando-se em consideração as matrizes de massa consistente (Consistent Mass Matrix), concentrada com rotação (Lumped with Rotation) e massa diagonal HRZ (Lumped Mass Diagonal - Hinton, Rock e Zienkiewicz.). O mesmo método de cálculo foi realizado com software comercial e com análise posterior do tipo de matriz de massa utilizada pelo software.

Além disso, foi realizado teste em laboratório, com a instalação de acelerômetro e LVDT na extremidade da viga, para que com esses dados, os três primeiros modos de vibração flexurais e os deslocamentos experimentais pudessem ser comparados com os valores exatos/analíticos.

#### **ABSTRACT**

This article presents and compares the first four fundamental frequencies of a crimped-free beam, when calculated by the exact / analytical and matrix methods, after the discretization of the bar in up to eight finite elements. In the matrix analysis, the mass matrices of the finite element were varied, taking into account the Consistent Mass Matrix, Lumped with Rotation and HRZ (Lumped Mass Diagonal - Hinton, Rock e Zienkiewicz.). The same calculation method was performed with commercial software and later analysis of the type of mass matrix used by the software.

In addition, a laboratory test was performed, with the installation of accelerometer and LVDT at the end of the beam, so that with these data, the first three flexural vibration modes and the experimental displacements could be compared with the exact / analytical values.

#### **1 - INTRODUÇÃO**

Na graduação o futuro engenheiro lida com muitos cálculos relacionados à esforços solicitantes, tensões, deformações específicas e flechas, geralmente em regime elástico-linear e com carregamentos quase-estáticos com ênfase no equilíbrio das seções relacionadas às forças externas e internas atuantes no elemento estrutural. Ele, em casos específicos, utilizará métodos exatos/analíticos, que embora limitados a casos específicos, favorecem rapidamente as análises do cotidiano de sua profissão. Porém, e na maioria das vezes, realizará cálculos por programas que utilizam a análise matricial e elemento finito como "pedra" fundamental.

Dependendo da área profissional da engenharia civil a seguir, na qual há necessidade de executar trabalhos relacionados à instrumentação e monitoramento de estruturas, como por exemplo, medição de vibrações, há necessidade de avançar com os estudos de análise dinâmica das estruturas.

Nessa nova etapa, além das matrizes de força ( $\vec{P}$ ), rigidez ( $K$ ) e deslocamentos ( $\vec{U}$ ) que são de convívio de todos dessa profissão, entram em cena as matrizes de massa ( $M$ ), aceleração ( $\vec{A}$ ), amortecimento ( $C$ ) e velocidade ( $\vec{V}$ ). Adicionalmente, as componentes de acelerações, velocidades, deslocamentos são variantes no tempo e dependem do tipo das forças dinâmicas aplicadas, sendo elas periódicas ou não-periódicas [1]. O que se busca, de agora em diante, é a resposta dinâmica do sistema estrutural, a qual ocorrerá em momento específico e variando ao longo do tempo (Fig.1). Com os esforços, tensões e deslocamentos máximos encontrados, retorna-se para os modelos de dimensionamento clássicos outrora assimilados.

$$\vec{P}(t) = M\vec{A}(t) + C\vec{V}(t) + K\vec{U}(t) \quad [1]$$

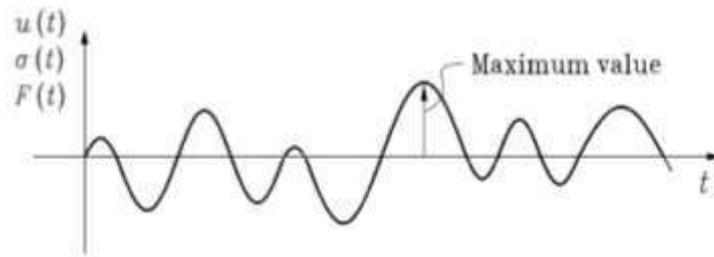


Figura 1 – Resposta dinâmica – Esforços, tensões e deslocamentos máximos em função do tempo

Em análise dinâmica também se avalia os modos de vibração e as ferramentas matemáticas (métodos jacobianos entre outros) para o cálculo dos autovalores (frequências naturais de vibração) e autovetores (formas de vibração). Quando mais próxima a frequência natural da estrutura estiver da frequência do carregamento ou excitação, teremos o fenômeno da ressonância, em que há tendência de grande amplitude dos deslocamentos e colapso estrutural. De modo geral, o engenheiro civil busca que seu sistema estrutural tenha frequências naturais superiores à frequência do carregamento/excitação.

Em particular, quando se utiliza a análise matricial com elementos finitos (Fig.2) em sistemas dinâmicos, as matrizes de massa possuem algumas variantes (Paultre) tais como: Consistente (Fig.3), HRZ (Fig.4) e Lumped whit Rotation (Fig.5). A matriz de massa consistente é uma matriz “esparsa”, possuindo valores não nulos em diversos de seus termos, ao passo que as matrizes HRZ e LR são de “banda”, possuindo termos não nulos somente na diagonal principal. Estas favorecem a resolução dos sistemas estruturais com maior velocidade, exigindo menor tempo computacional, que fazem diferença quando se trabalha com estruturas mais complexas. Entretanto, dependendo da discretização do sistema (quantidade de elementos utilizados), a utilização dessas matrizes de massa (HRZ e LR) geram valores divergentes quando comparados aos resultados calculados pelo método exato e matricial utilizando como base a matriz de massa consistente.

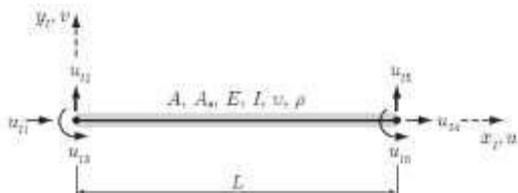


Figura 2 – Elemento finito de barra

$$\frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix}$$

Figura 3 – Matriz de massa consistente

$$\frac{\rho AL}{78} \begin{bmatrix} 39 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 39 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & L^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 39 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 39 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & L^2 \end{bmatrix}$$

Figura 4 – Matriz de massa HRZ

$$\frac{\rho AL}{24} \begin{bmatrix} 12 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & L^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 12 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 12 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & L^2 \end{bmatrix}$$

Figura 5 – Matriz de massa LR

Este artigo foi elaborado para enfatizar as diferenças das quatro primeiras frequências naturais à flexão, variando a discretização e as matrizes de massa, de uma barra engastada. Como a maioria dos softwares de elementos finitos não possibilita a alteração da matriz de massa, utilizou-se o

software educacional *LAS – Language for analysis of structures*, que permite a escolha da matriz de massa a ser utilizada.

Outra atividade desenvolvida nesse artigo foi a comparação entre os resultados obtidos com o *LAS* (Paultre, P. et al., 1994-2009) com os do software *STRAP – Structural Analysis Programs* (Atir, 2017), para avaliação da matriz de rigidez utilizada em softwares de mercado.

Adicionalmente e em laboratório foi realizada experimentação de uma chapa engastada, com instalação de acelerômetro uniaxial e de *LVDT-Linear Variable Differential Transformer*, para obtenção das frequências naturais e os deslocamentos na extremidade da chapa. Esses resultados também foram comparados com valores exatos/analíticos.

## 2 - FREQUENCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO DE VIGA ENGASTADA-LIVRE

### 2.1 - Dados de entrada

A barra utilizada é de aço com densidade ( $d$ ), módulo de elasticidade ( $E$ ), comprimento ( $L$ ), largura ( $b$ ), espessura ( $e$ ), inércia ( $I$ ), e massa ( $m$ ) conforme indicado no Quadro 1. Utilizou-se essas características devido ao material disponível no laboratório que serviu de referência para os testes experimentais.

Quadro 1 - Características da barra utilizada

$d$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E$ (N/m <sup>2</sup> )	$L$ (m)	$b$ (m)	$e$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	$m$ (kg)
7860	2,1E+11	0,999	0,25680	0,02540	3,507E-07	51,22

### 2.2 - Cálculo exato/analítico

As frequências naturais [2] a [5], em hertz, de uma viga engastada-livre (Figueiredo, F.B et. al, 2014) são dadas conforme fórmulas abaixo:

$$f_1 = \frac{\left(\frac{3,5171}{L^2} * \sqrt{\left(\frac{E * I}{d}\right)}\right)}{2 * \pi} \quad [2]$$

$$f_2 = \frac{\left(\frac{22,0345}{L^2} * \sqrt{\left(\frac{E * I}{d}\right)}\right)}{2 * \pi} \quad [3]$$

$$f_3 = \frac{\left(\frac{61,6978}{L^2} * \sqrt{\left(\frac{E * I}{d}\right)}\right)}{2 * \pi} \quad [4]$$

$$f_4 = \frac{\left(\frac{120,9010}{L^2} * \sqrt{\left(\frac{E * I}{d}\right)}\right)}{2 * \pi} \quad [5]$$

Assim sendo, utilizando os dados de entrada com as características da viga, os valores das quatro primeiras frequências fundamentais são:  $f_1 = 21,26$  Hertz,  $f_2 = 133,18$  Hertz,  $f_3 = 372,92$  Hertz e  $f_4 = 730,75$  Hertz.

### 2.3 - Resultados

Com o programa educacional *LAS* a viga foi dividida em até 8 elementos finitos com alteração das matrizes de massa (Consistente, HRZ e LR). Com o software *STRAP* também se dividiu a barra em até 8 elementos finitos com posterior comparação dos resultados exatos/analíticos aos obtidos com o *LAS*.

Os resultados do cálculo computacional podem ser observados nos Quadros 2 a 4 e nas Fig.6 a Fig.13.

Quadro 2 – Frequências naturais obtidas com LAS - 1 a 4 Elementos Finitos

Freq. (Hz)	Exata	Matricial - LAS											
		1 Elemento (Hz)			2 Elementos (Hz)			3 Elementos (Hz)			4 Elementos (Hz)		
		Cons.	HRZ	LR	Cons.	HRZ	LR	Cons.	HRZ	LR	Cons.	HRZ	LR
f1	21,26	21,35	14,39	13,53	21,26	18,84	18,35	21,25	20,10	19,83	21,25	20,59	20,42
f2	133,18	210,40	109,90	64,81	134,30	94,86	87,42	133,60	110,70	103,90	133,30	118,90	113,80
f3	372,92	-	-	-	454,30	350,40	203,50	377,50	276,30	254,70	375,80	310,30	287,00
f4	730,75	-	-	-	1318,00	510,50	301,50	850,20	736,00	430,00	741,40	547,90	506,20

Quadro 3 – Frequências naturais obtidas com LAS - 5 a 8 Elementos Finitos

Freq. (Hz)	Exata	Matricial - LAS											
		5 Elementos (Hz)			6 Elementos (Hz)			7 Elementos (Hz)			8 Elementos (Hz)		
		Cons.	HRZ	LR									
f1	21,26	21,25	20,82	20,71	21,25	20,95	20,87	21,25	21,03	20,97	21,25	21,08	21,04
f2	133,18	133,20	123,50	119,70	133,20	126,30	123,40	133,20	128,00	125,80	133,20	129,20	127,40
f3	372,92	374,20	328,60	309,10	373,60	340,20	324,40	373,30	348,00	335,20	373,10	353,30	342,90
f4	730,75	739,30	608,20	557,00	735,50	639,50	593,70	733,40	660,10	620,90	732,40	674,60	641,40

Quadro 4 – Frequências naturais obtidas com STRAP - 1 a 8 Elementos Finitos

Freq. (Hz)	Exata	STRAP - Structural Analysis Programs							
		nº de elementos finitos							
		1	2	3	4	5	6	7	8
f1	21,26	14,32	18,44	19,55	19,97	20,18	20,29	20,36	20,40
f2	133,18	-	94,81	110,13	117,19	120,85	123,07	124,48	125,37
f3	372,92	-	-	273,04	309,53	325,11	334,23	340,17	344,60
f4	730,75	-	-	-	533,59	601,60	631,70	647,94	658,89

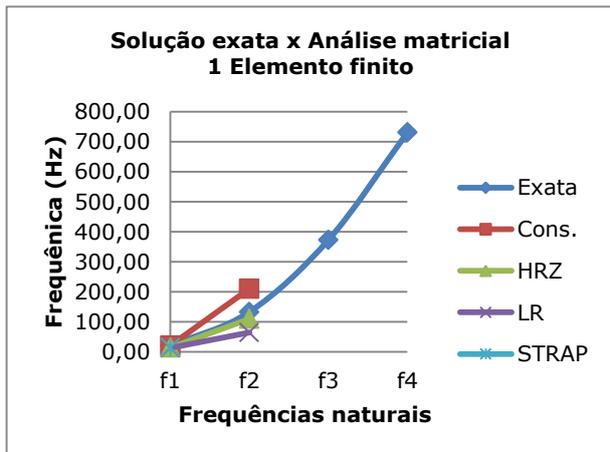


Figura 6 – Resultados para 1 Elemento Finito – Exata, Consistente, HRZ, LR e STRAP

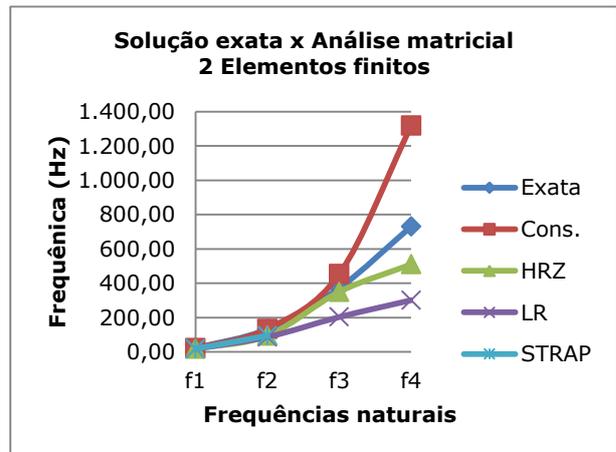


Figura 7 – Resultados para 2 Elementos Finitos – Exata, Consistente, HRZ, LR e STRAP

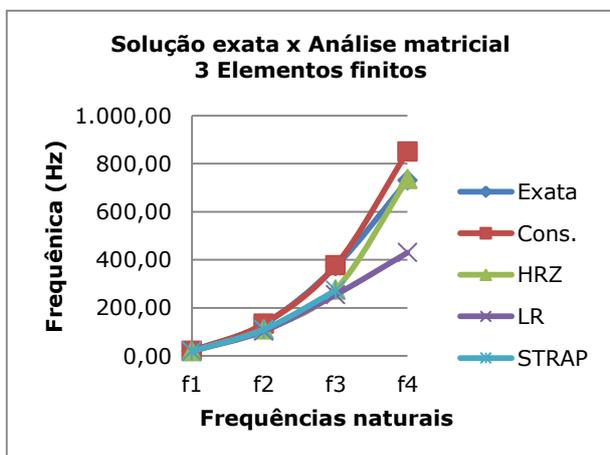


Figura 8 – Resultados para 3 Elementos Finitos – Exata, Consistente, HRZ, LR e STRAP

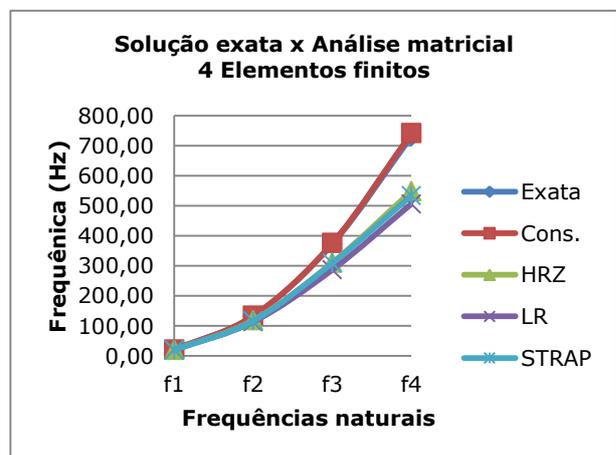


Figura 9 – Resultados para 4 Elementos Finitos – Exata, Consistente, HRZ, LR e STRAP

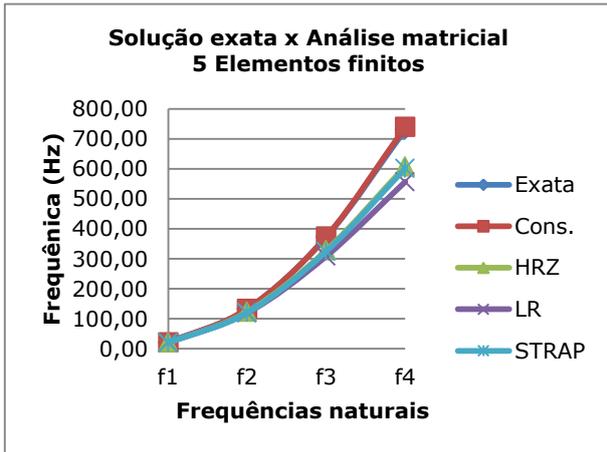


Figura 10 – Resultados para 5 Elementos Finitos – Exata, Consistente, HRZ, LR e STRAP

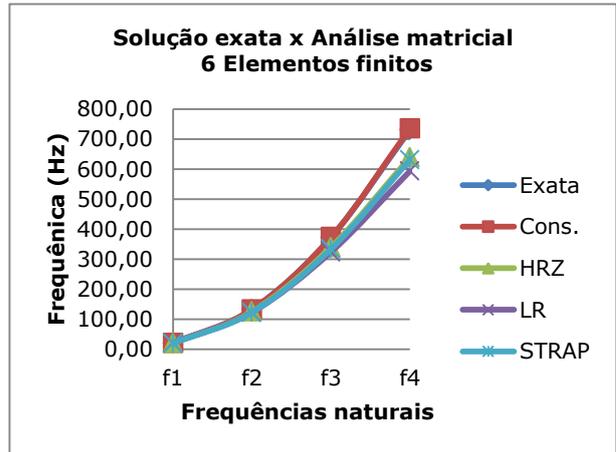


Figura 11 – Resultados para 6 Elementos Finitos – Exata, Consistente, HRZ, LR e STRAP

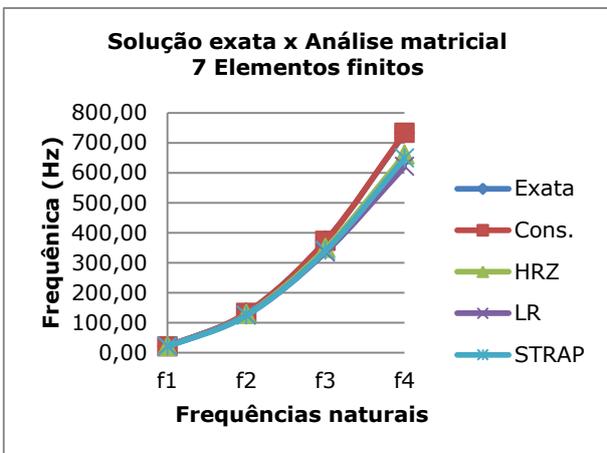


Figura 12 – Resultados para 7 Elementos Finitos – Exata, Consistente, HRZ, LR e STRAP

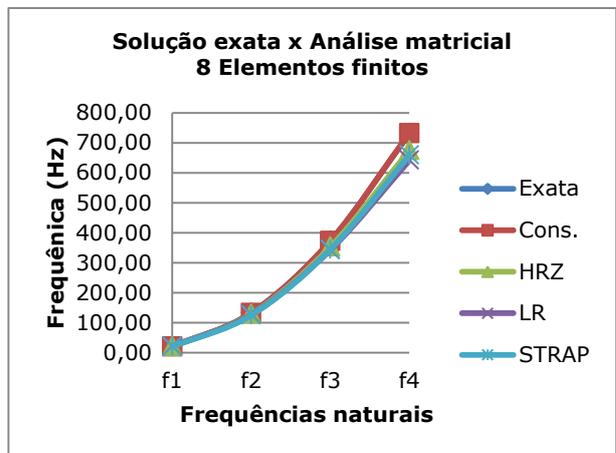


Figura 13 – Resultados para 8 Elementos Finitos – Exata, Consistente, HRZ, LR e STRAP

Os quatro primeiros modos de vibração da barra, com graus de liberdade livres na vertical e rotacional, constam nas Fig.14 a Fig.17.

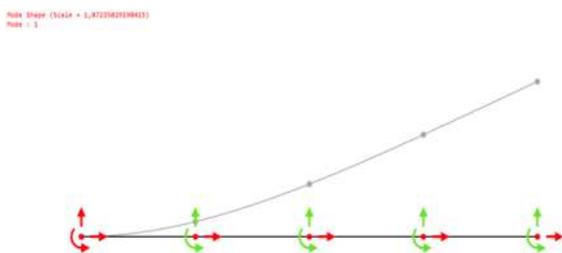


Figura 14 – 1º Modo de vibração

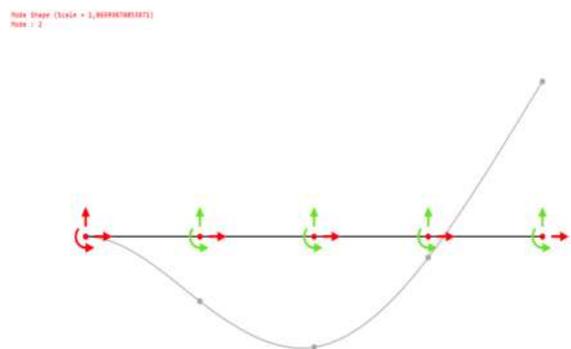


Figura 15 – 2º Modo de vibração

Modo Shape (Scale = 1,00E+00000000)  
Modo : 3

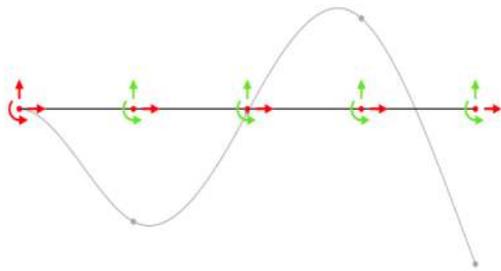


Figura 16 – 3º Modo de vibração

Modo Shape (Scale = 1,00E+00000000)  
Modo : 4

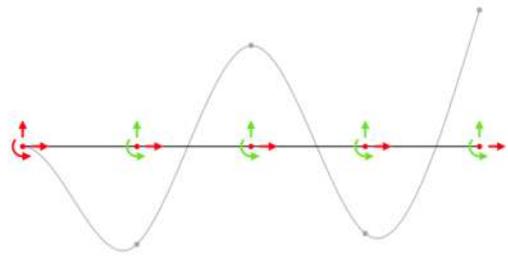


Figura 17 – 4º Modo de vibração

A primeira consideração realizada com base nas Fig.6 a Fig.13 é de que quanto maior o número de elementos finitos utilizados, mais próximos da resposta exata é observada variando-se os três tipos de matrizes de massa.

A utilização de elementos finitos com matriz de massa consistente possibilita a convergência das quatro primeiras frequências fundamentais com a discretização de cinco elementos. Com somente dois elementos finitos já há elevada aproximação das três primeiras frequências naturais. A convergência dos resultados finais quando utilizada a matriz de massa consistente é maior quando comparadas as matrizes HRZ e LR.

Outro fato interessante é que a convergência dos valores com a matriz de massa consistente ocorre de "cima para baixo". O cálculo com essa matriz superestima as frequências ao passo que as matrizes de massa HRZ e LR convergem de "baixo para cima", ou seja, há uma subestimação das frequências naturais.

Quando se compara a utilização das matrizes HRZ e LR, ambas possuem diferenças acentuadas com o valor exato com discretização em até três elementos finitos. Com o aumento da discretização até oito elementos finitos, as diferenças entre a utilização das duas matrizes são pequenas.

Em específico, e na utilização de três elementos finitos utilizando a matriz de massa HRZ, observou-se "instabilidade" no cálculo da quarta frequência fundamental, observando um "salto" desse valor, mesmo que convergindo para a resposta exata. Na discretização com quatro elementos finitos, observa-se que a curva de frequências retoma o comportamento similar ao da LR.

Os cálculos efetuados com o *STRAP* convergiram com as séries "verde" e "roxa" dos gráficos, o que favorece a velocidade de processamento dessa ferramenta computacional.

Outro modo de observar os dados constam no Quadro 5 e nas Fig.18 a Fig.21, nas quais se correlacionou os erros na discretização da barra (1 a 8 elementos finitos) para cada uma das quatro primeiras frequências fundamentais.

Quadro 5 – Erros (%) das frequências naturais relacionadas à discretização e variação das matrizes de massa

Elementos	Cons.	HRZ	LR	Cons.	HRZ	LR	Cons.	HRZ	LR	Cons.	HRZ	LR
	f1			f2			f3			f4		
1EI	1,17	-47,67	-57,06	36,70	-21,18	-105,50	-	-	-	-	-	-
2EI	0,65	-11,34	-13,65	0,84	-28,77	-34,36	21,82	-6,04	-45,43	80,36	-30,14	-58,74
3EI	0,36	-5,41	-6,68	0,31	-16,88	-21,99	1,23	-25,91	-31,70	16,35	0,72	-41,16
4EI	0,23	-3,11	-3,91	0,09	-10,72	-14,55	0,77	-16,79	-23,04	1,46	-25,02	-30,73
5EI	0,00	-2,02	-2,54	0,01	-7,27	-10,12	0,34	-11,88	-17,11	1,17	-16,77	-23,78
6EI	0,00	-1,41	-1,79	0,01	-5,17	-7,34	0,18	-8,77	-13,01	0,65	-12,49	-18,76
7EI	0,00	-1,04	-1,32	0,01	-3,89	-5,54	0,10	-6,68	-10,11	0,36	-9,67	-15,03
8EI	0,00	-0,80	-0,99	0,01	-2,99	-4,34	0,05	-5,26	-8,05	0,23	-7,68	-12,23

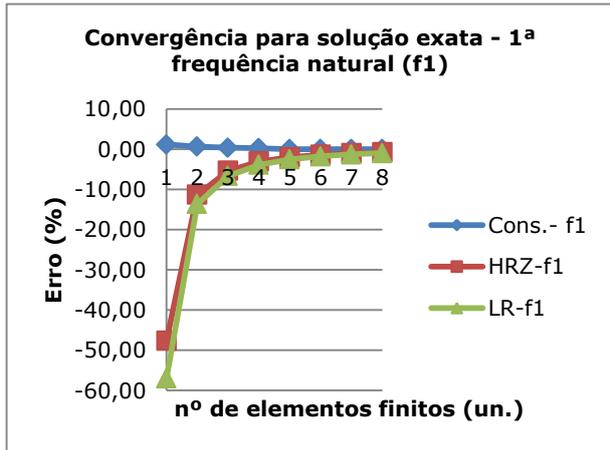


Figura 18 – Convergência para a 1ª frequência fundamental

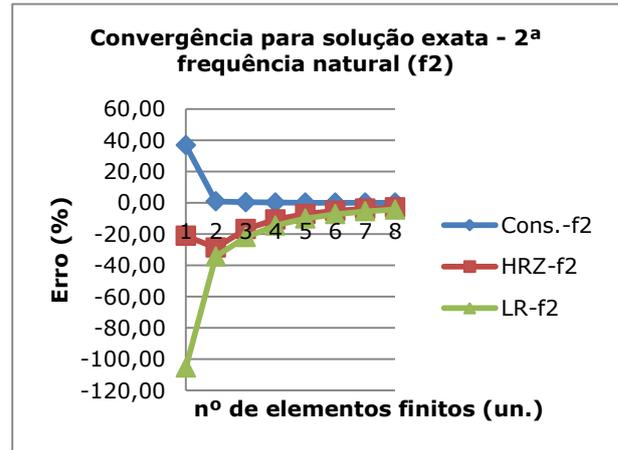


Figura 19 – Convergência para a 2ª frequência fundamental

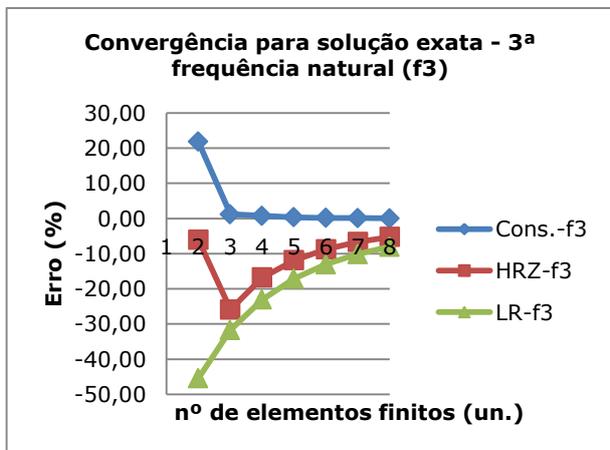


Figura 20 – Convergência para a 3ª frequência fundamental

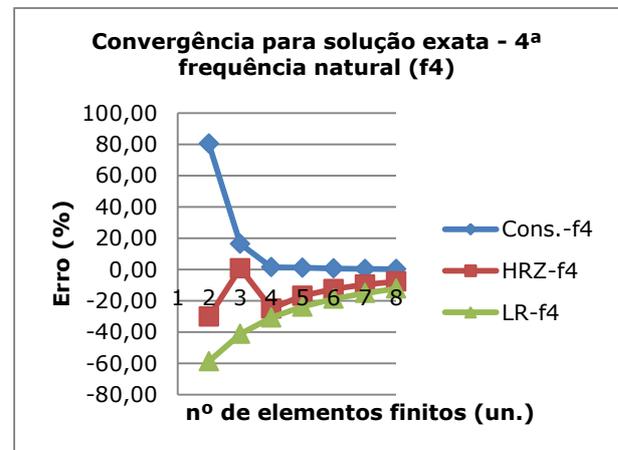


Figura 21 – Convergência para a 4ª frequência fundamental

É possível reafirmar a aproximação “superior” da análise matricial quando da utilização da matriz de massa consistente e “inferior” quando da utilização das demais matrizes de massa, sendo que quando utilizada a matriz de massa consistente, a convergência para os valores exatos se dá com a utilização de menor número de elementos finitos.

Como exemplo, para obtenção da 1ª frequência fundamental, a matriz de massa consistente associada a um elemento finito possui convergência com erro menor que 2% ao passo que com a utilização de HRZ e LR os erros são de, aproximadamente, 50% e 60%, respectivamente.

### 3 - ANÁLISE EXPERIMENTAL

#### 3.1 - Montagem do ensaio

Uma chapa com as características dos dados de entrada (item 2.1) foi engastada no laboratório de ensaios estruturais do IPT, por meio de chapas e estruturas de reação (Fig.22). Na extremidade da chapa foi instalado um acelerômetro uniaxial (Fig.23), da *Silicon Design*, com eixo de leitura na vertical, sensibilidade de 2000 mV/g e intervalo de medição entre  $\pm 2g$ .

O medidor de deslocamentos lineares (LVDT – Fig.23), da HBM, possui amplitude de 100 milímetros, resolução de 0,01 mm e frequência de trabalho entre 5 e 65 Hertz.

Os sensores foram conectados a um aquisitor de dados digital (PMX – placas PX 401 e PX 455), também da HBM, com gerenciamento das informações coletadas durante o ensaio pelo *software Catman-Easy* (Fig.24).

A excitação do sistema ocorreu pelo corte de fio de aço de sustentação com massa de 15,28 kg fixada na extremidade da chapa (Fig.25). A massa do acelerômetro foi desprezada no ensaio.



Figura 22 – Vista geral da chapa, engastamento e sensores instalados na extremidade



Figura 23 – Vista de acelerômetro e LVDT instalados na extremidade da chapa



Figura 24 – Equipamentos de coleta de dados



Figura 25 – Peso para excitação da chapa

### 3.2 - Resultados do experimento

O ensaio permitiu a obtenção do espectro de aceleração e deslocamentos, no domínio do tempo, na extremidade da chapa (Fig.26 e Fig 27).

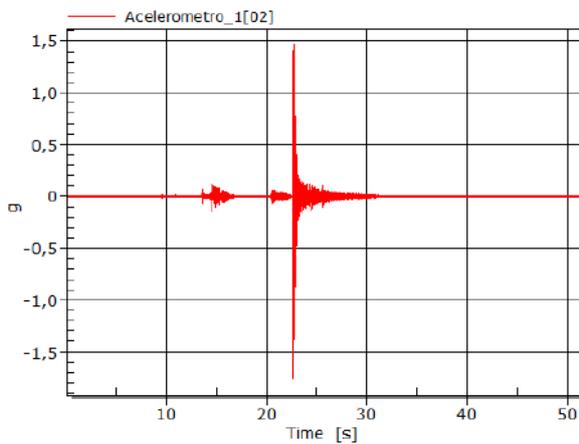


Figura 26 – Espectro de aceleração no domínio do tempo – sinal não tratado e coletado com taxa de 1200 Hertz.

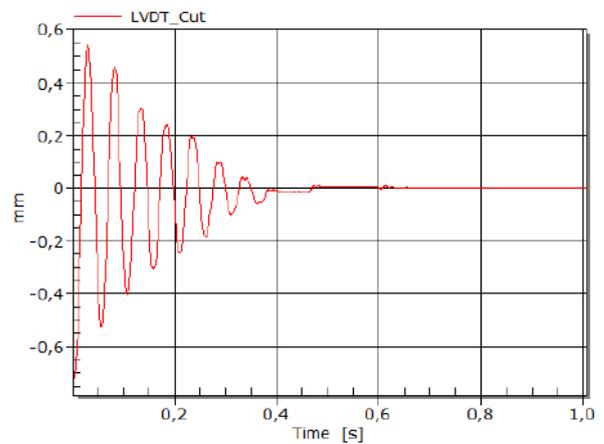


Figura 27 – Espectro de deslocamentos no domínio do tempo – sinal do trecho em vibração livre.

Com a utilização de ferramenta interna do *Catman-Easy*, transformou-se o espectro de aceleração obtido para o domínio da frequência, por meio da Transformada de Fourier (FFT). Com o corte do peso, a chapa entrou em vibração livre, evidenciando as frequências naturais de vibração, apontadas na Fig.28.

Por limitação da faixa de atuação do acelerômetro, somente as três primeiras frequências fundamentais puderam ser observadas, com valores de  $f_1 = 21,09$  hertz,  $f_2 = 120,70$  hertz e  $f_3 = 331,60$  hertz. As divergências entre os valores exatos/analíticos e experimentais foram crescentes, com aproximação "inferior", e de no máximo 11,1 % para a terceira frequência natural (Quadro 6 e Fig.29).

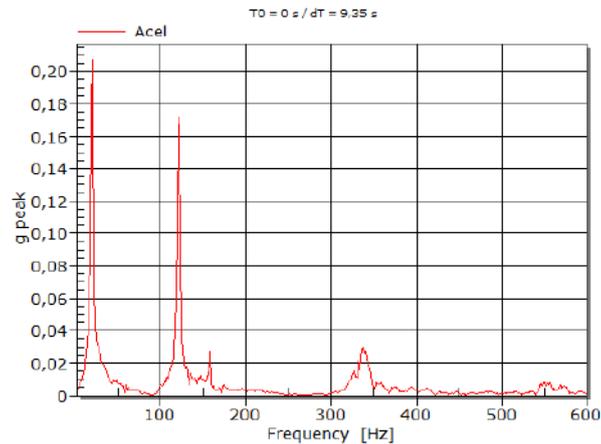


Figura 28 – Espectro de aceleração no domínio da frequência – três primeiras frequências naturais de vibração.

Quadro 6 – Resultados exatos e experimentais das três primeiras frequências naturais e respectivas diferenças percentuais

Freq.(Hz)	Exata	Experimental	$\Delta$ (%)
f1	21,26	21,09	0,8
f2	133,18	120,70	9,4
f3	372,92	331,60	11,1

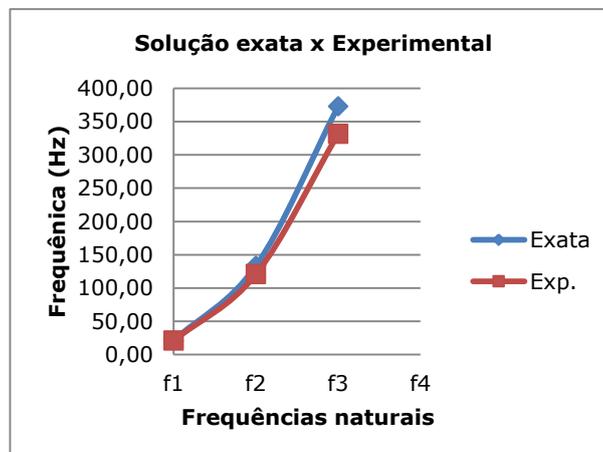


Figura 29 – Frequências naturais obtidas pelo cálculo exato/analítico e experimentalmente

A expressão utilizada para o cálculo do deslocamento na extremidade da chapa em vibração livre [6] e amortecida (Paultre, 2005) e as demais variáveis [7] a [9] constantes são:

$$\vec{u}(t) = e^{-\varepsilon\omega t} \left( u(0) * \cos(\omega_d t + \frac{\varepsilon\omega u(0) + v(0)}{\omega_d}) * \text{sen}(\omega_d t) \right) \quad [6]$$

$$\varepsilon = \frac{\ln\left(\frac{u(0)}{u(1)}\right)}{2 * \pi} \quad [7]$$

$$\omega_d = \frac{2 * \pi}{t_d} \quad [8]$$

$$\omega = \frac{\omega_d}{\sqrt{1 - \varepsilon^2}} \quad [9]$$

onde,  $\vec{u}(t)$  é o deslocamento total no tempo,  $\varepsilon$  é a taxa de amortecimento da chapa,  $u(0)$  é o deslocamento inicial ocorrido pela instalação do peso,  $u(1)$  é deslocamento após o tempo de 1 período,  $\omega$  e  $\omega_d$  são, respectivamente, as frequências angulares não-amortecida e amortecida,  $v(0)$  é a velocidade inicial,  $t_d$  é o período amortecido e  $t$  é o tempo.

A taxa de amortecimento e o período amortecido foram obtidos com base no espectro de deslocamento, possuindo valores de respectivamente e aproximadamente de 4,9 % e 0,05 segundos.

A velocidade inicial é zero e as frequências angulares não-amortecida e amortecida são respectivamente de 125,8160 rad/s e 125,6637 rad/s. O deslocamento inicial observado com o LVDT foi de -0,71 milímetros.

Na Fig.30 é possível comparar os deslocamentos obtidos pelo cálculo exato/analítico e experimentalmente. Observa-se que há similaridade dos resultados, exceto após o tempo de aproximadamente 0,35 segundos, quando experimentalmente o deslocamento converge rapidamente para zero.

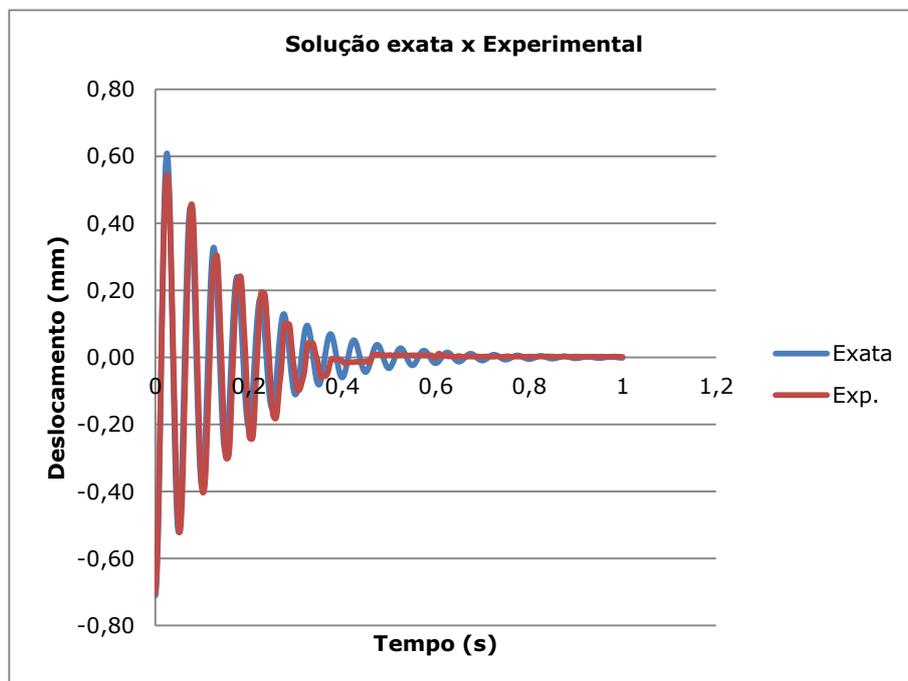


Figura 30 - Deslocamentos obtidos com o cálculo exato e experimentalmente

#### 4 - COMENTÁRIOS FINAIS

Na análise dinâmica de estruturas, no que se refere às frequências naturais de vibração, a escolha das matrizes de massa e a discretização da estrutura possuem implicações diretas quando há necessidade de comparação dos resultados reais aos dos modelos teóricos/matemáticos. No caso exemplificado neste artigo, utilizando uma simples estrutura (viga engastada-livre), observaram-se tais diferenças.

Com a utilização da matriz de massa consistente percebeu-se menor necessidade de discretização do sistema estrutural. Os valores das frequências naturais de vibração são superestimados (aproximação "superior") quando comparados aos valores exatos/analíticos.

Quando da utilização das matrizes de massa HRZ e LR houve necessidade de discretização maior da estrutura, sem a qual, os erros foram acentuados na comparação com o método exato/analítico. Os valores das frequências naturais quando utilizada tais matrizes, são subestimados (aproximação inferior).

Os resultados indicaram que o STRAP, no módulo de análise dinâmica, não utiliza a matriz de massa consistente (esparsa). As frequências naturais obtidas com esse *software* convergiram com os resultados do LAS quando modificada a matriz de massa para HRZ ou LR (banda). Esse fato favorece ganho computacional do programa, porém enseja maiores discretizações da estrutura para aproximação dos resultados das frequências naturais entre o modelo e o real.

Experimentalmente, foi possível constatar a taxa de amortecimento da chapa metálica da ordem de 5 %. Os deslocamentos teóricos e experimentais foram similares no período avaliado e as frequências naturais experimentais possuem convergência "inferior" ao valor exato, com erros crescentes para última frequência natural.

#### AGRADECIMENTOS

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT, ao Centro de Tecnologia de Obras de Infraestrutura – CTOBRAS e a Seção de Engenharia de Estruturas – SEE, especialmente aos técnicos de laboratório Carlos Antônio Martins Coelho e Edivan Nogueira Batista.

#### REFERÊNCIAS

- Figueiredo, F.B., Camarini, G.C., Altran, D.A., Campos, C.F.S. (2014). Análise computacional dos modos e frequências naturais de vibração de uma viga engastada-livre, *Colloquium Exactarum*, v. 6, n.1, Jan-Jun. 2014, p.114 – 127. DOI: 10.5747/ce.2014.v06.n1.e072.
- Paultre, P. (2005). *Dynamique des structures*, Editions Hermes Lavoisier, Paris, 702 p.
- Paultre, P., Lapointe, E., Carbonneau, C. et Proulx, J. (1994-2009). *LAS – A programming language and development environment for learning matrix structural analysis*.
- Atir engineering software development (2017). *STRAP – Structural Analysis Programs*.



## ÍNDICE DE AUTORES

- ABDELWAHAB, Hossam, **233**  
AELENEI, Daniel, **325**  
AFONSO, João, **301**  
ALEIXO, Rui, **279**  
ALMEIDA, Ricardo, **15, 517, 693, 713**  
ALVARELLOS, Alberto, **245**  
ALVAREZ, Teresa, **257, 269**  
ALVES, André, **577**  
AMARAL, Sílvia, **257, 269**  
ANDRADE, João, **525**  
ANTUNES, Mauro, **325**  
ANTUNES, Vitor, **313**  
ARAUJO, Ciro, **553**  
ARAÚJO, Diogo, **83, 95**  
ARAÚJO, Emanuel, **131, 499**  
ARÊDE, António, **379, 473, 671**  
AZENHA, Miguel, **107**
- BARROSO, Ana, **499**  
BATISTA, António Lopes, **525**  
BERNARDINO, Alexandre, **525**  
BISCAIA, Hugo, **25, 449, 485**  
BORNSCHEIN, Antje, **245**  
BRANCO, Jorge, **49**  
BRANCO, Luiz António, **587**  
BRESSAN, Diego Lapolli, **535, 547, 553**
- CAEIRO, Carlos, **221**  
CALADO, Carlos, **119**  
CALÇADA, Rui, **335, 347, 357, 369, 401, 409, 647, 659, 671, 703**  
CAMÕES, Aires, **119, 625**  
CAMPELO, Bárbara, **61**  
CARDOSO, António Silva, **659**  
CARDOSO, Rafaela, **605**  
CARDOSO, Sara, **301**  
CAPITÃO, Rui, **183, 207, 233,**  
CAPITÃO, Silvino, **171**  
CARNEIRO, Bruno, **517**  
CARVALHO, Elsa, **279**  
CARVALHO, Gonçalo, **61**  
CARVALHO, Manuela, **291**  
CARVALHO, Rita, **245**  
CASTRO, António Tavares, **585**  
CAVALCANTE, Douglas, **535**  
CAVALCANTE, Felipe, **131, 577**  
CAVALCANTE, Lia, **37, 131, 499**  
CHASTRE, Carlos, **3, 25, 485**  
CHAHUD, Eduardo, **587**  
COIMBRA, Mário, **245**  
COLAÇO, Aires, **647**  
COSTA, Alexandre, **69, 635**  
COSTA, Aníbal, **69**  
COSTA, Cristina, **379, 671**  
COSTA, Pedro Alves, **347, 647, 659**  
CRUCHO, João, **171**
- DALPANE, Tâmara, **119**  
DEBONA, Gilvan Lunz, **681**  
DÍAZ, Ván, **389**  
DIAS, Vanessa, **149**
- DORNELLAS, Duarte, **525**  
DOST, Bastian, **245**  
DURÃO, Luís Miguel, **505**
- EDALAT-BEHBAHANI, Ali, **107**  
EIRES, Rute, **625**  
ELIAS, Fabrizio, **119**
- FARIA, Rui, **107**  
FAZERES-FERRADOSA, Tiago, **195**  
FERNANDES, João, **37**  
FERNANDES, Lucas, **535**  
FERNÁNDEZ, Jesus, **659**  
FERREIRA, Fernando, **615**  
FERREIRA, Gonçalo, **357**  
FERREIRA, Rui, **257, 269, 279**  
FERREIRA, Tiago, **15, 693**  
FIGUERO, Andrés, **245**  
FLORES-COLEN, Inês, **161**  
FONSECA, Elza, **441**  
FONSECA, Jorge, **69**  
FONTUL, Simona, **313**  
FORTES, Conceição, **183, 207, 221, 233, 245**  
FRANCO, Noel, **485**  
FREIRE, Ana Cristina, **313**  
FURTADO, André, **473**
- GARCIA, Maria da Luz, **83, 95, 141, 149**  
GARCÍA-PALACIOS, Jaime, **389**  
GAVILÁN, Ana, **429**  
GOICOLEA, José, **389**  
GOMES, António Topa, **379**  
GOMES, Ana, **83, 95**  
GOMES, David, **37**  
GOMES, George, **131, 577**  
GOMES, José, **107**  
GONÇALES, Icaro, **535**  
GONÇALVES, Jorge, **525**  
GOUVEIA, Hugo, **615**  
GRANJA, José, **107**  
GUEDES, João, **635**
- HENRIQUES, Maria, **183, 207, 525**  
HORAS, Cláudio, **401**
- ILHARCO, Tiago, **635**
- JESUS, Abílio de, **401**  
JESUS, Carlos, **625**  
JUSTO, Jorge, **615**
- KHETATA, Mohamed, **429**  
KÖRNER, Moritz, **245**
- LAVANDOSCKI, Fabio Ioveni, **535, 547**  
LEITE, Jorge, **409, 703**  
LEMONS, Rute, **183, 207, 221, 245**  
LIMA, Maria Manuela, **279**  
LOPES, Patrícia, **659**  
LOPES, Valter, **635**

- MACHADO, Joana, **313**  
MAIA, Joana, **517**  
MALANHO, Sofia, **161**  
MARQUES, Ana Isabel, **565**  
MARQUES, Marco Ludovico, **3, 25**  
MARTINS, Carla, **291**  
MARTINS, Luís Lages, **585**  
MATA, Juan, **585**  
MATOS, João Emílio, **505**  
MEDEIROS, João, **37, 131, 499, 577**  
MEIXEDO, Andreia, **347, 369**  
MELO, José, **473**  
MENDES, Solange, **269**  
MENEZES, José, **379**  
MESQUITA, Esequiel, **37, 131, 499, 577**  
MICAEL, Rui, **325**  
MORAIS, João, **565**  
MORAIS, Paulo, **565**  
MOREIRA, Inês, **83, 95**  
MOSLEH, Araliya, **347**  
MOTA, Larissa, **37**
- NEGRÃO, João, **15, 693**  
NEVES, Eduardo, **291**  
NEVES, Graça, **221**  
NEVES, José, **171, 325, 417**  
NGUYEN, Khanh, **389**  
NUNES, Lina, **49**
- OLIVEIRA, Joana, **635**
- PARRACHA, João, **49**  
PEDRO, Francisco, **233, 245**  
PEÑA, Enrique, **245**  
PEREIRA, Pedro, **461, 713**  
PEREIRA, Romeu Rodrigues, **587**  
PICADO-SANTOS, Luís, **171**  
PILOTO, Paulo, **429, 441**  
PINHEIRO, Liliana, **233**  
PINTO, Nuno, **301**  
PINTO, Nuno, **473, 703**  
PINTO, Tiago, **525**  
POHL, Reinhard, **245**  
PUHLMANN, Henrique, **535**
- QUELHAS, Bruno, **635**
- RAMOS, Nuno, **461, 517, 713**  
REIS, Teresa, **245**  
REZENDE, Maria Luíza Souza, **625**  
RIBEIRO, Cristina Alves, **335**  
RIBEIRO, Diogo, **357, 369, 389, 401, 409, 671, 703**  
RIBEIRO, Pedro, **449**
- RIBEIRO, Ricardo, **525**  
RODRIGUES, Carlos, **69**  
RODRIGUES, Hugo, **473**  
RODRIGUES, Moacir, **37, 499**  
RODRIGUES, Francisco, **131, 577**  
ROQUE, Eduardo, **693**  
ROSA-SANTOS, Paulo, **195**  
RUBENS, Tallis, **499**
- SALES, Vinicius, **499**  
SAMPAIO, Zita, **417**  
SANDE, José, **245**  
SANTOS, Carlos, **565**  
SANTOS, Dora, **565**  
SANTOS, João, **233, 245**  
SANTOS, João, **369**  
SANTOS, Nuno Correia, **647**  
SANTOS, Ricardo, **409**  
SANTOS-VICTOR, José, **525**  
SERRA, Carlos, **585**  
SILVA, António Carlos Viana, **587**  
SILVA, José Guilherme, **681**  
SILVA, José Mendes, **15, 693**  
SILVA, Manuel, **449**  
SILVA, Maria, **37**  
SILVA, Matheus, **499, 577**  
SILVA, Miguel, **221**  
SILVA, Pedro Emanuel, **505**  
SILVA, Rúben, **379, 671**  
SILVA, Vítor, **149**  
SOARES, Edgar, **625**  
SOUSA, Mariana, **605**  
SOUZA, Matheus, **131**
- TAVEIRA-PINTO, Francisco, **195**  
TEIXEIRA, Adriano, **291**
- VAZ, Daniel, **357**  
VAN DEN BOS, Jeroen, **245**  
VARUM, Humberto, **473**  
VEIGA, Maria do Rosário, **161, 565**  
VELARDE, Carlos, **389**  
VERBIST, Maxime, **49**  
VICENTE, Romeu, **15, 693**  
VIEIRA, Ana, **605**  
VILELA, Manuel, **417**  
VISEU, Maria Teresa, **257, 269**
- WEIMPER, Julius, **245**
- XAVIER, Loyane, **131**
- ZAHABIZADEH, Behzad, **107**

## APÊNDICE DE FOTOGRAFIAS





Mesa da sessão de abertura (desde a esquerda): José Neves (IST), Álvaro Ribeiro (RELACRE, LNEC), Roque Mesquita Brandão (ISEP), Tiago Abreu (ISEP) e Diogo Ribeiro (ISEP)



Audiência na sessão de abertura

As fotografias do congresso podem ser consultadas em:  
<https://www.flickr.com/photos/149114984@N07/albums/72157679538864288>





