SÉRIE III NÚMERO 13 JULHO 2020

rpee

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of ***structural engineering***

http://rpee.lnec.pt/

Diretor: José Manuel Catarino

número temático: **reabilitação estrutural de edifícios**

ISSN: 2183-8488

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas

GPBE Grupo Português de Betão Estrutural

SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA

rpæ revista portuguesa de engenharia de estruturas

série III número 13 julho 2020

Revista quadrimestral – gratuita Diretor: José Manuel Catarino

índice

editorial

3 Nota prévia

5 Editorial

artigos científicos(*)

7 A retrofit technique for timber beams using wooden pegs – Guidelines and experimental validation
Alice Sartori ∞ Hélder S. Sousa ∞ Jorge M. Branco

17 Nós de betão armado para pórticos de estruturas de madeira – Estudo numérico e computacional
Aléxia Ribeiro ∞ João Negrão ∞ Alfredo Dias

25 Revestimentos armados como solução de reabilitação sísmica de paredes de alvenaria de edifícios antigos
Ana Isabel Marques ∞ Maria do Rosário Veiga ∞ Paulo Xavier Candeias ∞ João Gomes Ferreira

37 Ancoragem química em reabilitação de edifícios antigos de alvenaria
Bárbara Campelo ∞ Vasco Appleton ∞ Nuno Travassos ∞ Teresa Santos

45 BIM-based methodology for the seismic performance assessment of existing buildings
Gonçalo Lopes ∞ Romeu Vicente ∞ Tiago Ferreira ∞ Miguel Azenha ∞ Hugo Rodrigues

55 BIM em intervenções de conservação e de reabilitação do património: Uma aplicação ao Palácio Nacional de Sintra
Rita Machete ∞ Márcia Godinho ∞ Madalena Ponte ∞ Rita Bento ∞ Ana Paula Falcão ∞ Alexandre Gonçalves

63 Conservação das estruturas de concreto aparente do patrimônio da arquitetura moderna brasileira: Desafios e oportunidades
Cláudia de Andrade Oliveira ∞ Tatiana Regina da Silva Simão ∞ Adriana de Araújo ∞ Cláudio Vicente Mitidieri Filho

73 Comportamiento dinámico del campanario sur del Palacio Nacional de Mafra ante las acciones de las campanas
Elesban Nochebuena-Mora ∞ Nuno Mendes ∞ Paulo B. Lourenço

83 Consolidação, reforço estrutural e inclusão de infraestruturas técnicas na conservação e salvaguarda da Igreja do Mosteiro de travanca, Amarante
Miguel Malheiro ∞ Aníbal Costa

93 Reabilitação da sede do Banco de Portugal
Rui Luis Furtado Marques ∞ Rui Miguel Alves Silva

divulgação

Entidades apoiantes e parceiros

Os textos assinados são da exclusiva responsabilidade dos seus autores

Conteúdo sujeito a revisão por pares académicos

rpee
revista portuguesa de engenharia estruturas

Diretor

José Manuel Catarino

Administração

José Manuel Catarino
(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes
(APEE - Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

Eduardo Júlio
(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

João Azevedo
(SPES - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

Coordenação Científica

Humberto Varum
(FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

Luís Oliveira Santos
(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Direção Executiva: Sandra Neves
Secretariado: Marta Rodrigues
Design Gráfico: Helder David

Fotografia da Capa
Igreja do Mosteiro de Travanca, Amarante (Fotografia cedida pelo Arq. Miguel Malheiro)

Administração
LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.
Departamento de Estruturas
Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA
tel: (+351) 21 844 32 60 | fax: (+351) 21 844 30 25
rpee@lnec.pt | http://rpee.lnec.pt

Edição e divulgação eletrónica
LNEC | Divisão de Divulgação Científica e Técnica
Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA
NIPC: 501 389 660
tel: (+351) 21 844 36 95 | fax: (+351) 21 844 30 18
livraria@lnec.pt | www.lnec.pt

ISSN 2183-8488

Painel de Revisores (*)

Alfredo Campos Costa
LNEC, Portugal

Álvaro Cunha
FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes
Univ. Industrial de Santander, Colômbia

André Barbosa
Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa
UA, Portugal

António Abel Henriques
FEUP, Portugal

António Arêde
FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro
LNEC, Portugal

António M. Baptista
LNEC, Portugal

Antonio Marí
Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

António Santos Silva
LNEC, Portugal

Artur Pinto
ELSA Laboratory - JRC, Itália

Baldomiro Xavier
Teixeira Duarte, SA, Portugal

Carlito Calil Júnior
Univ. de São Paulo, Brasil

Dinar Camotim
IST, Portugal

Eduardo Júlio
IST, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho
Univ. Federal Fluminense, Brasil

Enrico Spacone
Univ. Chieti Pescara, Itália

Fabio Biondini
Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco
IST, Portugal

Filipe Teixeira-Dias
Univ. of Edinburgh, Reino Unido

Francisco Antônio Rocco Lahr
Univ. de São Paulo, Brasil

Francisco Javier Crisafulli
Univ. Nacional de Cuyo, Argentina

Galo Valdebenito
Univ. Austral de Chile, Chile

Giorgio Monti
Univ. di Roma, Itália

Giuseppe Mancini
Politecnico di Torino, Itália

Gustavo Ayala
Univ. Nacional Autónoma do México, México

Halil Sezen
Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti
FHECOR Ingenieros Consultores, Espanha

Hugo Rodrigues
IPLeiria, Portugal

Joan Ramon Casas
Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

João Ramôa Correia
IST, Portugal

João Henrique Negrão
FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes
FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca
UBI, Portugal

Jorge de Brito
IST, Portugal

José Calavera
INTEMAC, Espanha

José Jara
Univ. Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México

José Luiz Rangel Paes
Univ. Federal de Viçosa, Brasil

José Turmo
Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

José Vieira de Lemos
LNEC, Portugal

Juan A. Sobrino
PEDELTA, Espanha

Júlio Flórez-López
Univ. de los Andes, Venezuela

Ka-Veng Yuen
Univ. of Macau, República Popular da China

Lídia Shehata
Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Luís Guerreiro
IST, Portugal

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Univ. Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Manuel Pipa
LNEC, Portugal

Marcial Blondet
Pontificia Univ. Católica del Perú, Peru

Mário Castanheta
LNEC, Portugal

Mario Ordaz
Univ. Nacional Autónoma do México, México

Mary Mun
LNEC, Portugal

Maurizio Piazza
Univ. di Trento, Itália

Oscar A. López
Univ. Central de Venezuela, Venezuela

Paulo Candeias
LNEC, Portugal

Paulo Lourenço
UM, Portugal

Paulo Roberto Lopes Lima
Univ. Estadual de Feira de Santana, Brasil

Paulo Vila Real
UA, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa
LNEC, Portugal

Petr Stepanek
Univ. Brno, República Checa

Rui Calçada
FEUP, Portugal

Rui Faria
FEUP, Portugal

Rui Pinho
Univ. di Pavia, Itália

Sérgio Hampshire Santos
Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Sergio Lagomarsino
Univ. di Genova, Itália

Sérgio Lopes
FCTUC, Portugal

Válter Lúcio
UNL, Portugal

Vanderley M. John
Univ. de São Paulo, Brasil

Vítor Leitão
IST, Portugal

(*) A Coordenação Científica da rp**ee** poderá recorrer a outros revisores quando necessário

nota prévia

Este número da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) aborda temas de Reabilitação Estrutural de Edifícios, divulgando um conjunto de artigos submetidos ao IV Encontro de Conservação e Reabilitação de Edifícios (ENCORE 2020), organizado pelo LNEC, que terá lugar em novembro do corrente ano. Esta é uma situação nova, de divulgação antecipada na **rpee** de artigos científicos preparados para um Encontro ainda não realizado, que resultou da conjuntura atual de pandemia que levou ao cancelamento e adiamento da generalidade dos eventos científicos desde março de 2020. A administração da **rpee** e a organização do ENCORE 2020 entenderam manter o acordo para dedicar o número de julho de 2020 da **rpee** a este evento, o que também foi consentido pelos autores dos artigos que agora se publicam. Foi a solução considerada como mais adequada no presente contexto, permitindo também a motivação dos leitores para a participação neste Encontro em moldes diferentes dos tradicionais.

A qualidade científica deste número temático é assegurada pela Coordenação Científica da **rpee** em articulação com a Comissão Científica do ENCORE 2020, representada pelas colegas Rosário Veiga e Lina Nunes. Fica aqui expresso o reconhecimento da administração da **rpee** pelo trabalho por elas desenvolvido.

A administração da **rpee**
José Manuel Catarino (LNEC)
João Almeida Fernandes (APEE)
Eduardo Júlio (GPBE)
João Azevedo (SPES)

editorial

A reabilitação, principalmente no que diz respeito ao património com valor cultural, é uma temática multidisciplinar, que envolve uma diversidade de perspetivas e de problemáticas e a necessidade de conciliar requisitos de tipo muito diferente, exigindo frequentemente decisões difíceis, que devem ser sempre bem fundamentadas, no conhecimento do existente, das soluções possíveis e dos valores a preservar. O presente número da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas é dedicado à temática da reabilitação estrutural, divulgando um conjunto de dez artigos submetidos ao IV Encontro de Conservação e Reabilitação de Edifícios (ENCORE 2020) que terá lugar em novembro do corrente ano.

O ENCORE 2020 é organizado pelo LNEC na senda de um conjunto de outros eventos na área. Os temas propostos pretendem colocar em discussão a multiplicidade de aspetos que se entrecruzam no âmbito da intervenção no património construído, procurando, de forma multidisciplinar e sinergética, caminhos para melhor Conservar e Reabilitar.

No contexto da reabilitação integrada, a reabilitação estrutural é uma vertente essencial, para garantir níveis de segurança adequados, a solicitações estáticas e dinâmicas, entre as quais a ação sísmica. É uma área que envolve muitos desafios, começando pela dificuldade de conhecer efetivamente as estruturas existentes, passando pela escolha de soluções de intervenção eficientes, mas respeitadoras dos valores dos edifícios antigos e continuando pelo problema das ligações de novos elementos de reforço às estruturas antigas.

Os diversos casos de estudo apresentados referentes à igreja do Mosteiro de Travanca, ao edifício sede do Banco de Portugal, ao Palácio Nacional de Sintra, ao Palácio Nacional de Mafra e a edifícios de betão da arquitetura moderna do Brasil são exemplos excelentes desses desafios e da necessária abordagem integrada. Destaca-se a aplicação de ferramentas inovadoras de aquisição e representação de informação (BIM) quer na reabilitação do Palácio Nacional de Sintra quer na avaliação do desempenho sísmico de outros edifícios existentes. Os restantes artigos selecionados abordam aspetos específicos relevantes das intervenções, como a utilização de sistemas de ancoragem química de injeção de varões em alvenaria, ligações de betão entre elementos estruturais de madeira ou cavilhas de madeira em reforço estrutural e ainda a utilização de revestimentos armados como solução compatível de reabilitação sísmica de paredes de alvenaria de edifícios antigos.

No panorama atual, que terá forçosamente de balancear a contínua valorização dos Centros Históricos com a retoma da atividade turística que se pretende rápida, após a crise pandémica que vivemos, sem esquecer os diferentes desafios ambientais da transformação e evolução das cidades, apresentam-se alguns caminhos e soluções para um futuro cada vez mais inovador e sustentável.

Maria do Rosário Veiga
Lina Nunes

Coordenadoras do número temático
reabilitação estrutural de edifícios

a

A retrofit technique for timber beams using wooden pegs – Guidelines and experimental validation

Técnica de reforço de vigas de madeira com uso de cavilhas de madeira – Orientações e validação experimental

Alice Sartori
Hélder S. Sousa
Jorge M. Branco

Abstract

This work presents the analysis of a retrofit method for existing floor or roof timber beams, using only timber elements. The retrofit technique applies timber planks connected on the lateral sides of the existing beam by means of timber pegs. Based on literature recommendations and carpenters' experience, a guideline was prepared with the description of each step of implementation of the technique for onsite applications.

The guidelines reflect recommendations that derive from an experimental campaign regarding the application of this technique. That experimental campaign consisted of both double shear tests on smaller size specimens and 4-point bending tests on structural size elements. The results of the experimental campaign were analyzed considering different visual grading parameters and geometry of the retrofitted elements. The outputs of the experimental campaign validated the use of the proposed guidelines and further evidenced that this technique allowed for an increase of performance of the retrofitted element.

Resumo

Este trabalho apresenta a análise de um método de reforço para vigas de piso ou cobertura em madeira, usando apenas elementos de madeira. A técnica de reforço utiliza tábuas de madeira ligadas às faces laterais da viga existente por meio de cavilhas de madeira. Com base em recomendações existentes e na experiência de carpinteiros, foram elaboradas diretrizes descrevendo cada etapa da implementação desta técnica em aplicações no local.

As diretrizes refletem os resultados de uma campanha experimental realizada neste âmbito. Essa campanha experimental consistiu em testes de corte duplo em provetes de menores dimensões e testes de flexão de 4 pontos em elementos de tamanho estrutural. Os resultados da campanha experimental foram analisados considerando diferentes parâmetros de classificação visual e geometria dos elementos reforçados. Os resultados da campanha experimental validaram o uso das diretrizes propostas e evidenciaram ainda que essa técnica permitiu um aumento no desempenho do elemento reforçado.

Keywords: Timber structures / Wooden pegs / Guidelines / Retrofit / Material compatibility

Palavras-chave: Estruturas de madeira / Cavilhas de madeira / Diretrizes / Reforço / / Compatibilidade material

Alice Sartori

ISISE, IB-S, Dept. Civil Engineering
University of Minho,
Guimarães, Portugal
alice.sartori@hotmail.com
AOF – Augusto de Oliveira Ferreira & ca lda

Hélder S. Sousa

ISISE, IB-S, Dept. Civil Engineering
University of Minho
Guimarães, Portugal
sousa.hms@gmail.com

Jorge M. Branco

ISISE, IB-S, Dept. Civil Engineering
University of Minho
Guimarães, Portugal
jbranco@civil.uminho.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

SARTORI, A. [*et al.*] – A retrofit technique for timber beams using wooden pegs – Guidelines and experimental validation. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 13. ISSN 2183-8488. (julho 2020) 7-16.

1 Introduction

Timber structures have been widely used in historic buildings especially in roofs, floors and frameworks. Focusing strictly on timber floors, the structures in need of retrofit intervention, especially due to the lack of bending capacity and in-plane stiffness [1], consist in a considerable number of examples. Speaking in general about the present panorama, retrofitting technique on timber structure, in case of floors, can mainly focus either on the floor itself or on the structural elements composed by the beams. Today, the use of different materials can be used in strengthening interventions, as new timber elements, concrete layers, steel elements and FRPs. Each technique and approach display advantages and disadvantages. For instance, techniques focused on the retrofitting of the floorboards lead to an increased thickness which could imply problems of levelling, while the introduction of material other than timber can lead to incompatibility and irreversibility issues. Focusing on this last aspect, the increasing interest in conservation and compatibility of materials in intervention actions led to a higher concern about strengthening methods which could consider only timber elements. This kind of intentions is compound by the effective loss of centuries of knowledge regarding timber, in favour of material considered more modern. Because of the consequential lack in the present literature [2] of design rules for timber fastener, is thus forced the use of design rules formulated for steel dowels [3] or a derivation of what developed for steel-to-timber and steel-to-concrete approaches. This encouraged several experimental campaigns carried out by different experts in the last decades in order to overcome this lack and loss of expertise [1] [4] [5] [6].

The present work is the result of the cooperation between the Civil Engineering Department of the University of Minho and the company Augusto de Oliveira Ferreira & Ca. Lda. (AOF) and aims to study a retrofitting technique, based on compatibility concerns, validated through an experimental campaign. More precisely, the technique adopted is an evolution of the traditional method which considers the use of planks on the extrados of the beam. In this case, the work will focus on the study of the strengthening technique carried out with the application of timber planks on the lateral sides of the beams by means of a dry connection with timber pegs. This technique can be used either along the full length of the element or on located section subjected to damage or decay. The case study here presented considers 70 years old Chestnut (*Castanea sativa* Mill.) timber beams strengthened with planks of Pine (*Pinus pinea* L.) connected by means of Massaranduba (*Manilkara spp*) fasteners. With the aim of verifying the safety of the retrofitting technique and compare the results obtained with what is provided by the codes, the analysis and experimental campaign will focus on both local and global scales considering both double shear and 4-point bending tests.

2 Proposed technique – Guidelines

The procedure to follow in order to apply retrofitting planks on the side of the timber beams is extremely similar to the one adopted for the application of the planks on the extrados of the beam. Nevertheless, some peculiar arrangements should be attended.

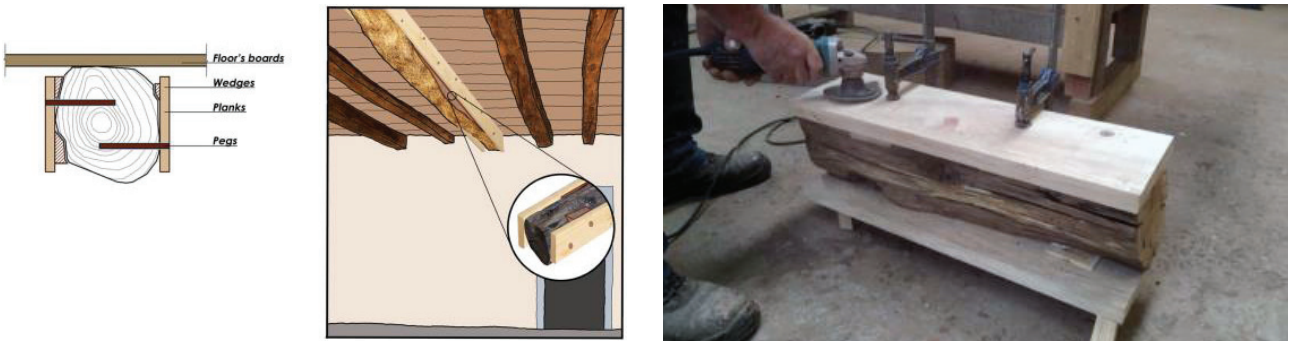


Figure 1 Scheme of the technique and construction of the tests

Dividing the procedure in different steps, the first considers the installation of a propping system followed by visual inspection, possibly with the help of non-destructive tests (NDT), in order to approximately estimate the depth of decay and the need of intervention on either the entire length of the beam or simply in correspondence of critical cross-sections. The second step focus on the cleaning of the existing structure where all the natural irregularities are maintained as long as proved not decayed. Metal elements are to be removed, if possible, without bringing more damage to the structure. The third step sees the application of the retrofitting planks which are maintained in place by means of clamps during the procedure. In case of an application along the entire length of the beam, the planks are to be inserted in the bearing wall. Wedges are then inserted in the next step to provide a smooth and regular surface for the installation of the fastener. The wedges are costume-made *in situ* depending on the presented irregularities and are to be preferably of the same timber species of the planks. Dimension and shape of the wedge are parameters that may influence the choice to use, or not, adhesive such as white glue. It is firmly recommended to avoid the use of very rigid glues as the intention is only to maintain the wedge in position prior to the placement of the wooden pegs. In the following step, the timber planks are cored and the peg is inserted right after. It is recommended to proceed always symmetrically and progressively from one end of the beam to the other and to intervene on both sides at the same time alternating the sides of application. The penetration length is not defined as it depends on the cross-section of the beam itself. As recommendation, the hole should be at least 2 cm longer than half of the width of the beam, such that an overlap of the area of interest of the pegs is guaranteed and the formation of an internal failure line due to a non-uniform distribution of the stresses is avoided. As for the wedges, white glue can be used to keep in position the pegs for the time necessary for installation. Once the installation of the pegs is finished, the propping system can be removed. Because of its possible dry nature, this technique does not require an additional time to set as its influence on the structure is immediate. Figure 1 shows the final result of the technique's installation.

3 Experimental campaign

3.1 Double shear test

For the experiments on the local scale, a total of 30 sample with different cross-sections (shapes and dimensions) were prepared from old chestnut beams with average length of 2.80 m in order to consider as much as possible the geometric irregularities along its length. To provide the presence of a considerable irregularity consistent with the beam itself, a total length of the specimens equal to 70 cm was considered. The dimensions of the cross--section varied from a minimum of 17 × 8 cm^2 to a maximum of 20 × 16.2 cm^2. Reinforcing pine planks were then added by means of 6 Massaranduba pegs (3 per each side) with a diameter of 25 mm and a variable length depending on the cross-section of the sample. Even though this technique is based on the concept of a dry connection, if considered necessary it is possible to use glue during the application in order to maintain the fasteners in position during the whole process. Because the possible structural influence of the glue is a variable to be considered, both scenarios were taken into account and a sample with white glue was compared with unglued specimens in order to verify if and how the presence of an adhesive could influence the structural response of the tests. The specimens were built following the guidelines exposed previously. In order to prepare the experimental campaign, the mechanical characteristics of the three timber species were identified with different approaches. Destructive tests for density and bending strength were carried out on samples of old Chestnut retrieved from parts of the elements to be used in the experimental campaign. The mechanical properties of pine planks were identified following the information provided by the manufacturer and provided by reference codes [7], while the values for Massaranduba were determined through previous experimental campaigns available on literature [8].

Eventually the panorama provided 18 glued samples divided in 4 groups and 12 unglued samples divided in 3 groups, division made considering strictly the presence of adhesive and the different shape of cross-section present. Figure 2 shows their grouping along with the

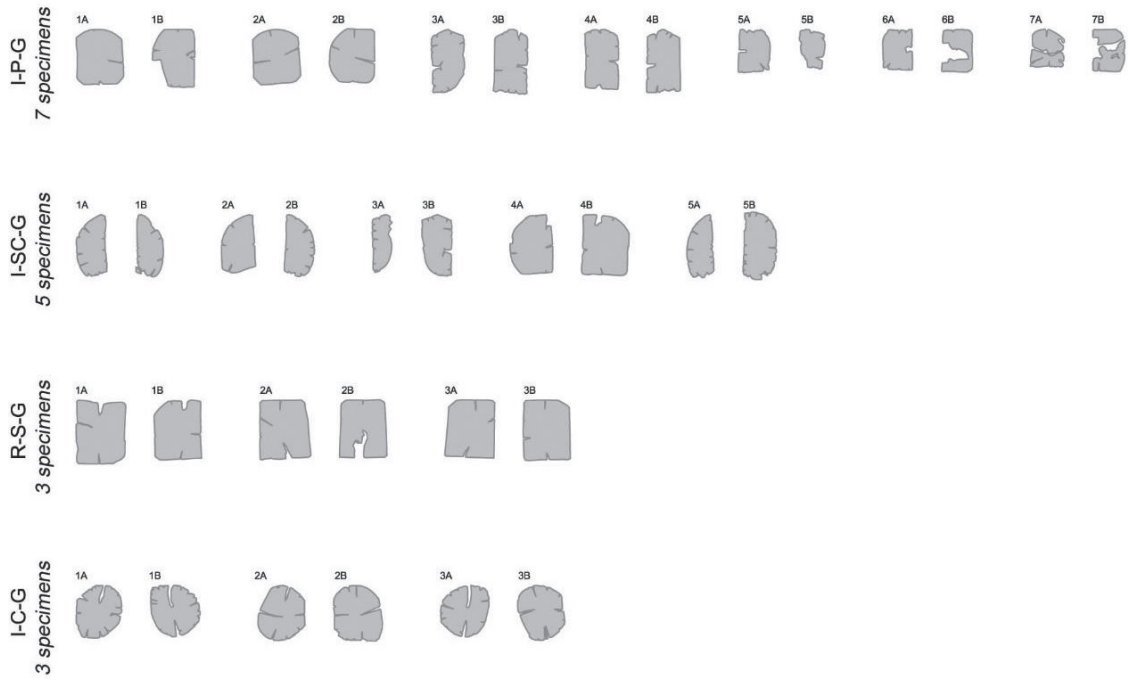


Figure 2 Example of grouping of the double shear tests (glued elements)

cross-section of both the end of the specimen. The labelling of the specimens is based on three groups of letters, where the first refers to if the cross-section is regular (R) of irregular (I), the second letter refers to the geometry of the cross-section: circular (C), squared (S), semi-circular (SC) or with parallel edges (P). The last letter explains if the sample is glued (G) or unglued (NG), the nomenclature is then completed by a progressive numeration of the sample.

The procedure from [9] was adopted for all the samples and the setup is shown in Figure 3. A 200 kN actuator was used for each test. The samples were confined laterally with the use of metal blocks avoiding out of plane horizontal displacement. Two LVDTs were then applied on the front and on the back of the test specimen in order to record the relative vertical displacement between both the reinforcement planks and the middle element (Figure 3). Starting from the displacement recorded by the two LVDTs, the mean value was then considered and used to plot the load/displacement graphs. During the tests, values of minimum and mean vertical load and slip were monitored and recorded for all samples. Table 1 shows these values while Figure 4 shows the overlap of the envelope curves of the two types of tested sample, where is showed a higher maximum load for the glued samples (111.5 kN *versus* 97 kN) with at the same time a less uniform performance when compared with the unglued one. In fact, the obtained standard deviation was equal to 29.2 kN for the unglued sample and 14.2 kN for the glued elements. This allowed to evaluate the coefficient of variation (CoV) which was found equal to 15.7% for glued elements, while unglued elements presented a value of CoV = 9.0% proving how the unglued samples provided a more uniform behaviour.

Figure 3 Sample R-S-NG-1 front (right) and back (left)

Values of stiffness for both glued and unglued samples were then calculated. Figure 5 shows the envelopes respectively for glued and unglued samples, where the chromatic differentiation is ruled by the criterion based on the cross-section's shape used to originally cluster the samples.

After, from the mean values for glued and unglued specimens the CoV were calculated and compared with the scope of verifying a

possible pattern in the structural behaviour. As already outlined, the unglued samples showed a more uniform response, with a double stiffness recorded in the glued samples (16.3 kN mean value for the glued samples against a 9.3 kN for the unglued) and a CoV of 45.2% and 28.1% for respectively glued and unglued elements. This is clearly graphically visible in the envelopes' representation as in the values evaluated through the CoV.

Table 1 Data collected from double shear tests

Type	Parameter	Min	Max	Mean	CoV (%)
Glued	Vertical load (kN)	60.5	111.5	90.5	15.7
	Slip (mm)	12.2	25.6	15.7	21.8
Unglued	Vertical load (kN)	67.8	97.0	81.4	8.9
	Slip (mm)	12.5	18.4	14.0	8.9

In terms of failure, a higher amount of brittle events of the connection was recorded in the unglued samples while an example of more ductile behaviour was performed by the glued specimens. It is important to underline that if along the peg's length a void was present between the pine plank and the chestnut beam, the peg evidenced a higher tendency to break with a fragile behaviour.

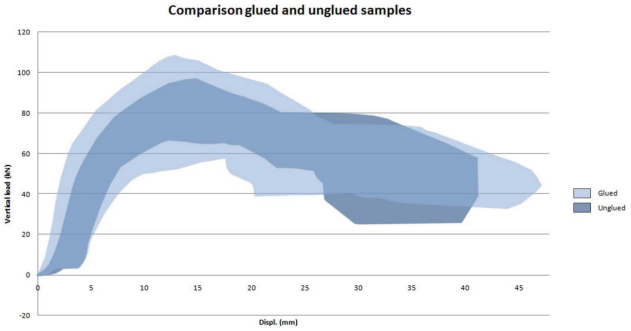
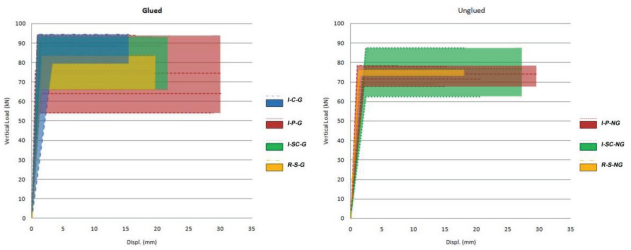


Figure 4 Envelope of load displacement curve



a) b)

Figure 5 Bilinear envelope curves for: (a) glued and (b) unglued samples

An analysis regarding the presence of wedges in the samples was made in order to identify a possible correlation with the obtained results. Regarding the glued samples, it was possible to notice a light influence when the wedges are considered, as the higher the presence of wedges the higher the mean vertical load recorded. Nevertheless, this correlation is not strong enough to be considered univocally predominant in the structural response of the samples. On the other hand, no substantial difference is noticeable in the case of unglued specimens which display an almost constant response.

3.2 4-point bending test

Both the 4-point bending test were built following the procedure explained by the guidelines. Equal in length (230 cm) the two elements displayed some irregularities regarding the geometry of the cross-section and the location of the timber pegs, more in particular, the glued sample presented an average cross-section of 17 × 10.5 cm while the unglued beam displayed an average dimension of 20 × 22 cm. Dimension in thickness and type of pine planks applied as reinforcement were identical for both samples, while the height of the planks was matching the height of the sample itself (3 × 17 cm for B-I-G-1 and 20 × 17 for B-I-NG-1). Figure 6 shows the design followed for the construction of the two reinforced beams which were assembled in the carpentry. Similarly to the tests on a local scale, the use of both dry and glued connection was adopted, for this reason the two real sized beams tested in bending were defined as B-I-G-1 for the glued element and B-I-NG-1 for the unglued sample. The construction of the samples was made maintaining the orientation that the beam had in its original structure, while the position of the pegs in the strengthening elements was chosen by the carpenter himself. This approach was chosen in order to replicate as much as possible what would be displayed on the construction site, as this technique is mainly based on tradition and experience. In order to monitor the vertical displacement of the central element in chestnut with respect the pine planks, a total amount of 4 LVDTs were placed: 2 in the middle of the span and aligned with cross section III, the other two were located on the right end and aligned with the peg present between the internal cross-sections I and II (Figure 7). More precisely, the LVDTs A and C were connected to the chestnut element, while the B and D to the external planks. The extrados of the sample was also smoothed in order to provide a plain surface so that the vertical load could be uniformly applied on the specimen. Pegs were also numbered progressively from P1 to P6, while the actuator was identified as P7.

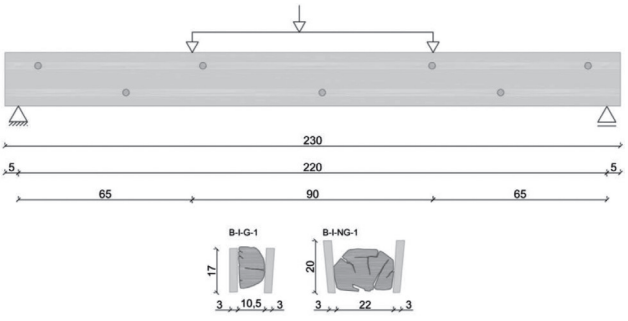


Figure 6 Set up of the 4-point bending test, measurements in cm

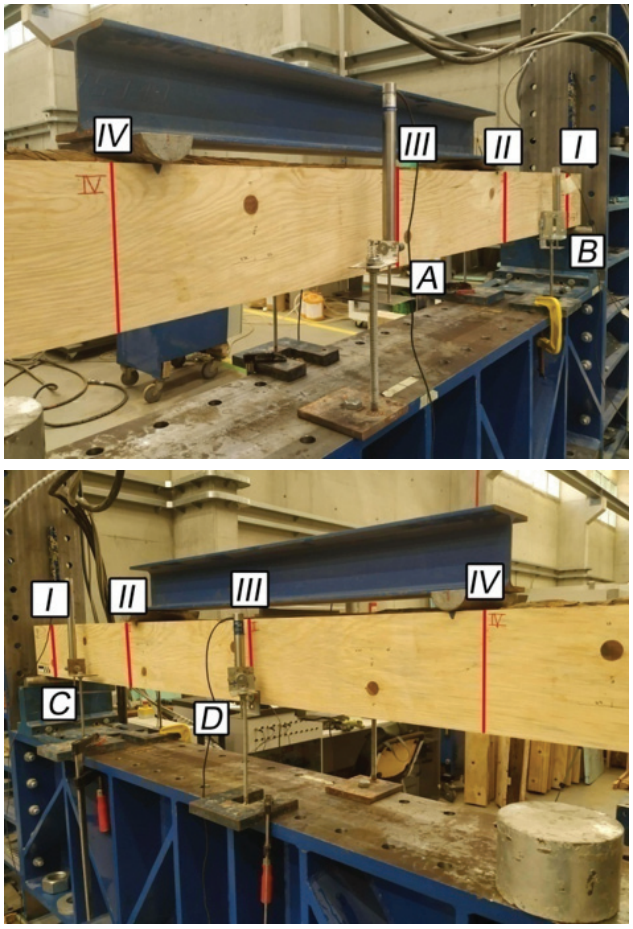


Figure 7 B-I-G-1: location of the LVDTs on the front (left) and back (right)

Both tests were carried out using a 200 kN actuator and the adopted protocol was ruled by [10]. Both beams were simply supported and loaded symmetrically along their length in two points located at 65 cm from the lateral supports. The predicted maximum displacement was evaluated with the equation of global modulus of elasticity for a 4-point bending test [10]:

$$E_{m,g} = \frac{3al^2 - 4a^3}{2bh^3\left(2\frac{w_2 - w_1}{F_2 - F_1} - \frac{6a}{5Gbh}\right)} \quad (1)$$

where: a is the distance between the two point of application of the load in mm; l is the spacing between the two supports in mm; $F_2 - F_1$ is the range of vertical load considered in kN; $w_2 - w_1$ is the range of vertical displacement considered in mm; G is the shear modulus; b is the base of the sample in mm and h is the height of the sample in mm.

From the values found with the destructive tests carried out on the chestnut samples, it was possible to evaluate the estimated maximum displacement for the beams substituting the modulus of elasticity and range of vertical load in equation (1), a value of w_{max} equal to 50 mm was found, thus 0.4 w_{max} is equal to 20 mm.

The test focused firstly on the glued sample and then on the element B-I-NG-1 and in a second moment on the element B-I-NG-1. With the data collected at the end of the tests was possible to plot the vertical load/displacement graphs for each of the 4 LVDTs present (Figure 8 shows the example for the unglued element). The presence of a mean initial deflection equal to 3.7 mm for the glued sample and 4.1 mm for the unglued beam was recorded on the vertical axis and recorded by the LVDTs as a consequence of the initial three cycles of the test's protocol.

The modulus of elasticity was evaluated with equation (1) while the value of the bending strength was calculated with equation (2) [10]:

$$f_m = \frac{3Fa}{bh^2} \quad (2)$$

where F is the maximum vertical load recorded in N; a is the distance between the two point of application of the load in mm; b is the base of the sample in mm (all the 3 elements are considered); h is the height of the sample in mm (all the 3 elements are considered).

It is important to underline that, considering the difference of mechanical properties between glued and unglued specimens noted during the experiments on the local scale, lower results were expected in matter of vertical load and modulus of elasticity regarding the unglued beam as well. Nevertheless, this element presented considerable higher dimensions in the cross section than the glued one, although a remarkable presence of decay was highlighted by the survey and visual grading initially carried out.

The values obtained from the data analysis of the 4-point bending test of B-I-G-1 and B-I-NG 1, show an apparent better result of the unglued sample respect the glued one with a maximum vertical load equal to 60.5 kN for the unglued beam against 95.8 kN recorded in the glued sample. The calculation of the bending strength, however highlighted a different result: once the influence of the geometrical dimension is neglected the glued beam (25.5 N/mm² and 21.5 N/mm² respectively for glued and unglued sample) display a strength 18 % higher than the unglued element. In this way the tendency observed on a local scale with the double shear test that pointed out as able to reach higher results the glued specimens is confirmed. The existing literature [11] provided a reference value equal to 8000 N/mm² for the modulus of elasticity which was evaluated through visual grading based on the presence and quantity of cracks, biological decay and wanes. Tests carried out allowed to collect values for the modulus of elasticity equal to 5289 N/mm² for B-I-G-1 and 6995 N/mm² for B-I-NG-1. The two reinforced beams provided a value of modulus of elasticity lower than the threshold assumed by the codes, and therefore a higher stiffness than the one expected by an unreinforced element.

The failure mode was observed in both tests in order to identify, if possible, a similar pattern or an analogous behavior between the samples. Considering the case of the glued sample, the failure occurred on the front plank between the pegs P4 and P3 near the right support of the vertical load initiated by the presence of a group of knots in the intrados of the beam. This caused the formation of an oblique crack that connected the two fasteners and partially the fibre in tension. This phenomenon appeared mirrored in the plank on the back of the beam. When the failure occurred the sudden loss of

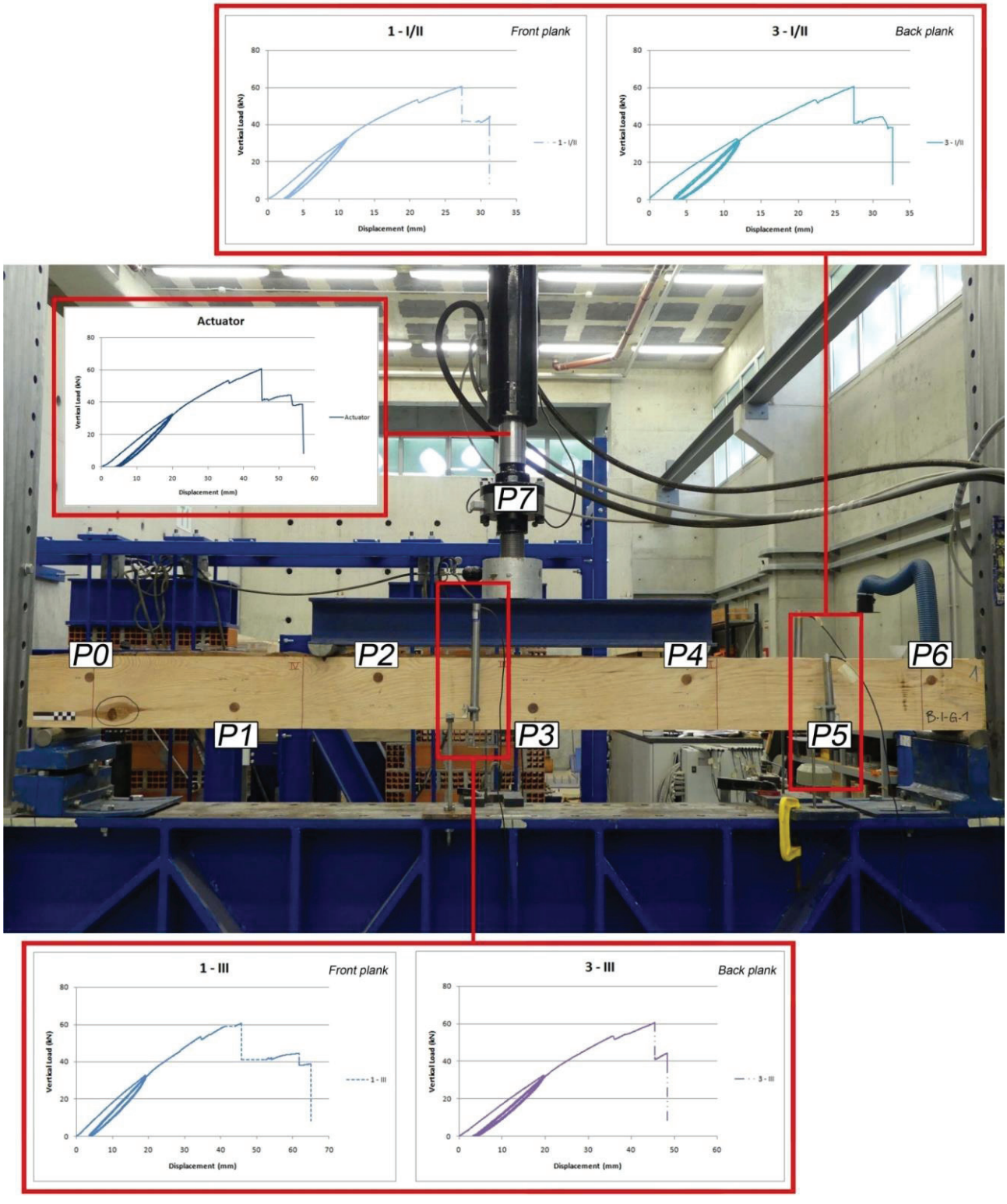


Figure 8 B-I-G-1: graphs of the LDVTs and the actuator

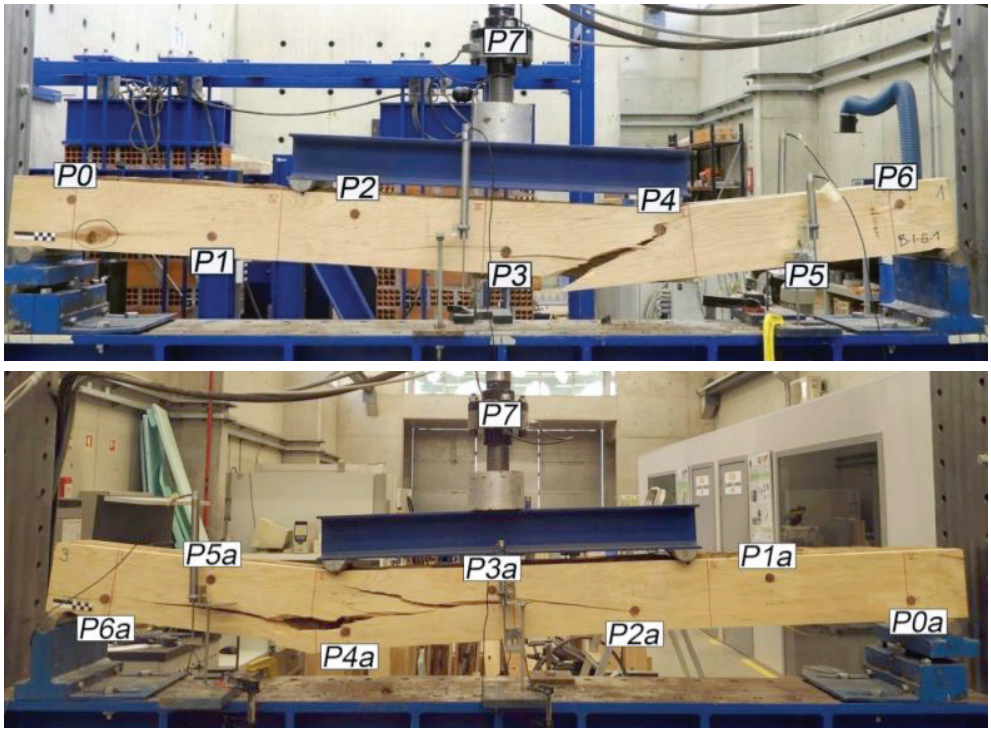


Figure 9 B-I-G-1: failure on the front plank (up) and the back plank (bottom)

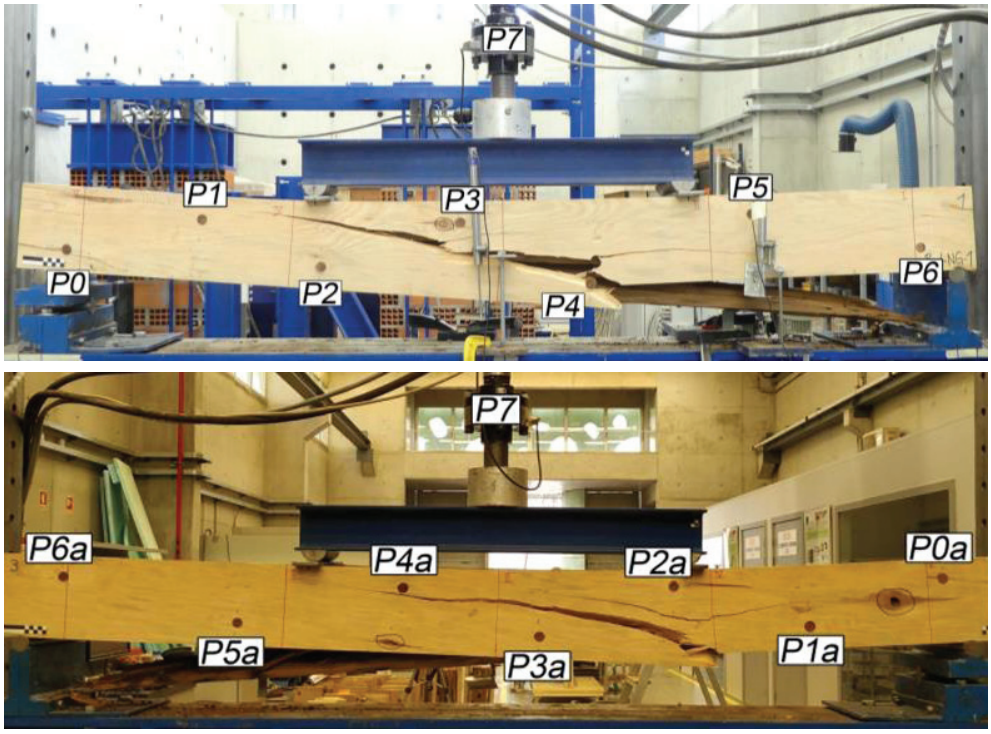


Figure 10 B-I-NG-1: failure on the front plank (up) and the back plank (bottom)

energy caused an abrupt horizontal displacement. On the back of the sample, was noticed the consequently failure of the corresponding peg on the other side of the element due to the presence of a knot in the chestnut beam.

The test on performed B-I-NG-1 displayed an initial failure of the chestnut member due to a consistent decay located in the right end of the beam which caused the sudden failure of the back plank through the formation of a symmetrical crack located on the side of the beam which expands from P4a to the intrados under P2a. This caused a twist along the cross-section which eventually lead also the front plank to collapse and the formation of a crack parallel to the fracture occurred in the chestnut element, which from P4 almost reached P1. The analysis conducted on the element pointed out the decay as reason of the failure as its presence weakened the cross-section to the point that was impossible to distribute the internal stresses and a sudden brittle failure occurred.

It is important to underline that in both the bending tests carried on the beams, none of the pegs experimented failure or significant deformation. This means that, even though able to connect the planks to the main beam and provide a composite cross-section capable with uniform behaviour, the thickness of the pegs could be optimized. Figures 9 and 10 show the failure modes of the two 4-point bending tests carried out and previously explained.

4 Conclusions

Considering all the analysis carried out, the observation done and the results presented, it is possible to assert that the reinforcing technique studied in this work gave satisfying results and was able to provide a higher performance to the strengthened timber beams. This result lead to the conclusion that a satisfying retrofitting can be provided for historical timber structure where this technique may be applied.

Differences were observed between samples with completely dry connections and where glue was used. A more uniform response was recorded in the unglued samples when subjected to double shear tests, while glued elements reached higher vertical load and performed in a more ductile way. More in detail, for the double shear test the ultimate load recorded for the specimens with glued fasteners was equal to 111.5 kN, 15% higher than the unglued elements which performed with a maximum load of 97 kN. Values of stiffness are almost double in case of glued connection when compared with the dry fasteners (respectively 16 N/mm^2 against 9 N/mm^2). More important than quantifying the results of the glued specimens as higher than the other sample, the evaluation of the coefficient of variation allowed to evaluate more precisely the structural behaviour of the local scale specimens. A more constant output for the unglued samples, characterized also by a more regular cross-section, was in fact recorded. Was possible to evaluate more precisely the structural behaviour of the specimens studied on a local scale through the evaluation of the coefficient of variation which shows a more constant output for the unglued specimens, characterized by a more regular cross-section.

Both tested beams behaved well under bending stresses with higher performance for B-I-G-1 (glued) than B-I-NG-1 (unglued) with bending strength of 25.5 N/mm^2 against 21.5 N/mm^2. These values confirm the general behaviour monitored on the local scale and the influence that the use of an adhesive has on the structural response. Nevertheless, because of the distinctive ability of this method to adapt to the existing structure, it is not possible nor is the objective of this work to establish if is better to consider the use of adhesive or not. Even if strictly related with the dimensions of the cross-section, a decreased modulus of elasticity compared with the one estimated through the destructive tests carried out on clear samples was found. The glued beam had a MOE = 5289 N/mm^2 while the unglued element provided a value equal to 6120 N/mm^2. The value extrapolated from the DTs was found equal to 7092.5 N/mm^2, in line with the visual grading performed on the tests subjected to bending (chestnut, class III with MOE = 8000 N/mm^2).

On a general level, none of the defects proper of a timber element such as wane, crack or knots seems to affect the final results of both local and global tests for this technique. On the other hand, wedges showed an apparent influence on the mechanical properties of the element subjected to retrofit. Most probably this tendency is related with location of the peg itself: when fasteners were installed in correspondence of a void between the plank and the beam, a brittle failure was more likely to occur. As the minimum spacing between the pegs in strictly related with the geometry of the beam itself, it was impossible to provide a clear and constant value especially of the pegs located along the cross-sections.

According to the obtained results, the proposed retrofit solution posed as a viable solution for use in existing timber elements even with irregular cross-sections.

Acknowledgements

This work was partly financed by FEDER funds through the Competitivity Factors Operational Programme – COMPETE and by national funds through FCT Foundation for Science and Technology within the scope of the project POCI-01-0145-FEDER-007633. The Project POCI-01-0145-FEDER-032031-UM.1.19, designated by "TimQUAKE – Desempenho estrutural de ligações e estruturas de madeira sob sismos", financed by national funds through FCT and co-financed by the "Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER)" through the "Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI)" is acknowledged. A particular acknowledgement to AOF – Augusto de Oliveira Ferreira & Ca. Lda. for the assistance and availability in the building of the samples and for sharing their experience and knowledge.

References

[1] Valluzzi, M. R.; Garbin, E.; Modena, C. – "Flexural strengthening of timber beams by traditional and innovative techniques". *Journal of Building Appraisal*, vol. 3, n.º. 2, pp. 125-143, 2007.

[2] EN 1995-1-1 :2004 – Eurocode 5: *Design of timber structures – Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization, 2008.

[3] O'Loinsigh, C.; Oudjene, M.; Ait-Aider, H.; Fanning, P.; Pizzi, A.; Shotton, E.; Meghlat, E.M. – "Experimental study of timber- to-timber connections using wood dowels". *Construction and Building Materials*, vol. 36, pp. 245-250, 2012.

[4] Gubana, A. – "State-of-the-Art Report on high reversible timber to timber strengthening interventions on wooden floors". *Construction and Building Materials*, vol. 97, pp. 2-13, 2015.

[5] Gubana, A.; Melotto, M. – "Experimental tests on wood-based in-plane strengthening solutions for the seismic retrofit of traditional timber floors". *Construction and Building Materials*, vol. 191, pp. 290-299, 2018.

[6] Valluzzi, M.R.; Garbin, E.; Benetta – "In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings". *World Conference on Timber Engineering*, 2010, Trentino, Italy, 6 pp.

[7] EN 338 – *Structural timber – Strength classes*. European Committee for Standardization, 2009

[8] Branco J.M.; Teodorescu, I.; Pereira, B.; Voiculescu, M.; Tapusi, D.; Ferreira, F. – *Avaliação experimental de ligações com cavilhas de madeira*. CREPAT, Aveiro, Portugal, 29-30 June 2017. ISBN: 978-989-20-7623-2. pp. 333-344, 2017.

[9] EN 26891 – *Timber structures - Joints made with mechanical fasteners – General principles for the determination of strength and deformation characteristics*. European Committee for Standardization, 1991.

[10] EN 408 – *Timber structures – Structural timber and glues laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties*. European Committee for Standardization, 2012.

[11] UNI 11119 – *Load-bearing structures - On site inspections for the diagnosis of timber members*. Italian Standards, 2004

a

Nós de betão armado para pórticos de estruturas de madeira – Estudo numérico e computacional

Reinforced concrete joints for timber frames structures – Numerical and computational analysis

Aléxia Ribeiro
João Negrão
Alfredo Dias

Resumo

A utilização de betão armado para a realização dos nós resistentes a momentos em estruturas de madeira é uma solução com grande potencial de aplicação e surpreendentemente pouco explorada. Em trabalhos anteriores dos autores, foram produzidos e ensaiados protótipos deste tipo de ligação com resultados promissores. Presentemente, está em curso um estudo alargado, visando a caraterização mais sistemática deste tipo de ligação e a identificação das suas potencialidades e limitações. Numa primeira fase, são desenvolvidos modelos de elementos finitos, começa-se com um modelo bidimensional isotrópico linear e os modelos são sucessivamente aperfeiçoados pela introdução de alterações que os aproximam do comportamento real, como a consideração da ortotropia da madeira, análise geometricamente não-linear e tridimensional. Os resultados destinam-se a comparação com os proporcionados por modelos simples baseados nas habituais hipóteses da Resistência de Materiais e também com resultados experimentais que serão obtidos em campanhas de ensaios a realizar futuramente.

Palavras-chave: Nós de pórtico / Madeira-betão armado / Varões colados / Análise em elementos finitos

Abstract

The application of reinforced concrete for moment resistant connections in timber structures is a solution with great potential for application and surprisingly little explored. In previous works by the authors, prototypes of this type of connection were produced and tested with promising results. Currently, an extensive study is underway, aiming at the more systematic characterization of this type of connection and the identification of its potentialities and limitations. In the first phase, finite element models are developed, starting with a two-dimensional linear isotropic model and the models are successively improved by the introduction of changes that bring them closer to the real behavior, such as the consideration of wood orthotropy, geometrically non-linear analysis and three-dimensional model. The results are compared to those provided by simple models based on the usual hypotheses of the Strength of Materials and prepared to be compared with experimental results that will be obtained in test campaigns to be carried out in a near future.

Keywords: Frame joint / Timber-reinforced concrete / Glued in rod / Finite element analysis

Aléxia Ribeiro

Universidade de Coimbra
ISISE
Portugal
alexia.ribeiro@student.dec.uc.pt

João Negrão

Universidade de Coimbra
Portugal
jhnegrao@dec.uc.pt

Alfredo Dias

Universidade de Coimbra
ISISE
Portugal
alfgdias@dec.uc.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

RIBEIRO, A.. [*et al.*] – Nós de betão armado para pórticos de estruturas de madeira – Estudo numérico e computacional. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 13. ISSN 2183-8488. (julho 2020) 17-24.

1 Introdução

O dimensionamento das conexões entre os elementos estruturais nas estruturas de madeira é uma das principais preocupações dos projetistas [1]. A conexão de canto, nomeadamente a ligação viga--pilar, é especialmente problemática porque precisa de transmitir tensões de flexão. O método mais comum usado consiste em inserir um grupo de conetores num arranjo poligonal, no qual as forças exercidas pelos conetores contra a madeira circundante realizam o momento de continuidade. Esse tipo de conexão tem o grande inconveniente de ser caro devido a uma alta complexidade de execução que consome tempo e requer mão de obra especializada no local [2]. Além disso, essa complexidade tem o potencial de adicionar material a uma estrutura simplesmente para acomodar as conexões [1].

Negrão *et al.* (2016) [3] propuseram uma conexão híbrida usando uma prótese de betão reforçada com varões de aço (barras nervuradas) colados na coluna e na viga com cola epoxídica. A principal vantagem desse tipo de conexão é o baixo custo, porque os materiais envolvidos são comuns e geralmente estão disponíveis nos estaleiros de obras. Outra vantagem deste método é evitar a solicitação da madeira na direção perpendicular em ambos os membros da ligação.

No presente estudo, é apresentada uma análise geral do comportamento mecânico desse tipo de junta por meio da modelação em elementos finitos, utilizando o software comercial ABAQUS® [4].

2 Considerações iniciais

Os materiais componentes desta ligação são a madeira, o aço, o betão e a cola epoxídica, materiais estes disponíveis numa grande variedade com diferentes propriedades. Para esse estudo, procurou-se escolher os mais usuais e adequados para a aplicação no nó de canto.

Nesse sentido, considerou-se o aço A 400 NR, o betão da classe 80/95 [5] e uma madeira folhosa da classe resistente D40 [6], com as propriedades de rigidez, módulo de elasticidade média (E) e coeficiente de Poisson (υ), indicadas na Tabela 1.

Tabela 1 Propriedades dos materiais

	E (MPa)	υ
Aço	210 000,00	0,30
Madeira	13 000,00	0,40
Betão	42 000,00	0,18

Note-se que, neste primeiro momento, todos foram considerados como materiais isotrópicos, e que, no caso da madeira, esta foi apenas uma simplificação para os modelos iniciais, a alterar posteriormente nos mais complexos (Tabela 3).

A geometria do pórtico, e consequentemente da ligação (Figura 1), foi definida a partir da análise de secções transversais disponíveis

no mercado e que atendessem a um vão livre de cerca de 10 m. Definida a secção, a quantidade de aço, comprimento de ancoragem (300 mm) e espaçamentos (36 mm) foram definidos respeitando o articulado da norma [7] e de trabalhos desenvolvidos anteriormente [3,8] sobre o nó de betão armado.

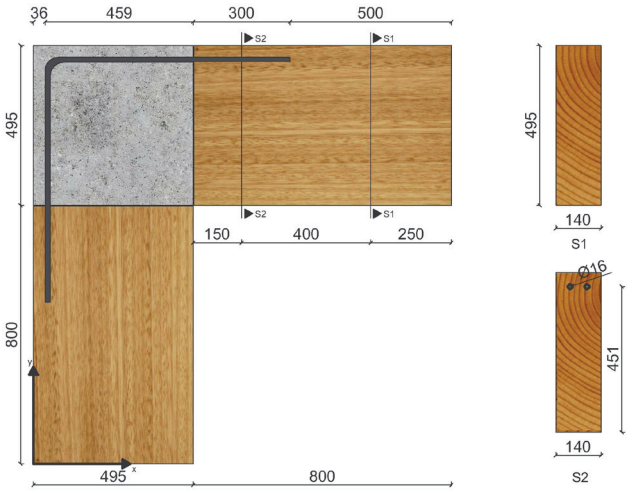


Figura 1 Geometria (dimensões em mm)

Com o objetivo de estudar o comportamento das tensões e deformações na condição mais importante para a ligação de um conjunto viga-pilar de madeira, o foco foi colocado na flexão. Adicionalmente, e para excluir, numa primeira fase, a interação momento-esforço transverso, o carregamento foi pensado de forma a produzir um estado de flexão pura. Considerou-se, então, um momento aplicado de 30 kN.m na extremidade da estrutura.

Esse tipo de carregamento, em especial, irá provocar um momento constante e puro ao longo dos dois elementos da estrutura, ou seja, com a ausência de força cortante e forças normais (Figura 2).

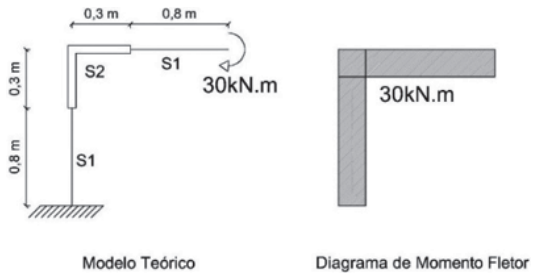


Figura 2 Modelo teórico e diagrama de esforços

Como base de comparação apresenta-se o estudo dos esforços e tensões de acordo com as hipóteses da Análise Linear e das Secções Planas.

Na Figura 2 são identificadas as secções e suas localizações, onde S1 é a secção transversal retangular puramente de madeira, e S2 é a secção composta de madeira e varões de aço. Para S2, utiliza-se o método das secções transformadas, também conhecido como teoria da homogeneização, transforma-se a área de aço em uma área de madeira equivalente e calcula-se o 2.º momento de área da secção (momento de inércia) homogeneizada. Com tensão normal definida pela equação $\sigma = \frac{My}{I}$, chega-se às distribuições das tensões normais ao longo da secção transversal (Figura 3). Aqui considera-se a não contribuição da madeira na parte tracionada devido à descontinuidade (Figura 4).

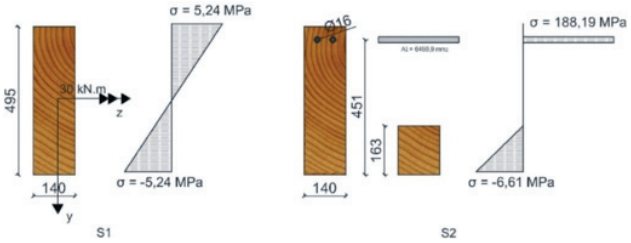


Figura 3 Distribuição de tensões na secção transversal S1 e S2

3 Modelação em elementos finitos

A modelação em elementos finitos foi realizada através do software comercial ABAQUS® [4], dividida em duas partes principais: um modelo 2D e um 3D, e tem o objetivo de analisar o comportamento mecânico da ligação e a adequação do modelo computacional ao comportamento teórico apresentado anteriormente.

Ao todo, foram analisados 8 modelos entre bidimensional e tridimensional, isotrópico e com consideração de ortotropia da madeira, linear e com consideração de não linearidade geométrica. As combinações dessas considerações e referência do modelo usado para cada uma delas encontra-se na Tabela 2. A seu tempo, deverão ainda ser analisados modelos com não-linearidade material, que é fundamental para a análise de estado limite último.

Tabela 2 Modelos em elementos finitos

Modelo	Dimensão	Descrição
1-1-1	Bidimensional	isotrópico, linear
1-1-2	Bidimensional	isotrópico, não linearidade geométrica (NLG)
1-2-1	Bidimensional	ortotropia na madeira, linear
1-2-2	Bidimensional	ortotropia na madeira, não linearidade geométrica (NLG)
2-1-1	Tridimensional	isotrópico, linear
2-1-2	Tridimensional	isotrópico, não linearidade geométrica (NLG)
2-2-1	Tridimensional	ortotropia na madeira, linear
2-2-2	Tridimensional	ortotropia na madeira, não linearidade geométrica (NLG)

Para os modelos, foi considerada uma malha de elementos finitos contínua, sem a utilização de elementos de contacto na interface dos

materiais. Este modelo corresponde à admissão de comportamento rígido e de uma espessura pequena do filme de cola, condições que correspondem aproximadamente às reais. A malha foi densificada nas regiões de maior concentração de tensões, como na interface varão-madeira e no vértice interior comprimido do nó, para tentar obter aproximações de boa qualidade da distribuição de tensões e seus valores máximos.

3.1 Ortotropia da madeira

Para modelar-se o comportamento ortotrópico, é necessário definir-se as restantes propriedades de rigidez (Tabela 3).

O módulo de elasticidade perpendicular às fibras (E_{90}) (equação 1) e o módulo de distorção (G_0) (equação 2) foram obtidos a partir das relações facultadas pela norma europeia [6].

$$E_{90,mean} = \frac{E_{0,mean}}{15} \quad \text{para } \textit{hardwoods ou folhosas} \tag{1}$$

$$G_{mean} = \frac{E_{0,mean}}{16} \tag{2}$$

Tabela 3 Módulos elásticos ortotrópicos da madeira

E_0 (MPa) = E_1	E_{90} (MPa) = E_2=E_3	G_0 (MPa) = G_{12} = G_{13}	G_{90} (MPa) = G_{23}	Poisson
13 000	860	800	80	0,4

Vale notar que para o caso de resinosas essa relação é muito diferente $\left(E_{90,mean} = \frac{E_{0,mean}}{30}\right)$, o que significa dizer que são duas vezes menos rígidas na direção perpendicular em relação à direção paralela do que as folhosas.

Vale ainda salientar que essas constantes podem ser determinadas em laboratório e o modelo numérico posteriormente levará em consideração estas constantes específicas como forma de calibração do modelo.

3.2 Interface madeira-betão

Para simular a separação de materiais na interface madeira-betão e a consequente incapacidade de suportar trações normais, foi criada uma faixa de 2 mm de espessura com o material madeira nas interfaces de ambos os membros: coluna e viga. Utilizando-se um processo iterativo, fez-se a remoção progressiva dos elementos onde ocorre tração até o modelo convergir e restarem apenas elementos de interface sujeitos a compressão, representado na Figura 4, com muito exagero de escala. Após cinco iterações verificou-se que a linha neutra numérica é aproximadamente a mesma calculada pelo método das secções transformadas (Figura 3).

Figura 4 Remoção dos elementos tracionados na interface madeira-betão, sem escala

3.3 Carregamento

O carregamento foi aplicado, como uma distribuição linear e antissimétrica de pressões na secção extrema do elemento horizontal de madeira, de tração na metade superior e compressão na metade inferior da secção transversal (Figura 5), sendo a respetiva resultante um momento negativo de 30 kN.m.

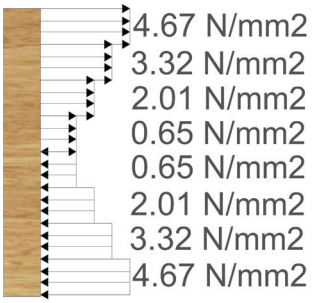


Figura 5 Carregamento

3.4 Correção do módulo de elasticidade – Modelo 2D

Primeiramente foi feita a modelação em 2D, para isso, considerou-se uma membrana plana em estado plano de tensão de 140 mm de espessura (matematicamente, esta dimensão não é reconhecida como espessa). Desta forma, foi necessário fazer a correção do módulo de elasticidade do reforço de modo a compensar a área em excesso considerada uma vez que, pela natureza do modelo, a armadura será igualmente representada como uma tira de espessura igual à da membrana (Figura 6). Assim, de forma a respeitar a relação $E_r A_r = E_m A_m$, onde os índices r e m se referem ao protótipo real e ao modelo, respetivamente, utilizou-se um módulo de elasticidade reduzido para o aço, igual a 37 698 MPa. Pelo mesmo motivo, as tensões no aço, obtidas na análise para o modelo 2D, devem ser corrigidas, multiplicando-se por $E_r / E_m = 5{,}57$, para correta interpretação dos resultados. No modelo 3D o varão foi modelado como um elemento sólido e sua geometria circular considerada.

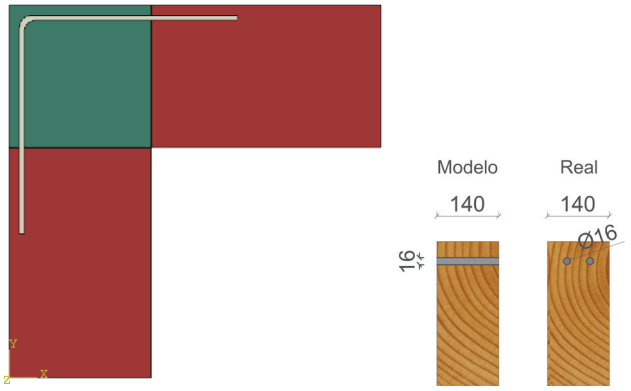


Figura 6 Modelo 2D e correção do módulo de elasticidade do aço

3.5 Malha, elementos e convergência

Para o controlo da geração da malha foi utilizado o método de partições (*partitions*) com definições de divisões menores em regiões de interesse (*seed edges*). Utilizaram-se aproximadamente 40 mil elementos em cada um dos modelos. Utilizaram-se para a análise 8 tipos de elementos disponíveis na biblioteca do ABAQUS, quatro elementos para o modelo 2D (CPS4, CPS4R, CPS8 e CPS8R) e quatro para o 3D (C3D8, C3D8R, C3D20 e C3D20R).

Para análise da convergência da malha, aplicou-se o método GCI (Grid Convergence Index), descrito em pormenor em [9]. Para tal, definiram-se 3 modelos, cada qual com uma malha 1,5 vezes mais refinada do que a anterior, em outras palavras, com razão de refinamento igual a 1,5. Como a incerteza calculada entre as malhas foi inferior a 5%, optou-se pela utilização da segunda malha para as análises.

No modelo 3D, para a discretização do varão utilizou-se o método apresentado na Figura 7, inspirado na malha utilizada por Dias (2005) [10].

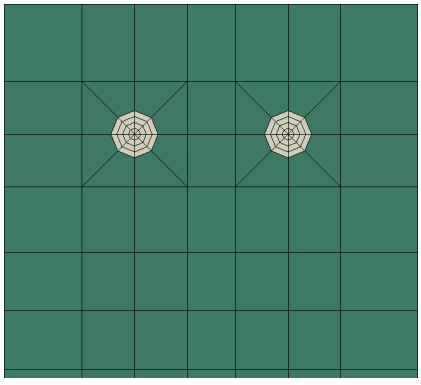


Figura 7 Malha da secção transversal no modelo 3D

A qualidade dos elementos foi verificada (rácio espessura/altura), havendo apenas 3 elementos na parte curva do varão que não cumprem o limite recomendado, mas esse pormenor foi considerado aceitável por não se tratar de uma região crítica para o estudo em questão.

4 Resultados

As Figuras 8 e 9 dão um panorama geral, a primeira da trajetória das tensões e a segunda das distribuições de tensões máximas e mínimas. Adicionalmente, diferenciam-se os resultados entre isotropia e ortotropia, linearidade e não-linearidade geométrica.

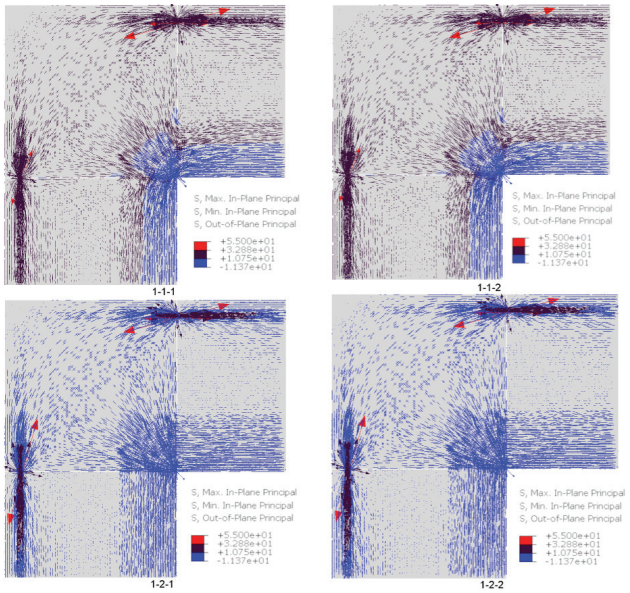


Figura 8 Isostáticas dos máximos principais para os modelos em 2D (1-1-1) isotrópico, linear, (1-1-2) isotrópico, NLG, (1-2-1) ortotrópico, linear e (1-2-2) ortotrópico, NLG

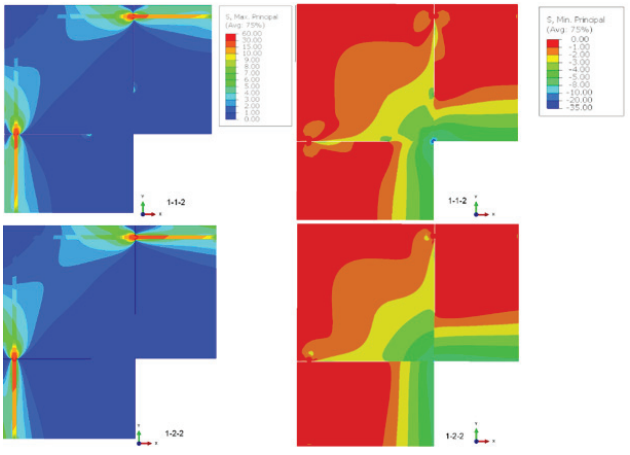


Figura 9 Distribuições de tensões máximas e mínimas (1-1-2) isotrópico, NLG; (1-2-2) ortotrópico, NLG

Pelas distribuições de tensões nota-se que há uma diferença no comportamento das tensões quando se considera a ortotropia da madeira (modelos 1-2-1 e modelo 1-2-2), fazendo com que, de maneira geral, haja menos compressão do que tração e com que as tensões críticas no reforço mudem da região localizada na viga para a região localizada na coluna. Entre os modelos linear e não

linear, não se nota a diferença no comportamento pois trata-se de deslocamentos muito pequenos. Mas no estado limite último já não será assim, tendo em conta os resultados de Negrão *et al.* (2016) [3]. Para trabalhos futuros pretende-se a introdução de leis constitutivas não lineares para os materiais envolvidos e de critérios de rotura para verificação do estado-limite último de resistência.

A Figura 10, apresenta o estudo das distribuições de tensões normais nas secções de referência (S1) e na interface madeira-betão armado (S2) (Figura 1) para cada um dos elementos finitos considerados para o modelo mais simples isotrópico linear (modelos 1-1-1 e 2-1-1 da Tabela 2) e comparados com as habituais hipóteses da Resistência dos Materiais (Figura 3). Adicionalmente, na Figura 11 apresenta-se em detalhe as regiões de compressão e tração na região de interface que é apresentada na Figura 10b.

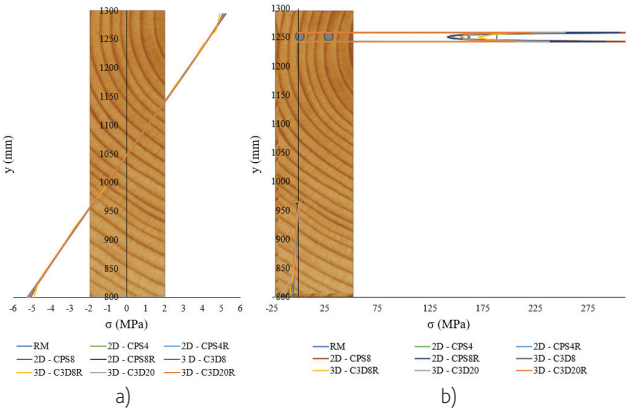


Figura 10 Distribuição das tensões normais nas secções a) S1 e b) interface

Pode-se observar que todos os elementos conseguem descrever bem o comportamento geral do problema, quando comparado com as hipóteses das resistências dos materiais, sendo o elemento 3D com 8 nós e integração reduzida o que apresenta pior comportamento. Na interface as maiores concentrações de tensões foram observadas nas extremidades dos varões e nos elementos CPS4, CPS8 e CPS8R.

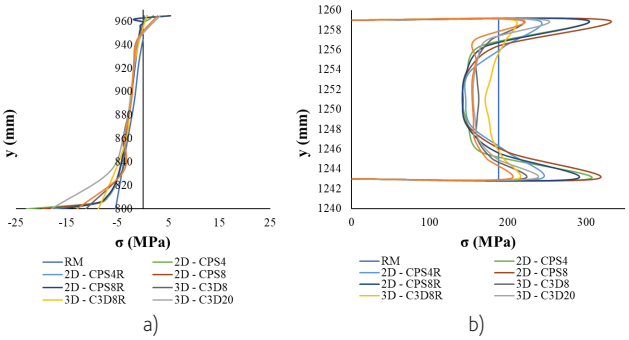


Figura 11 Detalhe das tensões normais na secção interface a) parte inferior em compressão b) parte superior em tração

Na Figura 12 observa-se que a variação de tensão normal, da extremidade do varão até à secção de interface, onde é máxima, não é linear, indicando que não é uniforme a distribuição de tensões de aderência na interface, como admitem alguns métodos de dimensionamento [7]. Também é patente que a transferência de tensão da madeira para o varão se concentra acentuadamente na proximidade da interface. Outro aspeto a destacar é a diferença nos resultados entre os modelos isotrópicos e ortotrópicos (Figura 12).

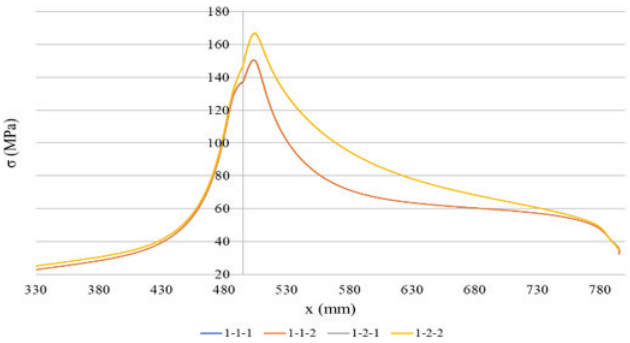


Figura 12 Distribuição de tensões ao longo do varão

5 Conclusões

A consideração da ortotropia da madeira nos modelos faz com que a distribuição de tensões seja modificada consideravelmente, sendo necessária a sua consideração para representar o desempenho geral da ligação. Adicionalmente, para trabalhos futuros pretende-se a inserção de propriedades mais completas para o estudo de estados limites últimos, como, por exemplo, a não linearidade de material e critérios de rotura, fundamental para a comparação com os resultados laboratoriais.

Outro passo importante será a consideração de elementos adicionais na ligação, como, por exemplo, elementos para a transmissão de esforços cortantes e geometrias diferenciadas que facilitem a prefabricação.

Como com a metodologia simplificada de modelação com elementos finitos 2D em estado plano de tensão, conseguem-se resultados suficientemente precisos para o estudo deste tipo de ligação comparando-se com a referência 3D. Estes modelos afiguram-se viáveis para futuras análises com a inserção de características mais complexas do problema, no sentido de conseguirem descrever o campo de tensões com um esforço computacional menor.

Agradecimentos

A investigação que levou a estes resultados recebeu financiamento da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT-Portugal, SFRH / BD / /144968/2019) e apoio do Instituto de Sustentabilidade e Inovação em Engenharia Estrutural (ISISE).

Referências

[1] Ramage, M.H. *et al.* – "The wood from the trees: The use of timber in construction". *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, v.68, p.333-359, 2017.

[2] Negrão, J.; Faria, A. – *Projecto de estruturas de madeira*. Publindústria, Porto, 2009.

[3] Negrão, J. *et al.* – "Numerical and experimental study of small-scale moment-resistant reinforced concrete joints for timber frames". *Construction and Building Materials*, v.118, p.89-103, 2016.

[4] Abaqus – Users, Theory and Scripting manuals. Providence, RI, USA: Abaqus, Inc., Dassault Systèmes Simulia Corp. 2014.

[5] European Committee for Standardization – EN 1992-1-1: Eurocode 5: *Design of timber structures – Part 1-1: General common rules and rules for buildings*. Brussels, 2004.

[6] European Committee For Standardization – EN 338:2003: *Structural Timber - Strength Classes*. Brussels, 2003.

[7] European Committee for Standardization – ENV 1995-2:1997: *Design of timber structures. Part 2: Bridges*. Brussels, 1997.

[8] Negrão, J. *et al.* – "Nós de betão armado resistentes a momentos para pórticos de madeira lamelada colada". In: Proceedings: XIV EBRAMEM – *Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira*. Abril, 2014, Natal, RN, Brasil.

[9] Ribeiro, A.; Mascia, N.T. – Numerical and experimental study of shear stress behavior of NBR and ASTM standard test specimens for FRP-wood bonds. *Composite Structures*, v.224, p. 111066, 2019.

[10] Dias, A.M.P.G. – *Mechanical behaviour of timber-concrete joints*. Portugal, 2005.

a

Revestimentos armados como solução de reabilitação sísmica de paredes de alvenaria de edifícios antigos

Reinforced plaster as seismic rehabilitation solution for old building masonry walls

Ana Isabel Marques
Maria do Rosário Veiga
Paulo Xavier Candeias
João Gomes Ferreira

Resumo

As construções antigas fazem parte do tecido histórico das cidades, pelo que é importante proceder a intervenções de reabilitação eficientes, mas não destruidoras da sua identidade e valor cultural intrínseco. A utilização de rebocos armados apresenta-se como uma solução simples e eficaz no reforço sísmico deste tipo de construções, nos casos em que não é possível ou exigível a preservação dos revestimentos de paredes.

Neste artigo, são analisadas várias composições de rebocos armados, constituídos por ligantes à base de cal aérea, cal hidráulica ou cimento, com um traço usual e com armaduras constituídas por redes metálicas, redes de fibra de vidro e uma rede de fibra natural. É analisada a capacidade resistente à tração desses revestimentos armados, assim como aspetos que podem influenciar a compatibilidade com os materiais existentes, apresentando-se as principais vantagens e desvantagens dos vários tipos de revestimentos.

Abstract

Old buildings are part of the historic fabric of cities, so it is important to carry out efficient rehabilitation works, but avoiding the destruction of their identity and intrinsic cultural value. The use of reinforced plaster presents itself as a simple and effective solution for the seismic reinforcement of this type of constructions, in cases where the preservation of wall coatings is not possible or required.

In this article, various compositions of reinforced plasters are analyzed, consisting of binders based on aerial lime, hydraulic lime or cement, with a common binder-aggregate ratio and with reinforcements consisting of metallic meshes, fiberglass meshes and one natural fiber mesh. The tensile strength of these reinforced coatings are analyzed, as well as aspects that can influence compatibility with existing materials, presenting the main advantages and disadvantages of the various types of coatings.

Palavras-chave: Revestimentos armados / Reabilitação sísmica / Paredes de alvenaria / Edifícios antigos

Keywords: Reinforced coatings / Seismic rehabilitation / Masonry walls / Old buildings

Ana Isabel Marques

Bolseira Doutorada
LNEC, Portugal
aimarques@lnec.pt

Maria do Rosário Veiga

Investigadora Principal com Habilitação
LNEC, Portugal
rveiga@lnec.pt

Paulo Xavier Candeias

Investigador Auxiliar
LNEC, Portugal
pcandeias@lnec.pt

João Gomes Ferreira

Professor Associado com Agregação
CERIS, IST, ULisboa, Portugal
joao.gomes.ferreira@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

MARQUES, A.I. [*et al.*] – Revestimentos armados como solução de reabilitação sísmica de paredes de alvenaria de edifícios antigos. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 13. ISSN 2183-8488. (julho 2020) 25-36.

1 Introdução

As argamassas armadas são uma solução de reforço particularmente promissora para a reabilitação e reforço de estruturas. Esta solução é normalmente composta por um material de reforço (de elevada resistência à tração) que é aplicado à superfície externa dos elementos estruturais através de uma argamassa. Os materiais de reforço utilizados podem apresentar-se sob a forma de fibras soltas ou redes e podem ser de vários tipos. Salientam-se as fibras naturais mais sustentáveis, como as de: lã, algodão, madeira, palha, junco, bambu, crina, sisal, juta, palha de coco, entre outras. Por outro lado, as fibras de maior resistência e maior eficiência para o aumento da resistência à tração da argamassa são as metálicas, de carbono [1] e de basalto [2], tendo as fibras de vidro (resistentes aos álcalis) [3] um desempenho intermédio. As argamassas utilizadas nos revestimentos armados podem ser à base de cimento, de cal hidráulica, de cal aérea, ou de ligantes mistos, por exemplo cimento e resina ou cimento e cal aérea. Destes tipos de argamassas as mais resistentes são as de cimento ou as de cimento e resina, enquanto as mais compatíveis com edifícios antigos e mais sustentáveis, mas também de menor resistência mecânica, são as de cal aérea. As argamassas de cal hidráulica natural podem ser um compromisso razoável, se se verificar que são suficientemente eficazes. A escolha do tipo de argamassa a utilizar depende essencialmente das propriedades do suporte onde vão ser aplicados esses revestimentos armados, assim como do nível de desempenho previsto no projeto.

Os revestimentos armados com redes correspondem a uma técnica de reforço de paredes de alvenaria tradicional, muito usada atualmente. Para que essa rede possa atuar como reforço do reboco, deve ser bem incorporada na espessura da argamassa, entre duas demãos. A sua aplicação deve obedecer à seguinte sequência de operações: aplicação da 1.ª demão da camada de revestimento a armar; aplicação da rede, bem plana, sobre esta demão ainda fresca; passagem da colher sobre a rede, de forma a facilitar a sua incorporação na argamassa; após a secagem parcial da 1ª demão, aplicação da 2.ª demão sobre a rede [4]. No caso de se pretender um reforço estrutural devem ser utilizados conectores metálicos ou fixadores, garantindo desta forma um melhor confinamento da alvenaria.

A escolha dos rebocos de reforço a usar deve ter em conta a sua eficácia como reforço estrutural à ação sísmica, conjugando essa eficácia, na medida do possível, com a compatibilidade com os materiais e soluções de paredes originais, sem a qual diversas anomalias construtivas poderão surgir e a durabilidade global da parede poderá ser comprometida. Embora o aumento da durabilidade do edifício e da parede original seja, em si, um fator de sustentabilidade, adicionalmente deverá ter-se em conta, sem prejuízo dos outros parâmetros apontados, o caráter sustentável dos materiais de reforço escolhidos. Neste contexto, é muito importante conhecer bem o comportamento dos revestimentos armados, principalmente do ponto de vista mecânico, por forma a que as escolhas do tipo de revestimento armado a utilizar sejam as mais eficazes e compatíveis com o elemento a reforçar.

Os ensaios para determinação da resistência à tração de revestimentos armados são geralmente realizados em provetes

prismáticos compostos por uma ou mais camadas de rede de reforço incorporadas na argamassa [5]. Outras configurações de provetes foram também ensaiadas noutros estudos, com provetes em forma de osso que possuem uma maior área na zona de tração do provete [6], ou com provetes em forma de haltere que são mais espessos nas zonas de tração do provete [4; 7]. Neste trabalho foram adotados provetes prismáticos para os ensaios de determinação da resistência à tração, dado que existem documentos normativos que fazem essa recomendação [8; 9].

Os ensaios realizados que se apresentam neste artigo têm como principal objetivo a determinação da resistência à tração dos revestimentos armados. O conhecimento do comportamento elástico destes revestimentos pode ser importante em algumas aplicações estruturais, tais como o reforço ao corte de paredes de alvenaria, o reforço de arcos e abóbadas, e o confinamento de colunas. Por esta razão, os ensaios de tração são realizados de acordo com normas relativas à caracterização mecânica de sistemas de reforço à base de argamassa [8], o que deverá contribuir para a viabilidade dos processos de certificação destes produtos.

Neste artigo foram consideradas várias combinações de revestimentos armados constituídos por argamassas com ligantes de cal aérea, cal hidráulica natural ou cimento, com traços usuais, e por três tipos de redes de reforço, nomeadamente, uma rede metálica, uma rede de fibra de vidro e uma rede de juta. A capacidade resistente dos revestimentos armados foi determinada através de ensaios de tração, que permitiram igualmente analisar os modos de rotura resultantes, que estão diretamente relacionados com a compatibilidade entre materiais.

2 Caracterização dos materiais que compõem os revestimentos armados

As argamassas de revestimento e as respetivas redes de reforço foram previamente caracterizadas. Nesta secção, apresentam-se as principais características desses materiais. Relativamente às argamassas de revestimento foram utilizadas argamassas à base de três tipos de ligantes, nomeadamente cal aérea, cal hidráulica natural e cimento, ao traço 1:3 dado que é um traço equilibrado para os três ligantes utilizados. Foi ainda considerada uma quarta composição, com cal hidráulica natural, com traço mais forte, de 1:2, tendo em conta que se trata de um ligante relativamente fraco (quando comparado com o cimento) mas que é, potencialmente, o mais compatível com o suporte em causa.

As argamassas de revestimento foram fabricadas em laboratório e submetidas aos seguintes ensaios para determinação das seguintes propriedades físicas e mecânicas: i) massa volúmica e consistência por espalhamento no estado fresco [10; 11]; ii) módulo de elasticidade dinâmico, por frequência de ressonância aos 28, 90, 180 e 365 dias [12] e iii) resistência à tração por flexão e resistência à compressão aos 28, 90, 180 e 365 dias [13]. Foram testados três provetes para cada ensaio realizado. No Quadro 1 apresentam-se os resultados médios e respetivo desvio padrão obtidos nos ensaios de caracterização das argamassas de revestimento fabricadas em laboratório no seu estado fresco e no seu estado endurecido.

Relativamente às redes de reforço a incorporar nos revestimentos armados, tendo em conta a tradição de uso em Portugal e na Europa e as suas características técnicas, considerou-se suficiente estudar o efeito das redes de fibra de vidro, rede metálica e rede de fibra natural. No caso da rede de fibra de vidro foi utilizada a rede VIPLÁS 275. Estas redes são constituídas por fibra de vidro tecida segundo o processo designado por "meia-volta" ou "gaze de volta" – ou seja, com os fios da teia e da trama solidarizados por entrelaçamento, seguido de torção – e recebem, na fase final do processo de fabrico, uma proteção contra o ataque dos álcalis que consiste numa indução de resina. A rede metálica utilizada foi a rede CASANET 12,7 × 12,7 mm. Verificou-se que em Portugal não existe nenhuma empresa que fabrique e comercialize redes de fibra natural, pelo que a rede de fibra de juta, do tipo Claytec Rete di Juta, foi adquirida à empresa europeia Naturalia-BAU.

Os três tipos de redes usados nos revestimentos armados foram sujeitos a diversos ensaios de caracterização (segundo a orientação da rede que foi adotada nos revestimentos armados), nomeadamente: i) resistência à tração [14]; ii) determinação da massa por unidade de superfície [15] e iii) determinação da dimensão da abertura da malha e espessura do fio [16]. No Quadro 2 apresentam-se os resultados médios e respetivo desvio padrão obtidos nos ensaios de caracterização das redes de reforço utilizadas nos revestimentos armados.

3 Preparação das amostras

As redes de reforço e as argamassas de revestimento referidas no capítulo anterior foram combinadas entre si com vista à execução dos revestimentos armados. No Quadro 3 apresenta-se a composição dos vários provetes de revestimento armado em estudo, assim como a identificação atribuída a cada tipo de provetes.

Para a realização dos ensaios de tração e alongamento na rotura foram preparados pelo menos cinco tipos de provetes de revestimento armado com 60 cm de comprimento, 10 cm de largura e 2 cm de espessura, sendo que a rede de reforço se situa a meio da espessura do provete e tem as dimensões de 80 cm de comprimento e 10 cm de largura.

Os provetes de revestimento armado foram moldados em moldes de contraplacado marítimo e em duas camadas. Na primeira camada, com a espessura de aproximadamente 1 cm, é embebida a rede, conforme se ilustra na Figura 1. Posteriormente é colocada a segunda camada que é sarrafada e passada à esponja. O tipo e o tempo de cura foram os mesmos que os realizados para as argamassas, de acordo com o previsto na norma EN 1015-11: 1999 [13], conforme se ilustra na Figura 2. Após os procedimentos iniciais de cura, os provetes foram colocados numa sala condicionada à temperatura de 20ºC ± 2% e humidade relativa de 65% ± 5% até à data da realização do ensaio. Os provetes de cimento tiveram uma cura de 28 dias, enquanto os provetes de cal tiveram uma cura de 90 dias.

Quadro 1 Resultados médios (e desvio padrão) obtidos nos ensaios de caracterização das argamassas de revestimento fabricadas em laboratório no seu estado fresco e endurecido

		Idade [dias]	Cal aérea	Cal hidráulica natural		Cimento
		Traço	1:3	1:3	1:2	1:3
Estado fresco	Massa volúmica aparente [kg/m³]	0	1968,2	2028,4	2048,9	2009,4
	Consistência por espalhamento [mm]	0	147	141	145	162
	Relação água ligante (em massa) [-]	0	1,7	1,1	0,8	0,9
Estado endurecido	Módulo de elasticidade dinâmico por frequência de ressonância [MPa]	28	2035 (20)	3086 (85)	5987 (49)	16969 (866)
		90	2571 (35)	3002 (694)	7476 (52)	15426 (894)
		180	2659 (50)	3461 (92)	7386 (203)	15030 (468)
		365	2931 (19)	3417 (133)	8006 (254)	16043 (219)
	Resistência à flexão [MPa]	28	0,22 (0,03)	0,38 (0,06)	1,12 (0,08)	3,2 (0,44)
		90	0,42 (0,03)	0,5 (0,05)	1,25 (0,13)	3,55 (0,46)
		180	0,4 (0,05)	0,48 (0,06)	1,27 (0,08)	3,58 (0,08)
		365	0,37 (0,08)	0,47 (0,10)	1,1 (0,18)	4,55 (0,07)
	Resistência à compressão [MPa]	28	0,41 (0,05)	1,23 (0,03)	2,18 (0,11)	13,18 (1,28)
		90	0,88 (0,05)	1,42 (0,06)	2,46 (0,27)	11,18 (1,05)
		180	0,73 (0,06)	1,51 (0,10)	3,28 (0,10)	11,96 (1,18)
		365	0,78 (0,05)	1,39 (0,12)	2,94 (0,55)	12,76 (1,44)

Quadro 2 Resultados médios (e desvio padrão) obtidos nos ensaios de caracterização das redes de reforço utilizadas nos revestimentos armados

Tipo de rede	Tensão de rotura [MPa]	Massa por unidade de superfície [g/m²]	Espessura do fio [mm]	Abertura da malha [mm]
Rede metálica	406 (13)	1005 (8)	1,00 (0,02)	11,75 (0,15)
Rede de juta	55 (8)	115 (2)	1,15 (0,36)	5,42 (0,92)
Rede de fibra de vidro	782 (9)	330 (1)	2,60 (0,14)	6,11 (0,20)

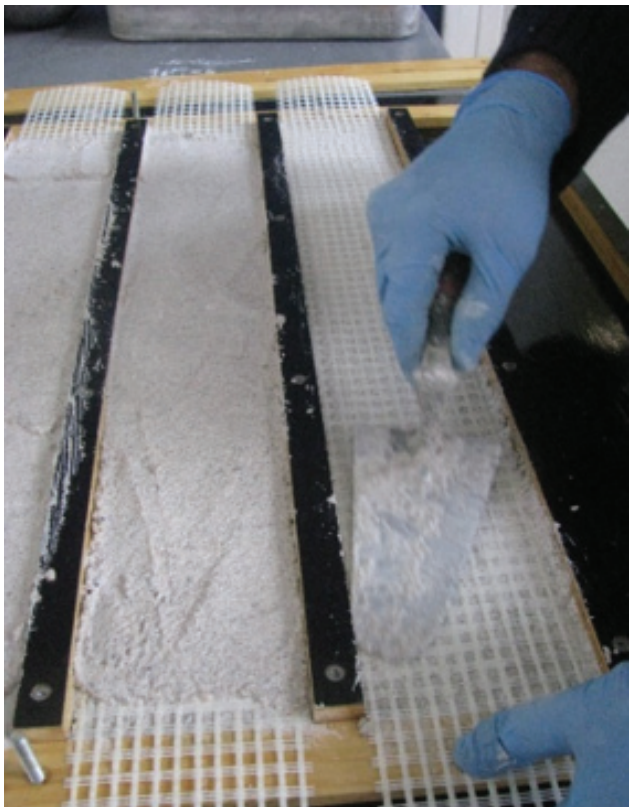


Figura 1 Execução dos provetes de revestimento armado

Figura 2 Cura dos provetes de revestimento armado

Quadro 3 Identificação e composição dos provetes de revestimento armado

Identificação do tipo de provete	Argamassa de revestimento			Rede de reforço
	Tipo de ligante	Tipo de areia	Traço	
CA_M	Cal aérea	Areia de rio	1:3	Metálica
CA_J				Juta
CA_V				Fibra de vidro
CH_1:3_M	Cal hidráulica natural	Areia de rio	1:3	Metálica
CH_1:3_J				Juta
CH_1:3_V				Fibra de vidro
CH_1:2_M	Cal hidráulica natural	Areia de rio	1:2	Metálica
CH_1:2_J				Juta
CH_1:2_V				Fibra de vidro
Ci_M	Cimento	Areia de rio	1:3	Metálica
Ci_J				Juta
Ci_V				Fibra de vidro

4 Campanha experimental

Após a cura completa dos provetes de revestimento armado, que foi de 28 dias para o caso dos de cimento e de 90 dias para os de cal, os provetes foram submetidos aos ensaios de tração. Dada a fragilidade dos provetes, devido à sua esbelteza, houve necessidade de adotar alguns cuidados no seu manuseamento.

Os provetes foram transportados para o local do ensaio à medida que a cura completa era terminada, tendo os provetes sido identificados, medidos, pesados, inspecionados à lupa e submetidos ao ensaio para a determinação da velocidade de propagação de ultrassons, através do método indireto com o objetivo de verificar a existência de fissuras eventualmente causadas pela desmoldagem ou pelo transporte. Os provetes em que fossem detetadas anomalias, eram rejeitados e substituídos por provetes suplentes. Apresentam-se, no Quadro 4, os valores médios e os desvios padrão da massa volúmica, obtidos para cada tipologia de provetes.

Quadro 4 Valores médios (e desvio padrão) obtidos nos ensaios realizados nos provetes de revestimento armado

Identificação do tipo de provete	Tensão de rotura [MPa]	Massa volúmica [kg/m^3]	Módulo de elasticidade dinâmico [MPa]
CA_M	405 (11)	1812 (218)	2148 (270)
CA_J	42 (5)	1684 (38)	1921 (86)
CA_V	550 (82)	1697 (20)	1843 (85)
CH_1:3_M	404 (19)	1913 (11)	4284 (212)
CH_1:3_J	35 (1)	1721 (24)	4810 (74)
CH_1:3_V	600 (26)	1742 (17)	4562 (339)
CH_1:2_M	392 (7)	1805 (39)	8056 (469)
CH_1:2_J	39 (4)	1855 (34)	8379 (225)
CH_1:2_V	580 (38)	1834 (30)	7785 (354)
Ci_M	423 (9)	1968 (13)	14439 (401)
Ci_J	38 (2)	1821 (57)	11561 (997)
Ci_V	578 (11)	1889 (18)	13622 (376)

Posteriormente, os provetes de revestimento armado foram submetidos aos ensaios de tração. O ensaio foi realizado com controlo em deslocamento e com uma velocidade de 0,6 mm/min e uma frequência de amostragem de 50 Hz. A Figura 3 apresenta o aspeto geral da realização de um destes ensaios. Da Figura 4 à Figura 6 apresentam-se, como exemplos, os gráficos da força em função do tempo obtidos para os revestimentos armados de argamassa de cal hidráulica natural ao traço 1:2, respetivamente para cada um dos tipos de redes estudadas. Realça-se o facto de os gráficos não se encontrarem à mesma escala dado que as forças de rotura de cada material são bastante diferentes.

Tendo em conta que a rede é o elemento que acaba por garantir e, assim, condicionar a resistência à tração dos provetes, o valor da tensão foi calculado como a razão entre a força e a área da secção transversal da rede. No Quadro 4 apresenta-se o valor médio e o desvio padrão da tensão de rotura à tração para cada tipologia de provete.

Na Figura 7 apresentam-se alguns exemplos de roturas obtidas nos revestimentos armados durante os ensaios de tração. Da Figura 8 à Figura 11 apresentam-se os modos de rotura para cada tipo de revestimentos armados, agrupados pelo tipo de argamassa.

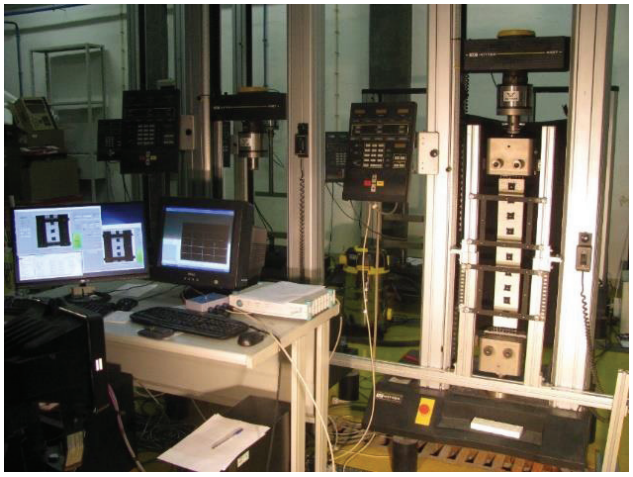


Figura 3 Aspeto geral da realização de um dos ensaios de tração

Tendo em conta os modos de rotura obtidos nos ensaios de tração realizados, assim como os modos de rotura observados em ensaios semelhantes noutros trabalhos de investigação [17; 18; 19; 20] foi possível tipificá-los em quatro tipos: i) rotura nas garras, ii) rotura por tração da rede após a rotura da argamassa, iii) escorregamento da rede e iv) desligamento da argamassa da rede, conforme se ilustra na Figura 12. Faz-se ainda notar que a ocorrência de um determinado modo de rotura entre os representados na Figura 12 depende fortemente da tensão de corte instalada nas extremidades do provete, assim como do desempenho à tração da rede e da ligação entre a rede e a argamassa [21]. O Quadro 5 apresenta o modo de rotura predominante para cada tipo de revestimento armado.

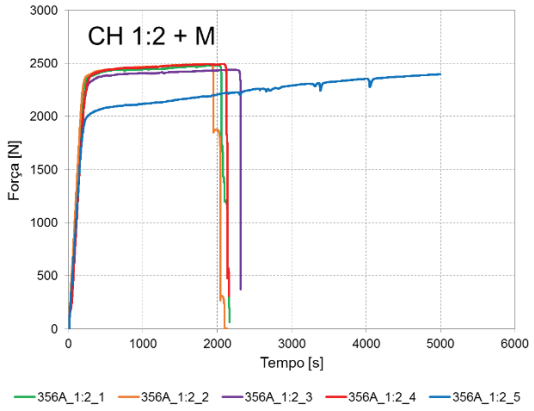


Figura 4 Gráficos da força em função do tempo obtidos para os revestimentos armados de argamassa de cal hidráulica natural ao traço 1:2 e rede metálica

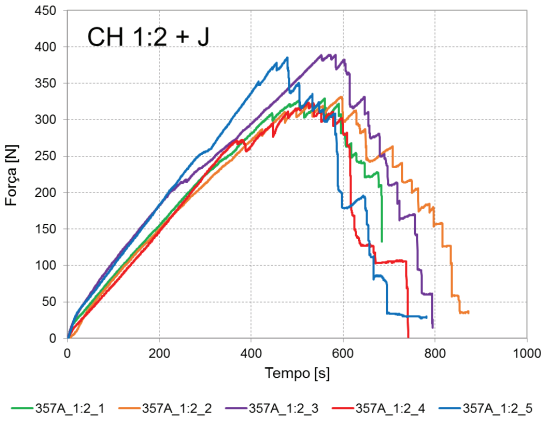


Figura 5 Gráficos da força em função do tempo obtidos para os revestimentos armados de argamassa de cal hidráulica natural ao traço 1:2 e rede de juta

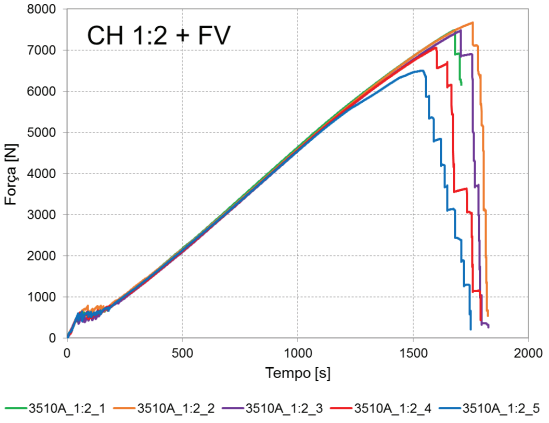
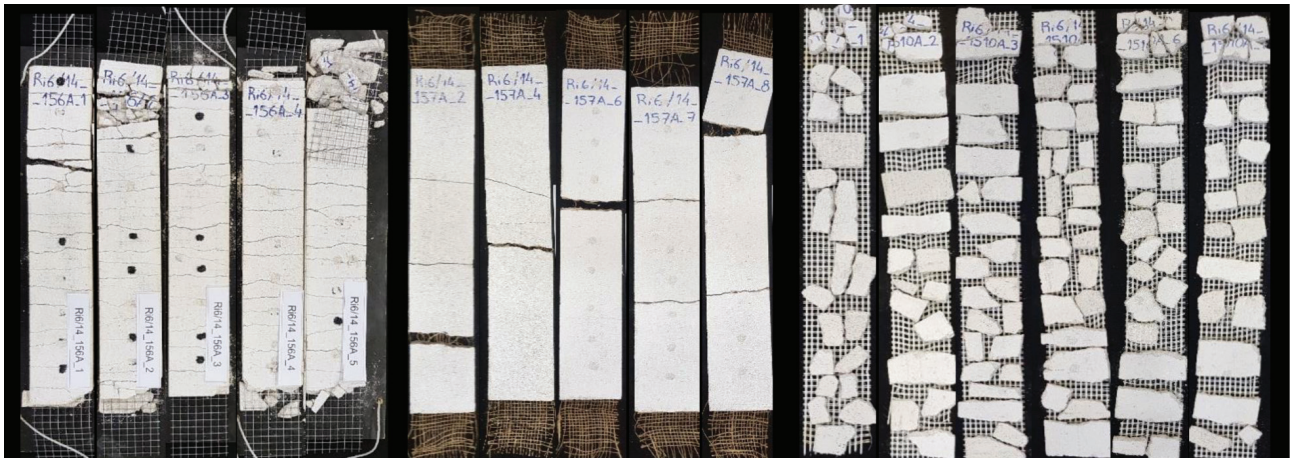


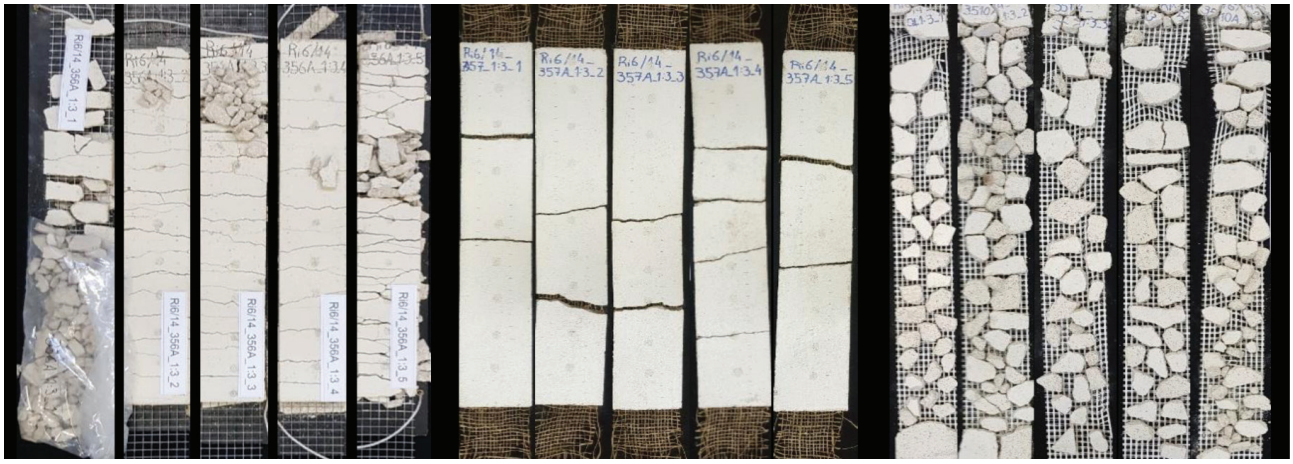
Figura 6 Gráficos da força em função do tempo obtidos para os revestimentos armados de argamassa de cal hidráulica natural ao traço 1:2 e rede de fibra de vidro

Figura 7 Exemplo de alguns modos de rotura dos revestimentos armados nos ensaios de tração



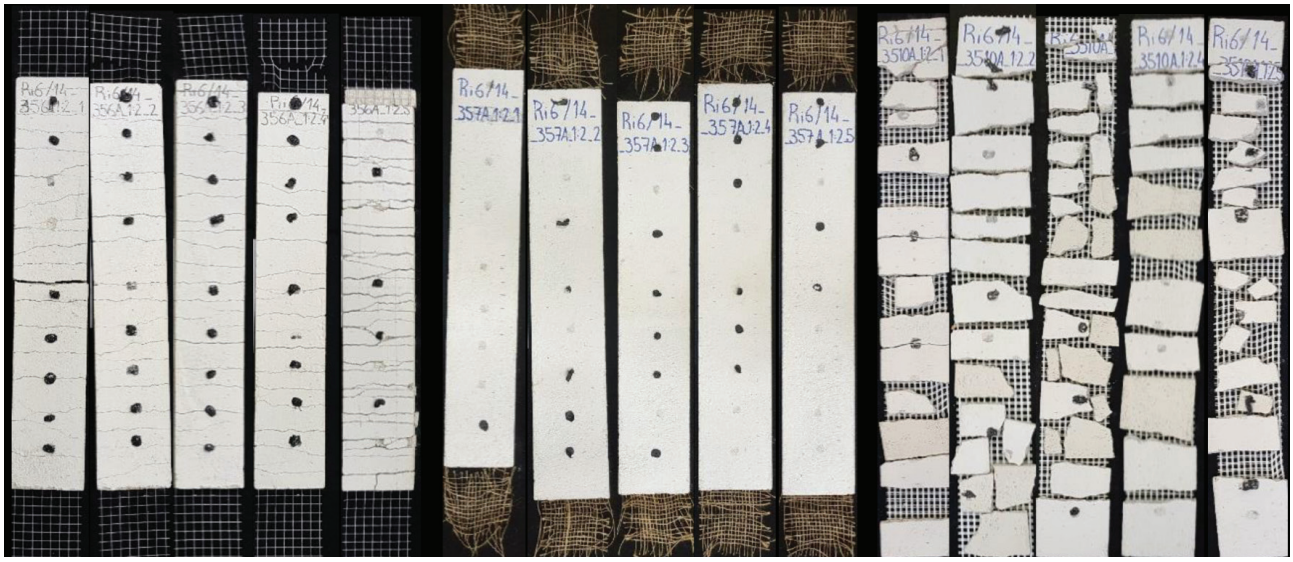
Rede metálica Rede de juta Rede de fibra de vidro

Figura 8 Modos de rotura dos revestimentos armados constituídos por argamassa à base de cal aérea e as diversas redes em estudo



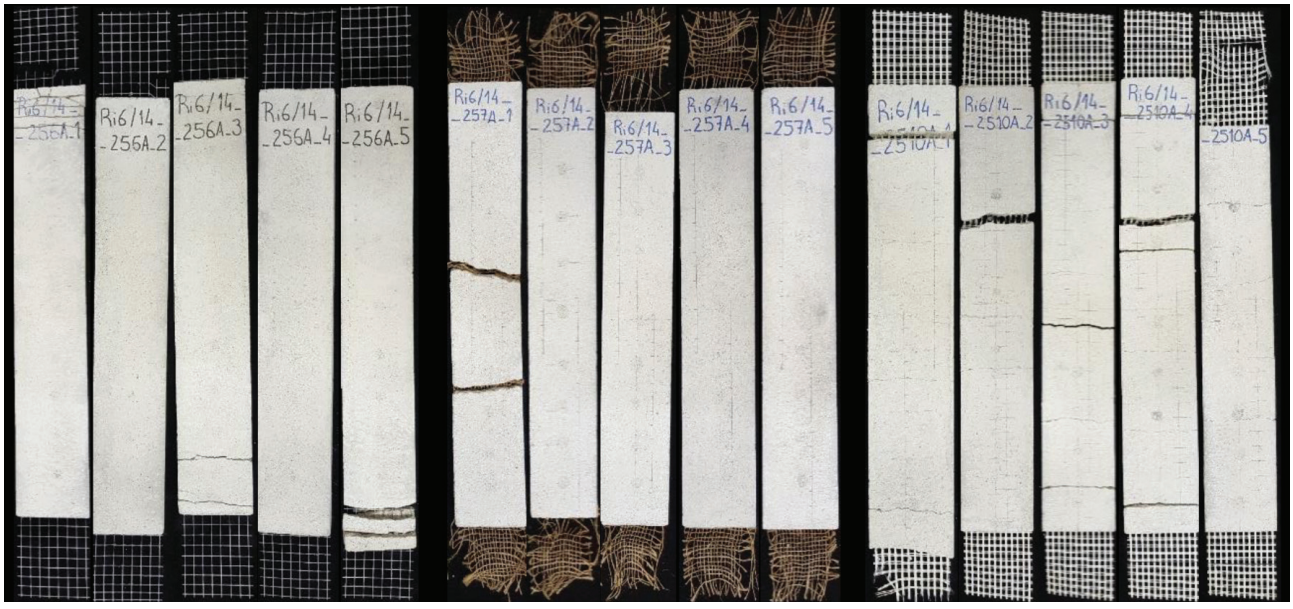
Rede metálica Rede de juta Rede de fibra de vidro

Figura 9 Modos de rotura dos revestimentos armados constituídos por argamassa à base de cal hidráulica natural ao traço 1:3 e as diversas redes em estudo



Rede metálica | Rede de juta | Rede de fibra de vidro

Figura 10 Modos de rotura dos revestimentos armados constituídos por argamassa à base de cal hidráulica natural ao traço 1:2 e as diversas redes em estudo



Rede metálica | Rede de juta | Rede de fibra de vidro

Figura 11 Modos de rotura dos revestimentos armados constituídos por argamassa à base de cimento e as diversas redes em estudo

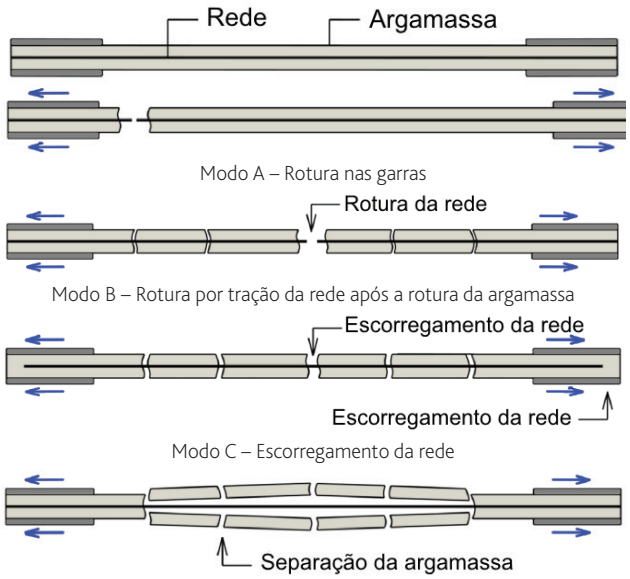


Figura 12 Modos de rotura típicos de revestimentos armados sujeitos a ensaio de tração (Adaptado de [21])

Quadro 5 Identificação do tipo de modos de rotura nas várias tipologias de provetes de revestimento armado ensaiados

Tipologias de provetes	Tipo de modos de rotura
CA_M	B
CA_J	B
CA_V	D
CH_1:3 M	B
CH_1:3 J	B
CH_1:3 V	D
CH_1:2 M	B
CH_1:2 J	A
CH_1:2 V	D
CI_M	A
CI_J	A
CI_V	B

Os resultados obtidos nos ensaios de tração dos revestimentos armados mostram que o valor da resistência é fortemente condicionado pela rede de reforço, variando pouco significativamente com o tipo de argamassa. Os valores obtidos na tensão de rotura mostram-se bastante consistentes para cada tipo de provete, dado que os desvios padrão obtidos são relativamente reduzidos.

Através dos resultados obtidos, verifica-se que as tensões de rotura mais elevadas ocorrem nos revestimentos armados reforçados com rede de fibra de vidro e as mais reduzidas ocorrem para os revestimentos reforçados com juta. Nos revestimentos armados com rede metálica, o valor médio da tensão de rotura obtido para os revestimentos armados é ligeiramente superior ao valor médio da tensão de rotura obtido na rede metálica sem revestimento. A ocorrência deste facto pode dever-se a uma das seguintes causas: i) A argamassa entre as fissuras que vão abrindo ao longo do provete pode dar ainda alguma contribuição para a rigidez do provete de revestimento armado, permitindo assim uma melhor distribuição de tensões e um incremento na tensão de rotura; ii) Nos ensaios das redes sem revestimento, pode existir uma distribuição de tensão não homogénea entre os fios que compõem a rede, ou também a ocorrência de danos localizados na rede (na zona das garras, por exemplo), permitindo assim que ocorra uma rotura prematura de alguns desses fios. Portanto, o aparente ganho de resistência quando passamos da rede sem revestimento para os revestimentos armados pode ser atribuído a uma subestimação da resistência à tração real da rede face ao seu desempenho quando embebida na argamassa [5; 22]. No caso dos revestimentos armados com redes de juta e de fibra de vidro, o valor médio da tensão de rotura obtido para os revestimentos armados é inferior ao valor médio da tensão de rotura obtido nas respetivas redes de reforço sem revestimento. A ocorrência deste facto pode dever-se ao surgimento, sobretudo nas zonas das fissuras, de concentrações de tensões, com distribuição desigual pelos diversos fios da rede. No caso destes revestimentos a considerável abertura das fissuras, por um lado, e o facto de se tratar de redes mais flexíveis (podendo ser mais difícil garantir o seu esticamento durante o fabrico dos provetes) poderão promover a ocorrência deste tipo de rotura prematura.

Além da determinação da resistência à tração máxima através dos ensaios de tração, também foi possível fazer uma estimativa do módulo de elasticidade dos revestimentos armados através da determinação do módulo de elasticidade dinâmico pelo método de ultrassons. O módulo de elasticidade dos revestimentos armados é uma característica fundamental para o projeto de reforço, e para as propriedades de interação argamassa-rede, que afetam significativamente a fissuração, influenciando assim aderência ao suporte e durabilidade. Os resultados do módulo de elasticidade dinâmico obtidos permitem assim confirmar que a deformabilidade dos revestimentos armados de argamassa de cimento é mais reduzida do que os revestimentos de argamassa de cal, sendo os revestimentos armados de cal aérea os mais deformáveis dos revestimentos armados estudados.

Relativamente aos modos de rotura, não se observou nenhum caso de escorregamento da rede, o que revela que a ligação da argamassa à rede foi realizada de uma forma eficaz. No caso dos revestimentos armados de argamassas à base de cal aérea e de cal hidráulica natural ao traço 1:3 (as mais fracas), observa-se que, para redes iguais, os tipos de rotura são também bastante semelhantes. Nos casos em que a resistência da rede é inferior à da argamassa, como é o caso dos revestimentos armados com argamassa de cal hidráulica natural

ao traço 1:2 e rede de juta, os provetes rompem logo aquando da ocorrência da primeira fissura na argamassa. No caso das argamassas de cimento, as mais fortes, esta situação também ocorre, quer para os reforços em rede de juta quer rede metálica. Estas combinações, em que a rede não tem capacidade para mobilizar a resistência da argamassa e, assim, promover a distribuição de fissuras, não devem ser usadas na prática construtiva.

No caso dos revestimentos com reforço em rede de fibra de vidro e argamassas de cal verificou-se que a argamassa se destacou da rede no decorrer do ensaio de tração. No caso das argamassas de cal aérea e de cal hidráulica natural ao traço 1:3, esse destacamento ocorreu para valores de força relativamente reduzidos. No caso dos provetes com argamassa de cal hidráulica natural ao traço 1:2, mais forte, esse destacamento ocorreu apenas na parte final do ensaio, para valores mais elevados da força aplicada, mantendo-se algumas zonas de argamassa agarradas à rede, mesmo após a rotura. No caso das argamassas de cimento, as mais fortes, nunca ocorreu destacamento da argamassa face à rede de reforço. A ocorrência deste fenómeno parece, assim, dever-se à reduzida abertura da rede de fibra de vidro, que prejudica a ligação entre demãos de argamassa, promovendo o seu destacamento, sobretudo no caso das argamassas mais fracas.

5 Conclusões

Os ensaios mecânicos aos revestimentos armados mostraram que é essencialmente a rede que condiciona a resistência à tração do conjunto. Efetivamente, os revestimentos armados com fibra de vidro, que é mais resistente, apresentam os valores mais elevados das tensões de rotura à tração. Conclui-se, deste modo, que o tipo de argamassa, nomeadamente o tipo de ligante utilizado, não condiciona significativamente a resistência à tração dos revestimentos armados.

Outro aspeto de significativa relevância, para além da resistência à tração, diz respeito à configuração dos modos de rotura dos revestimentos armados. Estas configurações, que foram agrupadas em diferentes tipologias, estão associadas à compatibilidade entre os materiais que constituem o revestimento armado – argamassa e rede de reforço – e entre estes e os suportes onde a solução será aplicada.

Tendo em conta o conjunto de resultados obtidos em termos de resistência e compatibilidade, considera-se que os dois tipos de revestimentos armados mais adequados à melhoria do comportamento sísmico das paredes são os de argamassa de cal hidráulica natural ao traço 1:2 e os de argamassa de cimento, com traço 1:3, ambos com o reforço em vibra de vidro.

Se a aplicação a realizar for mais exigente em termos de compatibilidade (entre o revestimento armado e o suporte) e de durabilidade, a solução de argamassa de cal hidráulica natural ao traço 1:2 com rede de fibra de vidro será a mais adequada. Se, no entanto, o tipo de revestimento armado a aplicar tiver de garantir maior resistência global da parede, para a qual a solução com cal hidráulica natural seja insuficiente, a solução mais adequada será o revestimento armado composto por argamassa de cimento com rede de fibra de vidro.

Referências

[1] D'Ambrisi, A.; Feo, L.; Focacci, F., 2013 – "Experimental and analytical investigation on bond between Carbon-FRCM materials and masonry". *Composites Part B*, 46: 15-20, DOI: 10.1016/j.compositesb.2012.10.018.

[2] Balsamo, A.; Di Ludovico, M.; Prota, A.; Manfredi, G., 2011 – *Masonry walls strengthened with innovative composites*. American Concrete Institute, ACI Special Publication, 2(275): 769-86, DOI:10.14359/51682454.

[3] Carozzi, F.G.; Milani, G.; Poggi, C., 2014 – "Mechanical properties and numerical modeling of Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) systems for strengthening of masonry structures". *Composite Structures*, 107: 711-25, DOI: 10.1016/j.compstruct.2013.08.026.

[4] Veiga, M.R., 1997 – *Comportamento de argamassa de revestimentos de paredes. Contribuição para o estudo da sua resistência à fendilhação*. Lisboa: LNEC, Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

[5] De Santis, S.; Carozzi, F.; De Felice, G.; Poggi, C., 2017 – "Test methods for textile reinforced mortar systems". *Composites Part B*, 127: 121-132, DOI: 10.1016/j.compositesb. 2017.03. 016.

[6] Orlowsky, J.; Raupach, M., 2008 – "Durability model for AR-glass fibres in textile reinforced concrete". *Materials and Structures*, 41(7): 1225-1233, DOI: 10.1617/s11527-010-9586-8.

[7] Hegger, J.; Will, N.; Bruckermann, O.; Voss, S., 2006 – "Load-bearing behavior and simulation of textile reinforced concrete". *Materials and Structures*, 39(8): 765-776, DOI: 10.1617/s11527-005-9039-y.

[8] ICC-ES, 2013 – *Acceptance criteria for masonry and concrete strengthening using fiber-reinforced cementitious matrix (FRCM) composite systems*. AC434, ICC-Evaluation Service, Whittier, CA, USA.

[9] RILEM, 2016 – *Recommendation of RILEM TC 232-TDT: test methods and design of textile reinforced concrete*. Technical Committee 232-TDT, Materials and Structures, 49(12): 4923-4927, DOI: 10.1617/s11527-016-0839-z.

[10] CEN, 1998 – *Methods of test for mortar for masonry – Part 6: Determination of bulk density of fresh mortar*. EN 1015-6, CEN, Brussels, Belgium.

[11] CEN, 1999 – *Methods of test for mortar for masonry – Part 3: Determination of consistency of fresh mortar (by flow table)*. EN 1015-3, CEN, Brussels, Belgium.

[12] CEN, 2004 – *Natural stone test methods. Determination of the dynamic modulus of elasticity (by measuring the fundamental resonance frequency)*. EN 14146, CEN, Brussels, Belgium.

[13] CEN, 1999 – *Methods of test for mortar for masonry – Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*. EN 1015-11; 1999, CEN: Brussels, Belgium.

[14] ISO, 1995 – *Verre textile – Tissus – Détermination de la force de rupture en traction et de l'allongement de rupture par la méthode de la bande*. ISO 4606, Deuxième édition, mai.

[15] ISO, 1978 – *Verre textile – Tissus – Détermination de la masse surfacique*. ISO 4605, Première edition, novembre.

[16] ISO, 2016 – *Industrial Woven wire cloth – Technical requirements and testing*. ISO 9044, Third edition, Julho.

[17] Carozzi, F. G.; Poggi, C., 2015 – "Mechanical properties and debonding strength of fabric reinforced cementitious matrix (FRCM) systems for masonry strengthening". *Composites Part B*, 70: 215-230, DOI: 10.1016/j.compositesb.2014.10.056.

[18] Ascione, L.; De Felice, G.; De Santis, S., 2015 – "A qualification method for externally bonded fibre reinforced cementitious matrix (FRCM) strengthening systems". *Composites Part B*, 78: 497-506, DOI: 10.1016/j.compositesb.2015.03.079.

[19] De Santis, S.; De Felice, G., 2015 – "Tensile behavior of mortar-based composites for externally bonded reinforcement systems". *Composites Part B*, 68: 401-413, DOI: 10.1016/j.compositesb.2014.09.011

[20] Arboleda, D.; Carozzi, F. G.; Nanni, A.; Poggi, C., 2015 – "Testing procedures for the uniaxial tensile characterization of fabric-reinforced cementitious matrix composites". ASCE *Journal of Composites for Construction*, 20(3): 04015063, DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000626

[21] Caggegi, C.; Carozzi, F.G.; De Santis, S.; Fabbrocino, F.; Focacci, F.; Hojdys, L., 2017 – "Experimental analysis on tensile and bond properties of PBO and Aramid fabric reinforced cementitious matrix for strengthening masonry structures". *Composites Part B*, 127: 175-195, DOI: 10.1016/j.compositesb.2017.05.048.

[22] Carozzi, F.G.; Bellini, A.; D'Antino, T.; De Felice, G.; Focacci, F.; Hojdys, L.; Laghi, L.; Lanoye, E.; Micelli, F.; Panizza, M.; Poggia, C., 2017 – "Experimental investigation of tensile and bond properties of Carbon-FRCM composites for strengthening masonry elements". *Composites Part B*, 128: 100-119, DOI: 10.1016/j.compositesb.2017.06.018.

a

Ancoragem química em reabilitação de edifícios antigos de alvenaria

Chemical anchors in rehabilitation of ancient masonry buildings

Bárbara Campelo
Vasco Appleton
Nuno Travassos
Teresa Santos

Resumo

Em Lisboa existem numerosos projetos de reabilitação de edifícios de alvenaria antiga. É comum este tipo de projetos requerer várias intervenções no edificado existente e reforços estruturais que implicam ligações da estrutura existente a novos elementos através da selagem de varões.

Os grouts cimentícios são regularmente utilizados neste tipo de aplicações. Este método é moroso e a sua fiabilidade depende significativamente do instalador (Cattaneo, 2019). Adicionalmente não está considerado nas Aprovações/Avaliações Técnicas Europeias (ETAs).

Pela incerteza associada à resistência deste tipo de alvenarias, e na procura de um método mais produtivo e menos influenciado por fatores de instalação a Hilti realizou, em parceria com a A2P, um conjunto de mais de 60 ensaios em duas obras com alvenarias distintas características da cidade de Lisboa. O intuito destes testes foi comparar o desempenho dos grouts cimentícios com sistemas de ancoragem química de injeção (HIT HY 170 e HIT RE 100), especialmente quando sujeitas a cargas ao corte.

Abstract

In Lisbon there are numerous rehabilitation projects of ancient masonry buildings. It is common for this type of projects to require several interventions in the existing building including structural reinforcements that imply connecting the existing structure to new elements through either rebars or threaded rods, both post-installed.

Cementitious grouts are regularly used in this type of application. Grout technology is time-consuming, and its reliability depends significantly on the installer (Cattaneo, 2019). Additionally, it is not considered in the European Technical Approvals/Assessments (ETAs).

Due to the uncertainty in terms of resistance and quality of masonry elements and in search of a more productive method and less influenced by installation factors, Hilti carried out, in partnership with A2P, over 60 tests in two jobsites with distinct traditional rubble masonries in Lisbon. The purpose of these tests was to compare the performance of cementitious grouts and chemical injection anchorage systems (HIT HY 170 and HIT RE 100), especially when subjected to shear loads.

Palavras-chave: Ancoragem química / Reforço estrutural / Reabilitação / / Sistemas de injeção / Grout

Keywords: Chemical anchor / Structural reinforcement / Rehabilitation / / Injection systems / Grout

Bárbara Campelo

Hilti
Portugal
barbara.campelo@hilti.com

Vasco Appleton

A2P
Portugal
vasco.appleton@a2p.pt

Nuno Travassos

A2P
Portugal
nuno.travassos@a2p.pt

Teresa Santos

Hilti
Portugal
teresa.santos@hilti.com

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

CAMPELO, B. [*et al.*] – Ancoragem química em reabilitação de edifícios antigos de alvenaria. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 13. ISSN 2183-8488. (julho 2020) 37-44.

1 Introdução

A indústria da construção, tal como tantas outras, atravessa nos dias de hoje um período de transformação a nível tecnológico. Essa transformação verifica-se desde a fase de conceptualização e planeamento do projeto com a adoção de metodologias como o BIM (Building Information Modelling) até à execução dos projetos com a utilização de métodos inovadores que trazem ganhos de produtividade.

Em paralelo, nos últimos 30 anos a Comunidade Europeia tem vindo a desenvolver um conjunto de normas para o setor da Construção que tem elevado o nível de exigência do sector. A publicação do Eurocódigo 2 parte 4 em 2019 (ou norma EN 1992-4) veio unir numa só norma o dimensionamento de diferentes tipos de ligações (químicas, mecânicas, *cast-in*, etc.) em diferentes condições (cargas estáticas, cargas sísmicas, exposição ao fogo, etc.) em estruturas de betão. Em contraste, o nível de conhecimentos de dimensionamento e construção em estruturas de alvenaria está menos desenvolvido a nível europeu [1]. Por exemplo, o Eurocódigo 8 (referente ao dimensionamento sísmico) define orientações específicas para o dimensionamento de ancoragens/selagens sob ação sísmica em betão (capítulo 5.6) mas não fornece este nível de detalhe para ancoragens/selagens em alvenaria [2]. A construção e reabilitação de edifícios em alvenaria sofre ainda de outra incerteza – a elevada variabilidade das características e resistência de diferentes tipos de alvenaria. Em Lisboa conforme a época e zona geográfica pode-se encontrar edifícios de alvenaria muito distintos entre si (Figura 1).

Figura 1 Exemplos de diferentes tipos de alvenarias antigas de Lisboa, projetos A2P

Especificamente na zona de Lisboa, existem muitos projetos de reabilitação de edifícios de alvenaria antiga em que são necessárias várias intervenções no edificado existente e reforços estruturais, que implicam a conexão de novos elementos (*e.g.* varões de aço, quer

sejam varões roscados ou varões nervurados) à estrutura existente. Os grouts cimentícios são regularmente utilizados neste tipo de ligações.

Para além da baixa produtividade associada ao longo tempo de preparação dos grouts na fase de aplicação, a fiabilidade dos mesmos depende fortemente do instalador. A mistura em obra dos grouts cimentícios (e também outro tipo de grouts, como por exemplo os grouts epoxídicos) depende fortemente de mão humana conferindo ao processo falta de consistência e pouca fiabilidade [3]. Consequentemente este tipo de tecnologia (grouts) não está considerada nas normas europeias mais recentes para aplicações de ancoragem/selagem em alvenaria, nem a nível das normas em si, os Eurocódigos, nem a nível das certificações ETA (Aprovações/ /Avaliações Técnicas Europeias) (Figura 2).

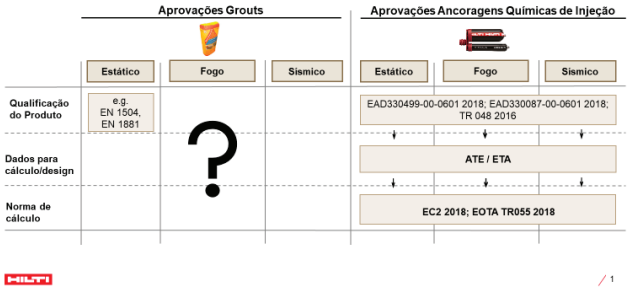


Figura 2 Comparação das aprovações europeias dos grouts e das ancoragens químicas de injeção

É importante também esclarecer alguma inconsistência na utilização do termo resina. O termo resina é frequentemente usado para ancoragens químicas de injeção (um dos tipos de produtos testados nestes ensaios), mas também para produtos completamente distintos utilizados para a reparação de fissuras de betão. Tal como os grouts estes produtos de reparação de betão não estão considerados nas normas europeias mais recentes para aplicações de ancoragem ou selagem. Adicionalmente, este tipo de produtos, pela sua composição e viscosidade, não consegue garantir a formação da ligação à alvenaria.

Pela variabilidade e baixa produtividade associadas à metodologia existente para as aplicações referidas, principalmente sob ações sísmicas, a Hilti realizou, em parceria com a A2P, um conjunto de ensaios em obras com alvenarias características da cidade de Lisboa [4]. O objetivo foi avaliar a *performance* das ligações quando sujeitas a cargas ao corte e comparar o grout cimentício SikaGrout®-213 com as soluções de ancoragem química Hilti (HIT HY 170 e HIT RE 100). Para tal, foi criado um modelo de ensaio que permitisse testar estas ligações em obra, como se poderá ver mais à frente.

Realizaram-se mais de 60 ensaios em duas obras, com alvenarias distintas, na zona do Beato e do Carmo, em Lisboa. As diferentes soluções (HIT HY 170, HIT RE 100 e grout cimentício SikaGrout®-213) foram testadas segundo as condições de aplicação previstas para cada produto.

2 Metodologia

2.1 Descrição da solução para ensaio de resistência ao corte em obra

A aplicação de reforço de paredes de alvenaria exige sobretudo cargas ao corte, sendo que a ação sísmica solicita ainda mais este tipo de cargas ao corte. Também a instalação de elementos singulares, como vigas, envolve a utilização de ligadores ao corte, quer sob ação de cargas estáticas, quer para ação sísmica. Consequentemente o foco deste estudo foi comparar resistência ao corte das diferentes tecnologias testadas.

Estes tipos de ensaios ao corte são bastante mais complexos de realizar, principalmente em obra. Atualmente não há uma metodologia padronizada para a sua realização o que exigiu a criação de um método próprio que permitisse testar os varões ao corte. O desenvolvimento desta metodologia foi inspirado no Anexo A do ETAG 029 [5] e também nos procedimentos publicados para testes de fixações em obra da Construction Fixings Association (CFA) do Reino Unido [6].

Com base nestas normas definiu-se um modelo de teste (Figuras 3 e 4) que utiliza um aparelho de ensaio à tração (usado pela Hilti em ensaios à tração de ancoragem/selagem em obra) de forma adaptada de modo a permitir testar cargas ao corte. O modelo de ensaio consistiu no seguinte:

- Equipamento para introdução da carga de teste ENERPAC RCH302 devidamente calibrado de acordo com o que está previsto no ETAG 029 (alínea a na Figura 3).
- Uma chapa-base, fixa com quatro ancoragens de diâmetro de 12 milímetros, seladas com a ancoragem química HIT HY 170 ou HIT RE 100, de forma a tornar esta chapa o mais imóvel possível. O equipamento de teste está apoiado nesta chapa-base (b na Figura 3).
- Alinhada com esta chapa base, a uma distância de cerca de 50 cm, é colocada uma outra chapa que que tem no seu interior o varão que é testado ao corte e que circunda o varão (c na Figura 3). São colocadas adicionalmente uma porca e anilha para fixar o varão a ser testado à chapa, reduzindo possíveis efeitos de flexão ao varão a ser testado (d na Figura 3).
- Por fim é colocado um varão numa direção perpendicular às restantes ancoragens que é tracionado com recurso ao equipamento ENERPAC RCH302 (e na Figura 3). Esta ação de tração ao varão perpendicular faz com que a chapa que circunda o varão a ser testado se mova, provocando um esforço de corte no varão alvo de teste, ligador à alvenaria.

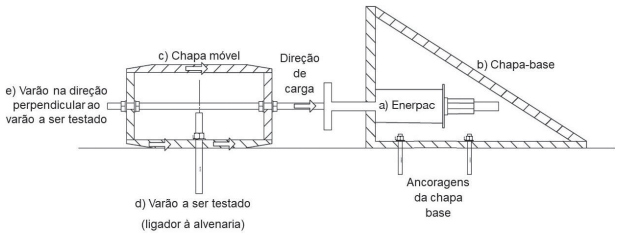


Figura 3 Modelo de ensaio ao corte - teórico

Figura 4 Modelo de ensaio ao corte - prático

Com este método de ensaio conseguiu-se então definir a carga de ensaio através do manómetro analógico do equipamento ENERPAC RCH302, que corresponde à carga de tração que está a ser exercida no varão que atravessa as duas chapas. O valor de cargas obtido foi aproximado em intervalos de 5 kN.

Procurou-se minimizar ao máximo a existência de desalinhamento no sistema de ensaio e com isso procurar garantir a mobilização do varão testado apenas com uma força de corte.

2.2 Descrição das condições de ensaio realizadas

Foram realizados ensaios em duas obras distintas, na zona do Beato e do Carmo, de forma a se testarem os diferentes produtos em alvenarias de pedra representativas da cidade de Lisboa.

As alvenarias encontradas na obra na zona do Beato são típicas do período "gaioleiro", com blocos de pedra irregular de dimensão e constituição variável, tendo sido usadas pedras de boa qualidade, mais rijas (calcários) a par com outras de má qualidade, mais brandas (margas), com uma percentagem de argamassa na ordem de 20 a 30%. As alvenarias encontradas na zona do Carmo são também de pedra irregular de dimensão variada, mas de melhor qualidade, típicas do período pombalino, bem aparelhadas, com blocos unicamente de calcário, o que melhora substancialmente as características do conjunto bloco-argamassa (da alvenaria).

Como referido anteriormente, para estes ensaios foram selecionadas três soluções: HIT HY 170, HIT RE100 e grout cimentício. As soluções de HIT HY 170 e HIT RE 100 são resinas químicas de injeção para ancoragem/selagem de varões roscados ou nervurados (ETA-15/0297 [7] e ETA-15/0883 [8], respetivamente), não devendo ser confundidas com outro tipo de resinas que mais correntemente são utilizadas por exemplo na injeção de fissuras de betão. Como referido anteriormente, o grout cimentício usado foi o SikaGrout®-213.

Foram testados, para cada solução, varões roscados com $\varnothing_v$ = 10 mm de diâmetro, de aço zincado, classe 5.8, com embebimentos variáveis, de acordo com a solução utilizada.

No que respeita ao diâmetro de furação $\varnothing_f$, nas soluções HIT foram seguidas as recomendações das ETAs de cada produto. Para diâmetro $\varnothing_v$ = 10 mm de varão a furação a realizar é de $\varnothing_f$ = 12 mm. O embebimento da ligação variou entre h_{ef} = 150 mm, h_{ef} = 200 mm e h_{ef} = 250 mm conforme os ensaios. Os furos foram realizados na direção horizontal, tendo sido seguidos todos os parâmetros de acordo com as fichas técnicas dos produtos. No caso do grout seguiu-se a recomendação do estudo de Cook de 2003 que sugere um diâmetro do furo $\varnothing_f$ de 50 a 200 % o diâmetro do varão (Cook *et al.* 2003), tendo sido utilizado um diâmetro de $\varnothing_f$ = 20 mm nestes ensaios. É de notar que o diâmetro de furação utilizado é inferior à camada mínima referida na ficha técnica do produto. Todos os ensaios de grout foram realizados com um embebimento de h_{ef} = 250 mm com uma ligeira inclinação descendente (cerca de 10° a 20°). A instalação dos grouts é feita tipicamente com uma ligeira inclinação para facilitar a aplicação do produto.

No primeiro conjunto de ensaios, realizado na zona do Beato, os produtos HIT HY 170 e HIT RE 100 foram testados com varões com embebimento de h_{ef} = 250 mm e com embebimento de h_{ef} = 150 mm. O embebimento mais curto foi testado com o intuito de avaliar o potencial de otimização da solução.

Em todos os ensaios na zona do Beato a preparação e aplicação das três soluções foram realizadas pela Field Engineer (FE) da Hilti. Estes procedimentos incluíram a mistura do grout de acordo com as instruções presentes na embalagem do produto.

No segundo conjunto de ensaios, na obra do Carmo, foi adotado um embebimento padrão de h_{ef} = 200 mm para todos os varões testados com HIT. Em relação à solução com grout, foi decidido fazer cinco ensaios em que a mistura foi feita pela mesma Field Engineer da Hilti, de acordo com as indicações presentes na embalagem do produto, e cinco aplicações com a mistura e aplicação realizada por um trabalhador do empreiteiro em obra. Neste caso não foram seguidos os requisitos previstos pelo fabricante, tendo sido adicionado à mistura mais cimento e areia, de acordo com o procedimento habitual na obra em questão.

Em complemento aos ensaios ao corte, neste segundo conjunto de ensaios foi registado o local de aplicação dos diferentes produtos, tendo sido anotado como pedra, quando a furação era efetuada no interior de uma pedra, e junta, quando a furação era efetuada na argamassa existente entre as pedras que constituem este tipo de alvenarias. Este registo foi utilizado para avaliar uma potencial influência do local exato da fixação nos resultados [9].

Na Tabela 1 podem ser consultados os parâmetros de aplicação que foram definidos em conjunto pela Hilti Portugal e pela A2P para a realização dos ensaios.

Tabela 1 Parâmetros de aplicação em obra

	Obra Beato	Obra Carmo
HIT HY 170 e HIT RE 100		
Diâmetro do varão $Ø_v$ (mm)	10	
Diâmetro de furação $Ø_f$ (mm)	12 (direção horizontal)	
Embebimento h_{ef} (mm)	150 e 250	200
Grout		
Diâmetro do varão $Ø_v$ (mm)	10	
Diâmetro de furação $Ø_f$ (mm)	20 (inclinação descendente de 10° a 20°)	
Embebimento h_{ef} (mm)	250	

Em todos os ensaios foram seguidos os procedimentos de instalação presentes nas ETAs dos produtos HIT HY 170 e HIT RE 100, incluindo o procedimento de furação com recurso a broca com rugosidade e de limpeza do furo que prevê a escovagem e sopragem do furo antes da aplicação do químico (ETA-15/0297 e ETA-15/0883, respetivamente).

Em relação ao grout, e uma vez que não existe informação técnica nesse sentido, foram adotados os mesmos procedimentos de aplicação e limpeza, embora os mesmos nem sempre se verifiquem em obra.

No momento da aplicação, foi usado o dispensador a bateria Hilti HDE 500-A22 para as soluções de ancoragem química HIT HY 170 e HIT RE 100, de acordo com as ETAs acimas referidas.

Para a aplicação do grout a mistura foi feita dentro de um balde com recurso a um martelo da Hilti TE6-A ao qual foi acoplada uma pá misturadora que permitiu realizar a mistura do componente sólido com a água. A injeção do grout foi realizada com recurso a um funil, sendo o furo preenchido por efeito gravítico.

Adicionalmente foi feita uma avaliação teórica da reação das diferentes soluções ao fogo baseada em testes adicionais disponíveis da Unidade de Negócio de Ancoragens da Hilti Global.

3 Resultados

3.1 Descrição dos modos de rotura

Nesta secção apresentam-se os resultados obtidos nos três ensaios realizados, dois numa obra na zona do Beato e um terceiro numa obra na zona do Carmo, ambas em Lisboa.

Foram observados diversos comportamentos que poderão ser analisados de acordo com os modos de rotura previstos na norma EN 1992-4:2018 para "conceção e cálculo dos elementos de fixação para betão". De referir que este documento se aplica a fixações em betão, material base muito distinto do tipo de alvenarias alvo deste estudo. No entanto, sendo este documento um standard de mercado pareceu-nos ser a melhor norma para guiar a análise das ligações avaliadas nestes ensaios. Pode-se, então, distinguir 3 modos de rotura distintos (Figura 5):

- Efeito de alavanca: rotura das fixações devido a uma rotura do material base por efeito de alavanca no lado oposto à direção da carga (EN 1992-4, 2018 [1]);
- Rotura do aço: modo de rotura caracterizado pela fratura das peças do elemento de fixação em aço. Quando sujeito a esforços de corte, a resistência característica de um elemento de fixação isolado no caso de rotura do aço é dada na especificação técnica europeia de produto aplicável (EN 1992-4, 2018 [1]);
- Aderência: modo de rotura no qual a rotura ocorre na interface entre o material de aderência e o material de base ou entre o material de aderência e o elemento de fixação (rotura de aderência) e contém um cone de betão na extremidade superior (EN 1992-4, 2018 [1]).

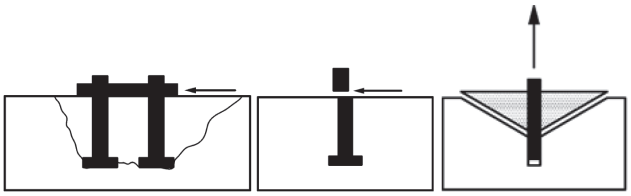


Figura 5 Modos de rotura por efeito de alavanca, rotura do aço e aderência, respetivamente (EN 1992-4, 2018 [1])

É importante salientar que o modo de rotura por corte seria o modo de rotura natural num ensaio de varões ao corte, porventura, associado ou não a algum esmagamento na zona adjacente ao varão. Contudo, tendo em conta a heterogeneidade da alvenaria, podem surgir durante o ensaio desalinhamentos face à configuração inicial do ensaio, potenciando mecanismos de alavanca e de aderência (este último comum no caso de um ensaio de tração). No entanto, estes desalinhamentos são a resposta normal do material base (alvenaria) quando solicitado, tendo em conta a diferente natureza dos seus componentes (alvenaria e argamassa), pelo que os ensaios refletem a realidade da amarração de varões nesse material.

3.2 Apresentação dos resultados

Ao todo foram realizados mais de 60 ensaios, de acordo com as condições mencionadas na seção anterior e cujos resultados estão sintetizados nas Tabelas 2, 3 e 4.

Algumas ancoragens não foram passíveis de serem testadas por incompatibilidade geométrica entre o posicionamento das ancoragens e as chapas do modelo de ensaio.

Os resultados dos ensaios foram muito consistentes apesar de toda a incerteza associada a este tipo de alvenarias e a instalação ter sido feita por diferentes indivíduos (Field Engineer Hilti e trabalhador dos empreiteiros em obra). Também não se verificou uma influência em função do local da instalação (pedra *vs.* junta).

Foi observado que em todos os ensaios com a solução HIT o modo de rotura foi atingido com cargas ao corte superiores às do

grout. Mesmo nos ensaios com a solução HIT com 150 mm de embebimento as cargas ao corte obtidas foram superiores às do grout (com 250 mm de embebimento). Para as soluções HIT, a carga mínima ao corte para atingir o modo de rotura foi de 10 kN com embebimentos de 150 mm e de 15 kN com 250 mm de embebimento. Em mais de 30% dos ensaios com HIT a ligação falhou pelo elemento aço, o que demonstra a eficiência da solução HIT na selagem/amarração do varão.

Por sua vez, as ligações seladas com grout, com embebimentos de 250 mm, atingem a sua rotura quase sempre por volta dos 5 kN (e excecionalmente aos 10 kN), sendo que a falha da ligação está sempre associada ao fenómeno de perda de aderência, ou à rotura por efeito de alavanca ou à combinação destes dois modos. Em nenhum dos ensaios com o grout se verificou o modo de rotura pelo aço.

3.3 Avaliação da reação ao fogo

Adicionalmente, e por esta ser uma questão frequentemente levantada, foi realizada uma avaliação da reação ao fogo pela Unidade de Negócios de Ancoragem da Hilti Global das soluções HIT com base em testes existentes realizados nos laboratórios internos da Hilti e em laboratórios externos na Alemanha.

Para a aprovação de resistência ao fogo para as ETAs dos produtos usados nestes ensaios (HIT HY 170 e HIT RE 100) foram realizados testes à tração às ancoragens HIT rodeadas por um cilindro de betão de 150 mm dentro de uma câmara em fogo. Posteriormente com base nos dados experimentais das temperaturas do betão e da ligação foi simulada uma curva do perfil de temperatura (Figura 6). Adicionalmente testes do produto HIT HY 270 (produto semelhante ao HY 170) numa parede de alvenaria em que a parede inteira é colocada a arder mostram que para embebimentos superiores a 200 mm o aço é o elemento mais fraco de resistência ao fogo e o primeiro a falhar.

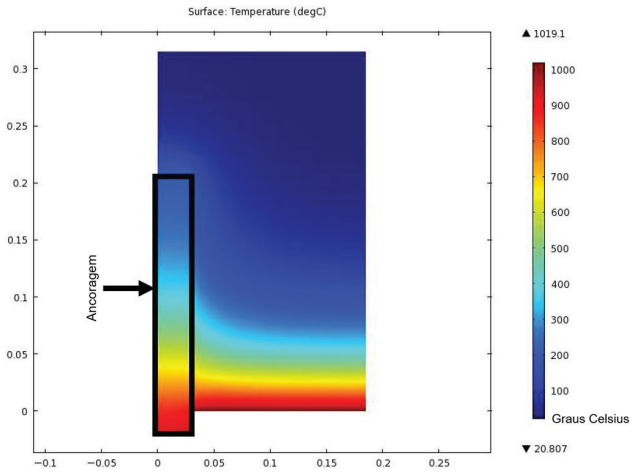


Figura 6 Curva de simulação do perfil de temperatura de uma ancoragem química HIT dentro de uma estrutura de betão, evidenciando a degradação da temperatura ao longo da amarração

Os resultados destes diferentes testes sugerem que para embebimentos superiores a 200 mm não é relevante se o químico que está a ser usado na ancoragem é orgânico ou inorgânico uma vez que é expectável que o aço seja o primeiro elemento a falhar.

4 Conclusões

O objetivo deste estudo foi avaliar diferentes tecnologias para selagem de varões em alvenaria antiga. Neste estudo foram realizados mais de 60 ensaios práticos em 2 obras diferentes em Lisboa (Beato e Carmo) com três produtos – grout cimentício SikaGrout®-213, HIT HY 170 (ancoragem química à base de metacrilato), HIT RE 100 (ancoragem química epoxídica), com o objetivo de comparar cargas ao corte das diferentes soluções.

Os resultados dos ensaios mostram que os sistemas de injeção HIT atingem maior resistência ao corte que o grout cimentício. Esta maior capacidade de resistência ao corte é particularmente relevante num contexto sísmico. Uma análise teórica da reação ao fogo das duas soluções, uma inorgânica (grout cimentício) e as outras duas orgânicas (ambos os produtos HIT), aponta para uma equivalência das mesmas em embebimentos superiores a 200 mm, devido à expectativa que o aço seja o primeiro elemento a falhar da ligação.

Adicionalmente o sistema HIT pode trazer outras vantagens, não detalhadas neste estudo, nomeadamente (1) maior produtividade no processo de aplicação; (2) uma instalação mais fiável independente do instalador, (3) maior alinhamento com as normas mais recentes europeias. Uma outra possível vantagem do sistema HIT (não explorada em profundidade neste estudo) é o potencial de otimização do volume (diâmetro de furação e embebimento) e número de ligações necessárias para a aplicação face ao grout cimentício devido à sua maior capacidade de carga. No contexto atual de falta de mão de obra, e maior pressão de prazos e custos, a maior produtividade do sistema HIT pode ser uma mais-valia importante para o instalador.

Em conclusão, os resultados obtidos sugerem que os sistemas de injeção Hilti (HIT HY 170 e HIT RE 100) apresentam-se como uma melhor alternativa aos grouts cimentícios para selagens de varões em alvenaria (*e.g.* ferrolhos, ligações laje-parede ou viga-parede, fecho de vãos), nas condições ensaiadas. No futuro, os autores consideram expandir as condições e número de testes para aumentar a robustez e nível de conhecimento das soluções HIT em alvenarias antigas.

Tabela 2 Resultados do 1.º Ensaio (zona do Beato)

Ensaio	Carga máxima (kN)	Modo de rotura
HIT RE 100 – h_{ef} = 150 mm		
1	20	Efeito de alavanca
2	25	Efeito de alavanca
3	10	Aderência
4	10	Aderência
5	20	Efeito de alavanca
HIT RE 100 – h_{ef} = 250 mm		
1	25	Efeito de alavanca
2	30	Cedência do aço
3	15	Efeito de alavanca
4	25	Cedência do aço
5	20	Efeito de alavanca
HIT HY 170 – h_{ef} = 150 mm		
1	10	Efeito de alavanca
2	15	Efeito de alavanca
3	15	Efeito de alavanca
4	15	Efeito de alavanca
5	10	Efeito de alavanca
HIT HY 170 – h_{ef} = 250 mm		
1	30	Cedência do aço
2	30	Aderência
3	Varão não ensaiado por incompatibilidade geométrica	
4	Varão não ensaiado por incompatibilidade geométrica	
5	30	Cedência do aço
Grout – h_{ef} = 250 mm		
1	10	Efeito de alavanca e aderência
2	5	Efeito de alavanca e aderência
3	10	Efeito de alavanca e aderência
4	10	Efeito de alavanca e aderência
5	5	Efeito de alavanca e aderência

Tabela 3 Resultados do 2.º Ensaio (zona do Beato)

Ensaio	Carga máxima (kN)	Modo de rotura
HIT RE 100 – h_{ef} = 150 mm		
1	15	Efeito de alavanca
2	Varão não ensaiado por incompatibilidade geométrica	
3	15	Efeito de alavanca
4	25	Efeito de alavanca
5	15	Efeito de alavanca
HIT RE 100 – h_{ef} = 250 mm		
1	20	Efeito de alavanca
2	20	Efeito de alavanca
3	25	Cedência do aço
4	25	Cedência do aço
5	25	Cedência do aço
HIT HY 170 – h_{ef} = 150 mm		
1	15	Efeito de alavanca
2	25	Cedência do aço
3	25	Efeito de alavanca
4	20	Efeito de alavanca
5	15	Efeito de alavanca
HIT HY 170 – h_{ef} = 250 mm		
1	25	Cedência do aço
2	25	Efeito de alavanca
3	20	Efeito de alavanca
4	25	Cedência do aço
5	30	Cedência do aço
Grout – h_{ef} = 250 mm		
1	5	Aderência
2	5	Aderência
3	5	Aderência
4	5	Aderência
5	5	Aderência

Tabela 4 Resultados do 3.º Ensaio (zona do Carmo)

Ensaio	Carga máxima (kN)	Localização do furo	Modo de rotura
HIT RE 100 – h_{ef} = 200 mm			
1	30	Pedra	Rotura por efeito de alavanca
2	25	Junta	Cedência do aço
3	25	Pedra	Cedência do aço
4	25	Junta	Cedência do aço
5	25	Pedra	Cedência do aço
HIT HY 170 – h_{ef} = 200 mm			
1	20	Pedra	Rotura por efeito de alavanca
2	20	Pedra	Rotura por efeito de alavanca
3	25	Pedra	Rotura por efeito de alavanca
4	25	Pedra	Cedência do aço
5	25	Junta	Efeito de alavanca
Grout – h_{ef} = 250 mm			
1 - Empreiteiro	5	Pedra	Aderência
2 - Empreiteiro	5	Junta	Aderência
3 - Empreiteiro	5	Pedra	Aderência
4 - Empreiteiro	5	Pedra	Aderência
5 - Empreiteiro	5	Junta	Aderência
6 - FE	Varão não ensaiado por incompatibilidade geométrica		
7 - FE	5	Pedra	Aderência
8 - FE	5	Junta	Aderência
9 - FE	5	Pedra	Aderência
10 - FE	5	Pedra	Aderência

Referências

[1] EN 1992-4, 2018. Eurocode 2 – *Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete*. European Union EN Eurocodes.

[2] EN 1998-1, 2004. Eurocode 8 – *Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Union EN Eurocodes.

[3] Cattaneo S.; Locatelli A.; Rago D., 2019 – "Reliability of bonded anchors with different installation techniques: experimental assessment". *Asian Journal of Civil Engineering*, 20:681-692.

[4] Cook, R.; Burtz, J.L.; Ansley, M.H., 2003 – "Design Guidelines and Specifications for Engineered Grouts". Report of University of Florida, Gainsville, Florida.

[5] ETAG 029, 2013 – *Guideline for European Technical Approval of Metal Injection Anchors for Use in Masonry* - Annex C: Design Methods for Anchorages. EOTA European Organization for Technical Assessment.

[6] *Procedure for site testing construction fixings*, 2012 – Construction Fixings Association UK.

[7] ETA-15/0297, 2018 – European Organization for Tecnhical Assessment.

[8] ETA-15/0883, 2017 – European Organization for Tecnhical Assessment.

[9] EN 1996-1-1, 2005. Eurocode 6 – *Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures* European Union EN Eurocodes.

a

BIM-based methodology for the seismic performance assessment of existing buildings

Metodologia para avaliação do desempenho sísmico de edifícios existentes com recurso a BIM

Gonçalo Lopes
Romeu Vicente
Tiago Ferreira
Miguel Azenha
Hugo Rodrigues

Abstract

The use of Building Information Modelling (BIM) has been changing the paradigm in the Architecture, Engineering and Construction (AEC) industry. Regarding the assessment of existing buildings, one of the applications of BIM with significant potential concerns the so-called "reverse engineering" (*i.e.*, the reverse process compared with the traditional design procedure), which consists in recreating the existing structure into a BIM model. Thanks to the high level of interoperability of BIM-based data, it is possible to transform this model into an accurate 3D computational numerical model, exploiting all the information collected and organised during the survey phase.

In this context, the present work presents a BIM-based methodology for the seismic performance assessment of existing mixed unreinforced masonry-reinforced concrete (URM-RC) buildings that consists of four phases: (1) Anamnesis, (2) Diagnosis, (3) Therapy, and (4) Control.

A case study building is presented to demonstrate the advantages and applicability of this methodological approach.

Keywords: BIM / Avaliação do desempenho sísmico / Laser scanning / Reabilitação

Resumo

O uso de *Building Information M*odelling (BIM) tem vindo a mudar o paradigma na indústria da Arquitetura, Engenharia e Construção (AEC). No que diz respeito à avaliação de edifícios existentes, uma das aplicações BIM com grande potencial diz respeito à chamada "engenharia inversa", que consiste em recriar a estrutura existente num modelo BIM. Graças ao elevado nível de interoperabilidade da informação usada no BIM, é possível transformar este modelo num modelo computacional 3D preciso, explorando todas as informações recolhidas e organizadas durante a fase de levantamento.

Nesse contexto, o presente trabalho apresenta uma metodologia baseada em BIM para a avaliação do desempenho sísmico de edifícios mistos existentes de alvenaria não reforçada-betão armado (URM-RC) que consiste em quatro fases: (1) Anamnese, (2) Diagnóstico, (3) Terapia e (4) Controlo.

É igualmente apresentado um caso de estudo de um edifício para demonstrar a aplicabilidade e as vantagens desta abordagem metodológica.

Palavras-chave: BIM / Seismic performance assessment / Laser scanning / Rehabilitation

Gonçalo Lopes

RISCO
Universidade de Aveiro, Portugal
gclopes@ua.pt

Romeu Vicente

RISCO
Universidade de Aveiro, Portugal
romvic@ua.pt

Tiago Ferreira

ISISE
Universidade do Minho, Portugal
tmferreira@civil.uminho.pt

Miguel Azenha

ISISE
Universidade do Minho, Portugal
miguel.azenha@civil.uminho.pt

Hugo Rodrigues

RISCO
Universidade de Aveiro, Portugal
hrodrigues@ua.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

LOPES, G. [*et al.*] – BIM-based methodology for the seismic performance assessment of existing buildings. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 13. ISSN 2183-8488. (julho 2020) 45-54.

1 Introduction

Unreinforced masonry (URM) structures represent the highest proportion of the building stock worldwide and in regions affected by destructive seismicity, and together with reinforced concrete (RC) buildings, they account for the largest proportion of casualties in earthquakes [1]. However, one typology that has revealed to be extremely vulnerable to seismic loads concerns the derived mixed URM–RC buildings. These have risen from the later introduction of RC structural elements (slabs, columns, ring-beams, etc.) into existing URM buildings, making them structurally more complex and unpredictable. The implementation of such practices, mainly in retrofitting interventions of existing unreinforced masonry (URM) building stock, has been spread all over the world, especially due to numerous vague recommendations given in certain building codes. Only in recent years, researchers have started to turn their attention to the seismic vulnerability of these structures, by studying and observing their particular damage patterns, mechanisms and interaction effects from coupling RC structural elements to URM loadbearing walls. Moreover, the beneficial nature of structural interventions with RC on URM buildings located in seismically prone regions is still a contentious issue for most of the research community [2]. A case study building from this typology will serve as an example for the application of the proposed methodology.

In this context, the present work presents a BIM-based methodology for the seismic performance assessment of existing buildings that consists of four phases, as illustrated in Figure 1 (using the Business Process Model and Notation (BPMN)): (1) **Anamnesis**, dedicated to the survey and collection of facts about the existing building, the structure and its environs. It aims at a better understanding of the complexity of different layers, historic phases, interventions and additions; (2) **Diagnosis**, dedicated to the analysis and interpretation of the collected facts in order to obtain the necessary understanding of the current state of conservation, the building's behaviour and performance, and to discern about the eventual need for intervention; (3) **Therapy**, corresponding to the actual retrofitting design and can be performed using a fully developed information model (as in the case of new design), along with advanced BIM-based analysis and simulation methods to predict the expected improved performance and the related life cycle costs from the application of the proposed retrofitting measures and to evaluate different retrofitting proposals; and (4) **Control**, entailing a series of cyclical and regular monitoring actions and the implementation of strategies for a preventive conservation plan.

2 Anamnesis – Building appraisal and testing

2.1 Building investigation data

The methodology for the seismic performance assessment of existing buildings presented in this work begins with their thorough inspection, which goes beyond what is strictly structural. In fact, in order to respect the history which often confers a distinctive character to a building, the inspection and appraisal should be accompanied by a historical survey which allows to date the structure, investigate and record the constructive techniques/

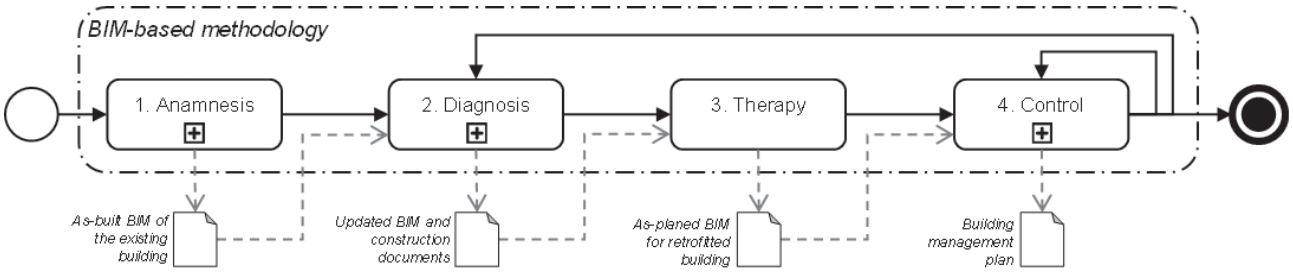


Figure 1 High-level BPMN model of the proposed four phases of the BIM-based methodology for the seismic performance assessment of existing buildings

a) Aerial view

b) Street view

Figure 2 Localisation and exterior aspect of the case study building

/typologies and their details, as well as analyse its evolution and which interventions and alterations have been made over the years, examine existing damages, etc.

The case study herein presented is an example of the building typology presented in the introduction section and consists in a residential palace from the 18th century located in the city of Aveiro, Portugal (see Figure 2). It is a two-storey URM-RC building with a gross implementation area of about 500 m^2 and with a 19 m wide façade facing southeast. The main loadbearing walls are made from uncut and fragmented limestone masonry with thicknesses between 550 and 720 mm, and the remaining partition walls are made with lathwork and plaster (the so-called "*tabique*" walls, in Portuguese) with thicknesses between 140 and 230 mm. The floors are made of timber joists and floorboards. In addition, the building underwent a rehabilitation intervention in 1979 which consisted in the addition of RC screed in some areas of the first floor and the replacement of a partition wall by a steel frame at the ground floor level.

2.2 Geometrical surveying

The rigorous geometrical representation of a building (and its surroundings) is a crucial step for the recording and inventorying of the current status of the existing building and the subsequent structural health assessment stage. In this context, geometric surveying techniques may be divided into: (i) contact techniques, such as manual techniques (tape measure, etc.); or (ii) non-contact techniques, such as image-based techniques (photogrammetry and videogrammetry), range-based techniques (laser measuring or laser scanning), or others techniques (tagging, photos, floor plans, etc.) [3].

Regarding the three-dimensional surveying of the presented case study building, the laser scanning has been used, since it is the one of the most used technique for the complete and detailed representation of existing buildings, which often present a complex architecture and unique geometrical features.

The working principle of a 3D laser scanner is essentially the swift capture of precise three-dimensional measurements reflected from an object or surface to a light sensor, creating a 3D construct called a "point cloud" made from multiple scans which are then unified through a process of "registration". After the scans are registered, a three-dimensional database is established that can be used throughout the building's lifecycle (see Figure 3).

The as-built architectural BIM model of the existing building was developed using the software Autodesk Revit 2019 with the point

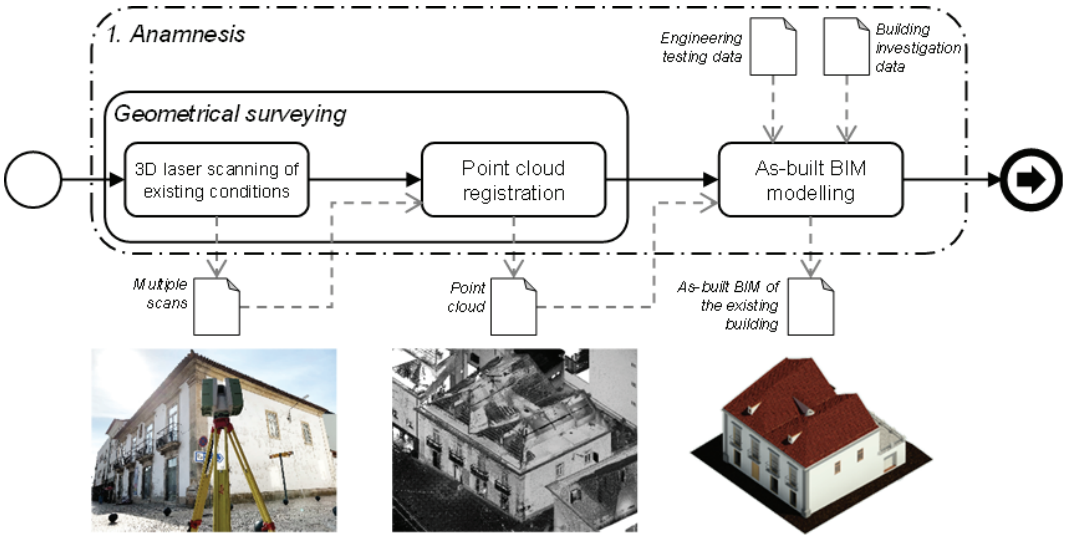
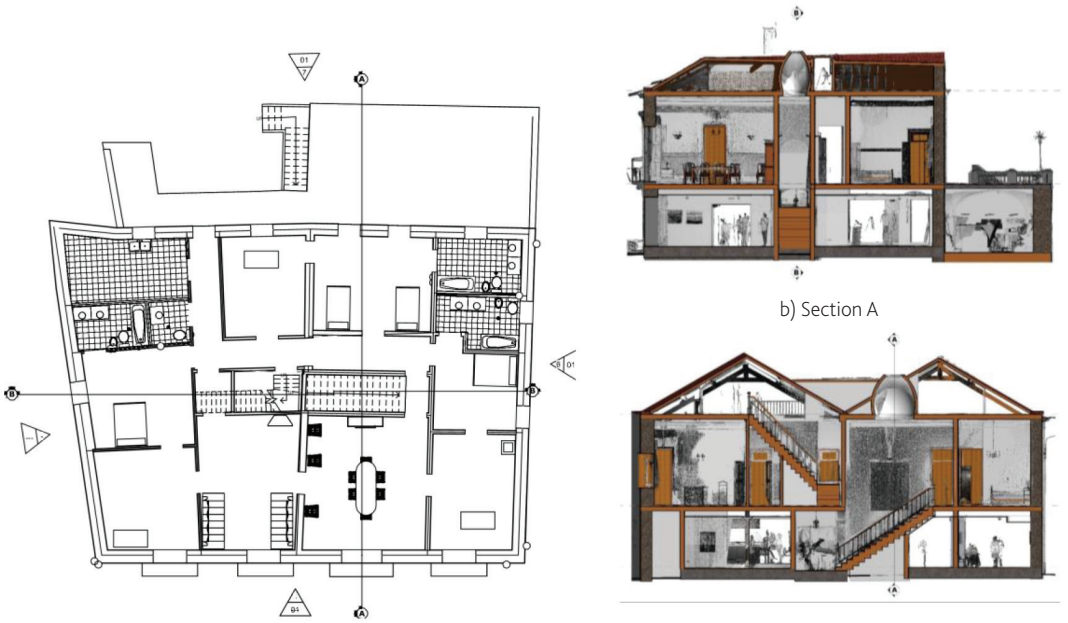


Figure 3 BPMN model of the anamnesis stage (point cloud to 3D geometry)



a) First floor plan

b) Section A

c) Section B

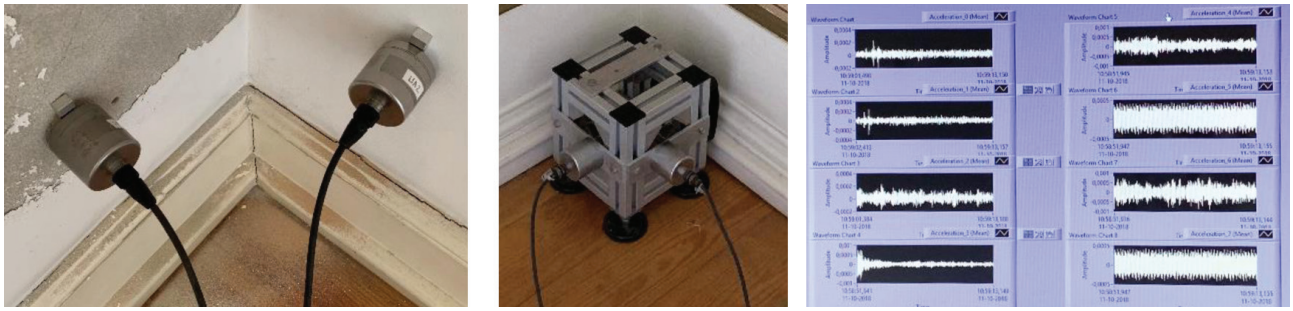
Figure 4 2D and 3D drawings extracted from the BIM model of the case study building

cloud data as the initial reference, saving many hours of digital modelling when compared with the traditional process (2D CAD-based). From the 3D model of the whole building, the BIM-based software is capable of efficiently generating both architectural drawings (see Figure 4) and analytical structural models.

With only this much, it is possible to gather and store significant qualitative (*e.g.*, architectonic style, decorative details, textures, interior layout, etc.) and quantitative (*e.g.*: material physical properties, dimensions, etc.) information about each modelled object, important for future use or simply for the record-keeping and inventory documentation of existing conditions.

2.3 Other engineering surveying and recording techniques

Different diagnosis, surveying and recording techniques are currently available for improving the knowledge level of existing buildings, as a supporting tool for their seismic response



a) Fixed setup b) Portable setup c) Data acquisition

Figure 5 *In situ* ambient vibration testing campaign

assessment. These techniques are used to locate, isolate, evaluate, or monitor physical phenomena affecting existing buildings, for example, the constructive details of the asset, estimation of mechanical properties of materials, to control the effectiveness of a determined intervention or even for structural health monitoring purposes (control stage). The type of technique can be classified according to its purpose, the contact to surface requirement, the level of intrusiveness (non-destructive, minor-destructive and destructive), the rating concerning the average cost and reliability of data acquired, or according to the appropriate time period to be used in intervention actions (before the intervention, during the intervention or after the intervention) [4,5].

In the scope of the case study and in order to support the calibration of the numerical simulations carried out in the next stage, an *in situ* ambient vibration testing campaign (see Figure 5) has been performed to measure the ambient vibrations, to capture the natural frequencies, mode shapes and damping ratios. The measurements were conducted using three setups consisting of pairs of measurement sensors (accelerometers) placed bidirectionally (x and y directions). Two of these setups were portable (roving sensors), permitting the data acquisition in different locations of the building, and the remaining one has been fixed in a reference position to support the scaling and assemblage of the results. The measurements have been performed in seven locations (or nodes): six at the first-floor level and one at the attic level.

3 Diagnosis – Seismic vulnerability assessment

Once the as-built BIM model is constructed, the next stage (diagnosis) can be conducted using advanced BIM-based analysis and simulation methods to assess the current state and/or to predict the expected improved seismic performance introduced by different retrofitting proposals (see Figure 6).

Firstly, the as-built architectural BIM model is adjusted into a structural/analytical BIM model inside the same BIM-based software. Then, thanks to the high level of BIM interoperability, it is possible to transform the as-built structural BIM model into an accurate 3D computational numerical model, exploiting all the information collected and organised during the survey phase. In the present case study, the recorded mode shapes and natural frequencies have allowed calibrating the material properties of the numerical model.

Disregarding heuristic/expert opinion approaches, the seismic vulnerability assessment of masonry structures can be carried out using two classes of methods: empirical (or statistical) methods and

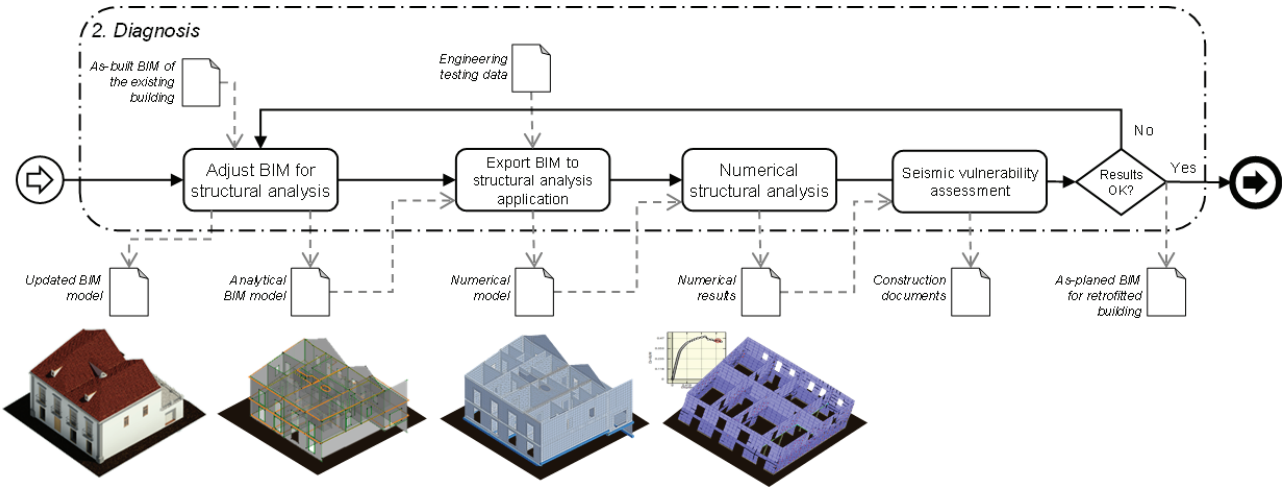


Figure 6 BPMN model of the diagnosis stage

analytical methods. The former can be divided into categorisation methods (which classify buildings into typologies characterised by the propensity of damage), or inspection and rating methods (wherein scores are attributed to each significant vulnerability component). The latter are based on the experimental validation of the various parameters used to define the vulnerability, based on refined numerical models, using either static or dynamic approaches (see for instance [6]). In addition, an attempt to exploit positive aspects of the two classes of methods above is made with the so-called hybrid methods. These combine numerical input/output from analytical models with statistical and probabilistic data to define exposure and vulnerability distribution, allowing the analytical burden to be reduced while grounding results in a geographical context [1]. A review of the procedures for the seismic vulnerability assessment of masonry structures has been made by [1] (including the methods, data requirements, data collection type, assessment type, approach, demand input and output).

Despite the wide variety of methods for assessing the seismic response of existing masonry structures (see for instance [7]), the present case study aimed at the comparison of the seismic response of a derived URM-RC building before and after its intervention by performing non-linear static (pushover) analyses, based on the macro-element approach, using the 3DMacro [8] software code. The pushovers have been performed for the building models before and after the intervention (without and with RC, respectively), in four directions (+X, –X, +Y, –Y) and for both static lateral force distributions (mass and modal/acceleration proportional). By the observation of the obtained results presented in Table 1, it can be stated that the intervention carried out in 1979 consisting in the addition of RC screed in some areas of the first floor and the substitution of a partition wall by a steel frame at the ground floor has not produced very significative alterations on the global seismic behaviour of the original building. Nonetheless, it can be stated that the capacity of the building has increased mainly in the +Y and -Y directions, whereas the stiffness has increased in all directions except in the +X direction (where it has decreased) and the ductility has reduced mainly in the +Y and -Y directions

Table 1 Comparisons of the results obtained from the models before and after the intervention

	Capacity	Stiffness	Ductility
Pushover + X Massa	0.043%	– 2.457%	0.151%
Pushover + X Acc	0.051%	– 3.185%	– 0.260%
Pushover – X Massa	0.531%	0.607%	– 0.069%
Pushover – X Acc	0.038%	0.932%	0.601%
Pushover + Y Massa	2.242%	6.041%	– 2.434%
Pushover + Y Acc	2.460%	2.742%.	– 2.263%
Pushover – Y Massa	2.059%	6.487%	– 2.125%
Pushover – Y Acc	3.046%	3.539%	– 2.909%

4 Therapy – Seismic retrofitting interventions

The goal of seismic retrofitting is the improvement of seismic behaviour of structures in order to improve life safety and the protection of the building's value. Thus, each specific individual case must be checked whether the costs of structural measures and the expected risk reduction are proportionate or reasonable. This can be achieved by different retrofitting strategies and techniques. Retrofitting strategies differ from retrofitting techniques, since the former is the basic approach to achieve an overall retrofitting performance objective (such as increasing strength, increasing deformability, reducing deformation demands), while the latter are the technical methods to achieve that strategy [9,10].

4.1 Seismic retrofitting strategies

The seismic retrofitting of a building can be achieved by the application of one or more of the structural or operational strategies listed below, which are graphically illustrated in Figure 7:

1) **Improving regularity**, on the basis of both global parameters (such as main plan and elevation dimensions) and global and local deviations from a regular ground plan and vertical shape. Moreover, regularity should imply uniform variation of the stiffness, resistance and mass of the seismic resisting elements in elevation and in plan, and comply with a predictable structural behaviour under seismic action, characterised by principal translational vibration mode shapes [11];
2) **Strengthening** of existing structural systems through additional structural elements or the doubling of existing structural elements [12]. With this strategy, the resistance and the stiffness are increased, while the deformation capacity is practically unchanged. Thanks to the higher stiffness, the deformation demand from the seismic action can be reduced to the available deformation capacity [9]. An example of this strategy is the addition of RC walls;
3) **Increasing ductility**, by means of increasing building's ability to withstand lateral loading in a post elastic range by dissipating earthquake energy and creating damage in a controlled widespread or locally concentrated manner, depending on the structural system and detailing [11]. With this strategy, the entire deformation capacity (elastic and plastic) is increased, while the ultimate resistance and the stiffness are only slightly increased. As an example, brittle structural URM walls could be made more ductile by means of additional bonded strips [9];
4) **Softening** of the structural system through a reduction in the stiffness, which decreases the forces by simultaneously increasing the displacement from seismic action. An example of this strategy is the seismic isolation through the insertion of a horizontally soft, high damping seismic bearings made of reinforced rubber layers. A further possibility is the removal of the stiff infills so that the structure can better deform horizontally [9];
5) **Reducing seismic action** through damping. In some specific cases, this can be realised in masonry buildings through the

insertion of dampers for seismic isolation which increases damping simultaneously with a reduction in stiffness [9,11];

6) **Mass reduction**, so that smaller inertial forces and smaller stresses are produced from earthquakes. This can be achieved, for example, by the replacement of heavier non-structural members with lighter ones;

7) **Changing the use**, such as a permitted declassification of the building to a lower importance class, so that the seismic action will be reduced as a result of lower importance factors.

In addition, FEMA 273 [13] recommends the local modification of structural components; and FEMA P-749 [14] recommends the stabilisation of foundations, increasing redundancy, and continuity of load paths.

Although most of these retrofitting strategies limit themselves to the modification of a single distinctive feature of the structure (ultimate resistance, ductility, stiffness, damping, and mass), in practice, they are often combined in order to optimally improve the main weaknesses relating to the seismic performance of each particular building under study. As such, the choice of the optimal retrofitting strategy relies on a good understanding of the dynamic behaviour of engineering structures and coordination with the future use of the building structure [9]. In this framework, it may be necessary to be more selective in the interventions on these buildings, by means of identifying the potential collapse mechanisms and acting only upon the weakest ones [15].

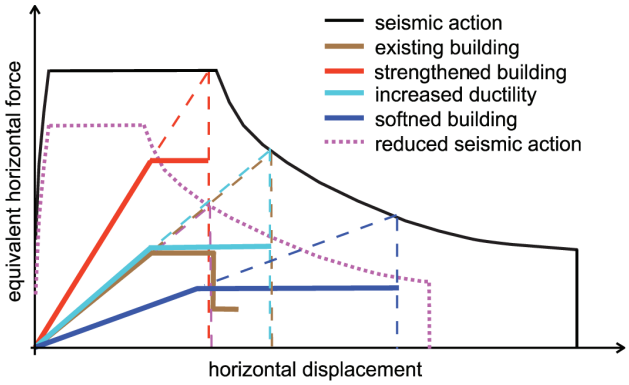


Figure 7 Influence of the implementation of several retrofitting strategies in the structural behaviour illustrated with the help of bilinear capacity curves. Adapted from [9]

4.2 Seismic retrofitting techniques

Seismic retrofitting techniques can be either global or local, based on how many structural members are affected:

1) **Local** (member-level) retrofitting methods. Some punctual interventions can be done by improving the individual members' capacity but keeping the building's global behaviour, for example, transferring the out-of-plane loads to the orthogonal walls, for which the response becomes mainly in their own plane [16]. However, according to Marques *et al.* [17], the exclusive improvement of localised connections may induce excessive stresses due to the seismic actions and cause severe damages that can lead to the global collapse of the entire structure, especially when the building has not been conceived as a "box". For this reason, it is essential to assess the set of all critical individual discontinuities and singularities (*i.e.*, weak points). Local interventions include, among others: strengthening of individual structural elements (*e.g.*, RC jacketing), grout injections, re-pointing, transversal confinement of walls, etc.;

2) **Global** (structural level) retrofitting methods. These include measures to improve the building's response as a whole, *i.e.*, to allow the building to behave as a monolithic structure (box-behaviour). To reach this purpose, beyond the improvement of the structural connections between walls and walls-to-floors, it is also necessary to guarantee enough diaphragm action of the floors in order to ensure their role of transferring actions among the various structural elements, thus inhibiting out-of-plane mechanisms [17]. Global interventions include, among others:

   a) **Conventional methods**, based on increasing the seismic capacity of existing structure, such as addition new shear walls (either over-resistant or dissipative), insertion of ring beams at the floor/roof levels, strengthening of the existing walls formerly designed to withstand vertical loads only (perimeter walls, stairwell or elevator shaft walls), strengthening of floors (by overlaying a thin RC collaborating slab);

   b) **Non-conventional methods** of reduction of seismic demands, such as seismic base isolation (by decoupling the building super-structure from its substructure resting on the shaking ground) and supplemental passive damping devices (which allows concentrating the damage into a limited zone).

In this regard, Rai [18] presents a review of documents on the seismic strengthening of existing buildings. Additionally, the choice of the technique to be applied depends on the locally available materials and technologies (traditional or modern techniques, see [19]), cost considerations, duration of the works, architectural, functional and aesthetic considerations/restrictions [20], and on the required level of strengthening, which depends on the acceptable level of risk [21].

5 Control – Monitoring data

The last stage of the presented methodology concerns the control of the building performance level, through the whole lifecycle of the building in service. In this context, a common topic is the so-called Structural Health Monitoring (SHM), or Historical Heritage Management System (HHMS) [22]. Despite being a relatively new field, SHM technology has a great potential to offer significant economic and safety benefits for an informed and effective building management.

According to Chen [23], SHM is a process of in-service health assessment for a structure through an automated monitoring system, and it is a key element of cost-effective strategies for condition-based maintenance. In general, an SHM strategy consists of four major components (see Figure 8): (1) a sensor system (data acquisition);

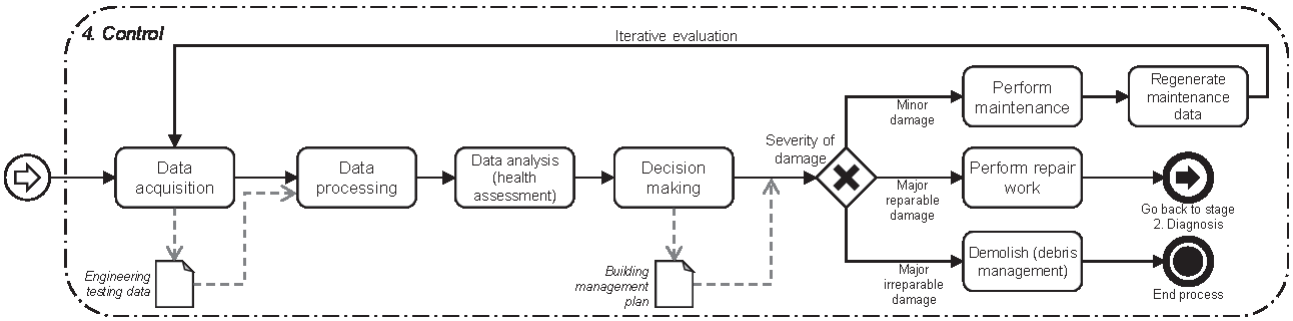


Figure 8 BPMN model of the control stage

(2) a data processing system (including data transmission and storage); (3) a data analysis or health assessment system (including diagnostic algorithms and information management), and; (4) decision making (comprising critical decisions regarding the current or future health status of the structure) [23, 24].

SHM techniques may be classified as **global** (*e.g.*, vibration modal data, such as natural frequencies and mode shapes) or **local** (*e.g.*, material testing, magnetic fields, radiography, X-rays, acoustics, etc.), based on if the method concentrates on the whole structure, or in part of it, respectively. In addition, measurement methods can be applied **intermittently** (implying a temporary deployment of the sensors and the acquisition system) or **continuously** (implying the embedment of the sensors in the structure for the real-time monitoring). In the latter case, a shift from a preventive time-based to a predictive condition-based maintenance strategy is achieved, reducing both the risk of severe structural failure and the overall maintenance costs by excluding unnecessary inspection activities [25]. Moreover, the continuous data feed can lead to significant improvements to the understanding of structural behaviour, particularly for masonry buildings, enabling to look at long-term effects/variations and transient phenomena [26].

Regarding the objectives of an SHM strategy, according to Farrar, Worden and Dulieu-Barton [27] these can be outlined as the following five levels, ordered by increasing and cumulative knowledge of the damage state: (1) Damage **detection**, giving a qualitative indication that damage might be present in the structure (or to alert to future damage in advance); (2) Damage **localisation**, giving information about the probable position of damage; (3) Damage **classification**, giving information about the type of damage; (4) Damage **assessment**, giving an estimate of the extent of damage; (5) Damage **prognosis**, giving information about the safety of the structure (*e.g.*, estimate of remaining useful/service life).

From the earthquake engineering perspective, the majority of the SHM are designed and installed in structures to monitor their dynamic motions continuously using accelerometers in order to track any changes in their structural integrity and detect damage. Some structures are also instrumented with tiltmeters and GPS sensors. The continuous recording of dynamic motions requires that the data are processed and analysed continuously and that the results are displayed in real-time [26].

Nevertheless, from a broader sense, the sensors utilised in SHM may be required to monitor not only the structural status (*e.g.*, strains, stresses, displacements, accelerations, vibrations, etc.) but also influential environmental parameters, such as wind speed, temperature, the quality of the foundations, as well as to detect deterioration and to assess damage for decision making [24].

In the present case study, the control stage concerns the measurement of the deflection of structural elements, by comparing the relative differences of the coordinates of pre-selected points from the point clouds obtained from different geometrical surveys. Thus, this SHM strategy, integrated with lifecycle management, will support the structural assessment, enabling an optimal operation and maintenance of the structure throughout (or eventually beyond) the building's design life.

6 Final comments

The proposed BIM-based methodology for the seismic performance assessment of existing buildings, focusing specifically on mixed URM-RC building typologies, is organised in four phases: Anamnesis, Diagnosis, Therapy and Control.

The adopted BIM framework has demonstrated considerable advantages comparatively with traditional processes, allowing to gather, analyse and share relevant information regarding many aspects related to different phases of a building's lifecycle.

Concerning the adopted case study building, once accurately known the geometrical information (based on a laser scanning survey), and estimated the structural loads, it was possible to predict the material properties based on the calibration of natural frequencies obtained numerically and experimentally from an *in situ* ambient vibration testing campaign. Then, non-linear static (pushover) analysis have been performed based on the macro-element approach, using the 3DMacro software, in order to assess the seismic performance of the analysed building before and after the intervention (without and with RC, respectively). According to the obtained results, it was possible to observe that the intervention carried out in 1979 has not significantly changed the global seismic behaviour of the building, whereby no retrofitting interventions have been identified as necessary.

Finally, the geometrical survey process used during the anamnesis stage will aid in the control stage (structural monitoring), should damage occur in the future, since it can help to detect significative deformations due to construction defects or cumulative ageing effects over time.

Acknowledgments

The first author would like to acknowledge the PhD grant (PD/BD/135201/2017) provided by Foundation for Science and Technology (FCT), within the scope of the Doctoral Programme InfraRisk (Analysis and Mitigation of Risks in Infrastructures). Thanks are also due to University of Aveiro, FCT/MEC for the financial support to the research Unit RISCO – Aveiro Research Centre of Risks and Sustainability in Construction (FCT/UID/ECI/04450/2013) and to the Research Unit ISISE – Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (UID/ECI/04029/2019).

References

[1] D'Ayala, D. – *Assessing the seismic vulnerability of masonry buildings*. Woodhead Publishing Limited; 2013. doi:10.1533/9780857098986.3.334.

[2] Correia Lopes, G.; Vicente, R.; Ferreira, T.M.; Azenha, M. – *Intervened URM buildings with RC elements: typological characterisation and associated challenges*. vol. 17. Springer Netherlands; 2019. doi:10.1007/s10518-019-00651-y.

[3] Volk, R.; Stengel, J.; Schultmann, F. – "Building Information Modeling (BIM) for existing buildings - Literature review and future needs". *Autom Constr* 2014;38:109–27. doi:10.1016/j.autcon.2013.10.023.

[4] Cóias, V.; Lourenço, P.B. – "Survey and Assessment of Portuguese Heritage Using Nondestructive Methods, in View of its Seismic Rehabilitation". *Work. Seism. Perform. Monum.*, 1998, p. 157-66.

[5] Maio, R.; Santos, C.; Ferreira, T.M.; Vicente, R. – "Investigation Techniques for the Seismic Response Assessment of Buildings Located in Historical Centers". *Int J Archit Herit* 2018;12:1245–58. doi:10.1080/15583058.2018.1503363.

[6] D'Ayala, D.; Meslem, A.; Vamvatsikos, D.; Porter, K.; Rossetto, T.; Silva, V. – "Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid-Rise Buildings". GEM Tech Rep 2015-08 v100 2015.

[7] Marques, R.; Lourenço, P.B. – "Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of modern unreinforced masonry buildings". *Comput Struct* 2011;89:2079-91. doi:10.1016/j.compstruc.2011.05.021.

[8] Gruppo Sismica. 3DMacro – Manuale Teorico. Catania, Italy [in Italian]: Gruppo Sismica s.r.l.; 2013.

[9] Wenk ,T. – "Seismic Retrofitting of Structures: Strategies and collection of examples in Switzerland", 2008.

[10] Lungu, D.; Arion, C. – "Intervention Strategies". A Rep. Work Packag. 4, PROHITECH Proj., 2006.

[11] Marini, A.; Passoni, C.; Riva, P.; Negro, P.; Romano, E.; Taucer, F. – *Technology options for earthquake resistant, eco-efficient buildings in Europe: Research needs*. Publications Office of the European Union; 2014. doi:10.2788/68902.

[12] Ravara, A.; Oliveira, C.S.; Carvalho, E.C.; Lopes, M.; Costa, P.T.; Delgado, R. *et al.* – *Reducing the Seismic Vulnerability of the Building Stock*. 2001.

[13] FEMA – FEMA 273 – *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington DC, USA: 1997.

[14] FEMA – FEMA P-749: *Earthquake-Resistant Design Concepts: An Introduction to the NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. Washington, DC: 2010.

[15] Lopes, M.; Meireles, H.; Cattari, S.; Bento, R. – "Lagomarsino S. Building Pathology and Rehabilitaion". In: Costa A, Guedes JM, Varum H, editors. *Struct. Rehabil. Old Build.*, vol. 2, Springer-Verlag; 2014, p. 187-234. doi:10.1007/978-3-642-39686-1.

[16] Sangirardi, M. – *Seismic Behaviour of Mixed Masonry-Reinforced Concrete Buildings. An insight into Modelling Approaches*. (PhD thesis). Universidade do Minho, Portugal and Politecnico di Bari, Italy, 2016.

[17] Marques, R.; Lamego, P.; Lourenço, P.B.; Sousa, M.L.; Marques, R. – "Efficiency and Cost-Benefit Analysis of Seismic Strengthening Techniques for Old Residential Buildings in Lisbon". *J. Earthq Eng* 2017;00:1-36. doi:10.1080/13632469.2017.1286616.

[18] Rai, D.C. – "Review of Documents on Seismic Strengthening of Existing Buildings". Doc No-IITK-GSDMA-Earthquake 2005;7:0-11.

[19] NIKER Project. D3.1 – "Inventory of earthquake-induced failure mechanisms related to construction types, structural elements, and materials". Deliv 31 2010:56.

[20] Arora, G.; Alam, M.P. – "A study on the seismic retrofiting of the structure". *Int J Adv Eng Res* 2015;9.

[21] Tomaževič, M. – "Seismic resistance of masonry buildings in historic urban and rural nuclei: Lessons learned in Slovenia". *Int J Archit Herit* 2011;5:436-65. doi:10.1080/15583051003792898.

[22] Zonta, D.; Pozzi, M.; Zanon, P. – "Monitoring Historic Buildings Using Distributed Technologies". In: P.B. Lourenço, P. Roca, C. Modena SA, editor. *Struct. Anal. Hist. Constr.*, New Delhi: 2006.

[23] Chen, H. – *Structural Health Monitoring of Large Civil Engineering Structures*. John Wiley & Sons Ltd All; 2018.

[24] Li, H.N.; Li, D.S.; Song, G.B. – "Recent applications of fiber optic sensors to health monitoring in civil engineering". *Eng Struct* 2004;26:1647-57. doi:10.1016/j.engstruct.2004.05.018.

[25] Peeters, B. – *System identification and damage detection in civil engineering* (PhD thesis). Katholieke Universiteit Leuven, 2000.

[26] Kasimzade, A.A.; Şafak, E.; Ventura, C.E.; Naeim, F.; Mukai, Y. – *Seismic Isolation, Structural Health Monitoring, and Performance Based Seismic Design in Earthquake Engineering: Recent Developments*. Springer; 2018.

[27] Farrar, C.R.; Worden, K.; Dulieu-Barton, J. – "Principles of Structural Degradation Monitoring". *Encycl. Struct. Heal. Monit.*, 2008. doi:10.1002/9780470061626.shm105.

a

BIM em intervenções de conservação e de reabilitação do património: Uma aplicação ao Palácio Nacional de Sintra

BIM in heritage conservation and rehabilitation interventions: An application to the National Palace of Sintra

Rita Machete
Márcia Godinho
Madalena Ponte
Rita Bento
Ana Paula Falcão
Alexandre Gonçalves

Resumo

Este artigo descreve o desenvolvimento de um modelo H-BIM (Heritage Building Information Modelling) e a sua utilização num contexto de conservação e reabilitação do Palácio Nacional de Sintra. O seu levantamento geométrico foi realizado com base em nuvens de pontos recolhidas a partir de um laser scanner e de um drone. As decisões sobre o nível de detalhe e a aplicação da modelação paramétrica para os estilos arquitetónicos existentes foram cruciais para se obter um arquivo digital para gestão de informação e apoio a projetos de conservação e reabilitação. O modelo H-BIM criado definiu as propriedades dos elementos construtivos e estruturais como atributos, uma vez que é possível estabelecer uma relação direta entre os elementos BIM individuais e os dados coligidos. Assim, o modelo 3D apoia simultaneamente as análises sísmicas, fornecendo parâmetros-chave, e incorpora os seus resultados como atributos, permitindo um fluxo de informação contínuo, realçando os recursos do BIM no apoio à gestão do património construído.

Abstract

This paper describes the development of an H-BIM model (Heritage Building Information Modelling) and its use in a context of conservation and rehabilitation of the National Palace of Sintra. Its complex geometry was acquired with terrestrial laser scanning and unmanned aerial vehicle techniques. Decisions about the level of detail and the application of parametric modelling to existing architectural styles were crucial to obtaining a digital database with extensive use within heritage management activities and rehabilitation projects. The H-BIM model defined the properties of the construction and structural elements as attributes since it is possible to establish a direct relationship between the individual BIM elements and the collected data. In this way, the model developed simultaneously supports the seismic structural analysis, providing key parameters, and incorporates its results as attributes, allowing a coherent and continuous workflow and highlighting BIM resources as a useful tool to support heritage management built.

Keywords: H-BIM / Laser scanner / Drone / Avaliação sísmica / Reabilitação / / Palácio Nacional de Sintra

Palavras-chave: H-BIM / Laser scanner / Drone / Seismic assessment / / Rehabilitation / National Palace of Sintra

Rita Machete

CERIS, Instituto Superior Técnico,
Universidade de Lisboa, Portugal
rita.f.machete@tecnico.ulisboa.pt

Márcia Godinho

CERIS, Instituto Superior Técnico
Universidade de Lisboa, Portugal
marcia.godinho@gmail.com

Madalena Ponte

CERIS, Instituto Superior Técnico
Universidade de Lisboa, Portugal
madalenaponte@tecnico.ulisboa.pt

Rita Bento

CERIS, Instituto Superior Técnico
Universidade de Lisboa, Portugal
rita.bento@tecnico.ulisboa.pt

Ana Paula Falcão

CERIS, Instituto Superior Técnico
Universidade de Lisboa, Portugal
ana.p.falcao@tecnico.ulisboa.pt

Alexandre Gonçalves

CERIS, Instituto Superior Técnico
Universidade de Lisboa, Portugal
alexandre.goncalves@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

MACHETE, R. [*et al.*] – BIM em intervenções de conservação e de reabilitação do património: uma aplicação ao Palácio Nacional de Sintra. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 13. ISSN 2183-8488. (julho 2020) 55-62.

1 Introdução

A preservação e salvaguarda do Património Cultural Construído (PCC) é uma preocupação permanente das instituições. O PCC representa um valor inestimável na definição de identidade cultural e, portanto, é da maior importância ter recursos e ferramentas para apoiar a sua manutenção de maneira eficiente. Para documentar os aspetos importantes relacionados com a manutenção de edifícios ou locais patrimoniais, é estratégica a existência de uma base de dados completa e coerente, capaz de atender a solicitações de exigência de informação. A conservação do património arquitetónico dos edifícios e a sua manutenção e gestão são tarefas complexas, pois resultam de eventos históricos, diferentes influências arquitetónicas, mudanças de propriedade e transformações ao longo do tempo [1]. Assim, a aplicação da metodologia BIM (*Building Information Modelling*) revela-se importante como uma abordagem integrada ao design, representação, produção e gestão do ambiente construído na indústria de Arquitetura, Engenharia e Construção (AEC) [2]. De facto, a integração do BIM com as dimensões de construção e gestão de edifícios pode ser enquadrada num diagrama conceptual de sete níveis, estendendo a representação geométrica 3D: o 4D BIM amplia a capacidade do modelo para incluir atividades de planeamento ou simulação; o 5D BIM permite considerar os custos de adicionar ou alterar elementos construtivos; o 6D BIM está relacionado com a sustentabilidade, incluindo a análise do ciclo de vida dos componentes do edifício; e o uso do 7D BIM é eficaz em atividades de gestão de operações e de instalações, como a programação de atividades de manutenção preventiva ou o planeamento de emergências ([3], [4]). Estes níveis de informação enriquecem o modelo de base paramétrica virtual e ampliam a sua aplicabilidade como plataforma colaborativa [5].

A metodologia BIM está bem estabelecida para edifícios novos, mas não para edifícios existentes, em particular para os que pertencem ao PCC. Para este tipo de estruturas a implementação do BIM (habitualmente designada por H-BIM, *Heritage Building Information Modelling*) enfrenta dificuldades ou desafios adicionais, relacionados, por exemplo, com a geometria complexa da maioria dos edifícios e com a necessidade de estabelecer um modelo geométrico que se adapte ao modelo paramétrico usado pela maioria das ferramentas BIM. Outra dificuldade está relacionada com a necessidade de representar as alterações registadas ao longo da história dos edifícios, para os quais surge a necessidade de ter um modelo robusto que lide com a evolução temporal (*i.e.* objetos que mudam de forma, função, atributos ou posição). Além disso, qualquer implementação de BIM no contexto PCC está fortemente relacionada com o objetivo para o qual foi desenvolvida, incluindo especificidades e capacidades relacionadas à manutenção comum, ativos históricos ou suporte a estudos específicos, para os quais é obrigatória uma abordagem multidisciplinar.

Este artigo descreve o desenvolvimento de um modelo BIM 3D e a sua utilização num contexto de conservação e reabilitação do Palácio Nacional de Sintra (PNS) que permite um fluxo de trabalho coerente e contínuo, enriquecido pelo BIM e base de dados associada, como uma ferramenta útil de suporte à decisão na gestão do PCC. O PNS (Figura 1), localizado no centro histórico da vila, foi edificado e alterado ao longo de vários séculos tendo acompanhado

vários reinados: D. Dinis, D. João I e D. Manuel I. O PNS apresenta uma estrutura muito complexa, composta por vários edifícios de alvenaria construídos em estilos arquitetónicos distintos.

Figura 1 Vista superior do PNS

O levantamento geométrico do Palácio foi realizado com base em nuvens de pontos recolhidas a partir de um *laser scanner Faro Focus S* 70 e de um drone Topcon Falcon 8+. Para a modelação 3D do Palácio, uma estrutura muito complexa composta por vários edifícios de alvenaria construídos em estilos arquitetónicos distintos, utilizou-se o software Autodesk Revit®.

O sistema H-BIM desenvolvido [6] inclui um modelo 3D que facilita a leitura espacial do património construído, capaz de representar a arquitetura sofisticada e diversificada do Palácio e interagir com o *software* de análise estrutural, constituindo assim um recurso valioso não apenas para a manutenção e gestão do edifício, mas também para arquivar as propriedades principais estruturais e construtivas, essenciais para a avaliação sísmica do edifício e para o dimensionamento de eventuais intervenções de reabilitação. A solução desenvolvida destaca o papel da documentação na conservação, reabilitação e gestão do PCC, fornecendo um fluxo de informação bidirecional da estrutura ao nível da definição e atualização da base de dados, da modelação e da resposta estrutural. A Ala Manuelina, no lado leste do palácio, uma parte relevante do edifício, foi a escolhida para descrever e ilustrar os procedimentos seguidos. Este modelo foi posteriormente atualizado com o modelo de todo o edifício definido para fins de gestão.

2 H-BIM do Palácio Nacional de Sintra – Metodologia

2.1 Palácio Nacional de Sintra

O Palácio Nacional de Sintra, estrutura complexa composta por vários edifícios de alvenaria, é um dos mais antigos palácios existentes em Portugal, assente em fundações árabes. O Palácio apresenta uma presença especial na paisagem cultural da vila de Sintra, classificada como Património da Humanidade pela UNESCO em 1995, principalmente devido às suas duas chaminés icónicas. Numa mistura das culturas árabe e cristã, a construção do Palácio evoluiu ao longo de várias eras, tornando-se num dos raros palácios medievais que chegou aos nossos tempos praticamente intacto, preservando a sua autenticidade. Sobreviveu ao terramoto de 1755, apesar de na altura ter sido necessária a reconstrução de pequenas partes, e ao terramoto de 1969, que causou alguns danos visíveis e assentamentos dos pavimentos no edifício Bonet (pertencente à zona mais antiga do Palácio).

A gestão do Palácio foi entregue em 2012 à empresa Parques de Sintra – Monte da Lua, S.A. (PSML), cuja principal missão é salvaguardar e realçar o património natural e construído, o que envolve a sua conservação, reabilitação e manutenção.

Figura 2 Desenvolvimento do modelo H-BIM, etapas principais

2.2 Metodologia

Para o desenvolvimento do modelo H-BIM destacam-se três passos principais, esquematicamente representados na Figura 2. O processo inicia-se com os levantamentos por nuvem de pontos com recurso *à tecnologia laser scanning* e à fotogrametria aérea (drone com câmara fotográfica acoplada). Posteriormente procede-se ao tratamento dos dados obtidos em campo, de forma a obter nuvens de pontos ordenadas. Por fim, o modelo H-BIM é criado a partir das nuvens de pontos obtidas e recorrendo ao *software* Autodesk Revit®. Neste modelo, pode-se incluir elementos associados, informação gráfica e não gráfica, atualizável sempre que necessário. A descrição detalhada dos diferentes passos é feita nas secções seguintes.

2.3 Aquisição de dados

No início do projeto, os dados digitais disponíveis para apoiar as atividades de gestão no palácio consistiam em desenhos de AutoCAD, com plantas e cortes, dos diferentes edifícios do PNS, com muitas imprecisões. Ficou claro para os gestores do PNS que era inevitável uma nova metodologia de documentação de dados para conhecer a geometria e poder preparar uma base de dados fiável e abrangente. Para isso, foi claramente definido o objetivo de definir um modelo BIM, interoperável com uma grande variedade de utilizadores da equipa de gestão do palácio, que incluía engenheiros, arquitetos, historiadores e arqueólogos.

Os requisitos foram definidos para incluir, além da geometria, dados de atributos a serem atribuídos a cada elemento do modelo. Os atributos que podem ser considerados são de vários tipos, por exemplo documentação histórica, descrição de materiais, etapas de construção, análise estrutural, outros aspetos tecnológicos e outras informações de outras inspeções, como testes experimentais *in situ*. Assim, dois tipos principais de dados podem ser armazenados ou vinculados ao H-BIM: dados geométricos e de atributos.

2.3.1 Dados geométricos

O levantamento geométrico de todo o palácio foi realizado com base em nuvens de pontos recolhidas a partir de um laser Faro Focus S 70 e de um drone Topcon Falcon 8+ (UAV – *Unmanned Aerial Vehicle*) – Figura 3.

Foi realizado um total de 1397 varrimentos *laser scanning* e 13 voos com UAV para o levantamento total do palácio e locais do ambiente circundante, incluindo 6772 fotografias recolhidas, das quais 1478 com o UAV.

Para a Ala Manuelina foram utilizadas 420 estações de varrimento, distribuídas nos 9 níveis do edifício, o que correspondia a 95 espaços (salas, jardins externos, pátios) e locais do ambiente circundante. Isso permitiu obter uma nuvem de pontos com 2 636 983 690 pontos. As digitalizações em salas visitáveis internas, salas com pormenores de interesse e áreas externas incluem fotografia colorida, enquanto os demais espaços internos (por exemplo, salas de armazenamento) foram digitalizados sem cor, resultando em uma nuvem de pontos em escala de cinza. As imagens em cores permitem detetar facilmente pormenores (por exemplo, fendas nas paredes), no entanto leva muito mais tempo a sua obtenção. O parâmetro de qualidade do varrimento, que é simplesmente o número de repetições de medição para cada ponto, foi definido como três ou quatro, dependendo do tamanho da sala capturada em cada estação de varrimento.

Para realizar o levantamento geométrico de todo o palácio e suas fachadas, foi necessário programar os diferentes locais das estações de varrimento, levando em consideração o campo de visão de cada uma e a sobreposição necessária com as estações anteriores e seguintes, para permitir a reconstrução da geometria 3D. A localização precisa das estações de varrimento e a sua quantidade foram definidas para evitar a ocorrência de áreas ocultas, considerando também que o instrumento poderia levantar a área ao seu redor dentro da faixa máxima predefinida. No estágio seguinte

Figura 3 Equipamento usado para o levantamento geométrico do PNS: laser Faro Focus S 70 (esquerda); drone Falcon 8+ (meio); nuvem de pontos gerada (direita)

do processo, denominado co-registo, as nuvens de pontos de varrimento sucessivas são combinadas em um sistema de referência de coordenadas coerente através da identificação de recursos homólogos (por exemplo, pontos de canto de objetos de arquitetura, planos, marcas ou quadros de verificação) entre varrimentos.

2.3.2 Atributos

Foi definida uma árvore de atributos [6] para permitir a organização dos dados disponíveis que poderiam ser atribuídos a cada um dos principais elementos H-BIM construídos no estágio anterior. Tal inclui informações históricas (por exemplo, documentação sobre obras de reabilitação), tipo ou composição dos elementos (por exemplo, descrição da argamassa), propriedades do material (por exemplo, adquiridas de testes experimentais *in situ* que descrevem a estrutura e que são usadas para as análises subsequentes) e gestão de atributos relacionados (por exemplo, relatórios sobre o estado de conservação).

Os atributos históricos foram preenchidos com informações recolhidas de documentos que descrevem a história de cada espaço (como uma sala ou uma ala do palácio) ou cada elemento constitutivo individual (por exemplo, parede) e os seus usos originais e atuais. Os atributos de gestão registam informações relacionadas com intervenções no edifício, como o tipo de instalação ou a data das obras. Imagens, documentos de texto e ficheiros Excel foram os formatos de dados mais comuns utilizados.

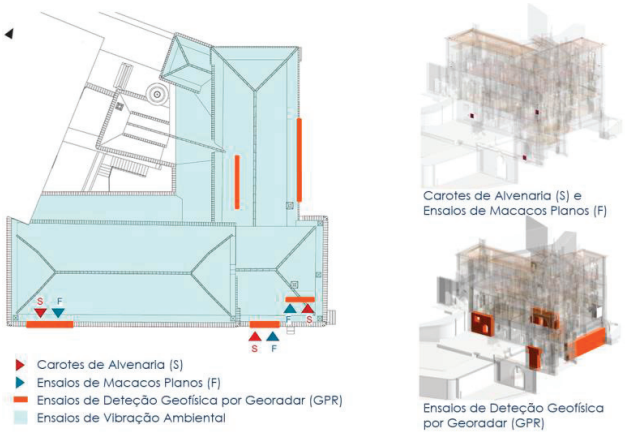


Figura 4 Localização dos ensaios experimentais realizados na Ala Manuelina

A metodologia interdisciplinar integrada estabelecida para a avaliação sísmica do Palácio Nacional de Sintra [7] incluiu uma campanha experimental *in situ*. No âmbito da abordagem descrita em [8], uma série de testes experimentais *in situ* foi realizada para avaliar as capacidades estruturais reais do edifício e para avaliar o seu nível de segurança estrutural, permitindo assim um ajuste das intervenções de reforço e reabilitação. Para uma caracterização completa das propriedades estruturais, foram realizados diferentes tipos de ensaios, considerando ensaios semidestrutivos e não destrutivos (SDT e NDT): remoção de carotes de alvenaria (SDT), ensaios de macacos planos (SDT), deteção geotécnica por georradar (GPR – *Ground-Penetrating Radar*) (NDT) e testes de vibração ambiente (NDT). Todos os testes experimentais realizados na Ala Manuelina do palácio estão representados na Figura 4.

2.4 Implementação BIM

Os modelos desenvolvidos no conceito BIM seguem uma representação estruturada baseada em objetos, na qual os elementos têm geometria e atributos designados e se relacionam entre si segundo uma hierarquia predefinida. Portanto, em geral, um fluxo de trabalho de digitalização para BIM baseado em nuvens de pontos adquiridas por *laser scanning* envolve três tarefas: i) modelar a geometria dos componentes, ii) atribuir uma categoria de objeto e propriedades do material a um componente e iii) estabelecer as relações entre componentes.

Neste trabalho, o *software* BIM Autodesk Revit® foi usado para configurar um modelo completo do palácio, adequado aos requisitos de gestão. Foi decidido usar este *software* no projeto, pois é uma ferramenta muito comum para arquitetos, intuitiva, fácil de atualizar e que permite armazenar a informação que se deseja incluir no modelo final, onde as várias superfícies regulares ou irregulares que constituem o edifício estão representadas. Para o palácio, quatro tipos principais de elementos BIM foram tidos em conta – paredes, tetos, pisos e telhados – e foram complementados por portas, janelas e escadas. Os pormenores ausentes das bibliotecas comuns usadas pelo *software*, como lareiras, cornijas e outros recursos, exigem modelação paramétrica e tipos de família personalizados. No caso do estilo arquitetónico manuelino, é importante ter a capacidade de descrever parametricamente os motivos frequentes e mais representativos, a fim de facilitar a inserção desses elementos no modelo, mantendo um nível de detalhe compatível com a gestão dos componentes individuais.

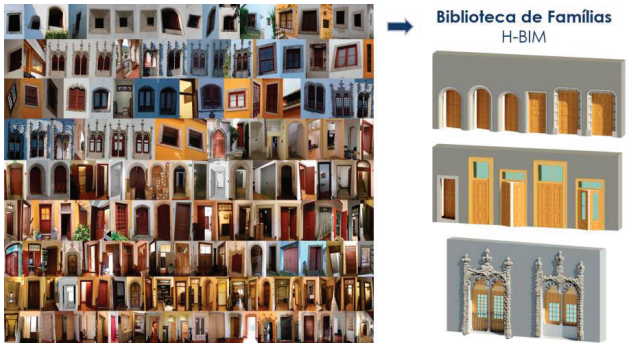


Figura 5 Família de janelas e portas – Ala Manuelina

Seguindo a hierarquia do BIM e as categorias de componentes, foi necessário desenvolver uma biblioteca de elementos com um conjunto comum de parâmetros para a representação de itens como as portas e as janelas da Ala Manuelina. Assim, primeiro foi necessário um inventário de todas as instâncias que descrevessem os seus componentes e forma geométrica, catalogando as 120 portas e as 61 janelas. Considerando as semelhanças físicas, todas as instâncias foram agrupadas em tipos de família, totalizando 62 famílias de portas e 40 janelas [6] – Figura 5.

3 Resultados

O modelo BIM completo é apresentado na Figura 6. Com este é possível obter dados para elementos ou secções individuais do edifício, incluindo consultas, elaboração de mapas temáticos e geração de secções horizontais ou verticais. A partir do modelo H-BIM 3D há a possibilidade de extração de elementos bidimensionais – plantas, cortes e alçados. A Figura 7 apresenta exemplos de informação 2D extraídos diretamente do modelo 3D: planta do 2.º piso do edifício da Ala Manuelina e dois cortes.

A representação geométrica detalhada obtida permite desenvolver modelos estruturais adequados para a avaliação sísmica e propor eventuais estratégias futuras de reforço e de reabilitação.

No modelo BIM, foram definidas e representadas as localizações de remoção de amostras de alvenaria, testes *flat-jack* e GPR. Todos os resultados principais obtidos com o testes *in situ* são adicionados ao modelo ou acrescentados a este como atributos. Um exemplo é a caracterização mecânica dos materiais, que está adicionada ao modelo BIM. A Figura 8 ilustra as propriedades mecânicas das paredes de alvenaria.

O *software* Revit® 2018 foi usado para desenvolver o modelo numérico 3D do edifício no *software* 3Muri [9]. O 3Muri realiza análises estruturais e sísmicas de edifícios de alvenaria e é baseado na abordagem de modelação de pórticos equivalentes, permitindo a realização de análises estáticas e dinâmicas não lineares de modelos de construção 3D inteiros. Na Figura 9, representa-se a distribuição dos danos de diferentes paredes de alvenaria para o estado limite de colapso iminente. Essa situação extrema permite uma identificação

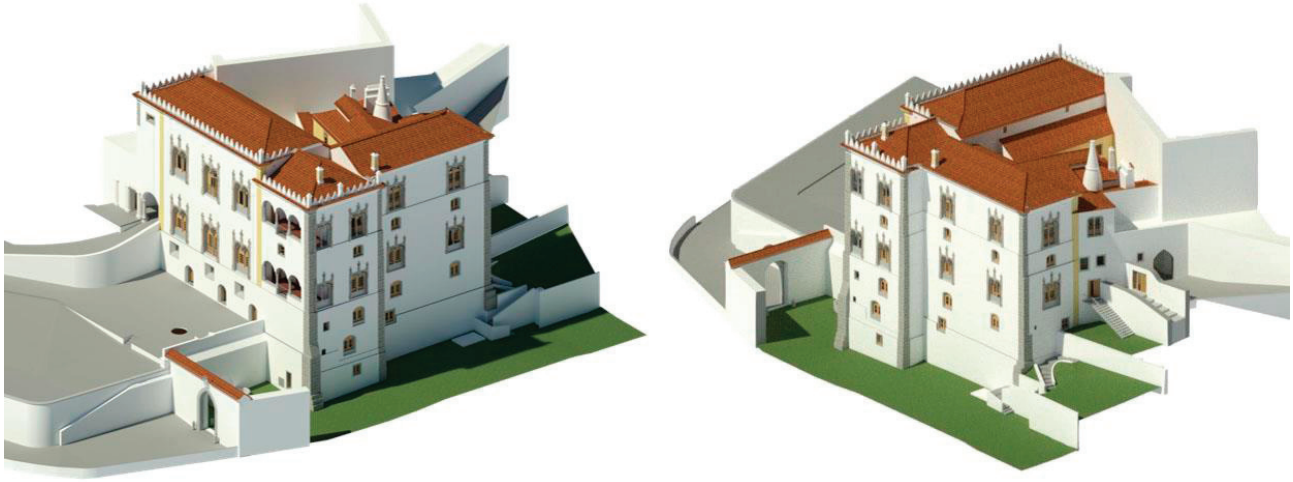


Figura 6 Modelo BIM da Ala Manuelina: vista sudeste (à esquerda) e vista nordeste (à direita)

a) b) c)

Figura 7 Exemplos de informação 2D extraídos diretamente do modelo H-BIM 3D da Ala Manuelina: a) Planta do 2.º piso (escritórios); b) Corte 01-NS; e c) Corte 02-EO

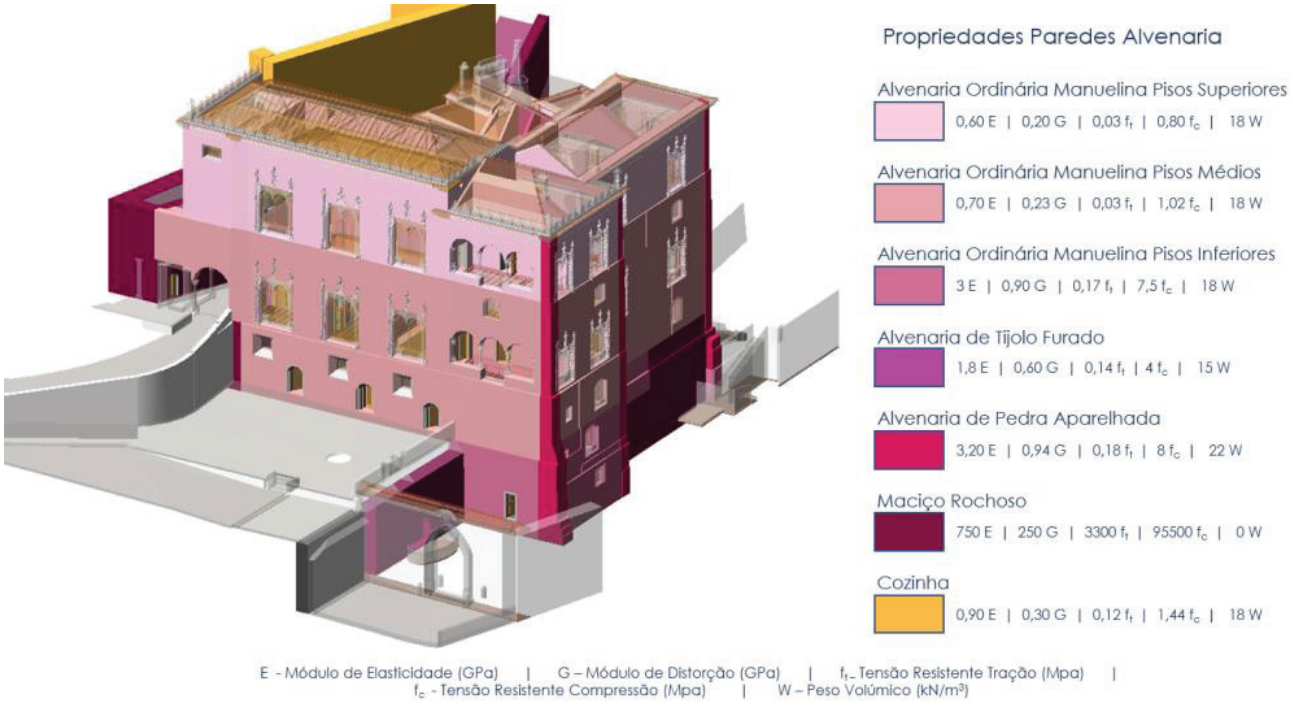


Figura 8 Propriedades mecânicas dos materiais inseridas no modelo H-BIM

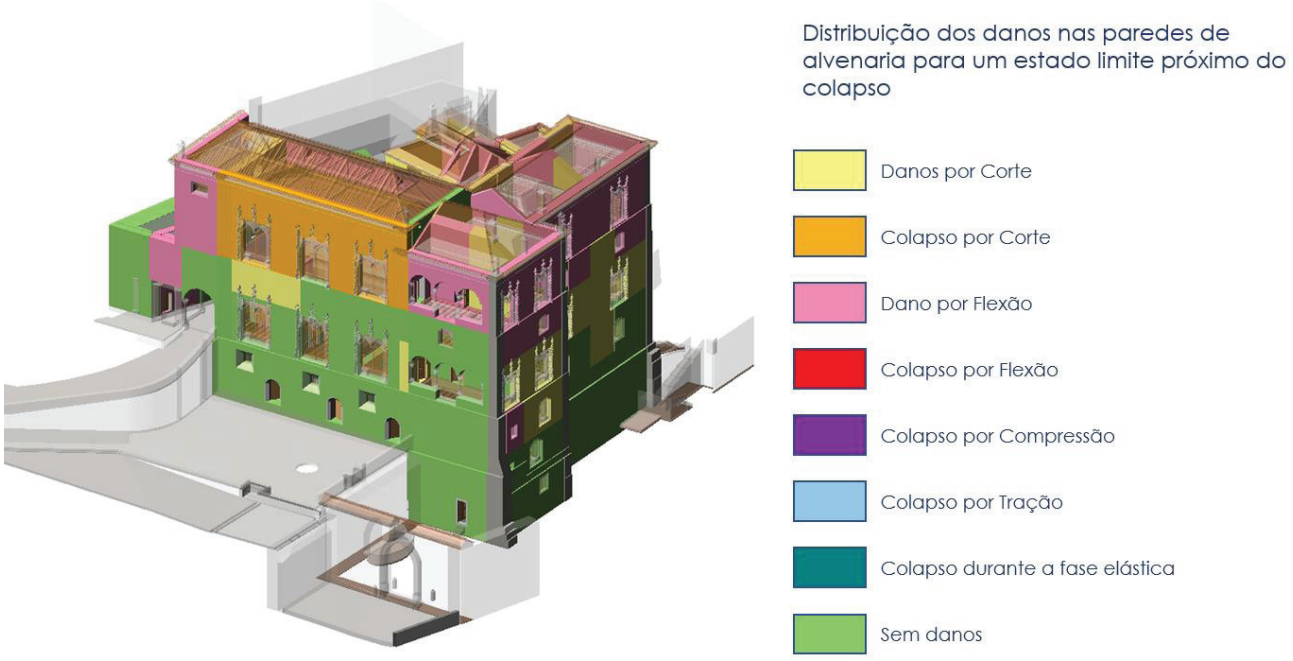


Figura 9 Distribuição dos danos nas paredes de alvenaria para um estado limite próximo do colapso

fácil e clara das paredes de alvenaria estrutural mais vulneráveis e do tipo de comportamento (corte ou flexão) que controlará o seu desempenho.

4 Conclusões

A gestão do Património Cultural Construído enfrenta uma série de desafios relacionados com a variedade e complexidade das estruturas e a diversidade de intervenções a que foram sujeitas ao longo do tempo. Ter uma plataforma única para integrar esses dados e torná-los acessíveis a técnicos, arquitetos, historiadores e autoridades públicas é da maior importância para a gestão coerente desses espaços. O uso de soluções BIM representa um passo em frente neste nível de integração dos processos de informação que facilita o fluxo de dados e a sua atualização contínua. Como parte do PCC, estas construções têm importância histórica e cultural específica sendo essencial, para a sua preservação, documentar as intervenções passadas e atuais, bem como os resultados de estudos sobre deterioração das construções, para que decisões mais bem fundamentadas possam ser tomadas.

Neste estudo, é apresentado o modelo H-BIM desenvolvido para o Palácio Nacional de Sintra, em particular os resultados obtidos para a Ala Manuelina do palácio. O sistema desenvolvido constitui o recurso central para a documentação histórica, incorporando a variedade de documentação de suporte, seja em atributos incorporados ou como *links* externos. Além disso, através da representação geométrica detalhada baseada na aquisição de dados por *laser scanning*, permite produzir modelos estruturais adequados que são usados nos procedimentos de avaliação de vulnerabilidade sísmica de modelos de elementos finitos e integra os resultados dessas análises estruturais na base de dados do modelo H-BIM. Como tal, a principal contribuição deste trabalho é a apresentação da aplicabilidade do uso combinado dos recursos de armazenamento de atributos e base de dados de geometria do Heritage BIM através de uma troca de informações bidirecional com o *software* de análise estrutural, alimentando um fluxo de dados circular e contínuo.

Agradecimentos

O estudo foi desenvolvido no âmbito dos projetos "Desenvolvimento de um modelo BIM para gestão de informação e apoio a projetos, obras e manutenção de património construído, com base em levantamentos *Laser Scanning*" e "Avaliação da segurança sísmica do Palácio Nacional de Sintra: identificação de anomalias estruturais e dos fatores de vulnerabilidade", desenvolvidos pelo IST (coordenação Rita Bento) para a Parques de Sintra – Monte da Lua, S.A., a cuja equipa, envolvida no projeto, os autores desejam agradecer. Por fim, o terceiro autor deseja agradecer o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) através de uma bolsa de doutoramento (número SFRH/BD/145571/2019).

Referências

O presente trabalho representa uma sinopse da publicação: Godinho, M., Machete, R., Ponte, M., Falcão, A.P., Gonçalves, A., Bento, R., 2019 – "BIM as a resource in heritage management: An application for the National Palace of Sintra, Portugal", *Journal of Cultural Heritage*, Elsevier. doi: 10.1016/j.culher.2019.11.010

[1] Osello, A.; Lucibello, G.; Morgagni, F., 2018 – "HBIM and virtual tools: a new chance to preserve architectural heritage", *Buildings*, 8(1), 12; doi: 10.3390/buildings8010012

[2] Macher, H.; Landes, T.; Grussenmeyer, P., 2017 – "From point clouds to building information models: 3D semi-automatic reconstruction of indoors of existing buildings". *Applied Sciences*, 7(10), 1030. doi: 10.3390/app7101030

[3] Barazzetti, L.; Banfi, F., 2017 – "Historic BIM for mobile VR/AR applications". In *Mixed Reality and Gamification for Cultural Heritage* (pp. 271-290). Springer, Cham. doi: 10.1007/978-3-319-49607-8 10

[4] Charef, R.; Alaka, H.; Emmitt, S., 2018 – "Beyond the third dimension of BIM: A systematic review of literature and assessment of professional views". *Journal of Building Engineering*, 19, 242-257. doi: 10.3390/mti2020021

[5] López, F.J.; Lerones, P.M.; Llamas, J.; Gómez-García-Bermejo, J.; Zalama, E., 2018 – "A review of heritage building information modeling (H-BIM)". *Multimodal Technologies and Interaction*, 2(2), 21. doi: 10.3390/mti2020021

[6] Godinho, M.; Machete, R.; Ponte, M.; Falcão, A.P.; Gonçalves, A.; Bento, R., 2019 – "BIM as a resource in heritage management: An application for the National Palace of Sintra, Portugal", *Journal of Cultural Heritage*, Elsevier. doi: 10.1016/j.culher.2019.11.010

[7] Ponte, M.; Bento, R.; Silva, D.V., 2019 – "A multi-disciplinary approach to the seismic assessment of the National Palace of Sintra", *International Journal of Architectural Heritage, Conservation, Analysis, and Restoration*, Taylor & Francis. doi: 10.1080/15583058.2019.1648587

[8] Bento, R., 2019 – "An Interdisciplinary Approach to the Seismic Assessment of Built Cultural Heritage: Case Studies in Lisbon and Outskirts", Capítulo do Livro *Structural Analysis of Historical Constructions*, Springer International Publishing, Editors: Rafael Aguilar, Daniel Torrealva, Susana Moreira, Miguel A. Pando, Luis F. Ramos, Print ISBN: 978-3-319-99440-6, Electronic ISBN: 978-3-319-99441-3

[9] 3Muri (version 11.5). 2018. Italy: S.T.A. Data.

a

Conservação das estruturas de concreto aparente do patrimônio da arquitetura moderna brasileira: Desafios e oportunidades

Conservation of the exposed concrete structures of brazilian modern architecture: Challenges and opportunities

Cláudia de Andrade Oliveira
Tatiana Regina da Silva Simão
Adriana de Araújo
Cláudio Vicente Mitidieri Filho

Resumo

Edifícios da arquitetura moderna do início da segunda metade do século XX, com estruturas de concreto armado aparente, compõem um vasto patrimônio cultural. Tais estruturas, face às caraterísticas construtivas e à falta de manutenção, requerem intervenções para restabelecer o desempenho quanto à segurança e funcionalidade. Planos de conservação devem viabilizar a preservação dos atributos que lhe conferem valor patrimonial, respeitando a técnica construtiva original, a aparência das superfícies e a estética do projeto. Neste contexto, o artigo objetiva discutir os desafios da conservação de estruturas de concreto armado aparente do patrimônio moderno brasileiro e as oportunidades de intervenção, abordando dificuldades enfrentadas na fase de inspeção, compatibilidade de técnicas de recuperação de estruturas de concreto aparente contemporâneas, limitações impostas à intervenção ao patrimônio cultural e técnicas de proteção de superfície que descaracterizam minimamente a aparência do concreto. Nas discussões são considerados casos de intervenções em edifícios emblemáticos do patrimônio moderno.

Palavras-chave: Conservação de concreto aparente / Patrimônio cultural / Recuperação de estruturas de concreto armado / Concreto aparente / Arquitetura moderna

Abstract

Buildings of modern architecture from the beginning of the second half of the 20th century, built out of exposed reinforced concrete, comprise a broad cultural heritage. Those structures demand urgent intervention, due to specific construction features associated with lack of maintenance, in order to restore the required structural and functional performance levels. Conservation plans must enable heritage values to be preserved, retaining the original construction technique, the surface aesthetic qualities and the design intent. In this context, the aim of the article is to discuss the challenges of the exposed concrete conservation of the Brazilian modern architecture, and the opportunities of intervention addressing difficulties faced during condition survey; compatibility with repair methods of the current exposed concrete structures; imposed limitations on the interventions, and surface protection techniques that slightly affect the concrete appearance. Intervention experiences in iconic modern architecture buildings are considered.

Keywords: Conservation of exposed concrete / Cultural heritage / Rehabilitation of reinforced concrete structures / Exposed concrete / Modern architecture

Cláudia de Andrade Oliveira

Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade
de São Paulo – FAUUSP, Brasil
ctao@usp.br

Tatiana Regina da Silva Simão

Instituto Federal São Paulo – Campus São Paulo – IFSP, Brasil
e Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade
de São Paulo – FAUUSP, Brasil
tatiana@ifsp.edu.br

Adriana de Araújo

Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado
de São Paulo – IPT, Brasil
aaraujo@ipt.br

Cláudio Vicente Mitidieri Filho

Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado
de São Paulo – IPT, Mestrado Profissional em Habitação, Brasil
claumit@ipt.br

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

OLIVEIRA, C. A. [*et al.*] – Conservação das estruturas de concreto aparente do patrimônio da arquitetura moderna brasileira: desafios e oportunidades. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 13. ISSN 2183-8488. (julho 2020) 63-72.

1 Introdução

O patrimônio arquitetônico moderno tem um vasto acervo de edifícios com estrutura de concreto armado aparente, que já completaram 50 anos ou mais de serviço e, ainda, continuam em pleno uso. Vários desses edifícios atingiram níveis críticos de deterioração, majoritariamente, por corrosão de armadura induzida por carbonatação, como consequência das especificações de projeto e características do processo construtivo. Entre as especificações de projeto, à época, destacam-se a pequena espessura de cobrimento das armaduras; a textura da superfície marcada pela madeira das fôrmas no seu estado bruto; elementos esbeltos com geometrias complexas e ausência de proteções superficiais. Das características do processo construtivo destacam-se a dificuldade de moldagem de estruturas de concreto aparente e a adoção de espaçadores rudimentares e em pequena quantidade. A resistência do concreto, quando comparada com os valores atualmente adotados, também era geralmente mais baixa, e não havia aditivos plastificantes ou fluidificantes que pudessem reduzir a relação água/cimento. Disso decorrem problemas como a maior porosidade, presença de irregularidades e descontinuidades na superfície do concreto, além de alterações nas disposições construtivas da armadura.

O enfrentamento do problema tem início com a indagação de como preservar essas superfícies arquitetônicas considerando que os atributos materiais, que determinam seus valores patrimoniais, são os mesmos que impactam negativamente na durabilidade do concreto armado. A este paradoxo soma-se o fato de que muitos edifícios não foram submetidos a ciclos regulares de manutenção em razão da ideia prevalente, à época da sua produção, de que o concreto dispensava cuidados ao longo da sua vida.

O assunto como tema emergente justifica-se por dois motivos. Primeiro é a necessidade de reflexão sobre o resultado insatisfatório de intervenções recentes em estruturas de edifícios modernistas, cujas superfícies se apresentam visualmente fragmentadas, descaraterizadas e com anomalias relacionadas à corrosão das armaduras. Segundo é o especial interesse à extensão da vida útil do patrimônio, e o necessário resgate da importância da manutenção preventiva e do monitoramento da estrutura.

Neste contexto, o artigo objetiva discutir os desafios da conservação das estruturas de concreto armado aparente do patrimônio moderno brasileiro e as oportunidades de intervenção, abordando dificuldades enfrentadas na fase de inspeção, compatibilidade de técnicas de recuperação de estruturas de concreto aparente contemporâneas, limitações impostas à intervenção ao patrimônio cultural e técnicas de proteção de superfície que descaracterizam minimamente a aparência dos edifícios. Nas discussões serão considerados casos de intervenções em edifícios emblemáticos do patrimônio moderno.

2 Desafios

2.1 Base teórico-metodológica

A Carta de Burra [1], publicada em 1979, traz a acepção do termo no sentido *lato*: **conservação** compreende todos os processos voltados à tutela do bem para preservar o seu significado cultural. Diretrizes do ICOMOS [2] trazem a acepção orientada às obras arquitetônicas:

conservação implica operações que mantêm o edifício na condição atual, tolerando-se intervenções limitadas para melhorar a sua segurança.

No conceito seminal, a conservação implica um processo permanente de inspeção e manutenção de caráter preventivo que evita mudanças que desconfigurem o patrimônio diante da implacável ação do tempo sobre a matéria. Como a corrosão das armaduras nas estruturas de concreto é um processo que ocorreu espontaneamente ao longo da vida dessas estruturas, a questão é saber quando e em que extensão os seus efeitos afetarão negativamente o edifício (estrutural, funcional e esteticamente), como desacelerar o processo corrosivo e como mitigar esses efeitos.

Princípios teóricos do campo disciplinar do restauro são aplicáveis à conservação dessas estruturas, e também fundamentam as diretrizes do ICOMOS [2] . Kühl *et al.* [3] trazem uma interpretação desses princípios, a partir das diretrizes da Carta de Veneza [4], que aqui são complementados com algumas condicionantes técnicas:

- **mínima intervenção:** dadas a incerteza e a dificuldade da avaliação do nível de segurança das estruturas, combinadas aos prejuízos da descaracterização da obra, sugere-se uma abordagem incremental, ou seja, aquela feita a partir de intervenções de pequena escala com a mínima retirada de material e com a subsequente intervenção complementar à medida que as intervenções anteriores demonstrarem ou não a sua validade;
- **retrabalhabilidade:** sempre que possível, sugere-se a adoção de soluções que sejam retrabalháveis, ou reversíveis, propiciando intervenções posteriores à medida que novas soluções sejam viabilizadas pelo avanço do conhecimento científico e tecnológico. A retrabalhabidade pode estar associada a soluções menos robustas e que requerem manutenção mais frequente e acompanhamento do seu desempenho;
- **compatibilidade entre materiais:** os reparos devem privilegiar o emprego de materiais e composições que se assemelhem aos originais. Esse princípio, conhecido como *like-for-like materials*, traz algumas contradições como as relacionadas às transformações do segmento da produção do concreto. Por exemplo, o cimento usado à época da produção dos edifícios modernistas sofreu alterações, ao longo do tempo, na composição e finura; os agregados usados atualmente têm distintas feições geológicas e distribuições granulométricas. Portanto, concretos produzidos atualmente são distintos e devem ser usados após estudos que os compatibilizem tecnicamente com o do patrimônio a ser conservado;
- **distinguibilidade das intervenções:** tem como objetivo principal diferenciar a substância (matéria) original das de intervenções ao longo do tempo; tem como objetivo secundário documentá-los [intervenções e acréscimos] como ações que também ganham significado histórico com o tempo. Em termos práticos, o principal ponto a ser discutido é a compatibilização do princípio da distinguibilidade com a harmonização das intervenções no substrato original. A harmonização visa preservar a obra como unidade, sem fragmentá-la visualmente, preservando atributos da aparência, como cor e textura; esse é um grande desafio, considerando as exigências de normas e regulamentos locais.

Na conservação de estruturas de concreto aparente, os requisitos de segurança, funcionalidade e durabilidade devem ser combinados a requisitos patrimoniais. Os novos requisitos patrimoniais relacionam-se à preservação dos valores atribuídos pela sociedade ao edifício; são de natureza estética, histórica, social, científica, tecnológica, entre outras. O projeto com todas as suas especialidades, que leva a cabo a conservação, deve resultar da relação dialética dos requisitos técnicos e patrimoniais, distinguindo-se, nesse sentido, da típica abordagem da recuperação estrutural do concreto armado.

2.2 Imposições legais do "tombamento"

"Tombamento" é uma das formas de preservação e acautelamento dos bens culturais, ou seja, bens representativos da identidade, ação e memória dos diferentes grupos formadores de uma sociedade. Sendo um ato administrativo, no Brasil o tombamento é de responsabilidade da administração pública, na esfera federal, estadual e municipal, e caracterizam-se como infrações eventuais danos e ameaças ao patrimônio tombado. Efeitos do ato do tombamento são, portanto, o controle e as restrições das intervenções físicas realizadas nos bens culturais, a partir da observância de legislação específica.

Como no Brasil adota-se o conceito de que a importância do bem não tem vínculo direto com a sua idade, exemplares da arquitetura moderna foram tombados antes de 20 anos de uso. Se por um lado o instrumento jurídico limita intervenções visando a proteção do patrimônio, por outro lado dificulta ações mais intrusivas para a salvaguarda do edifício que apresenta sinais de deterioração precoce.

Como exemplo, cita-se o programa de ensaios para a inspeção e caracterização do concreto do edifício Vilanova Artigas, edifício sede da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo, projetado pelos arquitetos João Batista Vilanova Artigas e Carlos Cascaldi, e construído entre 1967 e 1969. Em 2016 um projeto foi apresentado aos órgãos de preservação para caracterização do concreto aparente das fachadas, elementos estruturais que funcionam como vigas-parede, totalizando uma superfície externa de, aproximadamente, 3080 m^2. A partir das inspeções feitas *in loco*, combinadas ao estudo da documentação acessível, foram estimados 14 lotes de concretagem. No entanto, os órgãos de proteção aprovaram a extração de apenas 4 testemunhos com diâmetro de 50 mm e altura de 200 mm (equivalente à espessura da viga-parede). Para viabilizar a obtenção de amostra mínima para permitir a realização de alguns dos ensaios definidos, decidiu-se pela extração de 2 testemunhos de 2 empenas distintas (Figura 1).

Outra limitação impediu a remoção localizada do concreto para exame visual da armadura e verificação do avanço da frente de carbonatação. Não sendo permitida qualquer remoção do concreto original, a realização desses ensaios limitou-se a algumas áreas de reparo localizado.

Com isso, restringiu-se a caracterização do concreto e das armaduras de uma estrutura que nunca tinha sido avaliada e para a qual não foram localizados registros rastreáveis sobre o histórico de projeto e produção. Essa questão dos registros documentais é fundamental, pois, sem eles, há uma dificuldade maior na definição dos processos

Figura 1 À esquerda: testemunhos extraídos das fachadas do edifício Artigas com a indicação das frentes de carbonatação. À direita: delimitação de área para a realização de ensaios eletroquímicos e remoção da argamassa de reparo para o acesso às armaduras (Fotos: Acervo ConservaFAU, 2017, disponibilizadas pelas autoras)

de reparo e na avaliação do real estado da estrutura. Restrições impostas pelo tombamento são igualmente impactantes na fase de recuperação e proteção superficial do concreto. De acordo com o que motiva a preservação, geralmente contido nas instruções do tombamento, a elaboração de um Plano de Conservação é necessária e visa orientar qualquer intervenção, incluindo, no caso do concreto aparente, a política de conservação do material quanto à limpeza das superfícies, às diretrizes de reparação e a definição clara de que alterações são aceitas e em que extensão [5]. A inexistência do Plano de Conservação desarticula o processo decisório levando à especificação de soluções técnicas que não atendem, equilibradamente, os requisitos técnicos e patrimoniais do projeto.

2.3 A escala e a frequência de intervenções

Embora a tecnologia de recuperação das estruturas de concreto armado tenha experimentado grandes avanços nos últimos anos, continua sendo um desafio garantir a unidade visual de estruturas monolíticas com grandes superfícies de edifícios tombados pelo patrimônio histórico, dependendo da extensão dos danos provocados pela corrosão e da ausência de ações preventivas de manutenção. A partir do entendimento de que as intervenções devem manter a percepção da unidade arquitetônica do conjunto, são apresentadas abordagens dependentes da escala e da frequência de manutenção.

Castro [6] traz o exemplo do complexo residencial Habitat 67 (Figura 2), localizado em Montreal, projetado por Moshe Safdie e inaugurado em 1967. Nas fachadas de concreto pré-moldado há diversos reparos, com diferentes formas, tamanhos e aparência de cor distinta se comparada à do concreto original, mas o arranjo volumétrico e a dispersão dos reparos com relação às fachadas minimizam o impacto visual e mantêm a percepção da unidade da obra.

Figura 2 Residencial Habitat 67, Montreal. Acima: vista do complexo. Abaixo: detalhe do reparo da fachada de uma unidade habitacional (Fotos: cortesia Carmen Saraiva, 2017)

Por outro lado, o atual estado das fachadas do edifício Artigas (Figura 3), formadas por grandes planos monolíticos, produz uma

Figura 3 Acima: fachada sudoeste do edifício Vilanova Artigas. Abaixo à esquerda e ao centro: aspectos do concreto original da fachada. À direita abaixo: detalhe de um reparo realizado com argamassa industrializada na campanha de 2012-2015 (Fotos: Acervo equipe ConservaFAU, 2017)

imagem fragmentada e "pixelada" das empenas [7]. O efeito, resultante da intervenção realizada entre 2012 e 2015, não resgatou a imagem unitária e coerente das empenas do edifício, principalmente porque havia muitos pontos de reparos superficiais.

Acrescenta-se que essas grandes empenas do edifício Artigas, expostas a teores de umidade relativa do ambiente com médias anuais entre 75% e 85%, e à crescente intensidade pluviométrica, não foram submetidas à manutenção, preventiva ou corretiva, por mais de 40 anos que sucederam a inauguração do edifício (1969) até a primeira campanha de recuperação realizada entre os anos 2012 e 2015.

O efeito das ações preventivas e frequentes, por sua vez, pode ser observado na aparência do conjunto esportivo do SESC Pompéia (Figura 4), localizado na cidade de São Paulo, Brasil, projetado pela arquiteta Lina Bo Bardi e inaugurado em 1986.

O concreto aparente dos edifícios do conjunto esportivo do SESC Pompéia tem características próprias da textura das fôrmas de madeira, porosidade superficial e grande variação cromática, além de apresentar reparos feitos com argamassa industrializada nas campanhas de manutenção. O concreto da torre do reservatório de água tem maior compacidade superficial, razão pela qual foi sujeito a um menor número de intervenções; a maior homogeneidade cromática da sua superfície tem facilitado a harmonização dos reparos com o substrato. O edifício é submetido à manutenção programada com periodiciade anual (vistoria geral e reparos de pequena escala), bienal (inspeções detalhadas e ensaios *in loco* por especialistas) e quinquenal (limpeza das superfícies, reparos programados e aplicação de hidrofugante). Essas ações propiciam a execução de reparos que, com o tempo, vão se integrando ao concreto sem se converterem em pontos muito destoantes. A leitura do edifício continua oferencendo ao observador a apreensão de um verdadeiro conjunto, mantendo a visão unitária das grandes superfícies de concreto, combinadas ao ritmo imposto pelas passarelas e janelas nas fachadas.

Figura 4 Conjunto esportivo do SESC Pompéia. À esquerda: vista geral das duas torres que abrigam a circulação, serviços, quadra poliesportiva e conjunto aquático e a torre do reservatório de água. Ao centro: detalhe da superfície do reservatório de água com um reparo localizado. À direita: superfície com reparos pontuais feitos com argamassa industrializada (Fotos: Tatiana Simão, 2018)

2.4 A abordagem projetual

Em exemplares arquitetônicos autorais, cada edifício é único e requer uma abordagem projetual específica. A abordagem é influenciada pela qualidade da construção que, geralmente, determina o nível de intervenção. Edifícios como o National Theatre em Londres – projeto de Sir Denys Lasdun, construído entre 1969 e 1976 [8], e o Sydney Opera House – projeto de Jørn Utzon, construído entre 1959 e 1973 [9], por exemplo, são referências mundiais em termos de qualidade projetual e construtiva. Características como a especificação de armadura de aço galvanizado e espessura de cobrimento de 38 mm (1 ½ polegada) para o National Theatre [8] e a vida útil de projeto de 250-300 anos para o Sydney Opera House [9] propiciam intervenções, geralmente, discretas e pontuais.

Na especificação de materiais e de técnicas de reparo e proteção das estruturas, há duas abordagens mais comuns. A primeira continua sendo baseada na prática de especificar materiais (argamassas de reparo industrializadas de base cimentícia modificada com polímeros) e técnicas de aplicação próprias do campo da engenharia de recuperação, sem preocupação com a compatibilização estética do reparo com o concreto, pois, em geral, há um "estucamento" da superfície, também com produtos industrializados ou com pasta de cimento aditivada com polímeros, antes do acabamento final. A segunda abordagem projetual decorre da aplicação universal do já apresentado conceito *like-for-like material*. Especialistas defendem o uso preferencial do concreto moldado *in loco* às argamassas de reparo em razão da similaridade que guarda com as propriedades do substrato, como o módulo de deformação e a resistência mecânica [10]. Essa prática tem recebido mais atenção a partir da divulgação de informação qualificada sobre as intervenções no concreto da arquitetura moderna, realizadas a partir da década de 1990. A formulação das misturas deve ser fundamentada em ensaios laboratoriais e de campo, bem como na produção de protótipos, com o objetivo de eleger os melhores padrões de intervenção e os procedimentos mais apropriados [10-13].

O concreto moldado *in loco* para os reparos estruturais por vezes não é apropriado em termos executivos, sem um extensivo programa experimental de apoio. No caso do edifício Artigas, foram reparadas 940 áreas dispersas pelos quase 3080 m^2 das fachadas em uma única campanha de intervenção, o que totalizou, aproximadamente, 24 % da área do concreto original subsituído por argamassa (ver Figura 3). Para esse caso, em especial, a recomposição das lacunas usando o conceito *like-for-like material*, ao invés de argamasssa industrializada, resultaria na concretagem de 940 áreas distintas nas fachadas, exigindo um projeto especial de fôrmas, em razão das dimensões das empenas, com estruturas auxiliares ou uso de fixadores nas fachadas que, certamente, trariam acréscimos à imagem do edifício. Publicações sobre o assunto trazem, geralmente, exemplos de fôrmas sem grandes complexidades e destinadas a concretagens em pontos isolados, mas na escala do edifício Artigas apenas um projeto apoiado por experimentação indicaria a melhor solução construtiva. Acrescenta-se que o controle da qualidade do concreto produzido *in loco* requer gerenciamento e fiscalização rigorosos, especialmente quando traços tendem a variar para efeito de harmonização de cor e textura.

Há relatos mais recentes de intervenções para as quais foi especificada argamassa de reparo industrializada modificada com polímero por razões técnicas e operacionais [14-16]. Os reparos no concreto devem recompor a continuidade estrutural do elemento e, para tanto, parâmetros como a aderência ao substrato, capacidade de envolvimento das armaduras e preenchimento do pequeno

espaçamento entre barras favorecem o uso das argamassas industrializadas aplicadas manualmente, especialmente em superfícies verticais, com lacunas de pequena profundidade (até 3 ou 4 cm).

Intervenções no concreto como as executadas no National Theatre em Londres [16] e no complexo de residências universitárias *Collegi* na Universidade de Urbino [14] utilizam uma solução intermediária: argamassa industrializada aplicada manualmente nas lacunas e uma camada final (espessura de 1 ou 2 cm) de argamassa com finalidade "cosmética", feita em obra a partir de estudos prévios, com o objetivo de harmonizar cor e textura com o concreto do entorno. Estudos exploratórios, para adequação da camada de argamassa cimentícia cosmética, também foram realizados como subsídios ao eventual refazimento dos reparos do concreto do edifício Artigas. Castro (2018) desenvolveu procedimentos de apoio para determinar variáveis cromáticas por meio do sistema CIE L*a*b*, usando colorímetro (espectral e/ou tristímulo) à semelhança dos estudos reportados em Collegi na Universidade de Urbino [14].

Ressalta-se que o tempo, os insumos e a experiência profissional para estudos e elaboração dos projetos dificilmente são considerados nos orçamentos dos serviços de conservação, ou considerados nas modalidades de contratação, especialmente nas obras públicas no Brasil. Portanto, a falta de treinamento de engenheiros e arquitetos das empresas contratadas também é um fator limitante para a obtenção de bons resultados, e para o contínuo aprimoramento das técnicas de conservação do concreto aparente.

3 Oportunidades

3.1 O aprofundamento cognitivo das estruturas

Muito se fala sobre o aprofundamento cognitivo dos atributos físicos e do estado de conservação dos edifícios, porém pouco ainda se publica sobre a caracterização de materiais e do funcionamento estrutural do patrimônio em concreto aparente do século XX. Conhecer propriedades do concreto armado (cobrimento da armadura, resistência mecânica, resistividade, entre outras), aspectos da microestrutura do concreto (porosidade, fases hidratadas, traços reconstituídos, entre outros) e da corrosão das armaduras seria de interesse à melhor compreensão do desempenho desses edifícios.

Na avaliação do concreto as técnicas de aquisição de dados a partir de imagens, como o escaneamento a laser, termografia e a radiação eletromagnética (georadar), são preferenciais por serem não invasivas ao patrimônio. Dentre essas, o escaneamento a laser, utilizado para o registro digital tridimensional das empenas do edifício Artigas [7] mostrou-se apropriado para a documentação dos reparos feitos nas fachadas e também para o registro do estado de conservação das empenas. Os dados obtidos compõem uma base dimensional da estrutura periférica, vigas-parede, que será útil à calibração do modelo analítico estrutural do edifício, em desenvolvimento por pesquisadores da FAUUSP.

A avalição da corrosão e de seus efeitos ao patrimônio configura-se como novo campo de pesquisa, sobretudo como frente necessária de interpretação do funcionamento estrutural desses edifícios de concreto aparente. A corrosão das armaduras é prejudicial não apenas pela desagregação do concreto, mas também por provocar a perda de aderência entre concreto e aço rompendo o trabalho solidário dos materiais. Zhu [17] destaca outra consequência importante que não tem sido considerada com a profundidade necessária. Trata-se da alteração nas propriedades do aço, mais precisamente da dutilidade quando corroído, que pode alterar o modo de falha dos elementos estruturais. Portanto, na conservação de estruturas sujeitas à corrosão de armaduras, mesmo que reparos localizados tenham sido feitos com sucesso, é necessária a verificação da capacidade resistente dos elementos estruturais na eventual corrosão das armaduras principais mais vulneráveis, vinculando-se também a contribuição das disposições construtivas dessas armaduras. A prioridade deve ser dada aos elementos mais suscetíveis à corrosão como elementos estruturais com grande superfície exposta ao intemperismo.

3.2 Sistemas de reparo e de proteção de superfície

Os efeitos da corrosão em estruturas com grandes superfícies devem ser analisados sistemicamente. Para o concreto em que a frente de carbonatação já atingiu a armadura, o estágio de corrosão encontra-se na fase de propagação que compreende estágios de deterioração gradativa das estruturas, chegando a um nível crítico com consequências além dos limites toleráveis [18]. Nessa condição, a taxa de corrosão da armadura deve ser o principal foco de controle, como apontado no relatório do edifício Artigas [7], valendo-se de uma estratégia de tratamento de toda a superfície e não apenas dos reparos. Com esse tratamento evita-se a corrosão na área adjacente ao reparo que resulta da incompatibilidade eletroquímica entre o concreto carbonatado e o material do sistema de reparo tradicional (argamassa de base cimentícia modificada com polímeros). Após o reparo, o trecho de armadura no concreto perde a polarização catódica que lhe era proporcionada pela atividade anódica do trecho corroído. Com isso, a armadura do concreto adjacente ao reparo fica suscetivel à corrosão enquanto o trecho de armadura do reparo é repassivado pela alcalinidade da argamassa. Esse fenômeno é conhecido e amplamente discutido no meio técnico há décadas [19] e requer soluções que garantam a compatibilidade e o equilíbrio, num determinado período de tempo, das propriedades físicas, químicas e eletroquímicas entre o material de reparo e o do substrato; essa compatibilidade é determinante para a durabilidade e a eficácia dos reparos estruturais, especialmente quando se trata da conservação de concretos porosos, fissurados e carbonatados que não propiciam as melhores condições de proteção às armaduras de aço.

Além da eventual aplicação de realcalinizante na interface concreto/reparo e do uso de inibidor de corrosão de migração na argamassa de reparo, a impregnação de toda a superfície da estrutura, exposta ao intemperismo, com inibidor de corrosão de migração e hidrofugante é uma vertente de investigação recomendada por especialistas e reportada em Pinheiro *et al.* [7].

O hidrofugante à base de silano tem sido usado na proteção do concreto aparente do patrimônio moderno como sugere intervenção documentada [11]. Os hidrofugantes, especialmente os de impregnação à base de silano (que penetram em maior profundidade) e com elevado teor de sólidos, têm sido utilizados

em pesquisas voltadas à proteção de superfícies em ambientes de elevada agressividade. Embora o seu uso corrente ainda não seja competitivo por razões de custo, se comprovada a sua durabilidade poderá se tornar uma opção viável.

O uso dos sistemas formadores de películas é polêmico e tende a desnaturar a obra. A especificação da pintura expressa a urgência da proteção da estrutura para manter condições de segurança e funcionalidade, no uso cotidiano do edifício, dado o insucesso de soluções testadas anteriormente. Exemplo desta postura é visto no caso do Museu de Arte de São Paulo – MASP (projetado por Lina Bo Bardi e inaugurado em 1969). A pintura dos pilares e vigas externos, com tinta vermelha, foi uma solução aprovada pela arquiteta Lina, em 1990, para os problemas persistentes de infiltração [20]. A decisão foi tomada após soluções malsucedidas de conter a penetração de água no concreto afetando a integridade da estrutura e umedecendo áreas internas do edifício como a pinacoteca.

A pintura também tem sido especificada como parte de sistema combinando inibidor de corrosão de migração e hidrofugante. Exemplos do uso desse sistema são os edifícios da Fundação Joan Miró (projeto do arquiteto Josep Lluís Sert e inaugurado em 1975), do Pentágono Americano e do *New York Hall of Science* (projetado pelo arquiteto Wallace K. Har, para a Feira Internacional de Nova York de 1964-1965). O sistema de proteção aplicado nas fachadas do edifício da Fundação Joan Miró é também composto por pintura acrílica branca, segundo relatório técnico publicado pelo Instituto de Ciencias de La Construcción Eduardo Torroja [21]. Para os edifícios do Pentágono Americano [22,23] e *New York Hall of Science* [24] foi especificada tinta mineral à base de silicato de potássio, em razão da necessidade de prolongar a vida útil da estrutura, e nas palavras de Edelson [22] "*proteger o concreto pelos próximos 50 anos*". Relatos de Silva e Meyer [23] indicam que medições realizadas ao longo de 10 anos, durante os trabalhos no edifício do Pentágono Americano, demonstraram o bom funcionamento do sistema aplicado, mantendo a taxa de corrosão em valores indicativos de estado passivo da armadura, e também destacam que a pintura à base de silicato de potássio, aditivado com pigmento, foi especificada para proteger o hidrofugante da radiação ultravioleta e também para possibilitar a homogeneização da cor.

A despeito de bons resultados obtidos, reportados por especialistas, a continuidade das pesquisas é necessária para avaliar o efeito da camada de pintura usada em combinação com inibidor de corrosão de migração e hidrofugante. Considerando os princípios da mínima intervenção e retrabalhabilidade, convém que o desempenho do sistema de proteção seja avaliado sem a camada final de pintura.

Diante da disponibilidade de novos produtos no mercado, a ação de sistemas de proteção de superfícies, aplicados por meio de técnicas pouco invasivas, está sendo investigada por pesquisadores da FAUUSP e do IPT em concreto com características similares às do edifício Artigas. Esses sistemas são compostos por inibidores de corrosão de migração à base de amina-ester, realcalinizantes químicos e hidrofugantes à base de silano com elevado teor de sólidos. O foco da primeira etapa da pesquisa é a investigação da interação dos produtos com o concreto, verificando como as espécies químicas se difundem no concreto carbonatado e que alterações são produzidas quanto à absorção de água, formação de novos compostos, porosidade e profundidade de penetração. Além disso, está sendo investigada a alteração do potencial de corrosão que indica a probabilidade de corrosão da armadura no concreto tratado com esses sistemas de proteção. Outra pesquisa, em fase de formulação, está voltada à investigação das técnicas de aplicação do hidrofugante em superfícies muito irregulares, que não devem – ou não deveriam – ser estucadas.

3.3 Monitoramento das estruturas

A carência de dados confiáveis para as estruturas de concreto em questão, aliada ao desconhecimento de como se dá o envelhecimento dos materiais de reparo, amplia as incertezas sobre a validade das intervenções no longo prazo. Técnicas de monitoramento das estruturas podem auxiliar a obtenção de respostas necessárias ao entendimento do comportamento em uso, considerando que ensaios laboratoriais não reproduzem todas as variáveis de campo e suas combinações. Além disso, permite que certos mecanismos, verificáveis apenas no concreto envelhecido naturalmente, possam ser avaliados.

No caso das investigações do edifício Artigas [7], foi proposto o embutimento de eletrodos de referência em trechos da armadura no concreto e nos novos reparos a serem executados e ainda, se possível, o uso adicional de sensor galvânico e de sensor de taxa de corrosão nos novos reparos. O uso de eletrodos e de sensores permite o monitoramento dos fatores que governam o comportamento dos materiais; permite também avaliar métodos de proteção da superfície do concreto com vista ao planejamento de manutenções futuras, especialmente para a reaplicação do hidrofugante e do inibidor de corrosão de migração, além da avaliação da eficiência dos reparos realizados. Convém considerar a associação dos sistemas de monitoramento do concreto armado com outros sistemas que monitoram as condições climáticas e, ainda, o tempo de molhamento das superfícies.

4 Entre o desejável e o possível

Conservar o concreto armado aparente da arquitetura moderna importa não apenas pela preservação dos valores estético e histórico, mas pela preservação de testemunhos de sofisticadas soluções projetuais e técnicas que exploram os limites da expressão estrutural e plástica do concreto armado.

Nesse contexto, o desejável seria o diálogo qualificado entre os intervenientes no processo, mediado por profissionais com formação e experiência na área, para levar a cabo uma competente intervenção.

Aos conservadores cabe reconhecer que um dos principais atributos qualificadores desse patrimônio, as superfícies do concreto aparente, é também a principal ameaça à sua preservação. Mudanças aceitáveis, objetivando preservar o que ainda resta e garantir a estabilidade da estrutura, devem ser claramente enunciadas, a partir da experimentação das técnicas de reparo e proteção.

Aos profissionais da área técnica cabe o desafio central de propor soluções de reparo, trabalhando em parceria com a indústria para o estudo da viabilidade do desenvolvimento de argamassas feitas "sob

medida" que consigam estender a vida útil de estruturas projetadas e produzidas com base em normas e códigos que não consideravam, na sua totalidade, critérios de durabilidade. Apoiados pelos recentes avanços tecnológicos, esses profissionais seriam capazes de buscar alternativas não convencionais para a solução desse desafio, orientados pelos conservadores.

Dada a dispersão de informações sobre o patrimônio de concreto aparente, a falta de dados confiáveis sobre o desempenho das intervenções e a carência de profissionais experientes no assunto, o possível é investir na formação de recursos humanos, especialmente nos cursos universitários e nos institutos de pesquisa. Ações voltadas à pesquisa e desenvolvimento favorecem o avanço e difusão do conhecimento na área e estimulam a formação do pensamento crítico associado às bases científicas.

As pesquisas citadas estão em andamento e, no momento, dispõe-se apenas de resultados preliminares e ainda limitados. Apenas a partir dos resultados finais poderão ser definidas as perspectivas de desempenho dos sistemas de tratamento e revestimento, sendo estes objeto de publicações futuras sobre o presente tema. Espera-se que haja também contribuições ao desenvolvimento futuro de metodologias de seleção e de avaliação de técnicas de reparo e de sistemas de proteção de superfícies, aplicados aos elementos do patrimônio moderno de concreto aparente.

Referências

[1] International Council on Monuments and Sites – ICOMOS, 2013 – *The Burra Charter: The Australia ICOMOS Charter for Places of Cultural Significance*. Acessado em 19 Abr. 2016. Disponível em: http://australia.icomos.org.

[2] International Council on Monuments and Sites Icomos, 2003 – *Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage: Guidelines*. 2003. Disponível em: https://www.icomos.org/charters/structures_e.pdf. Acesso em 30 jun. 2017

[3] Kuhl, B.M. *et al*, 2011 – *Edifícios da FAU como bens culturais: Fundamentação teórica para intervenções*. Material complementar. Plano Diretor Participativo FAUUSP (2011-2018). São Paulo.

[4] International Council on Monuments and Sites – Icomos, 1965 – *International charter for the conservation and restoration of monuments and sites* (the Venice Charter 1964). Veneza, ICOMOS. http://www.icomos.org/charters/venice_e.pdf. Acessado em 19 abr. 2016.

[5] Kerr, J.S., 2013 – *Conservation plan: a guide to the preparation of conservation plans for places of European cultural significance*. 7th edition, Australia ICOMOS Inc., 2013.

[6] Castro, C.S.S.M. de, 2018 – *Para além das aparências: contribuição ao estudo da conservação da superfície arquitetônica de concreto aparente*. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Paulo.

[7] Pinheiro, M.L.B. *et al.*, 2017 – "Subsidies for a conservation management plan: Vilanova Artigas Building" (School of Architecture and Urbanism of the University of São Paulo – FAUUSP). Los Angeles: Technical Report. Keeping It Modern. The Getty Foundation. 2017. Disponível em: http://www.getty.edu/foundation/initiatives/current/keeping_it_modern/report_library/ Acesso em: 18 nov. 2018

[8] Haworth Tompkins, 2008 – "Conservation Management Plan for the National Theatre". Final Draft. Disponível em https://www.nationaltheatre.org.uk/sites/default/files/nt_conservation_plans_dec_08.pdf.

[9] Taylor, L., 2018 – "Sydney Opera House Concrete Conservation Project". Final Report Summary.

[10] Harrer, A.; Gaudette, P., 2019 – "Challenges of preserving modernist concrete". MATEC Web of Conferences (2019), Concrete Solutions 2019. Disponível em: https://www.researchgate.net/publication/ 335446851_Challenges_of_preserving_modernist_concrete Acesso em: 16 nov. 2019.

[11] Slaton, D.; Gaudette, P.; Patterson, D. 2018 – Morse and Ezra Stiles Colleges Yale University, New Haven, Connecticut. In: Prudon, T.; Normandin, K. (Ed.). *International Specialist Committee/Technology Dossier* 14 - Concrete and Modernism: Technology and Conservation. New York: Docomomo US, p. 32-37.

[12] Caldwell, J.; Harrer, A., 2017 – "Repairs to Concrete at the Pilgrimage Theatre in Los Angeles, California". *APT Bulletin*. The Journal for Preservation Technology, Vol. 48, No 1, p. 49-57.

[13] Gaudette, P.; Slaton, D., 2007 – *Preservation Briefs 15*: "Preservation of Historic Concrete". Washington: Technical Preservation Services. Disponível em: https://www.nps.gov/tps/how-to-preserve/briefs/15-concrete.htm Acesso em: 16 nov. 2019.

[14] Università Degli Studi di Urbino Carlo BO, 2018 – "The Conservation Plan of the Collegi Universitari di Urbino: framework, achievements and new challenges". Disponível em: http://www.getty.edu/foundation/pdfs/kim/urbino_conservation_plan.pdf. Acesso em: 18 nov. 2019.

[15] Stegen, G., 2018 – "Patch repair, the cure for the typical weaknesses of early modern and older heritage in concrete". In: *Conference and Extpert Meeting Modern Heritage in Concrete*, 3rd, 2018. Proceedings. Berlin, 2018, p.1-11.

[16] Douglas, S., 2016 – "A concrete performance: conservation at the National Theatre". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* – Engineering History and Heritage, Volume 169, Issue 1, February 2016, p. 36-41. https://doi.org/10.1680/jenhh.15.00009.

[17] Zhu, W., 2014 – *Effect of corrosion on the mechanical properties of the corroded reinforcement and the residual structural performance of the corroded beams.* 190 p. PhD Thesis. Civil Engineering. I´Institut National des Sciences Appliquées de Tousouse - INSA.

[18] Araujo, A.; Panossian, Z., 2017 – "Comportamento eletroquímico do aço-carbono em concreto: potencial de eletrodo e densidade de corrente elétrica". *Téchne*, v.24, n.247, p.47-52.

[19] Emmons, P.H.; Vaysburd, A.M.; McDonald, J.E., 1993 – "A Rational Approach to Durable Concrete Repairs". *Concrete International.* Vol. 15, No 9, p. 40-45.

[20] Oksman, Silvio *et al*, 2018 – "Plano de Conservação da Estrutura do MASP". Los Angeles: Technical Report. Keeping It Modern. The Getty Foundation. 2019. Acesso em: 18 nov. 2019. Disponível em: http://www.getty.edu/foundation/initiatives/current/keeping_it_modern/report_library/masp.html?q={}

[21] Instituto se Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja IETcc, 2015 – *Informe 20.489* – Efecto del inhibidor de corrosión MasterProtect 8000 CI en la Fundación Joan Miró.

[22] Edelson, R., 2007 – "The Pentagon lightwell walls: repair, rehabilitation and protection for the next 50 years". *Structure Magazine*. January 2007, p. 34-36.

[23] Silva, M. da R.; Meyer, J.J., 2019 – "Restauração do Pentágono Americano". *Concreto* & *Construções*. IBRACON: São Paulo, ed. 94, p. 85-89, abr./jun. 2019.

[24] Buchner, L.N.; Pepi, R.M., 2015 – "Restoration of the cast-in-place concrete at the New York Hall of Science". *APT Bulletin*: The Journal of Preservation Technology, Vol. 46, No. 2/3, p. 54-63.

a

Comportamiento dinámico del campanario sur del Palacio Nacional de Mafra ante las acciones de las campanas

Dynamic behavior of the south bell tower of the National Palace of Mafra when subjected to bell actions

Elesban Nochebuena-Mora
Nuno Mendes
Paulo B. Lourenço

Resumen

Las iglesias son edificios icónicos en los centros históricos de ciudades europeas y americanas, y sus torres representan hitos en el paisaje urbano debido a su altura. La respuesta sísmica de las torres de mampostería no reforzada ha sido ampliamente estudiada; sin embargo, investigaciones sobre su comportamiento ante otro tipo de fuerzas dinámicas no es muy frecuente. Los efectos que las oscilaciones de cuatro campanas tienen sobre el campanario sur del Palacio Nacional de Mafra, en Portugal, fueron evaluados en este trabajo. Para ello, las frecuencias de las acciones dinámicas fueron comparadas con las frecuencias de vibración de la torre. Además, mediante un modelo de elementos finitos, varios analisis dinamicos y estaticos no lineales fueron realizados para simular la respuesta y evaluar el factor de seguridad. Los resultados mostraron que el campanario presenta un comportamiento elástico debido a que la rotación de las campanas produce pequeños desplazamientos.

Abstract

Churches are emblematic buildings within the European and American historic centres, and their towers are landmarks in the urban landscape given their height. The dynamic behaviour of unreinforced masonry towers has been extensively studied. However, research about their performance under other type of dynamic forces is not common. The oscillation of four bells and their effect on the south bell tower of the National Palace of Mafra, Portugal, were assessed in this work. The frequencies of the dynamic actions were compared with the fundamental frequencies of the tower. Furthermore, a finite element model was generated to perform nonlinear dynamic analyses and nonlinear pushover analyses, aiming at simulating the structural response and evaluating the safety factor. The results showed that the bell tower presents an elastic behaviour, since the swinging of the bells produces small displacements.

Palabras clave: Campanario / Campanas / Fuerzas dinámicas / Mampostería no reforzada / Mafra

Keywords: Bell tower / Bells / Dynamic forces / Unreinforced masonry / Mafra

Elesban Nochebuena-Mora

PhD Student
Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), University of Minho
Guimarães, Portugal
enomora@gmail.com

Nuno Mendes

Post-Doc Researcher
Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), University of Minho
Guimarães, Portugal
nunomendes@civil.uminho.pt

Paulo B. Lourenço

Full Professor
Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), University of Minho
Guimarães, Portugal
pbl@civil.uminho.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

NOCHEBUENA-MORA, E. [*et al.*] – Comportamiento dinámico del campanario sur del Palacio Nacional de Mafra ante las acciones de las campanas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 13. ISSN 2183-8488. (julho 2020) 73-82.

1 Introducción

En Europa existen tres sistemas para hacer oscilar las campanas: inglés, centroeuropeo y español. En el sistema inglés, las campanas giran 360° cambiando la dirección en cada ciclo. En el sistema centroeuropeo, las campanas no tienen contrapeso y oscilan entre 55° y 160°. Las campanas del sistema español rotan 360° siempre en la misma dirección, tienen un gran contrapeso de madera que les da balance y reduce la magnitud de las fuerzas [1].

El Palacio Nacional de Mafra se ubica en Portugal y fue construido en la primera mitad del siglo XVIII durante el reinado de João V para albergar un monasterio franciscano y la residencia de la familia real [2]. A través de la historia ha tenido diferentes usos. El área del monasterio fue ocupada por el ejército francés, inglés y portugués [3]. El palacio se transformó en museo en 1910. En la actualidad, algunas secciones del complejo tienen uso administrativo y militar [4]. A pesar de estos cambios, el conjunto ha mantenido todas sus características arquitectónicas y materiales por lo que en 2019 fue declarado Patrimonio Mundial de la Humanidad [4]. Los dos campanarios contienen 119 campanas; 108 de ellas son fijas y pertenecen a los dos carrillones y a los relojes, mientras que once campanas pueden oscilar de acuerdo al sistema español transmitiendo fuerzas dinámicas a las torres. En este trabajo, solo la influencia de las campanas del campanario sur fue evaluada mediante la comparación de frecuencias para identificar efectos de resonancia, análisis dinámico no lineal para obtener la respuesta dinámica y análisis estático (*pushover*) no lineal con el objetivo de determinar el nivel de seguridad.

2 Campanario sur del Palacio Nacional de Mafra

La basílica está ubicada en el ala poniente del complejo, al centro de la fachada principal. Ambos campanarios tienen siete niveles y alcanzan una altura aproximada de 63,8 m. Los primeros tres pisos de las torres están conectados al palacio y a la basílica permitiendo la circulación entre las habitaciones del norte y sur. La torre sur tiene una planta cuadrada desde el nivel 1 al 6, formada por cuatro pilares de gran sección transversal que soportan las cúpulas, dinteles y arcos de medio punto. Las dimensiones en planta disminuyen con la altura a partir del piso 4. El nivel 7 es una cúpula de forma piramidal que remata la estructura. Para conectar los niveles 3, 4, 5 y 6, se construyó una escalera en espiral de 1,20 m de diámetro dentro del pilar noreste (Figura 1a).

El campanario sur alberga 60 campanas y se pueden dividir en: campanas del carrillón, campanas litúrgicas y campanas del reloj. La maquinaria del reloj y del carrillón se encuentran en el nivel 4. El carrillón, ubicado en el nivel 5, está compuesto por 53 campanas de diferentes dimensiones. Una estructura robusta de madera soporta 52 de estas campanas, mientras que la campana más pesada está sujetada a las jambas de la ventana oeste. El nivel 6 tiene cuatro campanas colocadas en las cuatro ventanas. Estas campanas pertenecen al sistema español ya que tienen un contrapeso de madera conectado a la mampostería por medio de rodamientos que permiten el giro completo. En el nivel 7 se encuentran las tres

campanas del reloj que están sujetas a la mampostería mediante vigas metálicas. Por lo tanto, las campanas litúrgicas son las únicas que pueden oscilar y producir fuerzas dinámicas.

3 Modelo numérico

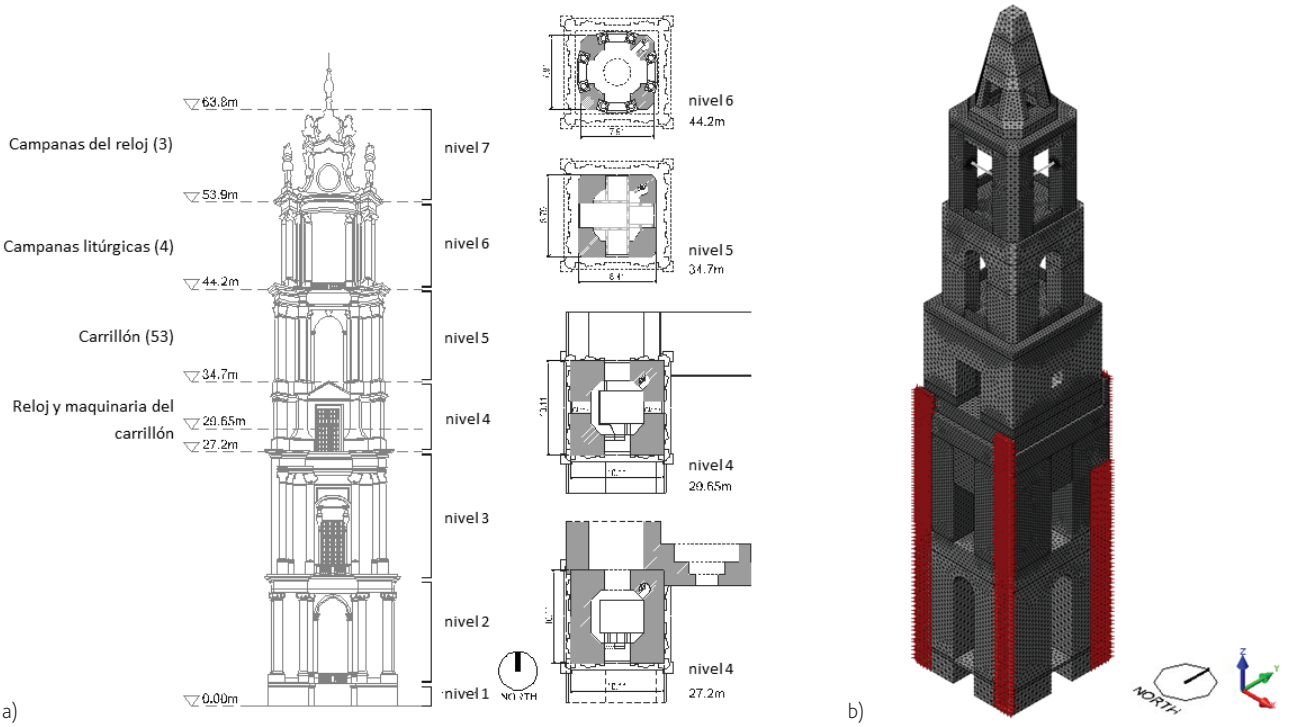
3.1 Geometría y malla

Un modelo 3D del campanario, basado en el método de elementos finitos, fue creado usando el programa MidasFX+ para DIANA [5]. La basílica, el palacio y otros detalles arquitectónicos, como ornamentos, fueron excluidos de la geometría de la estructura para simplificar el modelo. Sin embargo, la influencia de los edificios adyacentes fue considerada al introducir elementos tipo muelle o resorte (1-*node spring*) en las superficies de los primeros tres niveles, como se muestra en rojo en la Figura 1b. En el nivel 6, cuatro vigas de acero simulan los contrapesos de las campanas; en los extremos de cada viga se colocó una placa de 0,30 × 0,30 × 0,10 m para representar los rodamientos y reducir la concentración de tensiones durante los análisis. Otras dos vigas fueron utilizadas para colocar la carga de la campana más pesada del carrillón (nivel 5) y la campana más grande del reloj (nivel 7). El modelo está compuesto de 101 765 nodos y 499 905 elementos, cuyo tamaño varía entre 0,15 y 0,50 m. Los nodos en la base restringen cualquier movimiento de traslación en las tres direcciones garantizando una completa conexión.

3.2 Materiales

El campanario fue construido con mampostería de piedra caliza de buena calidad y asentada en capas muy delgadas de mortero. En los primeros dos niveles se usaron sillares pequeños, mientras que en el resto de la estructura los bloques utilizados son de dimensiones significativamente mayores. Para incluir el comportamiento no lineal de la mampostería se utilizó el modelo de fisura distribuida rotante basado en las deformaciones totales (*total strain rotating crack*). Esta ley constitutiva relaciona la fractura de energía a tracción, el esfuerzo de tensión y la deformación mediante una curva exponencial, mientras que establece una relación entre la fractura de energía a compresión, el esfuerzo de compresión y la deformación a través de una curva parabólica. El acero de las vigas y las placas fue considerado como material elástico.

El modelo numérico fue calibrado de acuerdo con los resultados del ensayo experimental de identificación dinámica [6]. Mediante análisis modales fue posible obtener el módulo de elasticidad de los dos tipos de mampostería y la rigidez lateral atribuida a la basílica y el palacio. La mampostería regular con finas capas de mortero, como la del campanario, pueden presentar módulos de elasticidad altos [7]. Debido a que se esperan daños locales y no globales, solo la mampostería de los niveles 5, 6 y 7 tiene propiedades no lineales, mientras que el resto del material se comporta de forma elástica. Esta estrategia reduce la demanda computacional durante



a) b)

Figura 1 a) Fachada y plantas de los cuatro niveles superiores. b) Modelo de elementos finitos

Tabla 1 Propiedades mecánicas de los materiales

Material	Densidad (kg/m^3)	Coeficiente de Poisson	Módulo de elasticidad (GPa)	Resistencia a la compresión (MPa)	Fractura de energía a la compresión (kN/m)	Resistencia a la tensión (MPa)	Fractura de energía a la tensión (kN/m)
Mampostería (nivel 1 y 2)	2200	0,20	15				
Mampostería (nivel 3 y 4)	2200	0,20	36				
Mampostería (nivel 5, 6 y 7)	2200	0,20	36	8,00	4,80	0,30	0,05
Acero	7800	0,26	200				

Tabla 2 Peso de las campanas soportadas en la mampostería

Campana	Ubicación	Diámetro (mm)	Masa (kg)	Masa de la campana + masa del contrapeso (kg)	Peso (kN)
Campana 0	Nivel 5 (oeste)	2 457	9 640,00	15 424,00	151,31
Campana 1	Nivel 6 (oeste)	1 985	4 449,52	7 119,24	69,84
Campana 2	Nivel 6 (este)	1 720	2 887,75	4 620,40	45,33
Campana 3	Nivel 6 (norte)	1 560	2 150,93	3 441,49	33,76
Campana 4	Nivel 6 (sur)	1 350	1 390,55	2 224,88	21,83
Campana 5	Nivel 7	2 530	9 900,00		97,12
Campana 6	Nivel 7	1 570	2 192,80		21,51
Campana 7	Nivel 7	1 380	1 485,89		14,58

Tabla 3 Características de las campanas litúrgicas

Campana	Ubicación	Peso (kN)	Excentricidad (m)	Momento de inercia ($kg\ m^2$)	Velocidad angular inicial (rad/s)
Campana 1	Nivel 6 (oeste)	69,84	0,015	24,92	1,25
Campana 2	Nivel 6 (este)	45,33	0,019	21,91	1,44
Campana 3	Nivel 6 (norte)	33,76	0,022	19,65	1,59
Campana 4	Nivel 6 (sur)	14,58	0,027	16,10	1,84

los análisis. Las propiedades mecánicas finales se presentan en la Tabla 1. Por otro lado, el coeficiente de amortiguamiento es un parámetro difícil de determinar a partir de la vibración ambiental durante un ensayo de identificación dinámica [8], por lo tanto, con base en la literatura existente se asignó un valor estimado de 1,44% [9].

3.3 Cargas estáticas

La maquinaria del reloj y del carrillón tienen una masa de 83 428 kg que corresponde a una carga uniformemente distribuida de 5,80 kN/m² aplicada sobre el piso del nivel 5. El peso de las 52 campanas soportadas por la estructura de madera equivale a una presión de 127,5 kN/m² (1 064 kN). La Tabla 2 presenta el peso de las campanas apoyadas en la mampostería. Para incluir el contrapeso de madera, la masa se multiplicó por un factor de 1,6 [1].

3.4 Cargas dinámicas

Una campana que oscila es considerada como un péndulo compuesto, generando fuerzas dinámicas que están relacionadas con la excentricidad, la masa, el momento de inercia y la velocidad angular inicial. Sin considerar los efectos de la fricción, la ecuación que describe el movimiento de un péndulo compuesto en términos de energía mecánica es:

$$E = \frac{1}{2} I \dot{\theta}^2 + mgh(1 - \sin\theta) \quad (1)$$

donde E es la energía total del sistema, θ el ángulo medido desde la posición de equilibrio, m es la masa, g es la aceleración de la gravedad, h es la excentricidad, I es el momento de inercia y $\dot{\theta}$ es la velocidad angular. El primer término de la derecha corresponde a la energía cinética, mientras que el segundo representa la energía

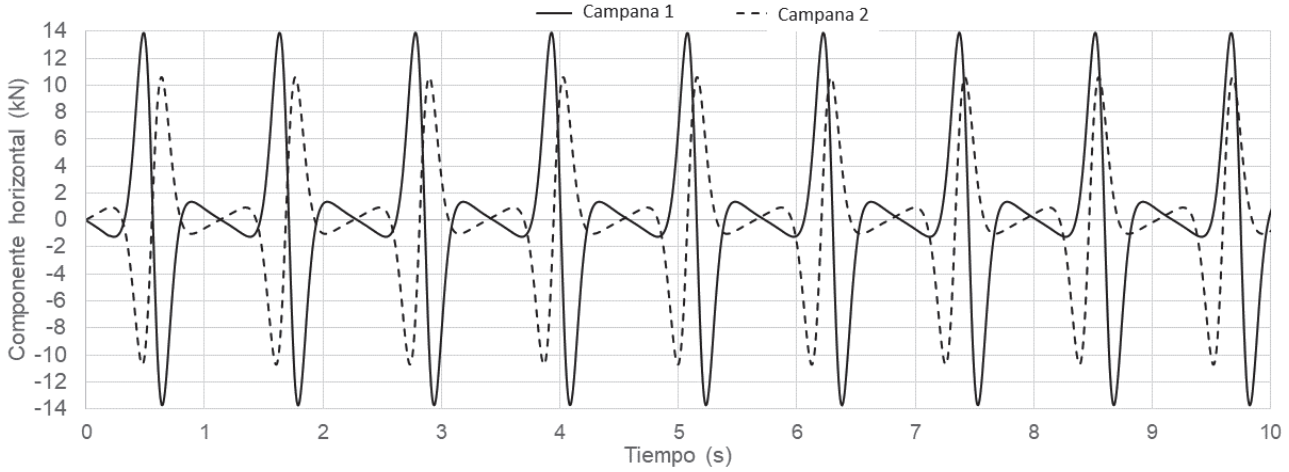


Figura 2 Fuerzas horizontales producidas por las campanas 1 y 2

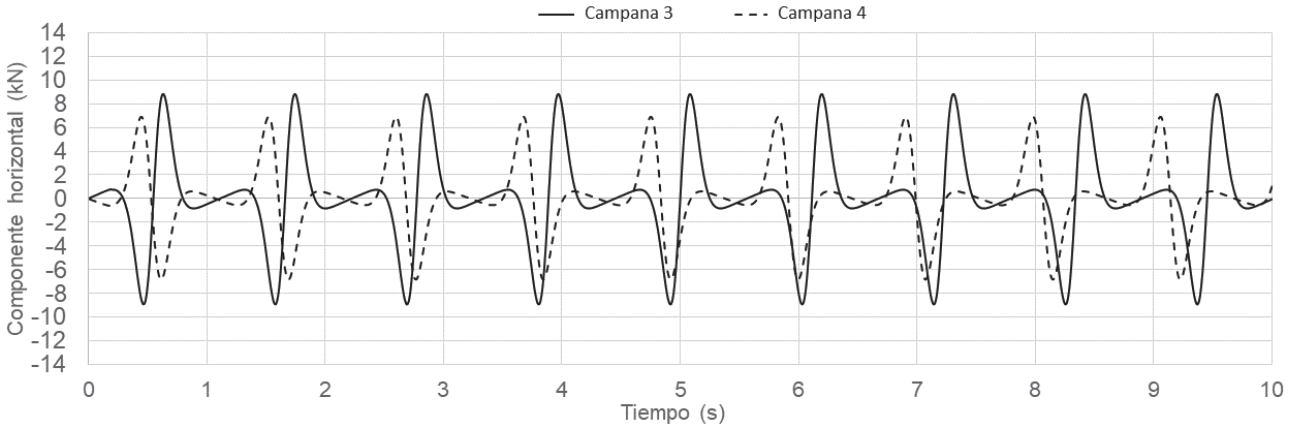


Figura 3 Fuerzas horizontales producidas por las campanas 3 y 4

potencial. Lima [10] deduce una solución exacta de la ecuación 1 en función del tiempo utilizada para determinar los desplazamientos angulares. Una vez obtenidos los desplazamientos angulares, es posible estimar la velocidad y aceleración angulares por medio de derivadas, para finalmente calcular las componentes verticales y horizontales de las fuerzas dinámicas por medio de [11]:

$$H(t)=mh\left[\dot{\theta}^2(t)\sin\theta(t)-\ddot{\theta}(t)\cos\theta(t)\right] \quad (2)$$

$$V(t)=-mg-mh\left[\dot{\theta}^2(t)\cos\theta(t)+\ddot{\theta}(t)\sin\theta(t)\right] \quad (3)$$

Debido al deterioro, las cuatro campanas litúrgicas están soportadas por andamios que impidieron la ejecución de los ensayos experimentales usados para determinar la excentricidad y el momento de inercia [1, 11, 12]. Por lo tanto, a partir de la literatura existente se asumieron valores que fueron obtenidos a través de extrapolación de datos [13]. La Tabla 3 presenta los valores asignados a las cuatro campanas.

Para determinar la dirección de las fuerzas se considera que el campanero empuja la campana hacia el exterior de la torre, por lo tanto, la campana 2 (este) y la campana 3 (norte) giran en dirección positiva, mientras que la campana 1 (oeste) y la campana 4 (sur) lo hacen en dirección negativa. Las Figura 2 y Figura 3 muestran la componente horizontal de las acciones de las cuatro campanas calculadas en función del tiempo. Estas fuerzas fueron aplicadas al centro de las vigas del nivel 6 como cargas concentradas variantes en el tiempo. La Tabla 4 presenta los valores máximos absolutos.

Tabla 4 Valores máximos absolutos de las fuerzas dinámicas de las campanas litúrgicas

Campana	Ubicación	H_{max} (kN)	V_{max} (kN)	(a)	(b)
Campana 1	Nivel 6 (oeste)	13,90	87,97	0,199	1,260
Campana 2	Nivel 6 (este)	10,73	59,31	0,237	1,309
Campana 3	Nivel 6 (norte)	8,93	45,40	0,265	1,345
Campana 4	Nivel 6 (sur)	6,91	30,83	0,316	1,412

(a) Máxima fuerza horizontal dividida por el peso de la campana.
(b) Máxima fuerza vertical dividida por el peso de la campana.

4 Análisis basado en frecuencias

La evaluación basada en frecuencias es sencilla y consiste en comparar las frecuencias fundamentales de la estructura con el contenido de frecuencias de las excitaciones. De esta manera se puede determinar si el campanario puede entrar en resonancia con las acciones de las campanas. De acuerdo con el ensayo de identificación dinámica, el primer modo de vibración de la torre tiene una frecuencia de 2,85 Hz y corresponde a una curvatura simple de toda la estructura en dirección este-oeste (eje X). El segundo modo se asocia a la flexión en dirección norte-sur (eje Y) de los últimos cuatro niveles con una frecuencia de 5,99 Hz. Con respecto a las fuerzas dinámicas, solo se obtuvo el espectro de frecuencias de las componentes horizontales usando la Transformada de Fourier, debido a que el campanario es mucho más flexible en el eje horizontal que en el vertical. Como consecuencia de la baja velocidad angular inicial y la alta masa de las campanas, los resultados muestran una predominancia del 3° armónico. De acuerdo con el código alemán DIN4178 [14], la frecuencia del armónico predominante debe estar, por lo menos, 10% alejado de la frecuencia fundamental de la torre. Las frecuencias de las campanas 1 y 2 se compararon con el primer modo de vibración ya que rotan en el eje este-oeste (eje X), mientras que las frecuencias de las campanas 3 y 4 se compararon con el segundo modo de vibración (eje Y). Los resultados presentados en la Tabla 5 muestran que no existe interacción entre las excitaciones y el campanario.

Tabla 5 Frecuencias fundamentales del campanario y contenido de frecuencias de las fuerzas horizontales

Campana	Frecuencias del campanario		Contenido de frecuencias de las fuerzas horizontales		Diferencia entre frecuencias (%)
	Modo 1 (Hz)	Modo 2 (Hz)	1.° armónico (Hz)	3.° armónico* (Hz)	
Campana 1	2,85		0,87	1,74	39
Campana 2	2,85		0,88	1,77	38
Campana 3		5,99	0,90	1,80	70
Campana 4		5,99	0,93	1,86	69

5 Análisis dinámico no lineal

Para el análisis dinámico del campanario se asumieron dos condiciones de carga: a) cuando la campana con mayor masa (campana 1) está oscilando, y b) cuando las cuatro campanas giran al mismo tiempo. Las fuerzas se aplicaron por 80 s y se dejó vibrar la torre libremente por otros 10 s. Este tiempo permite observar el comportamiento de la estructura en los instantes en que las fuerzas dinámicas están en fase (tienen la misma dirección) y fuera de fase (tienen direcciones opuestas). La respuesta fue evaluada en términos del historial de desplazamientos de las fachadas y patrón de grietas.

5.1 Condición 1: campana 1

El máximo desplazamiento (0,10 mm) se encuentra en la respuesta transitoria al inicio de la aplicación de la carga (en el segundo 1,8). La respuesta estacionaria se alcanza antes de los 10 s, cuya amplitud fluctúa entre -0,08 y 0,05 mm (Figura 4a). La evolución del daño se evaluó en tres instantes: b) antes de la aplicación de la carga, c) después de 10 segundos, y d) al final. Las grietas mostradas en la Figura 4 van de 0,1 a 5 µm, este daño numérico es insignificante indicando que es difícil agrietar la mampostería bajo estas circunstancias de carga. Con respecto a la evolución del daño, no hay diferencias importantes en la progresión de fisuras desde el segundo 10 hasta el final.

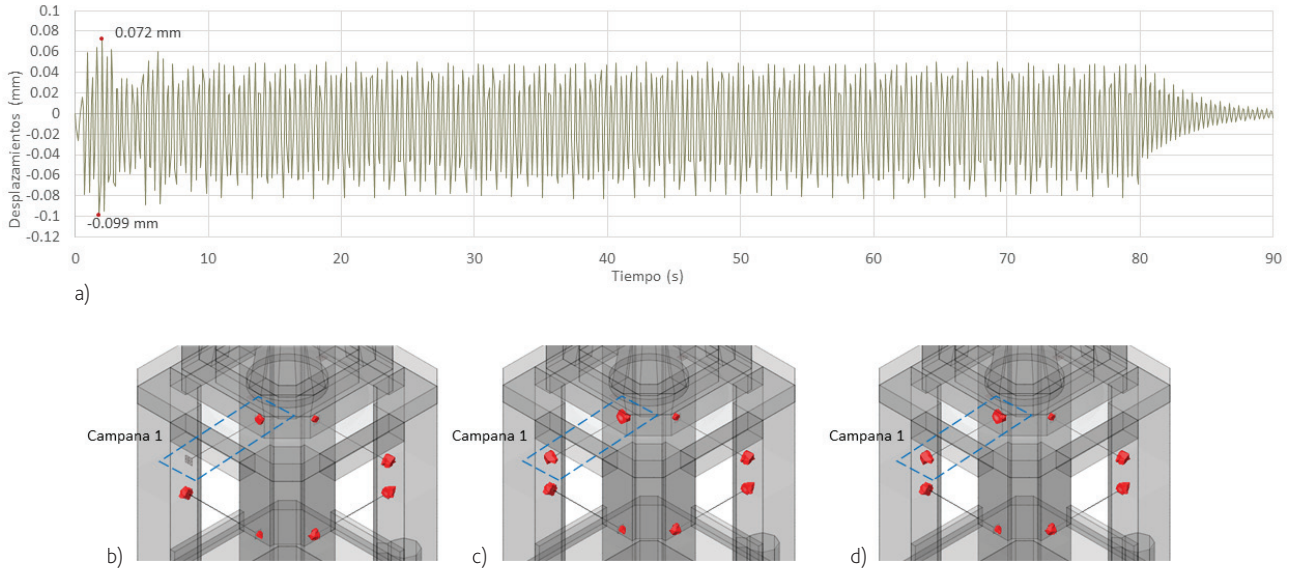


Figura 4 a) Desplazamientos de la fachada oeste y evolución del daño b) antes de la aplicación de carga, c) a los 10 segundos y d) al final

5.2 Condición 2: las cuatro campanas

Solo existe la respuesta estacionaria del campanario, las tres amplificaciones de vibración en el eje X (este-oeste) corresponden a instantes en que las fuerzas dinámicas de las campanas 1 y 2 están en fase y fuera de fase (Figura 5). El máximo desplazamiento detectado en la fachada este y oeste fue de 0,13 mm, lo que indica que la oscilación de la campana 2 aumenta la amplitud en un 30% con respecto al caso anterior. Por otro lado, los máximos desplazamientos en la fachada norte y sur son apenas 0,01 y 0,02 mm respectivamente.

Los resultados también demostraron que las campanas 1 y 2 no influyen en los desplazamientos del eje Y (norte-sur) y viceversa. Además, la medición de los desplazamientos relativos a la altura de las campanas muestra que la sección en planta del nivel 6 es altamente rígida, pues las deformaciones relativas son insignificantes aun cuando las fuerzas dinámicas están fuera de fase (aplicadas en direcciones opuestas). Con respecto al daño, la Figura 6 muestra grietas cuyo espesor varía entre 0,1 y 5 µm. Las fisuras son irrelevantes y no existe una evolución sustancial en el tamaño de las zonas agrietadas desde el inicio hasta el final de la aplicación de la carga.

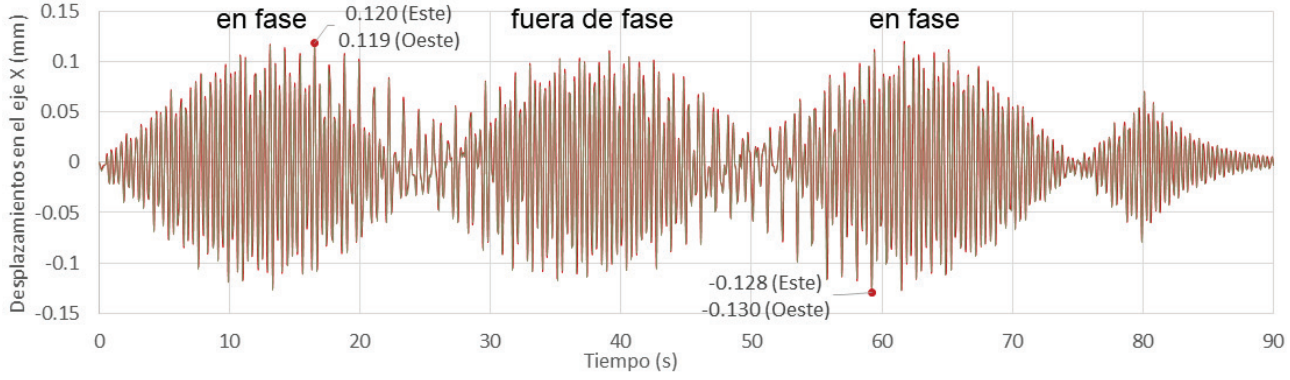


Figura 5 Desplazamiento de las fachadas este y oeste cuando las cuatro campanas oscilan

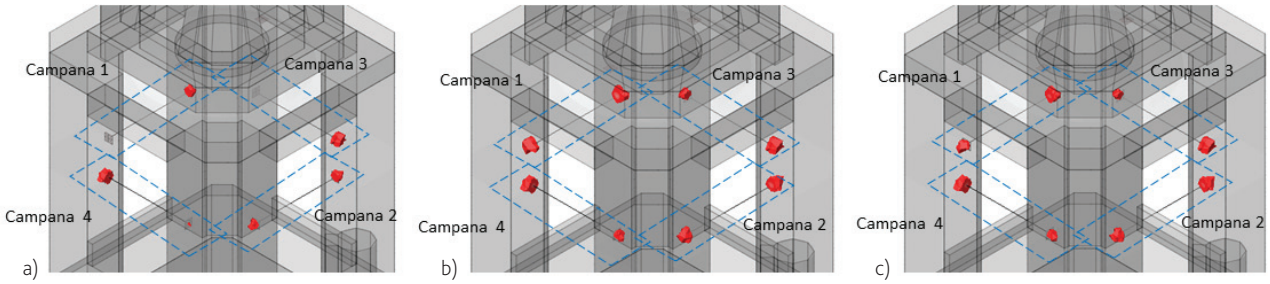


Figura 6 Evolución del daño causado por las cuatro campanas a) antes de la aplicación de carga, b) a los 10 segundos y c) al final

6 Análisis estático no lineal

Para determinar el nivel de seguridad del campanario, se aplicaron los pesos de las campanas como cargas laterales concentradas en el centro de las vigas. La estructura se analizó bajo dos condiciones de carga: a) bajo la fuerza horizontal de la campana 1, y b) cuando las campanas actúan en la misma dirección. Para cada caso se obtuvo una curva de capacidad de carga en términos del desplazamiento medido en cada fachada y un factor de carga proporcional al peso de las campanas.

6.1 Análisis estático no lineal 1: campana 1

La carga de la campana 1 fue incrementada gradualmente en dirección –X (hacia el oeste). La curva resultante se muestra en la Figura 7a, en la que se puede observar que la fachada se comporta dentro del rango elástico hasta un factor de carga de aproximadamente 24, que equivale a una fuerza de 1690 kN. Grietas entre 0,1 y 0,4 mm comienzan a aparecer alrededor de la conexión y se desarrollan hasta alcanzar la falla en el máximo desplazamiento de 4,8 mm. Como era esperado, el mecanismo de falla es local, hay desprendimiento de material en los soportes de las campanas sin perjudicar al resto de la estructura. En la Figura 7b se muestra la evolución del daño en el máximo desplazamiento.

6.2 Análisis estático no lineal 2: todas las campanas

Para el segundo análisis, las fuerzas fueron aplicadas lateralmente de la siguiente manera: peso de las campanas 1 y 2 en la dirección +X (hacia el este), y el peso de las campanas 3 y 4 en dirección +Y (hacia el norte). La máxima deformación se encuentra en los pilares del nivel 6. Los pilares tienen un comportamiento elástico hasta un factor de carga de 20, después de este punto comienza la deformación plástica alcanzando el máximo factor de carga de 32 en el máximo desplazamiento de las cuatro fachadas (Figura 8). Los daños principales son locales y se presentan alrededor de las conexiones de las campanas y en la base de los pilares. La Figura 8c muestra el daño en el máximo desplazamiento con un rango de ancho de grietas entre 0,1 y 0,4 mm.

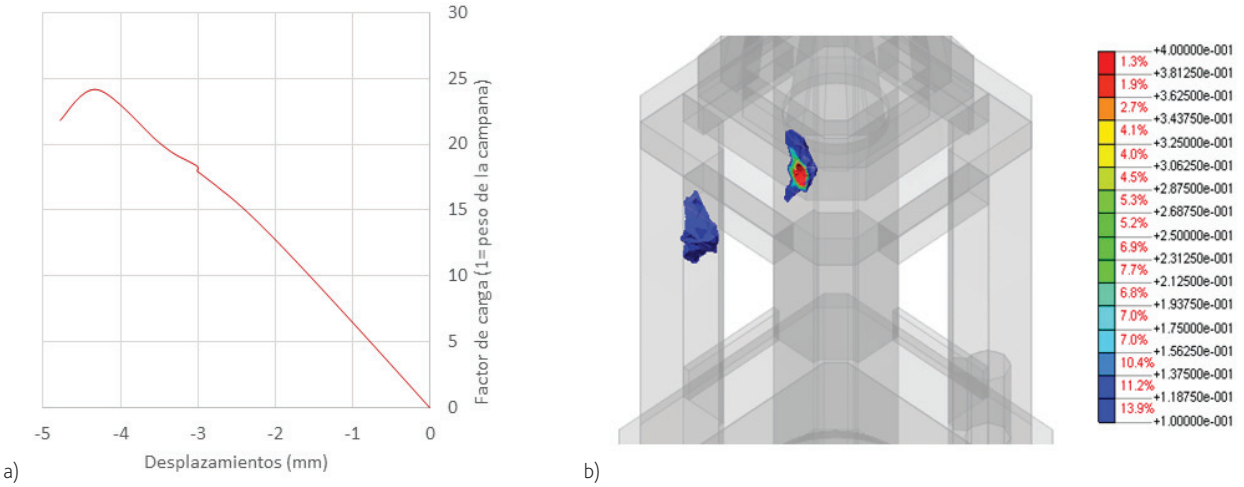


Figura 7 a) Curva de capacidad y b) patrón de grietas en el máximo desplazamiento

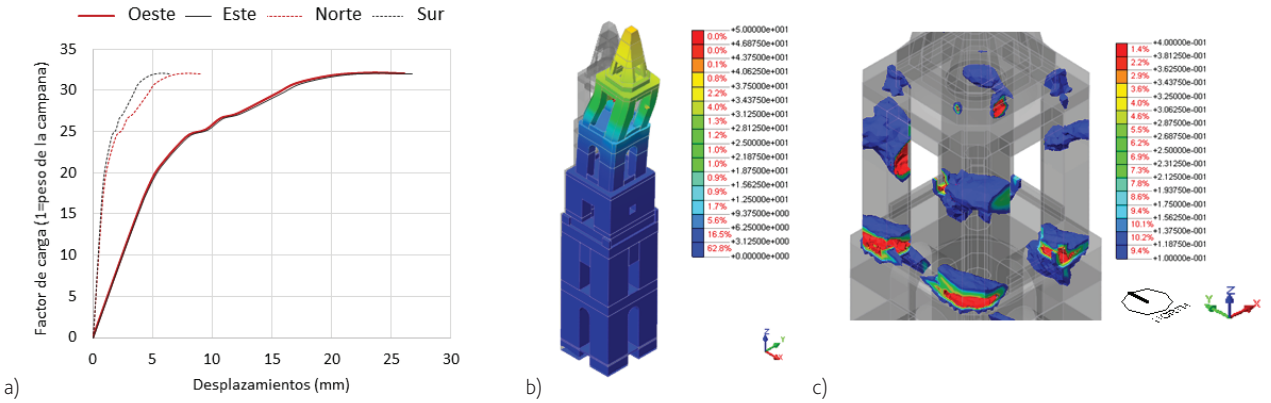


Figura 8 a) Curva de capacidad, b) deformación máxima, c) patrón de grietas en el máximo desplazamiento

7 Conclusiones

Se analizó el efecto que tienen las fuerzas dinámicas producidas por las campanas sobre el campanario sur del Palacio Nacional de Mafra, Portugal. Tres tipos de análisis fueron utilizados: análisis basado en frecuencias, análisis dinámico y estático no lineal. Al comparar el espectro de frecuencias de las fuerzas dinámicas con las frecuencias fundamentales del campanario, se determinó que no hay interacción entre las campanas y la estructura (inexistencia de resonancia). De acuerdo con los análisis dinámicos, el campanario tiene una respuesta elástica en todos los escenarios estudiados. El movimiento de las campanas produce desplazamientos muy pequeños sin dañar la mampostería. Los resultados de los análisis estáticos no lineales muestran que los pilares del nivel 6 tienen un comportamiento lineal hasta un factor de 20 (20 veces el peso de las campanas aplicado lateralmente). Si se comparan estos resultados con la máxima fuerza horizontal generada por cada campana (ver Tabla 4), las cargas dinámicas deben ser incrementadas considerablemente (alrededor de 100 veces) para agrietar la mampostería. Por lo tanto, la oscilación de las campanas no representa ningún riesgo para la estabilidad estructural de la torre. Si algún daño cerca de las conexiones se presenta, otros factores, tales como la corrosión o la fatiga del material, deben ser estudiados para determinar el origen del deterioro.

Agradecimientos

Este trabajo fue realizado en la Universidad del Minho, Portugal, mediante el financiamiento del Programa ELARCH (Euro-Latin America partnership in natural Risk mitigation and protection of the Cultural Heritage) coordinando por la Universidad de la Basilicata, Italia.

Referencias

[1] Ivorra, S. – "Acciones dinámicas introducidas por las vibraciones de las campanas sobre las torres-campanario". Universidad Politécnica de Valencia, 2002.

[2] Governo de Portugal – "Palácio Nacional de Mafra", (n.d.). http://www.palaciomafra.gov.pt/pt-PT/Geral/ContentList.aspx (accessed August 20, 2017).

[3] Doderer, G. – "Subsídios novos para a história dos órgãos da Basílica de Mafra", *Revista Portuguesa de Musicologia*, 2002, Vol.12, p 87–127.

[4] Direção-Geral do Património Cultural, Governo de Portugal. – "Real Edifício de Mafra: Proposta para inscrição na Lista do Património Mundial da UNESCO", 2019, 519 p.

[5] Midas FX+ for DIANA, Information Technology Co Ltd, version 3.3.0, Korea, 2013.

[6] Greco, F. *et al.* – "The Convent of Mafra, Portugal", Relatório técnico, Guimarães, 2016.

[7] Palchik, V.; Hatzor, Y.H. – "Crack damage stress as a composite function of porosity and elastic matrix stiffness in dolomites and limestones", *Engineering Geology*, 2002, Vol. 63, p 233–245. https://doi.org/10.1016/S0013-7952(01)00084-9.

[8] Mendes, N. – "Seismic Assessment of Ancient Masonry Buildings : Shaking Table Tests and Numerical Analysis", University of Minho, 2012.

[9] Ivorra, S. *et al.* – "Masonry bell towers: dynamic considerations", Proceedings of the ICE - *Structures and Buildings*, 2011, Vol. 164, p 3–12. https://doi.org/10.1680/stbu.9.00030.

[10] Lima, F.M.S. – "Analytical study of the critical behavior of the nonlinear pendulum", *American Journal of Physics*, 2010, Vol. 78, p 1146–1151. https://doi.org/10.1119/1.3442472.

[11] Bennati, S. *et al.* – "Dynamic behavior of a medieval masonry bell tower. Part I: Measurement and modeling of the tower motion", *Journal of Structural Engineering*, 2005, Vol. 131, p 1647–1655. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:11(1647).

[12] Heyman, J.; Threlfall, B.D. – "Inertia forces due to bell-ringing", *International Journal of Mechanical Sciences*, 1976, Vol. 18, p 161–164. https://doi.org/10.1016/0020-7403(76)90020-5.

[13] Ivorra, S.; Pallarés, F.J. – "Dynamic investigations on a masonry bell tower, *Engineering Structures*, 2006, Vol. 28, p 660–667. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.09.019.

[14] German Code DIN 4178 – "Bell towers," 2004.

a

Consolidação, reforço estrutural e inclusão de infraestruturas técnicas na conservação e salvaguarda da Igreja do Mosteiro de Travanca, Amarante

Consolidation, structural reinforcement and inclusion of technical infrastructures in the conservation and safeguarding of the Church of the Monastery of Travanca, Amarante

Miguel Malheiro
Aníbal Costa

Resumo

As operações de conservação do património arquitetónico pressupõem a realização de estudos ligados à compreensão e ao cuidado de um objeto, por forma a salvaguardar o seu valor cultural e patrimonial, através do respeito pela materialidade, sistemas construtivos, significados e pelo uso do objeto. A interpretação destes estudos procura, através de uma abordagem cautelosa, proceder à realização dos trabalhos que visam a conservação do imóvel e a manutenção da sua autenticidade e integridade. O artigo pretende partilhar as soluções encontradas por uma equipa multidisciplinar na intervenção de conservação, salvaguarda e valorização da Igreja do Mosteiro de Travanca, ao nível da consolidação e reforço estrutural que foi necessário implementar nas coberturas para amarração dos paramentos verticais em alvenaria de pedra, que aspiraram salvaguardar de forma credível os atributos materiais e imateriais inerentes ao significado cultural deste objeto.

Abstract

The conservation operations of the architectural heritage presuppose the carrying out of studies related to the understanding and care of an object, in order to safeguard its cultural and heritage value, through respect for materiality, construction systems, meanings and the use of the object. The interpretation of these studies seeks, through a cautious approach, to carry out the work aimed at the conservation of the object and the maintenance of its authenticity and integrity. The article aims to share the solutions found by a multidisciplinary team in the intervention of conservation, safeguarding and enhancement of the Church of the Monastery of Travanca, in terms of the consolidation and structural reinforcement that was necessary to be implemented in the roofs for lashing the vertical walls in stone masonry, which they aspired to credibly safeguard the material and immaterial attributes inherent to the cultural significance of this object.

Palavras-chave: Equipa multidisciplinar / Conservação / Reforço / Autenticidade / / Identidade

Keywords: Multidisciplinary team / Conservation / Reinforcement / Authenticity / / Identity

Miguel Malheiro

CITAD – Universidade Lusíada Norte-Porto
Porto, Portugal
miguel_malheiro@sapo.pt

Aníbal Costa

Professor Catedrático, DECivil da Universidade de Aveiro
Portugal
RISCO, agc@ua.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

MALHEIRO, M. [*et al.*] – Consolidação, reforço estrutural e inclusão de infraestruturas técnicas na conservação e salvaguarda da Igreja do Mosteiro de Travanca, Amarante. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 13. ISSN 2183-8488. (julho 2020) 83-92.

1 Introdução

A intervenção no património arquitetónico pressupõe a utilização de uma metodologia de intervenção comummente aceite e divulgada pelas cartas internacionais do património e diversos autores que a ele se têm dedicado, que prevê a existência de uma fase inicial que aspira conhecer o monumento, sem a qual, não deve haver lugar à intervenção. Esta fase que denominamos de conhecimento, utilizada de Antoni González [1], aspira compreender os factos históricos e culturais com ele relacionados, se possível compreender a origem e sua evolução no tempo e determinar as alterações que ocorreram, para se depreender da sua autenticidade, não apenas da originalidade do monumento mas também dos valores essenciais que este contém no momento em que se realizam os estudos, inclusive as várias fases de adaptação e reinterpretação a que tem sido sujeito. É também necessário o prévio conhecimento material do monumento, os sistemas construtivos que o compõem fisicamente e o seu estado de conservação, normalmente realizado através de ensaios e levantamentos *in situ*. Por último, mas não menos relevante e suficientemente influente para a sua autenticidade, é a realização de estudos sobre a envolvente ao monumento, a forma como o contexto evoluiu e como este influencia a leitura e integração do monumento. O alcance deste conhecimento é determinado pelas leituras prévias do estado de conservação do imóvel e pelos objetivos que o mesmo delimita, já que uma intervenção no património decorre normalmente da existência de uma ou várias anomalias que põem em causa a sua integridade, como aconteceu com a Igreja do Mosteiro de Travanca, com os seus problemas graves de infiltração de águas pluviais pelas coberturas e que urgia resolver. Esta fase é crucial para se determinar o correto diagnóstico que permita identificar e corrigir os problemas detetados em função das condições e necessidades relevantes do objeto e realizar as operações de salvaguarda e conservação sem beliscar a autenticidade e integridade que nele se encontrou. A intervenção levada a cabo entre 2013 e 2014 na Igreja do Mosteiro de Travanca, decorreu da análise multidisciplinar realizada previamente, mostrando-se neste artigo os valores existentes no imóvel, assim como as suas anomalias e as soluções de reforço estrutural e inserção de instalações técnicas que procuraram permitir a sua longevidade como a legibilidade dos seus valores artísticos, históricos e significativos, e a preservação da sua autenticidade e integridade.

2 A fase do conhecimento

2.1 A equipa multidisciplinar

Para a realização dos estudos que nos permitiram ter um maior conhecimento sobre o edifício, foi necessário definir uma equipa multidisciplinar. Esta equipa multidisciplinar incluiu a componente histórica para fazer uma recolha geral dos elementos referentes à Igreja e Mosteiro de Travanca nos arquivos existentes em Portugal, para um conhecimento mais aprofundado da evolução do edifício, que ficou a cargo da historiadora Mariana Silva [2]. Foi também necessário realizar um estudo arqueológico da Igreja e Mosteiro, para se tentar compreender as várias fases de construção dos edifícios, através da leitura dos alçados e através de sondagens arqueológicas no subsolo, nomeadamente na nave e no exterior

junto da fundação da parede norte, para se compreender a forma como esta se desenvolvia no subsolo e aferir o impacto que uma drenagem periférica poderia ter em eventuais enterramentos do antigo cemitério que se desenvolvia até ao encosto com a fachada norte da igreja. Foram ainda realizadas sondagens no atual claustro do mosteiro para se compreender a existência e dimensão do claustro primitivo medieval, o qual se veio a verificar que teria uma dimensão muito menor do que a do atual. Estes estudos foram realizados pela Unidade de Arqueologia da Universidade do Minho, cujo responsável foi o Dr. Luís Fontes [3]. Devido à deterioração da pedra patente nos paramentos verticais da igreja, "resultantes da cristalização de minerais de sais solúveis na rede porosa dos granitos" provocando "desagregação granular" [4], foi realizado um estudo das deteriorações da pedra pelo Eng. Arlindo Begonha. Seguidamente foram realizadas inspeções ao estado das redes elétricas e de iluminação, pelo Eng. Alexandre Martins, e às estruturas de alvenaria de pedra e madeiramentos dos telhados, pelo Eng. Aníbal Costa [5]. Para além destes estudos, foi posteriormente realizado um estudo sobre a envolvente ao imóvel, para se efetuar o diagnóstico e definirem-se propostas de atuação no âmbito da salvaguarda e valorização do conjunto arquitetónico e paisagem envolvente, para além de propor um alargamento da Zona Especial de Proteção [6].

2.2 A evolução do monumento

A Igreja do Salvador do Mosteiro de Travanca tem a sua origem no seculo XI e juntamente com as dependências monacais está classificada como Monumento Nacional desde 1916, sendo um conjunto que se destaca na arquitetura românica portuguesa, quer pela sua dimensão e qualidade construtiva, quer pela sua ornamentação de grande valor técnico-estilístico, ou ainda pela sua elevada torre de afirmação senhorial.

No decorrer dos séculos XVI a XIX a Igreja foi objeto de um "extraordinário vigor construtivo e reconstrutivo" [7] que lhe foi alterando a configuração interior, destacando-se as alterações ao nível da decoração, chegando ao século XX com uma imagem dominada pelos revestimentos a cal nas paredes, tetos abobadados em estuque branco, a capela-mor alongada e a abertura de janelas, tanto na capela-mor como no frontispício da igreja que iluminavam e permitiam contemplar estes espaços cénicos (Figuras 1 e 2), numa clara alusão às novas orientações litúrgicas do século XVI, o que culminou numa imagem geral distinta da que teria tido na sua origem.

Entre 1929 e 1939, a igreja é sujeita a uma ampla intervenção de devolução da sua "génese medieval" [8], realizada pela Direção Geral de Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN), tendo sido removidos os revestimentos a cal e estuque e reconstruídas as coberturas, com a substituição integral dos madeiramentos por uma outra armação "em madeira de castanho, segundo os elementos encontrados, para ficar à vista" [9], sendo esta a imagem que nos foi legada até aos dias de hoje.

Mas estas intervenções tiveram continuidade ao longo de todo o século XX, voltadas agora essencialmente para a reparação dos telhados, substituição de madeiramentos e eletrificação e sonorização do edifício da igreja. Em 1965, a igreja recebe pela primeira vez uma instalação elétrica, já que não possuía qualquer eletrificação [10]. Por sua vez, a primeira utilização de betão ocorre em 1968, na "construção do frechal de cimento armado para apoio da nova armação do telhado dos três vãos-entre-arcos do corpo dianteiro, compreendendo a abertura de roços, a execução da cofragem" e a construção de "esteira em laje de tijolo armado com elementos de betão pré-fabricado em armação de telhado dos três-vãos-entre-arcos dianteiro, incluindo a camada de compressão na espessura total de 0,10m, a abertura de roços (...) pronta a impermeabilizar e receber telha de cobertura" [11]. Esta impermeabilização foi realizada através de argamassa hidrófuga.

Figuras 1 e 2 Fachada principal da igreja e interior da nave antes dos trabalhos da DGEMN, em 1918. Fonte: Cliché de Marques de Abreu (Castro, 1939)

Estes trabalhos procuravam estabilizar as paredes autoportantes, com a utilização de cintas de betão e esteiras pré-fabricadas, material com especial vocação para consolidar os coroamentos dos muros do edifício, mas inserindo cargas excessivas e impulsos que se repercutem nas várias fissuras que se observaram em 2012.

2.3 O estado de conservação do imóvel

O diagnóstico realizado identificou anomalias nas coberturas, com a deterioração dos madeiramentos do forro do teto, com especial

incidência na nave lateral norte, não só pela pouca luz solar que recebe, mas essencialmente por este forro servir de leito de cofragem à esteira de betão construída em 1968. Para além disso, as esteiras estavam a "produzir esforços nas paredes de apoio, facto que estava a produzir deformações acentuadas por fissuras verticais bem como na desamarração dos travamentos da estrutura autoportante", estando o "plano das coberturas destacado no encontro com os panos verticais, situação que provoca a entrada franca de águas pluviais no interior" [12]. O revestimento cerâmico das coberturas, devido à sua idade e à criação de líquenes, também apresentava um avançado estado de degradação. Os planos verticais de alvenaria de granito apresentavam diversas anomalias, podendo a sua origem ser atribuída "à água da chuva, ao barramento que existiu sobre a superfície das pedras, às águas freáticas, aos enterramentos e aos líquenes" [13]. Relativamente às redes elétrica e de iluminação, verificou-se que estas consistiam maioritariamente nas instalações realizadas em 1965, com as cablagens deterioradas e com acrescentos de outras, colocadas sobre os panos de parede interior, e com uma iluminação deficiente, com diversos tipos de luminárias, aplicadas sobretudo nas reentrâncias dos capitéis esculpidos das colunas, não os evidenciando.

3 A intervenção

O projeto de execução realizado, ou seja, a decisão tomada através dos dados fornecidos pelo diagnóstico, foi primordialmente conservar e manter o que existe. O estudo histórico permitiu conhecer a dimensão histórica e a simbologia cultural acumulada, enquanto a identificação da matéria física e química foi relevante para evitar erros de compatibilidade de materiais e corrigir os problemas detetados. As soluções encontradas, essencialmente ao nível da iluminação e coberturas, aspiraram, para além da correção dos problemas, consolidar e conciliar as estruturas de madeira com as alvenarias de pedra e realçar os valores formais e artísticos existentes no monumento, não só através da correção e substituição dos elementos degradados mas também com a valorização desses elementos.

Assim, a correção das deteriorações da pedra consistiu, para além da limpeza da pedra, refechamento de juntas e tratamento com herbicida, biocida, produtos consolidantes e hidrófugos, na execução de uma drenagem periférica à igreja, através da construção de uma vala subterrânea, para contenção e desvio das águas pluviais.

Foi realizada uma nova rede de infraestrutura elétrica, aplicadas novas luminárias, sonorização e rede de deteção de incêndio e segurança contra intrusão. Os circuitos das cablagens foram maioritariamente encaminhados pelas coberturas, retirando-se as originais que estavam inseridas nas juntas de pedra. As luminárias utilizadas são agora suspensas a partir da cobertura, com a utilização da fonte de luz através de "led", permitindo um feixe de luz contínuo por todo o aro da luminária, voltada para fora, dando ênfase à diversidade técnico-estilística e riqueza plástica da escultura dos capitéis, impostas e bases das colunas dos pilares das naves, reduzindo-se as sombras e tornando-se quase impercetíveis quando desligadas.

A consolidação estrutural do monumento passou por eliminar intervenções, na nossa opinião, erróneas, que consistiram em introduzir elementos de betão armado ao nível das coberturas das naves laterais, na tentativa de ligar as paredes longitudinais, entre si e as paredes transversais às longitudinais, Figuras 3 e 4.

Figura 3 Realização da laje de esteira da nave lateral norte em betão armado. Fonte: Alberto da Silva Bessa, 1968

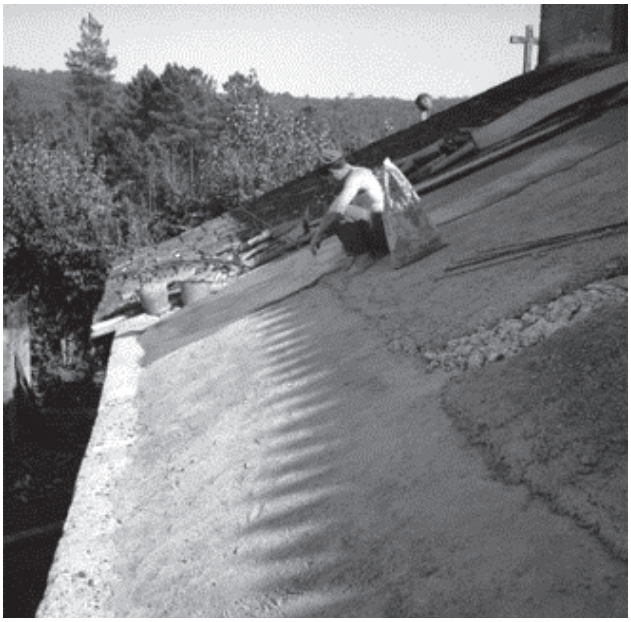


Figura 4 Impermeabilização, com aplicação de argamassa hidrófuga na laje de esteira da nave lateral norte. Fonte: Alberto da Silva Bessa, 1968.

O que se verificou no diagnóstico foi que as paredes longitudinais, quer da nave central quer das naves laterais, estavam desligadas das paredes transversais, Figura 5, verificando-se movimentos entre elas e fendilhação pronunciada nas paredes, Figura 6.

Também a nave central, cuja cobertura era realizada em madeira, apresentava várias anomalias, essencialmente associadas à utilização de um "platex" por cima das varas, que para além de impedir a ventilação adequada da madeira, apodreceu e deu origem a várias anomalias nos elementos estruturais, Figuras 7 e 8.

Figura 5 Separação entre a parede longitudinal e a parede transversal e fendilhção pronunciada na parede transversal

Figura 6 Separação entre a parede longitudinal e a parede transversal e fendilhção pronunciada na parede longitudinal

Figura 7 Aplicação do "Platex" por cima das varas sendo notórias as anomalias associadas

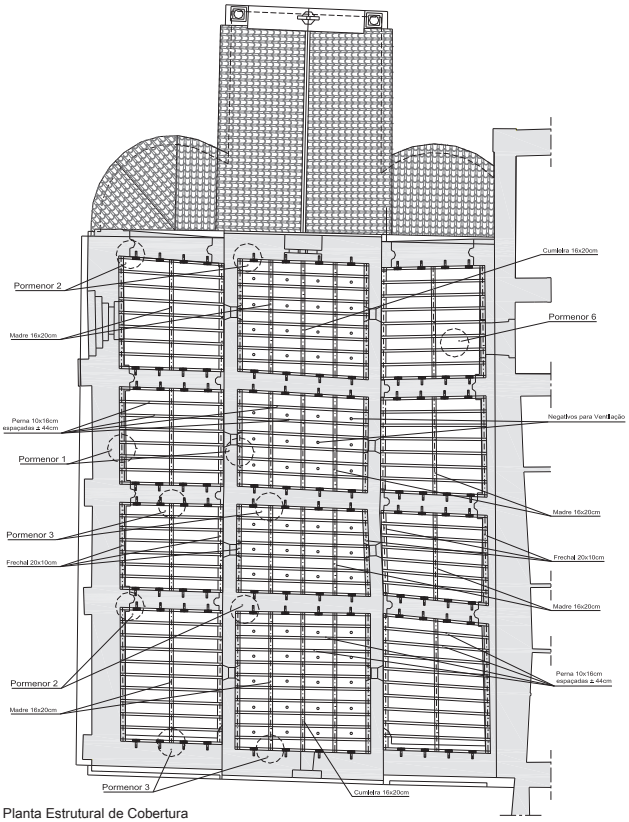
Figura 8 Vista geral das varas depois da retirada do "Platex"

No entanto, existem alguns princípios básicos que podem ser comuns para os casos típicos da construção tradicional (estrutura em alvenaria e pavimentos e cobertura em madeira). Neste tipo de construções é fundamental proceder-se a uma operação de reforço que procure o chamado funcionamento em "caixa", Figura 9 [15].

Figura 9 Funcionamento em "Caixa" de uma construção tradicional

Na intervenção realizada procurou-se seguir este princípio de intervenção que consistiu em amarrar devidamente as paredes entre si, através de pregagens tipo CINTEC, e de ligar devidamente as coberturas às paredes, ligando-as em toda a periferia da construção, como está devidamente elucidado na Figura 9.

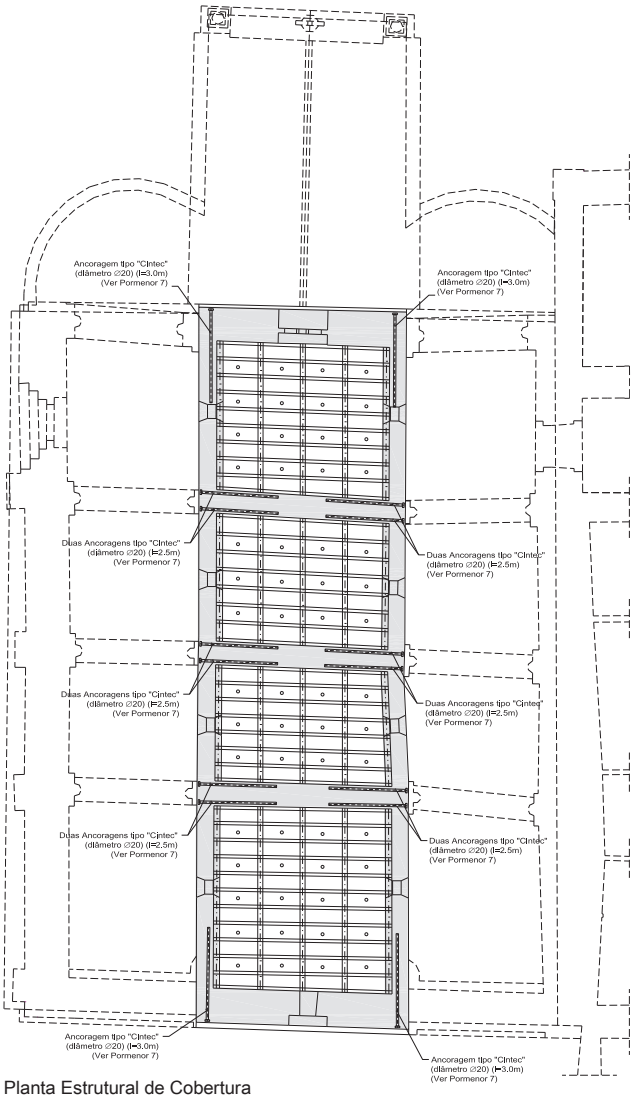
Esta intervenção foi esquematizada nas plantas estruturais que se apresentam nas Figuras 10 e 11.



Planta Estrutural de Cobertura

Figura 10 Planta estrutural ao nível das naves laterais

Assim, na Figura 10 é possível verificar-se que a estrutura de madeira, realizada por uma viga, situada a meio do vão, dá apoio a uma sequência de barrotes que apoiam nas paredes e na viga. As ligações das vigas de madeira às paredes foram efetivadas através de uns conectores metálicos que garantem essa ligação, Figuras 12 e 13. O último barrote foi ligado à parede, através de conectores metálicos, sendo a solidarização do painel realizada através de um forro. Deste modo foram asseguradas as ligações entre os elementos constituintes do plano desse teto.



Planta Estrutural de Cobertura

Figura 11 Planta estrutural ao nível da nave central

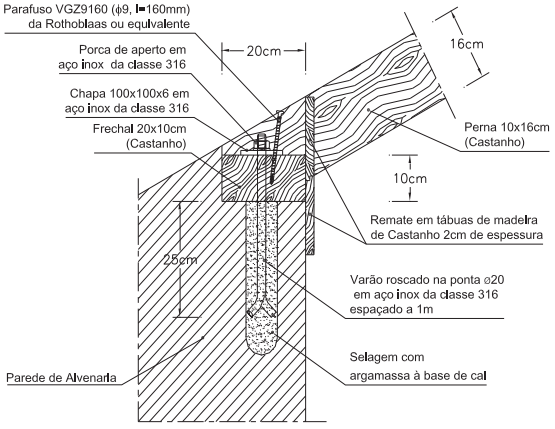


Figura 12 Ligação dos barrotes à parede externa da construção

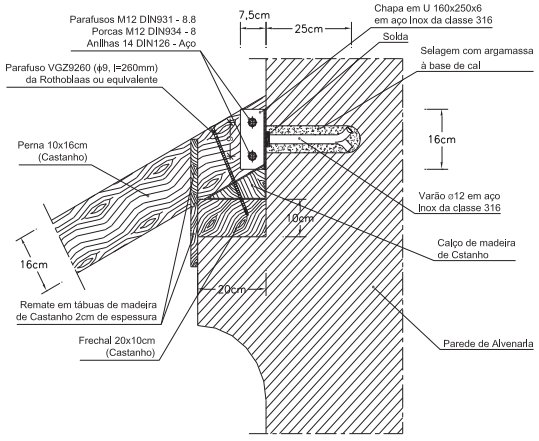


Figura 13 Ligação dos barrotes à parede interna da construção

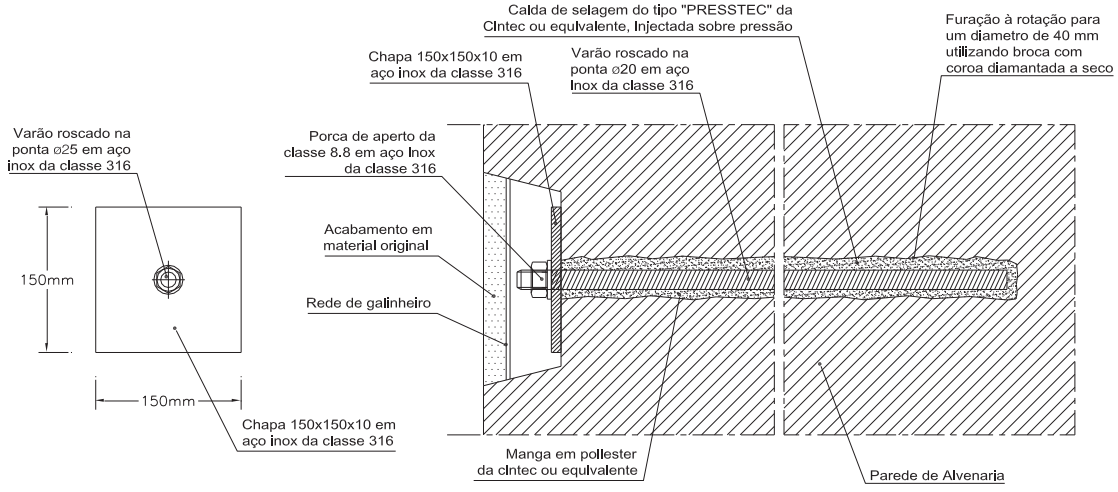


Figura 14 Esquema da ancoragem tipo CINTEC

Na Figura 11 é possível observar-se o esquema de pregagens previstas entre paredes longitudinais e transversais. Estas pregagens deverão ter o comprimento suficiente para assegurar uma boa ligação entre paredes e no caso em que já existam fendas deverão ser prolongadas até atravessar a fenda para assegurar que essas duas partes também ficam solidarizadas. Como se pode ver e atendendo a que na altura da execução do projeto se desconhecia a constituição da parede transversal que ficava por cima dos arcos foram previstas 2 pregagens por parede transversal. Esta situação serve para prevenir a eventualidade de a parede ser uma parede de 3 folhas, em que normalmente a folha do meio é constituída por material muito fraco onde não se deve realizar a pregagem. Caso a parede seja de 1 ou 2 folhas a hipótese de projeto mantém-se válida.

A pregagem é uma operação relativamente simples, conforme se esquematiza na Figura 14.

A operação consiste na execução de uma furação inicial, a chamada rolha, com um diâmetro entre 150 e 200 mm, seguindo-se a execução de uma segunda furação, com um diâmetro menor, de 40 mm, para a introdução de um varão de 20 mm de diâmetro, Figura 15. Em seguida é introduzido o varão CINTEC, Figura 16, seguindo-se a injeção de uma calda, Figura 17, que é contida por uma manga que impede a fuga da calda. No final e após a colocação da chapa de ancoragem, é colocada a rolha, sendo o remate em torno da rolha realizado com pó de pedra, Figura 17.

Figura 15 As duas furações para a colocação da ancoragem CINTEC

Figura 16 Introdução de um varão de 20 mm de diâmetro

Figura 17 Injeção da calda e colocação da rolha na furação inicial

Na nave central o procedimento de ligar a cobertura às paredes foi realizado de forma semelhante e neste caso, como era uma cobertura em varas, procedeu-se à ligação das mesmas na cumeeira, através de uma chapa metálica, Figura 18.

Figura 18 Ligação das varas na cumeeira através de uma chapa metálica

4 Conclusões

Os estudos permitem identificar os valores essenciais que o monumento contém, nomeadamente o seu significado cultural, ou seja, os valores estético, histórico, científico, social e espiritual, não só para as gerações passadas, mas também para as presentes e eventualmente para as futuras. Para além destes valores, estes estudos contribuem indelevelmente para o conhecimento dos seus atributos materiais, a forma como se expressam os seus valores culturais e os seus valores intangíveis, ou seja, permitem identificar o valor já referido de autenticidade, as características essenciais do monumento como arquitetura, a sua autenticidade arquitetónica, mas também conservar a sua integridade. Desta forma, intervir implica conhecer o objeto em profundidade. Na intervenção realizada na Igreja do Mosteiro de Travanca, a equipa projetista pretendeu conservar estes valores, autenticidade e identidade, ou seja, manter o que existe, introduzindo elementos impercetíveis que consolidam e conciliam as estruturas existentes, para além de realçarem os valores artísticos que o monumento contém.

5 Agradecimentos

Este trabalho é financiado por Fundos Nacionais através da FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia no âmbito do Projecto UIDB/04026/2020.

Referências

[1] González Moreno-Navarro, Antoni, 1999 – *La Restauración objetiva*. Barcelona: Diputación de Barcelona, Área de Cooperación. Servicio de Património Arquietctónico Local, Vol. 1, 2009. ISBN 84-7794-628-0.

[2] Silva, Mariana, 2012 – "Estudo de história do Mosteiro de Travanca, Porto, Amarante, Travanca". Texto policopiado, 2 vols. [Porto: s. n.].

[3] Fontes, Luís, 2012 – "Mosteiro de São Salvador de Travanca: trabalhos arqueológicos de sondagens, levantamentos e acompanhamento". 1.º relatório de progresso. Braga: Universidade do Minho.

[4] Begonha, Hugo; Novais, Arlindo, 2011 – "Estudo das deteriorações da pedra no Mosteiro de Travanca". Relatório Final: no11/003. Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção (LEMC), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Porto, p. 82.

[5] Costa, Aníbal, 2012 – "Igreja do Mosteiro de Travanca, Porto, Amarante, Travanca: Projeto de estruturas para a conservação, salvaguarda e valorização do imóvel. Projeto de execução". Porto.

[6] Malheiro, Miguel (coord.), 2015 – *Estudo de Valorização e Salvaguarda das Envolventes aos Monumentos da Rota do Românico* – 3.ª Fase, Porto, (s.n.). Texto policopiado.

[7] Rosas, Lúcia (coord.), 2014 – *Rota do Românico*. Vol. 2. Centro de Estudos do Românico e do Território. Lousada.

[8] CASTRO, João de, texto, 1939 – "A Igreja de S. Salvador de Travanca". Boletim da Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais. No 15.

[9] IDEM.

[10] S.I.P.A. – Mosteiro de Travanca. PT DGEMN:DSMN/SE-0019/01, 1965 – Programa de concurso, memória e orçamento para a empreitada "Igreja de S. Salvador de Travanca – Instalação Eléctrica", 12 e 15 de Junho de 1965.

[11] S.I.P.A. – Igreja do Mosteiro de Travanca: processo de obras. PT DGEMN:DSARH-010/026-0002, 1967. Orçamento para "Igreja de Travanca – Amarante - reconstrução parcial do telhado da nave lateral poente", 27 de Abril de 1968.

[12] Malheiro, Miguel (coord.), 2012 – "Igreja do Mosteiro de Travanca, Porto, Amarante, Travanca: Projeto de arquitectura para a conservação, salvaguarda e valorização do imóvel – projeto de execução". Porto: Miguel Malheiro. Texto policopiado.

[13] Begonha, Hugo; Novais, Arlindo, 2011 – "Estudo das deteriorações da pedra no Mosteiro de Travanca". Relatório Final: no11/003. Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção (LEMC), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Porto, p. 87.

[14] Costa, Aníbal; Dias, Adalberto (2016) – "A Intervenção no Património Monumental. Dificuldades e Desafios". *2.º CIHCLB – 2.º Congresso Internacional de História da Construção Luso-Brasileira*, 2nd International Congress on Luso-Brazilian Construction History, 14 set - 16 set, FAUP, Porto.

[15] Touliatos, P.G. (1996) – "Seismic Behaviour of Traditionally-Built Constructions. Repair and Strengthening". *Protection of the Architectural Heritage Against Earthquakes* pp 57-69.

a

Reabilitação da sede do Banco de Portugal

Rehabilitation of Banco de Portugal headquarters

Rui Luis Furtado Marques
Rui Miguel Alves Silva

Resumo

A empreitada de reabilitação e restauro do Edifício Sede do Banco de Portugal foi uma intervenção de grande escala que se desenvolveu por toda a área ocupada por um quarteirão da Baixa Pombalina. Este projeto tinha como objetivo o reforço da centralidade política, institucional e cultural da cidade de Lisboa na Baixa Pombalina.

O quarteirão era constituído por dez edifícios, que o Banco de Portugal foi comprando ao longo do tempo, entre os quais se destacava a antiga igreja de São Julião.

No decorrer dos trabalhos foi confirmada a existência da muralha de D. Diniz, que motivou uma grande alteração e perturbação no desenvolvimento da obra, de forma a ser possível a sua integração no projeto.

Neste artigo pretende-se descrever as diferentes etapas da evolução dos trabalhos, a coordenação das múltiplas atividades e as sucessivas adaptações que foi necessário efetuar no projeto e no planeamento da empreitada.

Palavras-chave: Integração / Restauro / Arqueologia / Património

Abstract

The rehabilitation and restoration work for the Banco de Portugal Head Office was a large-scale intervention which took place in the area occupied by one block in the downtown Pombaline area of Lisbon. The aim of this project was to reinforce the political, institutional and cultural centrality of the city in the downtown Pombaline area.

The block consisted of ten buildings which the Banco de Portugal had purchased over time, among which stood out the former church of S. Julião.

During the work, the existence of King Diniz's wall was confirmed, which caused a major alteration in the implementation of the work.

In this article, we intend to describe the different stages of the evolution of the works, the coordination of the several activities and the successive adaptations that it was necessary to make to the project and in the planning for the undertaking.

Keywords: Integration / Restoration / Archeology / Heritage

Rui Luis Furtado Marques

HCI Construções, Portugal
furtado.marques@hci.pt

Rui Miguel Alves Silva

HCI Construções, Portugal
rui.silva@hci.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

MARQUES, R.L.F. [*et al.*] – Reabilitação da sede do Banco de Portugal. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 13. ISSN 2183-8488. (julho 2020) 93-102.

1 Introdução

O projeto de remodelação do Edifício Sede do Banco de Portugal constituiu um dos maiores desafios já realizados pela HCI Construções.

A dimensão da intervenção, que se estendeu por todo um quarteirão da Baixa Pombalina, repleto de história, foi muito complexa e abrangente pois foi necessário recorrer a todas as técnicas conhecidas e disponíveis, conservação, reparação, restauro, reconstrução, renovação e construção nova [1].

No início do processo ainda na fase de elaboração do projeto foi necessário um estudo aprofundado da história do edifício-quarteirão, um conjunto alargado de inspeções para verificar o estado do edifício do ponto de vista estrutural e ainda uma campanha de sondagens geológicas e arqueológicas [1].

Existe um pequeno trecho na memória descritiva do projeto, da autoria dos Arquitetos Gonçalo Byrne e João Pedro Falcão de Campos, que explica bem e de uma forma sucinta este desafio:

«*O projeto procurou uma visão unitária de toda a intervenção, um desejo de continuidade e complementaridade, em que o novo e o contemporâneo, o original e a reparação, o restauro e a intervenção proposta se incorporam numa nova singularidade que responde às necessidades de utilidade e beleza.*» [1]

2 Enquadramento histórico

São do século XIII os registos da construção da muralha de D. Dinis, na baixa da cidade velha que se desenvolvia desde as colinas no sentido ribeirinho. Com efeito, sobre esta muralha, descrita em diversos elementos históricos, mas sem qualquer registo visual até à data de execução desta obra, recaíam indícios de que o seu traçado fosse coincidente com o quarteirão do Edifício Sede do Banco de Portugal [2].

O tecido urbano anterior ao grande terramoto de Lisboa regista a existência da Igreja da Patriarcal, previsivelmente coincidente com a atual Igreja de São Julião, monumento eclesiástico fortemente enriquecido pela vontade de D. João V [2].

Após o terramoto, resultou um novo quarteirão que incluiu edifícios e uma nova sede paroquial da Igreja de São Julião. Esta Igreja inaugurada em 1802 sofreu um incêndio bastante destruidor em 1816. As obras de recuperação viriam a ser concluídas em 1854, com uma interessante incorporação das cantarias dos restos da obra inacabada do convento de São Francisco da Cidade [2].

Foi em 1870 que o Banco instalou a sua sede adquirindo para esse efeito os dois primeiros edifícios deste quarteirão, ambos justapostos à Rua do Ouro. Até 1933 o Banco de Portugal adquiriu progressivamente todos os demais 7 edifícios consumando nesta data o acordo de aquisição da Igreja de São Julião. Entre 1870 e a década de 1970, o Banco de Portugal, estudou várias soluções para a sua sede: – a relocalização desta para a Avenida de Berna; – um novo edifício a executar no mesmo local sob o projeto de autoria do Arquiteto Porfírio Pardal Monteiro que não passou do papel; - trasladação da igreja e execução de edifícios que prolongavam a imagem Pombalina do quarteirão, obra cujo início foi suspenso devido ao descontentamento popular [2].

Desde 1870, até ao lançamento desta obra, o Banco viu-se forçado a fazer alterações de forma pontual e sem uma integração geral, o que justificou a elevada heterogeneidade das soluções estruturais, edifício a edifício e piso a piso.

Os objetivos desta obra integraram na reabilitação o enriquecimento do património histórico deste quarteirão que inclui as ruínas da Muralha de D. Dinis (devidamente musealizada), as fundações da Igreja Patriarcal do séc. XVII (registadas nos trabalhos de arqueologia), os elementos edificados na Igreja de São Julião, edificada em 1802 e reconstruída em 1854, e a própria história que Banco de Portugal construiu com notáveis elementos de segurança de valores, por si só dignos de notabilidade.

3 Estratégia de abordagem à empreitada

Tendo em conta as orientações do Projeto, a HCI, na qualidade de empreiteiro geral, procurou organizar a obra de forma a conseguir executá-la dentro do prazo previsto e respeitando todas as exigências do Caderno de Encargos.

Nesse sentido, foi dividida a obra/quarteirão em três grandes zonas:

- Igreja,
- Edifícios de Sacrifício,
- Edifícios Correntes.

Figura 1 Organização da divisão da obra

Cada uma destas zonas tinha as suas exigências particulares.

Na **Igreja** que irá funcionar como espaço cultural polivalente e onde será posteriormente instalado o Museu do Dinheiro, estavam previstas grandes demolições, lâminas de betão, novos pisos nas alas laterais, escavação geral, novas coberturas e restauro total na nave central e a reconstrução de uma extraordinária estrutura de cobertura, mantendo e recuperando as linhas originais.

Nos **Edifícios de Sacrifício** (que receberam esse nome porque iriam ser sacrificados para funcionarem como centro de acomodação e distribuição de infraestruturas e novos acessos verticais), estava prevista a sua demolição integral, mantendo apenas as fachadas, escavação total de mais um piso e a construção de novos núcleos de elevadores e escadas em betão armado que iriam garantir rigidez estrutural a todo o quarteirão.

Nos **Edifícios Correntes** estavam previstas demolições localizadas, mas complexas, reforços das paredes e pavimentos existentes, nova cobertura com nova utilização e a manutenção do programa decorativo existente com restauro de azulejos, carpintarias e tecidos.

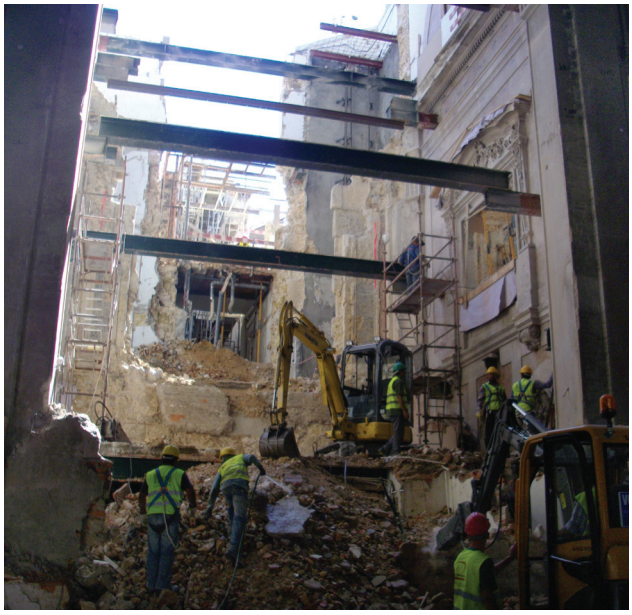


Figura 2 Demolição na zona do altar da igreja

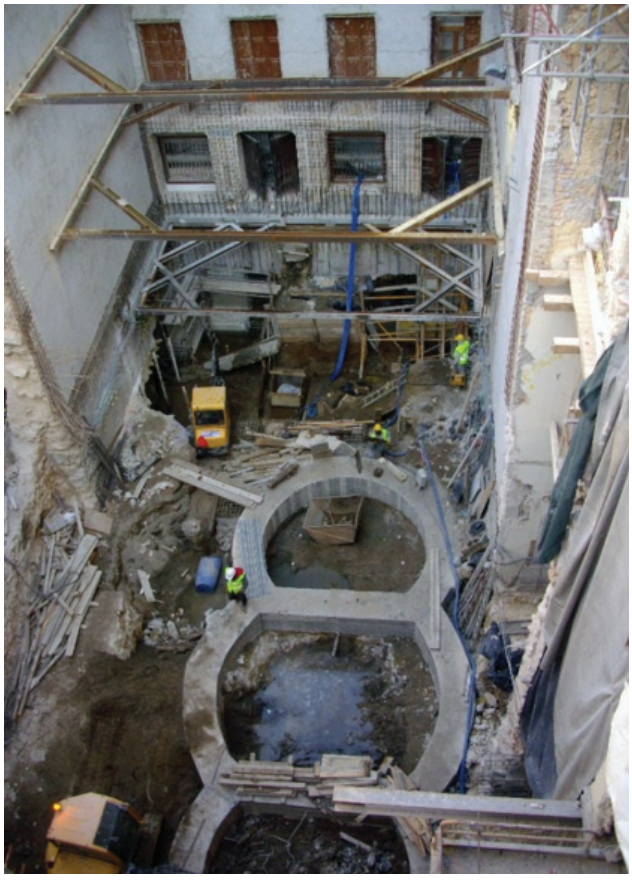


Figura 3 Aspeto do escoramento interior dos edifícios de sacrifício durante a fase de escavação

Figura 4 Preparação dos trabalhos para a nova estrutura de cobertura

4 Início dos trabalhos

Após os trabalhos de demolição e com o início dos trabalhos de arqueologia, confirmou-se a existência da Muralha D. Diniz, património nacional, e foram ainda encontrados troços da primitiva Cabeceira do Altar-Mor e a existência duma Necrópole na antiga Igreja.

Figura 5 A descoberta da Muralha de D. Dinis

Com o desenvolvimento dos trabalhos de escavação arqueológica foram descobertas cerca de 300 ossadas, cujas exumações condicionaram todo o desenvolvimento do trabalho na igreja, e foram ainda identificadas e recolhidas diversas estacas e grelhas pombalinas e fragmentos cerâmicos.

Figura 6 Escavação arqueológica no interior da igreja

Do ponto de vista estrutural constatou-se que a estrutura existente diferia significativamente em várias zonas das expectativas resultantes das sondagens estruturais prévias à elaboração do projeto.

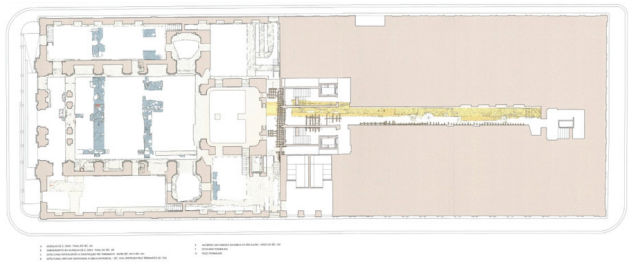


Figura 7 Planta de sobreposição da proposta com os achados arqueológicos [1]

5 Reorganização da empreitada

Face ao volume desta nova informação, foi necessário adaptar os projetos à realidade encontrada em obra, o que motivou uma enorme perturbação na evolução da empreitada, com as seguintes consequências:

- Suspensão dos trabalhos em toda a zona onde foi encontrada a Muralha D. Diniz (45 ml, desde o tardoz da Igreja ao extremo oposto do Saguão);
- Atraso nos trabalhos de fundações, estrutura da Igreja e Edifícios de Sacrifício devido ao grande número de achados arqueológicos;
- Integração no projeto de restauro da Igreja dos antigos paramentos do Altar-Mor;

- Redefinição dos reforços de vários elementos estruturais com base na realidade existente em obra.

Face a este novo enquadramento, redefiniu-se a organização da obra com a subdivisão das três zonas inicialmente definidas:

- A zona da Igreja foi dividida em seis subzonas
- A zona dos Edifícios de Sacrifício manteve-se autónoma;
- A zona dos Edifícios Correntes foi dividida em dez subzonas.

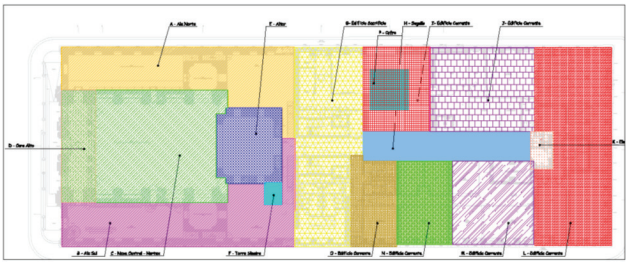


Figura 8 Organização da obra após as várias descobertas

A necessidade desta divisão da obra resultou das características da intervenção em cada uma das subzonas e do estado de desenvolvimento dos trabalhos em cada uma delas depois de efetuada a reorganização do projeto.

Foi, portanto, necessário compatibilizar dentro de cada uma das zonas os trabalhos de estrutura e instalações técnicas com o início dos trabalhos de conservação e restauro.

5.1 Igreja

A reprogramação funcional da antiga Igreja, que visava a construção do novo Museu do Dinheiro, contemplava as demolições complexas dos cofres em estrutura de betão armado construídos na década de setenta do século passado dentro do altar-mor e das capelas laterais. Durante este trabalho, foi possível perceber que, atrás dos elementos de betão, existiam ainda as cantarias originais da Igreja restaurada em 1854.

A metodologia de demolição foi revista, adaptando ferramentas e equipamentos, por forma a permitir o melhor sucesso nos trabalhos de construção e restauro.

A remoção das marcações das cantarias interiores, outrora metodologia para trasladação da Igreja, foi uma das maiores dificuldades do restauro, uma vez que a penetração na estrutura da pedra era muito gravosa e não foram utilizados quaisquer métodos abrasivos.

O restauro incidiu também sobre os frescos, em particular pela grande pintura sobre o coro alto, no interior da fachada principal e oposta ao arco com a coroa real.

Figura 9 Descoberta do antigo altar-mor da igreja

Nas alas laterais foram criados pisos de madeira apoiados em estruturas mistas (madeira / metal) para criar os espaços necessários ao Museu do Dinheiro.

Figura 10 Trabalhos de restauro de frescos no coro alto

Figura 11 Montagem da estrutura de madeira do teto da igreja

Na nave central, altar-mor e coro alto, após a execução da nova cobertura e massame, foi montado um andaime em toda a periferia para a execução de todo o trabalho de restauro das cantarias e púlpitos e uma plataforma de trabalho num nível superior para possibilitar a execução de um novo teto, idêntico ao existente na igreja antes da sua demolição.

Foram ainda efetuadas duas intervenções muito complexas, a suspensão provisória da torre sineira para permitir a montagem de um elevador cuja estrutura a suportou e a transferência da porta do cofre-forte, que estava instalado numa cave, para uma parede da ala sul, passando a fazer parte da instalação do museu do dinheiro.

Figura 12 Recolocação da porta do cofre-forte

5.2 Edifícios sacrifício

Esta foi uma zona muito complexa, pois estando já prevista a escavação de mais um piso abaixo no nível freático e a execução de uma nova estrutura, a descoberta da muralha de D. Diniz e a consequente suspensão dos trabalhos veio introduzir alterações ao projeto e ainda mais dificuldades.

Uma vez que esta zona já fazia parte do caminho crítico da empreitada foi necessária uma especial concentração de meios e de esforços pois era necessário não só concluir toda a nova superestrutura, mas também garantir a ligação física desta zona a todos os pisos dos Edifícios Correntes e às zonas de ligação à igreja.

Figura 13 Vista do altar-mor do interior dos edifícios de sacrifício

5.3 Edifícios correntes

Nestes edifícios a zona afetada pelas descobertas foi apenas a zona do saguão pelo que após a execução da nova cobertura, dos reforços de estrutura e dos novos ductos para passagem das instalações técnicas, foi possível iniciar nas outras áreas os diversos trabalhos de acabamento.

Figura 14 Execução de trabalhos no novo piso dos edifícios correntes

Foram assim efetuados os diversos trabalhos de recuperação: dos tetos e pavimentos em madeira das salas e gabinetes, dos tecidos existentes nas salas mais nobres, dos paramentos em azulejo das zonas públicas e do antigo elevador (um dos primeiros em Lisboa que chegou a ser movido a água).

Figura 15 Recuperação de revestimentos em salas nobres

No novo piso de cobertura foi criada uma claraboia que possibilita a entrada de luz natural não só para esse piso mas também para o renovado saguão.

Com esta reorganização foi possível avançar em simultâneo em todas as zonas do quarteirão dando prioridade à conclusão da zona da igreja de modo a possibilitar os trabalhos preparatórios à instalação do museu do dinheiro.

Figura 16 Vista do renovado saguão iluminado pela nova claraboia

6 Conclusão

A empreitada de remodelação do Edifício Sede do Banco de Portugal foi um enorme trabalho de equipa que envolveu os representantes do Dono de Obra, uma grande equipa de projeto coordenada e liderada pelos Arquitetos Gonçalo Byrne e João Pedro Falcão de Campos, um extraordinário acompanhamento de obra pela empresa projetista de estruturas, A2P, liderada pelo Eng. Vasco Appleton, a HCI, Construções, S.A. como empreiteiro geral e um vasto conjunto de fornecedores e subempreiteiros que ultrapassou a centena.

Nesta obra trabalharam mais de 2000 técnicos e operários das diferentes especialidades, chegando a ser mais de 400 pessoas no pico diário de atividade.

Para a concretização dos trabalhos e dos níveis de rigor e qualidade contratados foi, portanto, necessária uma grande coordenação e integração de todos os intervenientes aos vários níveis.

O resultado final desta empreitada de grande exigência comprova que quando se pretende atingir um elevado grau de realização é decisiva a qualidade inicial do projeto e o rigor na coordenação, controlo e execução do trabalho.

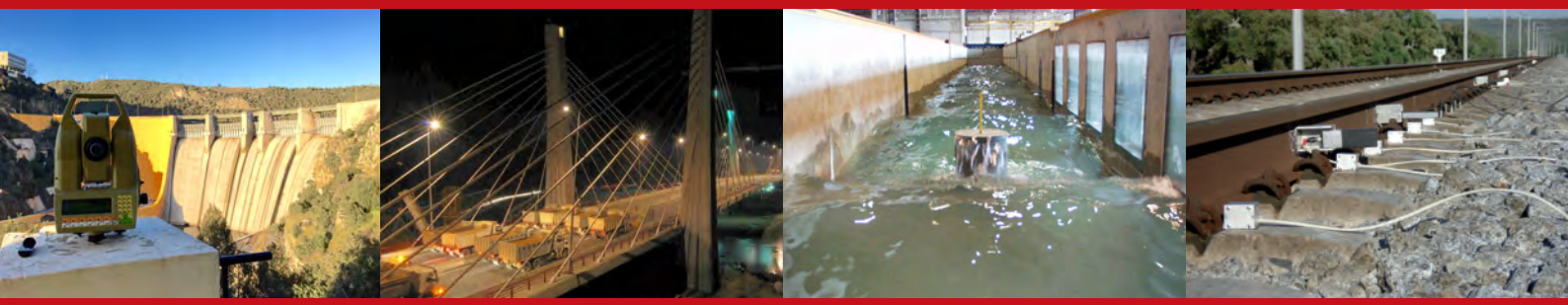
Figura 17 Nave central da igreja após a conclusão dos trabalhos

Referências

[1] PINHEIRO DE SOUSA BYRNE, Gonçalo Nuno; FALCÃO DE CAMPOS, João Pedro, 2012 – *Memória Descritiva do Edifício Sede do Banco de Portugal*.

[2] SARMENTO DE MATOS, José; FERREIRA PAULO, Jorge, 2016 – *Um Sítio na Baixa: A Sede do Banco de Portugal*. Lisboa: Banco de Portugal. 2.ª Edição. 978-989-678-379-2.

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL



investigação **inovação**

cooperação **divulgação**

barragens de betão • estruturas • edifícios • geotecnia • hidráulica e ambiente
materiais • infraestruturas de transportes • instrumentação científica

www.lnec.pt

Av. do Brasil 101 | 1700-066 Lisboa
tel. 21 844 30 00 | lnec@lnec.pt

ENCORE 2020

4º encontro de conservação e reabilitação de edifícios

Lisboa | LNEC | 3-6 novembro 2020

http://encore2020.lnec.pt

nova data

TEMAS

- Conservação do Património com valor cultural
- Patologia, Diagnóstico e Soluções na reabilitação de edifícios
- Ambiente e Economia circular na conservação e reabilitação
- Inovação e novas tecnologias aplicadas à conservação e à reabilitação
- Habitação e cidade: Políticas de regulação e preservação
- Gestão e manutenção do ambiente construido e do património com valor cultural
- Reabilitação: uma prática integrada

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

CONTACTOS
Secretariado do ENCORE 2020 | DIDCT
tel: **+351 21 844 34 83** email: **encore2020@lnec.pt**
LNEC | Av. do Brasil 101 | 1700-066 Lisboa | Portugal

ATIC

ASSOCIAÇÃO TÉCNICA DA INDÚSTRIA DE CIMENTO

A ATIC – Associação Técnica da Indústria de Cimento é a organização representativa da indústria cimenteira portuguesa. Tem como Associadas a CIMPOR - Indústria de Cimentos S.A., a SECIL - Companhia Geral de Cal e Cimento, S.A. e a CMP - Cimentos Maceira e Pataias, S.A.

A indústria cimenteira é fundamental para a sociedade actual e impacta significativamente a economia local, nacional e europeia. A ATIC assume essa responsabilidade em total consonância e respeito pelos princípios de sustentabilidade expressos pela sociedade portuguesa e reflectidos no actual enquadramento legislativo. Questões como alterações climáticas, economia circular, redução de emissões, descarbonização da economia e construção sustentável, entre outras, estão na linha da frente das preocupações do sector e são consideradas em todas as práticas e processos de decisão.

A ATIC, desde o seu início, colabora activamente com as instituições e empresas nacionais no desenvolvimento de produtos e na implementação de novas soluções construtivas e estruturais.

Reabilitar & Betão Estrutural 2020

Congresso Nacional - Lisboa, LNEC
18 a 20 de Novembro de 2020

https://reabilitar-be2020.pt/

Palestras e Obras Especiais

Conservação das estruturas do património cultural: Digitalização, sismos, aplicações e outros desafios
Paulo Lourenço

Reabilitação, Regulamentação e Burocracia
Júlio Appleton

Gestão dos processos de deterioração de barragens afetadas por reações expansivas do betão
António Lopes Batista

Reabilitação da Ponte Hercílio Luz em Florianópolis, Brasil
João Pedro Lopes

Reabilitação e Reforço do "Solar de Santana"
João Almeida

Apoios

Platina

CIMPOR

Ouro

HILTI

Prata

AQUALOGUS Engenharia e Ambiente

FASSA BORTOLO QUALIDADE PARA CONSTRUÇÃO

MAURER

Bronze

NCR EP CONSULTORIA EM REABILITAÇÃO DO EDIFICADO E PATRIMÓNIO

Organização

APEE Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas

GPBE Grupo Português de Betão Estrutural

Apoio

LNEC LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

ORDEM DOS ENGENHEIROS

ORDEM DOS ARQUITECTOS

IABSE

International Association for Bridge and Structural Engineering

O Simpósio da IABSE que terá lugar em Wrocław, Polónia, de 7 a 9 de outubro de 2020, com o tema Synergy of Culture and Civil Engineering – History and Challenges, visa criar um fórum para debate sobre o desenvolvimento de pontes e engenharia estrutural como parte da cultura mundial e sobre os desafios atuais nessa área. O programa científico inclui os seguintes tópicos:

- Civil engineering structures as monuments of culture and technical development
- Condition assessment of contemporary and historical structures
- Conservation, upgrading and management of contemporary and historical structures
- Future of civil engineering structures

O Congresso da IABSE de 2020, com o tema Resilient Technologies for Sustainable Infrastructures, pretende abordar os mais recentes desenvolvimentos tecnológicos visando o incremento da resiliência e da sustentabilidade das estruturas. Antecedendo o Congresso serão organizados diversos Workshops, com uma duração máxima de dois dias, sobre os temas abordados no Congresso, destacando-se um Workshop sobre Engenharia Sísmica que poderá ser frequentado gratuitamente por jovens engenheiros.

O simpósio da IABSE que terá lugar em Nova Deli, de 14 a 16 de abril 2021, tem como tema The Changing Skyline and Underground Structures. Está a decorrer a submissão de resumos sobre os seguintes tópicos:

The Changing Skyline

- Multi-Disciplinary Planning and Integration
- Smart Planning and BIM for Tall Buildings
- Notable Architects Structures
- Elevated Transportation Structures
- Green Buildings, Environmental and Sustainability Issues

Underground Structures

- Corridor Planning and Integrated Multi-Modal Transport System
- Geo-technical Features and Soil-Structure interaction
- Temporary and Permanent Structures: Design and Construction
- Transportation in the Digital Age
- Tunnel Asset Management and Monitoring
- Operation and Maintenance of Metro System

www.iabse.org/Newdelhi2021

fib Symposium 2021

Lisbon · Portugal

Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance

The 2021 *fib* Symposium will take place from 14th to 16th June 2021 in Lisbon, Portugal.

Organized by

GPBE Grupo Português de Betão Estrutural

Institutional Support

fib CEB-FIP

LNEC LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

ORDEM DOS ENGENHEIROS

Media Partner

CONSTRUÇÃO MAGAZINE

Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou nas quais o Grupo presta patrocínio (os sócios coletivos podem inscrever 3 participantes ao valor reduzido).

A qualidade de sócio permite também o acesso a uma área reservada no portal do GPBE (www.gpbe.pt) onde é disponibilizada diversa informação científica e técnica, nomeadamente dos Encontros Betão Estrutural e, em especial, os boletins da fib - International Federation for Structural Concrete, da qual o GPBE é membro nacional.

Se ainda não é sócio e deseja associar-se ao Grupo registe-se **aqui**.

Quota de sócio individual: € 25,00

Quota de sócio coletivo: € 250,00

Se já é sócio do GPBE e não tem a sua situação regularizada, por favor regularize as suas quotas para manter os benefícios de sócio.

Sócios Coletivos do GPBE

a2p estudos e projectos

afaconsult

AQUALOGUS Engenharia e Ambiente

ANIPB Associação Nacional dos Industriais de Prefabricação em Betão

ATIC Associação Técnica da Indústria de Cimento

Betar Consultores

Grupo coba

GAPRES Gabinete de Projectos, Engenharia e Serviços, S.A.

HILTI

Infraestruturas de Portugal

LNEC Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MAURER

newton Consultores de Engenharia

PRETENSA

TEIXEIRA DUARTE

tpf

Na Salvaguarda do Nosso Património

Para além do seu valor histórico e simbólico, um edifício é um conjunto de materiais sabiamente interligados.
Paredes de alvenaria de pedra, gaiolas ou tabiques são exemplos de técnicas complexas, praticamente esquecidas com a construção nova e materiais associados.
É obrigação de todos zelar para que os edifícios que integram o nosso Património continuem a sua vida útil e intervir de modo a manter-lhes a dignidade.
Reabilitá-los é preservar a transmissão de valor.
A **AOF** é uma empresa com mais de 60 anos de existência, sempre ligada à salvaguarda do Património. Soube adaptar-se às novas maneiras de entender a intervenção, apostando fortemente na formação dos seus colaboradores.
A **AOF** possui um grupo técnico alargado e altamente especializado na área de conservação e estauro.

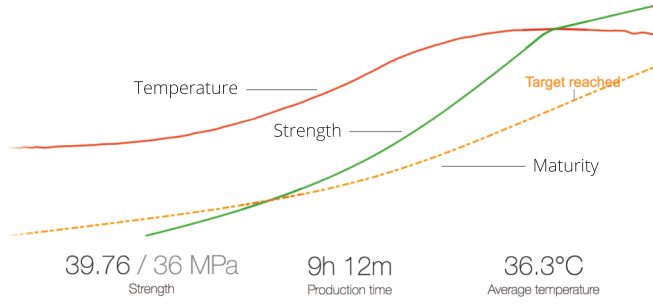
Parque da Boavista / Avenida do Cávado nº160 - 4700-690 Braga / Tel. +351 253 263 614 / www.AOF.pt

AOF
augusto de oliveira ferreira & ca lda

Local – Sede Ordem dos Arquitectos Norte – Fotografia de Rui Pereira

Monitorização inteligente
e em tempo real da cura do Betão

Live



Maturix™

O que é o Maturix?

Maturix é um solução simples para a monitorização em tempo real para a cura do Betão, que permite estabelecer uma relação entre a maturidade e resistência .
Sensores robustos e um software de fácil utilização aliados a uma conectividade verdadeiramente wireless, são uma ferramenta poderosa e de fácil utilização.
A maturidade e a resistência são estimadas em tempo real permitindo ganhos de produtividade, diminuição de defeitos de qualidade e custos de produção.
O sistema possui software dedicado tanto para betonagem In Situ como para o betão Pré Fabricado.

PRETENSA

PRETENSA, LDA - Rua Eng. Frederico Ulrich 3210 - Sala 314
4470-605 Moreira da Maia - PORTUGAL
+351 229 416 633 comercial@pretensa.com.pt
www.pretensa.com.pt

A SPES

A SPES, é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e colectivas, com os seguintes objectivos:

a) Fomentar, em Portugal, o desenvolvimento da Engenharia Sísmica, Sismologia e Prevenção e Defesa contra os Sismos, promovendo a divulgação da informação, o intercâmbio científico e técnico entre os seus associados e a organização de reuniões, colóquios e conferências ou outras iniciativas de carácter análogo.

b) Assegurar a representação Portuguesa nas Associações Europeia e Internacional de Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

INICIATIVAS 2016 - 2018

- Prémio Carlos Sousa Oliveira, destinado a premiar o melhor trabalho na área da Sismologia e Engenharia Sísmica
- Realização do 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 2018
- Candidatura à organização da 17º Conferência Europeia de Engenharia Sísmica
- Estudo de procedimentos com vista à futura certificação sísmica de edifícios existentes
- Estudo relativo à análise das Zonas Sísmicas e respetivos parâmetros, para Portugal Continental: comparação das várias propostas e implicações para a perigosidade sísmica
- Realização dos seminários de verão SPES, em parceria com Pretensa e LNEC
- Realização de workshops em parceria com a ordem dos Arquitetos, ordem dos Engenheiros e LNEC

HISTÓRIA

A Engenharia Sísmica teve o seu início, em Portugal, após o sismo de 1 de Novembro de 1755, uma vez que na reconstrução da cidade de Lisboa foram utilizados sistemas estruturais e construtivos que garantiam segurança acrescida em relação às acções sísmicas (edifícios pombalinos).

O desenvolvimento, em Portugal, da Engenharia Sísmica moderna, com base em critérios científicos, remonta à década de 50, impulsionado pelo Eng. Júlio Ferry Borges que, em 1958, e após a realização do Simpósio sobre os Efeitos dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções, participou na redacção do primeiro código de construção anti sísmica em Portugal, o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos.

A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, SPES, foi criada em 1973 com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica que já cumpria, embora informalmente, os objectivos estatutários da SPES.

Hoje a SPES acolhe todos os que, das diferentes áreas do conhecimento, se preocupam com a tarefa de minimização do risco sísmico, colocando a ciência e a técnica ao serviço desse objectivo ético.

SER SÓCIO SPES

- Usufruir de descontos no valor da inscrição em eventos organizados pela SPES
- Receber as newsletters da SPES por correio electrónico
- Aceder a biblioteca de recursos privilegiados na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica
- Concorrer ao Prémio Carlos Sousa Oliveira
- Participar em fóruns de discussão de assuntos de interesse nacional na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica

SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA

Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa • Portugal
Tel. (+351) 21 844 32 91
spes@lnec.pt
http://spes-sismica.pt/

COM O APOIO DE:

AOF
augusto de oliveira ferreira & ca lda

apfac
associação portuguesa dos fabricantes de argamassas e etics

ATIC
ASSOCIAÇÃO TÉCNICA DA INDÚSTRIA DE CIMENTO

HILTI

PRETENSA

http://rpee.lnec.pt/

ISSN 2183-8488
9 772183 848007 30013

AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL
tel. (+351) 21 844 30 00 • fax (+351) 21 844 30 11
lnec@lnec.pt www.lnec.pt