

SÉRIE III NÚMERO 17 NOVEMBRO 2021

rpee

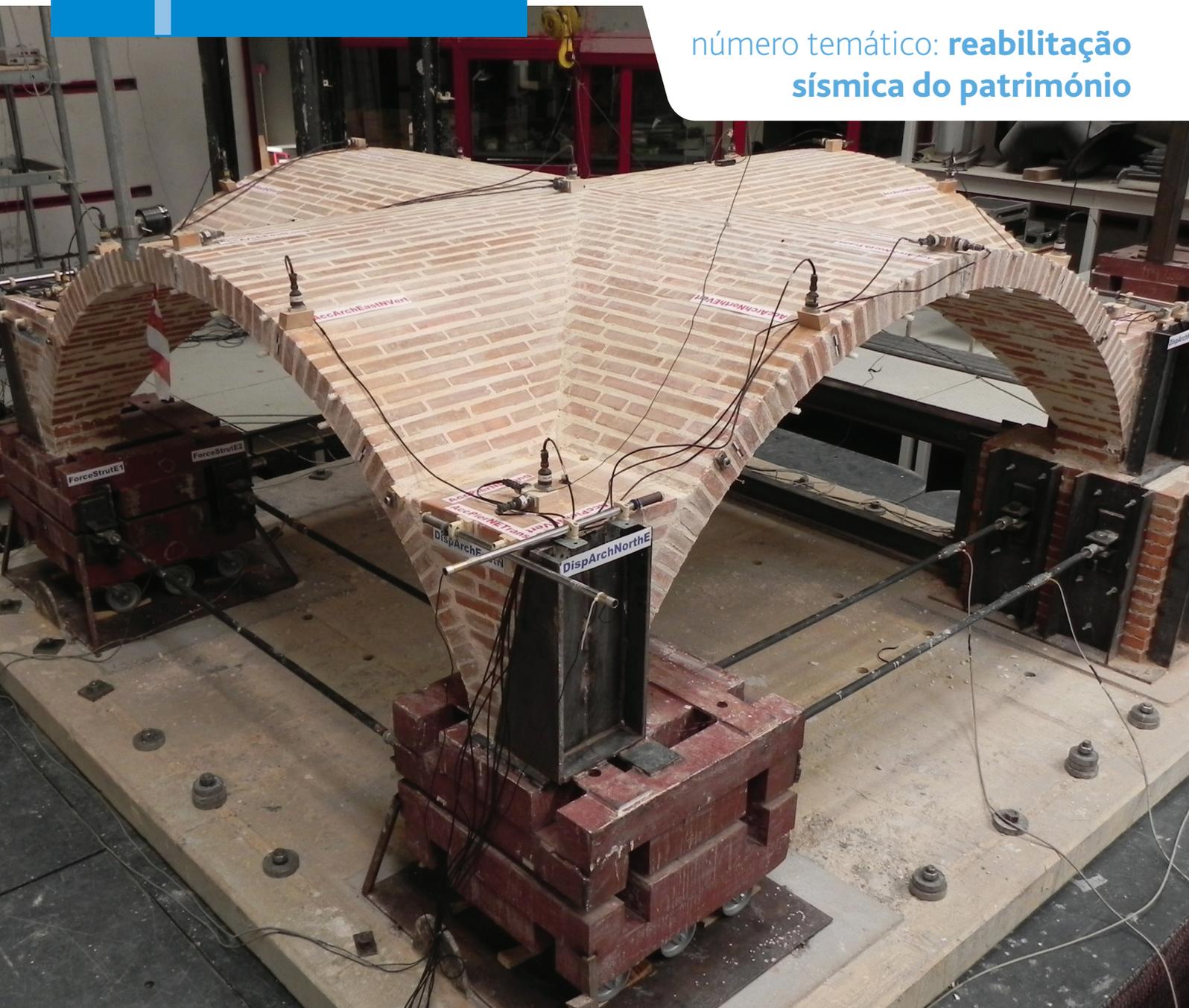
<http://rpee.lnec.pt/>

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering

Diretor: José Manuel Catarino

número temático: **reabilitação
sísmica do património**



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa
de Engenharia de Estruturas



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

índice

editorial

3

Nota prévia

4

Melhor artigo publicado na rpee baseado em Dissertação de Mestrado defendida em 2019 ou 2020

5

Editorial

artigos científicos

7

Propostas de melhoramento do comportamento mecânico de paredes antigas de granito do Porto

Celeste Almeida ∞ João Miranda Guedes ∞ António Arêde ∞ Aníbal Costa

15

Resistência à compressão de paredes de alvenaria de pedra. Comparação de resultados obtidos com macacos planos e em compressão axial

André F. L. Saraiva ∞ Fernando F. S. Pinho ∞ Válder J. G. Lúcio

23

Seismic strengthening applied to heritage: an experimental study on rubble stone masonry walls

Madalena Ponte ∞ Rita Bento ∞ Andrea Penna

31

Geometric characterization of pre-code masonry buildings in Lisbon for seismic risk assessment

Vasco Bernardo ∞ Romain Sousa ∞ Paulo Candeias ∞ Aníbal Costa ∞ Alfredo Campos Costa

39

Paredes de tabique submetidas à compressão vertical – proposta de ensaio in situ e interpretação dos resultados obtidos

José Padrão ∞ Rui Silva ∞ António Arêde ∞ João Miranda Guedes

49

Avaliação experimental de soluções de reforço sísmico para paredes de alvenaria de enchimento

André Furtado ∞ António Arêde ∞ José Melo ∞ Hugo Rodrigues ∞ Humberto Varum

61

Structural analysis of the Barrô Romanesque Church

Daniel V. Oliveira ∞ Bledian Nela ∞ Eduarda Vila-Chã ∞ Nilma Muñiz ∞ Pablo Bañasco ∞ Pratik N. Gajjar

71

Avaliação do comportamento sísmico de abóbadas de aresta com recurso a ensaios em plataforma sísmica

Nicoletta Bianchini ∞ Nuno Mendes ∞ Paulo Candeias ∞ Chiara Calderini ∞ Michela Rossi ∞ Paulo B. Lourenço

81

Reabilitação e ampliação do conjunto arquitetónico do Seminário Maior de Coimbra

Bruno Quelhas ∞ Jorge Soares ∞ Valter Lopes ∞ Alexandre Costa ∞ Ilya Semionoff

divulgação

Entidades apoiantes e parceiros

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

Modelo de uma abóbada de aresta em alvenaria de tijolo ensaiada na mesa sísmica triaxial do LNEC, no âmbito do projeto europeu SERA (Fotografia cedida pela Eng.ª Nicoletta Bianchini)

Proprietário

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, redação e divulgação eletrónica

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

ISSN 2183-8488

Comissão Científica (*)

Alexandre Costa

ISEP, Portugal

Alexandre Pinto

JETsj Geotecnia, Portugal

Álvaro Cunha

FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimés

UIS, Colômbia

André Barbosa

Oregon State Univ., EUA

Arnival Costa

U. Aveiro, Portugal

António Abel Henriques

FEUP, Portugal

António Arêde

FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro

LNEC, Portugal

António Correia

LNEC, Portugal

António M. Baptista

LNEC, Portugal

António Pinho Ramos

UNL, Portugal

António Santos Silva

LNEC, Portugal

Artur Vieira Pinto

ELSA-JRC, Itália

Baldomiro Xavier

Teixeira Duarte, Portugal

Bruno Godart

UGE, França

Cármen Andrade

CIMNE, Espanha

Cristina Oliveira

IP Setúbal, Portugal

Daniel Oliveira

U. Minho, Portugal

Eduardo Júlio

IST, Portugal

Elsa Caetano

FEUP, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho

UFF, Brasil

Fabio Biondini

Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco

IST, Portugal

Gustavo Ayala

UNAM, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR, Espanha

Hugo Rodrigues

U. Aveiro, Portugal

Joan Ramon Casas

UPC, Espanha

João Azevedo

IST, Portugal

João Estêvão

U. Algarve, Portugal

João Henrique Negrão

FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes

FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca

UBI, Portugal

João Ramôa Correia

IST, Portugal

Jorge Branco

U. Minho, Portugal

Jorge de Brito

IST, Portugal

Jorge Tiago Pinto

UTAD, Portugal

José Calavera

INTEMAC, Espanha

José Jara

UMSNH, México

José Luiz Rangel Paes

UFV, Brasil

José Melo

FEUP, Portugal

José Turmo

UPC, Espanha

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Júlio Flórez-López

ULA, Venezuela

Ka-Veng Yuen

U. Macau, China

Laura Caldeira

LNEC, Portugal

Lídia Shehata

UFF, Brasil

Luciano Jacinto

ISEL, Portugal

Luís Castro

IST, Portugal

Luís Guerreiro

IST, Portugal

Manuel Pipa

LNEC, Portugal

Marcial Blondet

PUCP, Peru

Mario Ordaz

UNAM, México

Mário Pimentel

FEUP, Portugal

Maurizio Piazza

Univ. di Trento, Itália

Nuno Filipe Borges Lopes

U. Aveiro, Portugal

Paulo Candeias

LNEC, Portugal

Paulo Costeira

IP Viseu, Portugal

Paulo Fernandes

IP Leiria, Portugal

Paulo Lourenço

U. Minho, Portugal

Paulo Piloto

IP Bragança, Portugal

Paulo Vila Real

U. Aveiro, Portugal

Pedro Delgado

IP Viana do Castelo, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa

LNEC, Portugal

Petr Stepanek

Univ. Brno, República Checa

Ricardo do Carmo

ISEC, Portugal

Rita Bento

IST, Portugal

Rui Calçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Sérgio Hampshire Santos

UFRJ, Brasil

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Válter Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

USP, Brasil

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

nota prévia

Este número da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) é dedicado ao tema “reabilitação sísmica do património”, divulgando um conjunto de artigos submetidos ao “CONREA 2021 – Congresso de Reabilitação” realizado na Universidade de Aveiro de 29 de junho a 1 de julho de 2021. A qualidade científica deste número temático é assegurada pela Coordenação Científica da **rpee** em articulação com as Comissões Organizadora e Científica do CONREA 2021, representadas por Aníbal Costa e Hugo Rodrigues. Fica aqui expresso o reconhecimento da Administração da **rpee** pelo excelente trabalho por eles desenvolvido.

Divulga-se também neste número a escolha do “Melhor artigo publicado na **rpee** baseado em Dissertação de Mestrado defendida em 2019 ou 2020”, uma iniciativa que ocorre pela primeira vez na **rpee** e que se pretende repetir em cada biénio.

Inicia-se neste mês a divulgação das 6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, organizadas desde 1982 pelo LNEC em parceria com a APEE, GPBE e SPES, ou seja, as mesmas entidades que assinaram em junho de 2016 o protocolo para a edição da série III da **rpee**. Estas Jornadas, com a periodicidade de 8 anos, têm contribuído muito significativamente para o intercâmbio de experiências e informação no domínio da engenharia de estruturas e incluem o Encontro Nacional Betão Estrutural 2022, promovido pelo GPBE, e o 12º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, promovido pela SPES. As JPEE 2022, a realizar de 9 a 11 de novembro, terão sessões de apresentação de comunicações e de palestras, visitas técnicas, uma exposição e sessões de atribuição de diversos prémios pelas mesmas entidades.

A administração da **rpee**

José Manuel Catarino (LNEC)

João Almeida Fernandes (APEE)

Eduardo Júlio (GPBE)

João Azevedo (SPES)

Melhor artigo publicado na rpee baseado em Dissertação de Mestrado defendida em 2019 ou 2020

Na sequência do convite para publicação na rpee de artigos baseados nas melhores dissertações de mestrado na área da engenharia de estruturas defendidas em 2019 ou 2020, o Corpo Editorial aprovou a publicação de cinco artigos que foram incluídos nos números 14 e 16 da revista.

O Júri, constituído por três membros da Administração da revista, Eng.º José Manuel Catarino, Eng.º João Almeida Fernandes e Prof. João Azevedo, e pelo Coordenador Científico, Eng.º Luís Oliveira Santos, atribuiu o Diploma de "Melhor artigo baseado em Dissertação de Mestrado defendida em 2019 ou 2020" ao artigo:

Uma abordagem multidisciplinar para a avaliação sísmica do Edifício dos Brasões, Palácio Nacional de Sintra
da autoria de: **Ana Silva e Rita Bento.**

Referência do artigo: SILVA, A. [et al.] – Uma abordagem multidisciplinar para a avaliação sísmica do Edifício dos Brasões, Palácio Nacional de Sintra. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Ed. LNEC. Série III. n.º 14. ISSN 2183-8488. (novembro 2020) 97-110.



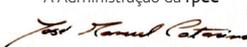
DIPLOMA

Melhor artigo publicado na **rpee** baseado em
Dissertação de Mestrado defendida em 2019 ou 2020

Conferido ao artigo publicado no número 14 da série III da rpee
Uma abordagem multidisciplinar para a avaliação sísmica do Edifício dos Brasões, Palácio Nacional de Sintra

Da autoria de
Ana Silva e Rita Bento

Artigo baseado na tese de mestrado: Silva, A. (2019) – O Edifício dos Brasões do Palácio Nacional de Sintra. Caracterização e Avaliação do Desempenho Estrutural. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil (Confidencial), Perfil de Estruturas. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.

A Administração da rpee




editorial

O CONREA 2021 – Congresso de Reabilitação – realizou-se na Universidade de Aveiro entre os dias 29 de junho e 1 de julho de 2021, focando a reabilitação sísmica, a reabilitação do património e o projeto, três temas relevantes e que se tocam em muitos casos. Reconhecendo que desde 2012 a reabilitação do edificado tem vindo a aumentar significativamente urge refletir sobre o contributo que a investigação pode dar para o desafio da durabilidade da construção, da integração das preocupações sísmicas no projeto e as boas práticas de reabilitação e preservação do Património.

A exigência regulamentar de integrar a avaliação sísmica nos projetos de reabilitação é um dever de todos e em particular das Universidades e do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, este que tem sido o grande impulsionador da investigação neste domínio e por quem tem de passar, obrigatoriamente, a legislação sísmica. A contribuição destas instituições associada ao empenho da Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES) proporcionou em 2019 a publicação de decretos-leis e despachos normativos que interessa pôr em prática e continuar a discutir com a comunidade técnica e científica. No entanto, essa legislação veio levantar grandes dúvidas de interpretação e atuação no edificado, quer por parte dos técnicos, dos municípios, e da população em geral. Nesse sentido é fundamental divulgar trabalhos realizados no domínio da Avaliação e Reabilitação Sísmica, área que tem tido um grande desenvolvimento. Assim, no âmbito dos protocolos com diversas Revistas, nomeadamente com a Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**), em que seriam selecionados pelos revisores alguns artigos para publicação em números especiais, foi elegido o tema da Reabilitação Sísmica para o número especial da **rpee**, apresentando-se assim neste número essa seleção de artigos focando diferentes materiais e abordagens.

Por entendermos que este tema é e será um tema sempre muito atual, pela aposta da comunidade académica e técnica que todos os dias têm novos desafios nesta área tão promissora, este número apresenta alguns exemplos das contribuições que vão sendo dadas neste domínio. Dos trabalhos selecionados, o primeiro pretende divulgar o comportamento estrutural de paredes de alvenaria de granito de pano único presentes na maioria dos edifícios antigos do Porto. Procurando através da identificação das tipologias mais frequentes propor duas soluções de o melhoramento do comportamento estrutural destas paredes: a primeira propõe a alteração do processo construtivo e a segunda a injeção de argamassa nas juntas. A análise e comparação de resultados com os obtidos nos modelos originais mostrou que as duas soluções estudadas melhoram significativamente o desempenho estrutural destas alvenarias. Um segundo trabalho do mesmo género evidencia a importância de caracterizar mecanicamente as paredes de alvenaria apresentando o resultado de um ensaio de macacos planos duplo, num modelo experimental de alvenaria de pedra tradicional e o resultado do ensaio de compressão axial desse modelo experimental, sendo comparados os resultados obtidos. Evidenciando a importância desta temática o terceiro trabalho, de âmbito internacional, realça que a maior parte do edificado patrimonial mais antigo da Europa é construída em alvenaria de pedra, um material altamente heterogéneo e de difícil caracterização mecânica, realçando que a vulnerabilidade estrutural, desse edificado obriga a um bom conhecimento do mesmo para ser possível uma intervenção estrutural capaz para preservar a sua integridade, realçando que a caracterização mecânica das paredes de alvenaria nestes edifícios, antes e após o reforço, é um passo fundamental e apresenta vários exemplos úteis para os técnicos. Um outro artigo na mesma linha aborda os edifícios existentes na área metropolitana de Lisboa evidenciando que esta área tem a maior percentagem de população e a maior densidade de edifícios em Portugal expostos a sismos de magnitude média a alta, sendo cerca de 35% desses edifícios residenciais de alvenaria sido construídos antes de ser obrigatório o dimensionamento sísmico, caracterizando as diversas tipologias desses edifícios. Ainda na área das paredes surgem dois artigos um que aborda as paredes de tabique e outro as paredes de alvenaria de enchimento. O artigo das paredes de tabique apresenta um ensaio de compressão, realizado *in situ* em paredes de tabique, com o objetivo de determinar, à escala real, a resistência da estrutura do seu tabuado (tábuas verticais e diagonais), principal elemento resistente deste tipo de paredes. Evidencia ainda o Setup que foi concebido para ser um sistema modular adaptável às diferentes tipologias de paredes de tabique. O artigo das paredes de enchimento aborda o estudo do comportamento para fora-do-plano de paredes de enchimento, apresentando 4 ensaios com o objetivo principal de avaliar a eficiência de uma solução de reboco armado. Finalmente apresentam-se três casos mais práticos, embora com uma boa componente científica, em que o primeiro aborda a vulnerabilidade sísmica das abóbadas de aresta evidenciando que apesar de existirem vários métodos e tipos de análise para a avaliação estrutural de abóbadas, os ensaios experimentais são cruciais quer para avaliar a sua resposta quer para calibrar modelos numéricos. O presente

artigo apresenta os resultados dos ensaios, efetuados na plataforma sísmica do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), de um modelo experimental de uma abóbada de aresta em que se procurou avaliar o desempenho sísmico do modelo experimental para diferentes amplitudes do sismo de Emilia Romagna (2012). Os resultados foram analisados em termos dano, frequência do modelo e mecanismo de colapso. O segundo caso aborda a Igreja de Barrô, que se ergue ao longo do vale do rio Douro, no coração do Norte de Portugal. Esta igreja, desde a construção, tem sofrido várias intervenções ao longo do tempo. Em particular, uma torre sineira foi construída no final do século XVII e depois reconstruída em 1890. No trabalho apresenta-se a linha temporal histórica sob a forma de um modelo estratigráfico. O terceiro caso e último artigo apresenta um projeto multidisciplinar para reabilitar, restaurar e conservar os edifícios que compõem o Seminário Maior de Coimbra. Este artigo apresenta a abordagem e o projeto de intervenção no edifício central do Seminário, que teve por base um Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural, cujos principais objetivos foram caracterizar estruturalmente e avaliar o estado de conservação do edifício. Este permitiu identificar as principais anomalias estruturais que o afetavam, e assim desenvolver um projeto sustentado em conhecimento e direcionado para a resolução e mitigação dessas anomalias. Foi definido em projeto, a implementação de um sistema de monitorização estrutural para controlo do comportamento do edifício ao longo do tempo, e para aferir a necessidade futura de medidas adicionais.

Espera-se, com este número, que a comunidade científica e técnica que se preocupa com o Património, continue a apostar na investigação e na procura do conhecimento, para que seja possível obter soluções técnicas, económicas e socialmente possíveis de integrar em obra melhorando a segurança das construções existentes e preservando o Património.

Aníbal Costa

Hugo Rodrigues

Coordenadores do número temático
reabilitação sísmica do património

Propostas de melhoramento do comportamento mecânico de paredes antigas de granito do Porto

Proposals for the improvement of the mechanical behavior of old granite walls from Porto

Celeste Almeida

João Miranda Guedes

António Arêde

Anibal Costa

Resumo

A reabilitação de edifícios antigos é um tema de grande atualidade. A complexidade destas construções e a necessidade de encontrar técnicas de intervenção adequadas, continua a despertar grande interesse no seio da comunidade científica e técnica. Neste âmbito, foi realizada uma campanha de ensaios experimentais (de compressão e de corte cíclico com compressão constante) em modelos à escala real construídos em laboratório, respeitando as técnicas construtivas utilizadas *in situ*, e foram quantificados os seus parâmetros mecânicos. Utilizando uma das tipologias ensaiadas, foram posteriormente estudadas duas propostas para o melhoramento do comportamento estrutural destas paredes, que agora se apresentam: (i) alteração do processo construtivo e (ii) injeção de argamassa nas juntas. Dois novos modelos de paredes foram construídos e submetidos à campanha de ensaios referida. A análise e comparação destes resultados com os obtidos nos modelos originais mostrou que as duas propostas apresentadas melhoram significativamente o desempenho estrutural destas alvenarias.

Abstract

The rehabilitation of old buildings is a current topic. The complexity of these constructions and the need to find suitable intervention techniques continues to cause great interest within the scientific and technical community. For this purpose, a campaign of experimental tests (compression and cyclic shear-compression) was carried out on real scale specimens built in the laboratory, respecting the *in situ* construction techniques, to quantify their mechanical parameters. Using one of the tested typologies, two proposals for the improvement of the structural behaviour of these walls were later studied and the results are herein presented: (i) changing the walls construction process and (ii) injecting the joints with mortar. With this aim, two new wall specimens were built and submitted to the same testing campaign. The analysis and comparison of the results with those obtained in the original specimens shown the two proposals improve significantly the structural performance of these masonry walls.

Palavras-chave: Alvenaria de granito / Ensaio de compressão e corte / Parâmetros mecânicos / Melhoramento

Keywords: Granite masonry / Shear and compression tests / Mechanical parameters / Improvement

Celeste Almeida

CONSTRUCT-LESE – Faculdade de Engenharia,
Universidade do Porto
UFP, Porto
Portugal
celestea@ufp.edu.pt

João Miranda Guedes

CONSTRUCT-LESE – Faculdade de Engenharia,
Universidade do Porto
FEUP, Porto
Portugal
jguedes@fe.up.pt

António Arêde

CONSTRUCT-LESE – Faculdade de Engenharia,
Universidade do Porto
FEUP, Porto
Portugal
aarede@fe.up.pt

Aníbal Costa

RISCO – Departamento de Engenharia Civil
da Universidade de Aveiro
UA, Aveiro
Portugal
acosta@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.

ALMEIDA, C. [et al.] – Propostas de melhoramento do comportamento mecânico de paredes antigas de granito do Porto. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 17. ISSN 2183-8488. (novembro 2021) 7-14.

1 Introdução

A intervenção em edifícios antigos continua a constituir um grande desafio, em particular quando se pretendem definir estratégias de atuação em paredes de alvenaria de pedra. Apesar de se assistir a uma crescente atividade de investigação em Portugal, a comunidade técnica ainda evidencia dificuldades na caracterização mecânica destes elementos, bem como na avaliação do seu comportamento recorrendo a modelos numéricos. As dificuldades são ainda mais acentuadas quando se pretende aferir o melhoramento do desempenho estrutural pela aplicação de técnicas de reabilitação/reforço. A entrada em vigor da Portaria n.º 302/2019, de 12 de setembro, realça ainda mais a importância e a necessidade de investigação nesta área.

O recurso a ensaios experimentais *in situ* ou em laboratório constitui o melhor meio para avaliar o comportamento dos materiais e dos elementos estruturais no seu conjunto [1, 2]. Neste sentido, e no âmbito de uma tese de doutoramento, foi definido um vasto programa de ensaios experimentais em paredes reais de alvenaria de pedra de folha única e protótipos construídos em laboratório, respeitando as técnicas construtivas originais de paredes comuns em edifícios antigos da cidade do Porto. Esta campanha, realizada no Laboratório de Engenharia Sísmica e Experimental (LESE) da FEUP, permitiu numa primeira fase compreender o comportamento estrutural destes elementos face a ações solicitantes no seu plano (de compressão e de corte com compressão), que se mostrou ser fortemente determinado pelo processo construtivo deste tipo de alvenarias e, simultaneamente, condicionado pela forma dos blocos e pelas características do material de enchimento das juntas (argamassa, calços e vazios). A partir deste conhecimento, foi possível propor e ensaiar duas estratégias de intervenção que permitissem melhorar o comportamento estrutural desta tipologia de alvenarias, nomeadamente: i) alterar o procedimento construtivo, eliminando a presença de calços entre os blocos de pedra, em situações onde se propõe a construção ou a reconstrução deste tipo de paredes e ii) injetar com caldas as juntas de forma a consolidar a parede.

Relativamente à injeção com caldas, diversos autores concluíram que a aplicação desta técnica em paredes de alvenaria de pedra de folha múltipla com enchimento garante melhorias significativas do comportamento estrutural das paredes [4, 5, 6]. A normativa italiana [3] contém, inclusivamente, coeficientes corretivos a aplicar aos parâmetros mecânicos das alvenarias caso se adote esta, ou outras técnicas de melhoramento. No entanto, escasseiam estudos, ou referências deste tipo dirigidos à injeção de juntas de paredes de granito de folha única como as analisadas neste artigo, lacuna que este trabalho pretende também colmatar.

2 Modelos de paredes

O programa experimental envolveu a construção de dois modelos de parede de granito de folha única com 7,20 m de desenvolvimento, 1,80 m de altura e 0,28 m de espessura, respeitando uma das tipologias construída e previamente ensaiada no LESE e identificada como tendo textura Parcialmente Regular (PR), tal como se descreve em [7]. Estes dois modelos, designados como Parcialmente Regular Sem Calços (PR_SC) e Parcialmente Regular INjetado (PR_INJ),

foram construídos de forma a representar cada uma das duas propostas de melhoramento do comportamento estrutural: o primeiro à alteração do processo construtivo e o segundo à injeção das juntas com caldas apropriadas.

A tipologia PR_SC corresponde a uma alvenaria de aparelho parcialmente regular com pedras assentes sem calços e utilizando uma argamassa comercial (Malta de Alletamento 770 da Fassa Bortolo), com melhores características mecânicas que as argamassas originais (Figura 1a). A sua construção procurou minimizar os vazios no interior da secção transversal (típicos das paredes originais e que resultam também da utilização de calços no assentamento das pedras) mediante a colocação de uma camada contínua de argamassa antes do assentamento das pedras. Em contrapartida, a tipologia PR_INJ foi construída de forma a respeitar os procedimentos construtivos e de disposição dos blocos de pedra de paredes originais de alvenaria de pedra granítica, i.e. com calços e argamassa de fecho das juntas (cal área hidratada e saibro, com traço 1:3) colocada à posteriori, criando vazios no interior da secção transversal (Figura 1b), que, após noventa dias de cura, foram preenchidos através de injeção com uma calda comercial (Legante Iniezioni 790 da Fassa Bortolo). Os trabalhos de injeção foram realizados pela empresa STAP, S.A..

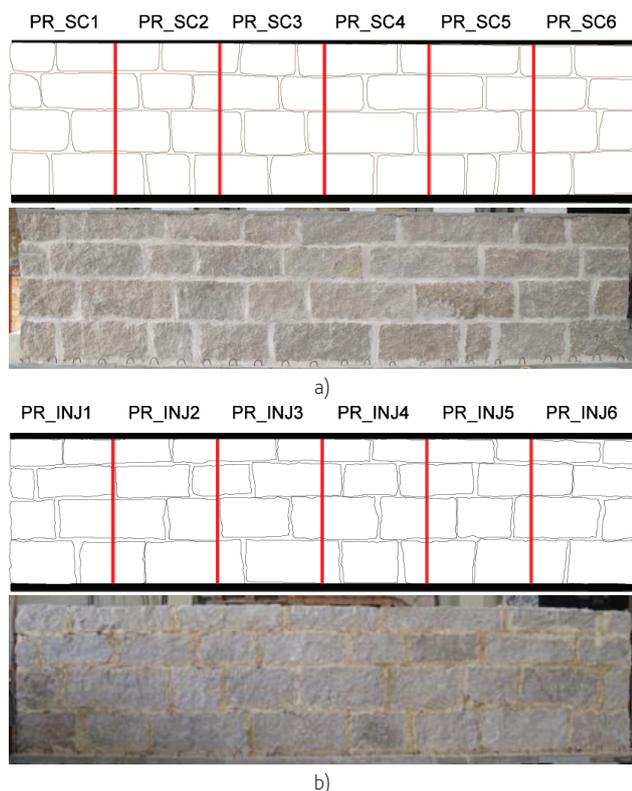


Figura 1 Modelos das paredes: a) tipologia PR_SC e b) tipologia PR_INJ

O granito utilizado foi proveniente de uma pedreira do Norte e procurou-se que fosse semelhante ao utilizado na tipologia PR ensaiada previamente e que serviu de termo de comparação,

nomeadamente no tipo de grão e nas propriedades mecânicas. Na construção da parede PR_SC e na injeção da parede PR_INJ foram aplicadas argamassas pré-doseadas da “Linha de Restauro Ex Novo” da Fassa Bortolo. Esta linha é constituída por uma série de argamassas com diferentes aplicabilidades (assentamento, chapisco, reboco, acabamento e injeção). Cerca de um mês após a injeção do painel PR_INJ, as duas paredes foram individualizadas em seis painéis com 1,20m de largura (linhas de corte marcadas a vermelho e designação dos painéis indicada na Figura 2), recorrendo a um disco de serra diamantada previamente fixo numa régua guia. Após o corte e individualização dos painéis, foi possível analisar a constituição da secção transversal, (Figura 2).

Como se pretendia, nos modelos PR_SC as juntas entre pedras encontravam-se praticamente preenchidas por argamassa. Por outro lado, na tipologia PR_INJ verificou-se que a argamassa de injeção conseguiu preencher os vazios interiores, evidenciando a eficácia do processo de injeção no preenchimento dos vazios internos num painel de folha simples com 7,20 m de desenvolvimento.

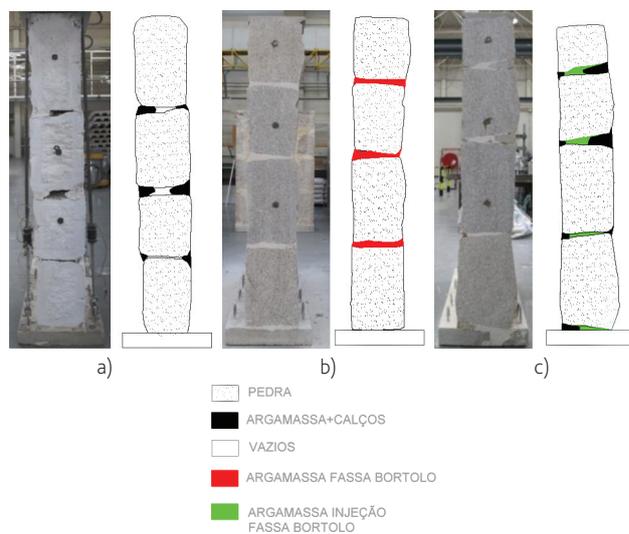


Figura 2 Secção transversal dos diferentes modelos de paredes: a) PR, b) PR_SC e c) PR_INJ

3 Ensaios de compressão

3.1 Programa experimental

Os ensaios de compressão uniaxial foram realizados no LESE, sendo a carga vertical aplicada por dois atuadores com capacidade máxima total de 3,0 MN (Figura 3a). Paralelamente, foi necessário recorrer a uma prensa com maior capacidade (10MN) disponível no Laboratório de Ensaios de Materiais de Construção (LEMC) da FEUP (Figura 3b).

Três painéis de parede PR_SC e três painéis PR_INJ foram submetidos a ensaios de compressão uniaxial: os painéis PR_SC1 e PR_INJ1 a ensaios monotónicos de modo a estimar a resistência à compressão (LESE), e os restantes painéis (PR_SC2; PR_SC3; PR_INJ2 e PR_INJ3) foram inicialmente submetidos a ciclos de carga e descarga para

avaliar o módulo de elasticidade (LESE) e só posteriormente foram levados à rotura (LEMC). Os painéis foram instrumentados com 4 LVT verticais posicionados em ambas as faces, junto às extremidades dos painéis, 2 LVT horizontais posicionados a meio da parede de forma a medir a abertura de juntas verticais e outros LVT dispostos na perpendicular às juntas horizontais.

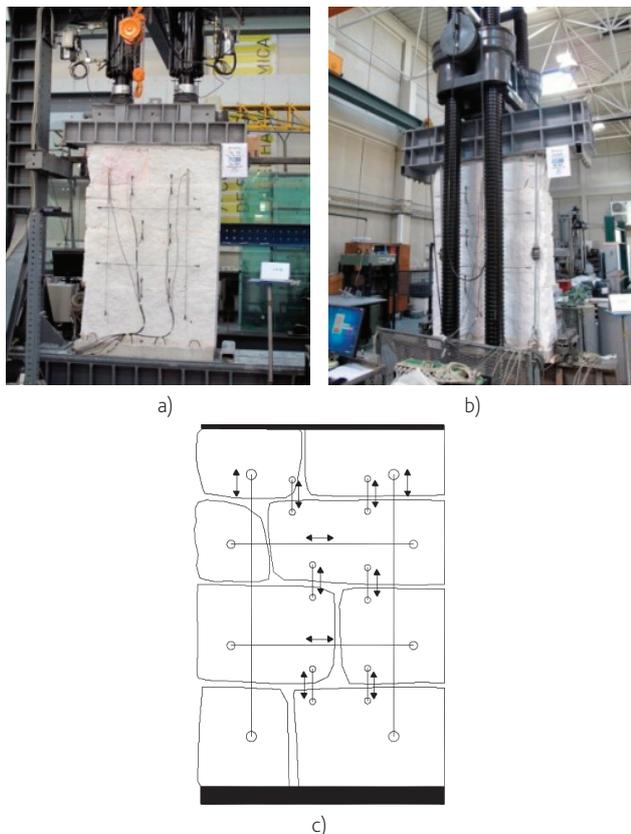


Figura 3 Ensaio de compressão uniaxial dos painéis PR_SC e PR_INJ: a) no LESE, b) no LEMC e c) esquema geral de instrumentação

3.2 Análise de resultados

Em termos de danos e modos de rotura, o padrão de fissuração observado nas paredes PR_SC e PR_INJ foi semelhante. Os primeiros danos ocorreram para um nível tensão vertical superior a 9 MPa e, genericamente, iniciaram com o destacamento de argamassa das juntas, seguido da formação de linhas de rotura tendencialmente alinhadas com as juntas verticais. A rotura foi igualmente visível na secção transversal e, nalguns casos, verificou-se a delaminação de pedras. Ambas as paredes exibiram uma rotura brusca após a demarcação de uma linha de rotura ao longo da altura da parede. Comparativamente com o padrão de fissuração observado na tipologia PR, verificou-se que estas novas paredes apresentaram menor número de fissuras para um nível de tensão muito superior (Figura 4).

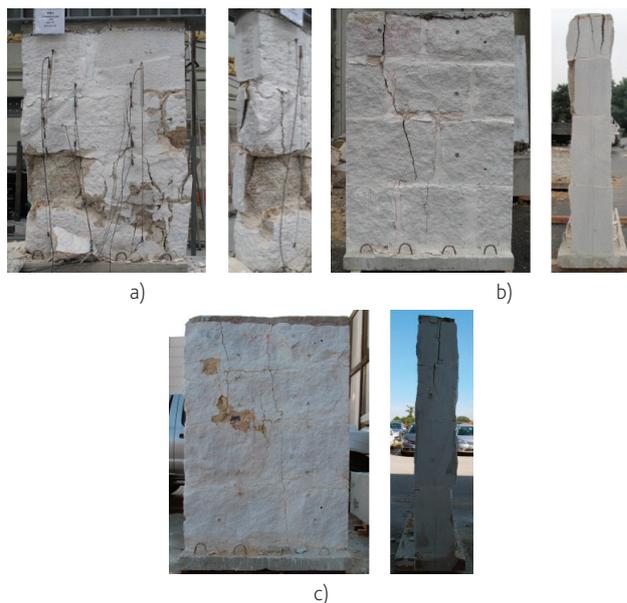


Figura 4 Modo de rotura das paredes: a) PR_1, b) PR_SC2 e b) PR_INJ1

A quantificação de parâmetros de resistência e de deformabilidade foi realizada a partir dos valores médios obtidos por tipologia, e os parâmetros mecânicos analisados dizem respeito às tensões associadas às primeiras fissuras (σ_{cr}), à resistência à compressão (f_{cp}) e ao módulo de elasticidade de recarga (E_{cp}). Os resultados obtidos encontram-se indicados na Tabela 1.

Tabela 1 Síntese das propriedades mecânicas à compressão das paredes

Modelo	σ_{cr} [MPa]	f_{cp} [MPa]	E_{cp} [GPa]	$k = E_{cp} / f_{cp}$
PR	3,57	4,14	1,16	280,19
PR_SC	10,71	14,50	9,25	637,93
PR_INJ	9,33	12,98	11,53	888,29

Da análise dos resultados é notório que a melhoria das características do material de assentamento, bem como da superfície de contacto entre pedras, proporciona um melhor funcionamento global das paredes. Efetivamente, em ambas as propostas foi visível o acréscimo de rigidez e de resistência relativamente à parede original. Em estudos semelhantes realizados em alvenarias de duas folhas com enchimento, o processo de injeção conduziu ao aumento de resistência e de rigidez de cerca de duas vezes [4]. Apesar da rotura do painel PR ter sido ligeiramente mais brusca que a registada nos PR_SC e PR_INJ, realça-se o carácter frágil associado a esta tipologia de alvenarias, uma vez que após o registo das primeiras fissuras a capacidade limite é rapidamente alcançada. Verificou-se, ainda, que o valor k obtido nas paredes PR_SC e PR_INJ na fase de recarga aproximou-se das relações indicadas na literatura: entre 500 a 1000. De referir, ainda, que os resultados evidenciados pelas duas novas

tipologias foram similares e conduziram a uma clara melhoria das características mecânicas destas alvenarias quando solicitadas por ações verticais. Deste modo, consistem, com campos de aplicação distintos, a duas técnicas de intervenção a utilizar em paredes com características idênticas às estudadas quando se pretende aumentar a sua capacidade resistente ou rigidez.

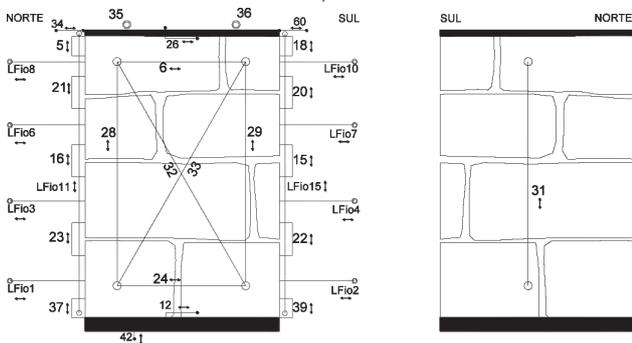
4 Ensaios de corte com compressão

4.1 Programa experimental

Os ensaios de corte com compressão constante foram realizados no pórtico de reação do LESE com a imposição no topo dos painéis de uma carga vertical que se manteve constante durante todo o ensaio, seguida da aplicação de deslocamentos horizontais cíclicos na direção do plano dos painéis (Figura 5). A instrumentação consistiu na aplicação de LVDTs e também transdutores de fio aplicados em ambas as faces da parede e ao nível da secção transversal, devidamente fixos às pedras.



a)



b)

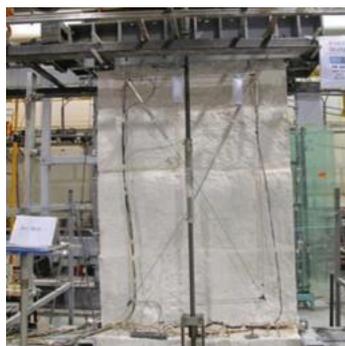
Figura 5 Ensaio de corte com compressão da parede PR_SC4: a) no LESE e b) esquema geral de instrumentação

Foram realizados três ensaios de corte cíclicos no plano por cada tipologia de parede, nomeadamente nos painéis referenciados como 4, 5 e 6, a que foram associados diferentes níveis de tensão vertical, $\sigma_0 = 0,4; 0,8; 1,2$ MPa, respetivamente. O primeiro nível de tensão pretende simular o estado de tensão presente em casos reais e os dois últimos pretenderam avaliar o comportamento destas

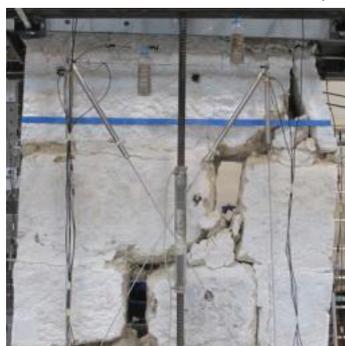
alvenarias em situações mais gravosas. Por outro lado, procurou-se que os níveis de tensão impostos conduzissem a diferentes modos de rotura. Foi adotada uma lei de deslocamentos com ciclos de amplitude crescente. Cada ciclo foi repetido três vezes, a fim de avaliar os efeitos de degradação da resistência e acumulação do dano.

4.2 Análise de resultados

A identificação dos mecanismos de dano foi realizada através da observação das linhas de rotura durante o ensaio e da análise dos deslocamentos registados pelos sensores colocados ao longo da secção transversal. Genericamente, o mecanismo de rotura nas paredes PR_SC e PR_INJ foi de *rocking* na base durante todo o ensaio e nos dois sentidos do movimento, até se alcançar o deslocamento máximo horizontal imposto de cerca de 53 mm (Figura 6a). Na tipologia PR o dano tinha iniciado com a rotura por corte diagonal, sendo acompanhado pela fissuração e delaminação de pedras (Figura 6b); os máximos deslocamentos registados tinham sido de 16mm para os painéis com tensão vertical de 0,4 MPa e de 30 mm para os painéis com tensão vertical de 0,8 e 1,2 MPa.



a)



b)



Figura 6 Estado dos painéis para o deslocamento máximo ($\sigma_0 = 0,4$ MPa): a) PR_SC4 e b) PR4

A partir dos diagramas histeréticos força-deslocamento e da aplicação de procedimentos de análise [7], foram quantificados: a resistência lateral na fase de fendilhação (H_c), a resistência lateral máxima (H_{max}), a ductilidade (μ), o *drift* e o coeficiente de amortecimento (ξ). Estes parâmetros permitem avaliar a eficácia

destas duas propostas de intervenção por comparação com a parede no seu estado original. A Figura 7 apresenta os diagramas força-deslocamento que caracterizam o comportamento histerético das paredes PR_SC4, PR_INJ4 e PR4 para o nível de tensão vertical de 0,4 MPa. Para as paredes melhoradas, as curvas são praticamente simétricas nos dois sentidos do movimento e apresentam a forma em S característica do mecanismo de rotura por *rocking*. Estas paredes possuem elevada capacidade de deformação, ao mesmo tempo que apresentam uma reduzida degradação de rigidez e dissipação de energia, mesmo após atingir o valor de pico da tensão. Por outro lado, o diagrama da parede PR4 exibe uma significativa assimetria na resposta, nomeadamente a partir do deslocamento horizontal de 5 mm, provavelmente devido ao deslizamento de pedras. No entanto, e apesar do dano registado, a perda de resistência no final do ensaio da parede PR4 em relação às restantes foi de apenas de cerca de 5.4%.

Na Figura 8 encontram-se representadas as curvas envolventes médias para todas as paredes ensaiadas. Destes diagramas realça-se a diferença entre o deslocamento último alcançado pelas paredes melhoradas face às originais. Em termos de capacidade resistente lateral, a variação foi pouco expressiva, estando esta grandeza, essencialmente dependente, da geometria dos painéis. Na Tabela 2 encontram-se resumidos os resultados desta análise.

Tabela 2 Parâmetros das curvas envolventes médias

Modelo de parede	σ_0 [MPa]	H_{cr} [kN]	$H_{máx.}$ [kN]	σ_{Corte} [MPa]	H_{dmax}	Drift [%]	ξ [%]
PR4		37,14	50,28	0,150	2,80	0,71	15,63
PR_SC4	0,4	53,54	62,26	0,185	6,14	2,74	7,48
PR_INJ4		53,38	59,69	0,177	8,63	2,75	5,20
PR5		66,96	87,85	0,261	3,05	1,63	12,04
PR_SC5	0,8	77,95	91,04	0,271	7,06	3,05	4,95
PR_INJ5		85,53	88,88	0,265	10,02	2,56	7,90
PR6		101,04	119,66	0,356	3,84	1,19	10,85
PR_SC6	1,2	110,05	124,47	0,370	3,00	2,91	7,38
PR_INJ6		104,67	131,00	0,390	6,00	2,89	6,78

Face aos resultados obtidos, conclui-se que as duas propostas de paredes (PR_SC e PR_INJ) melhoraram, em geral, o desempenho das alvenarias para ações horizontais face à situação original (PR). Realça-se o incremento do *drift* e da ductilidade das paredes melhoradas e o facto de, no final do ensaio, os danos registados

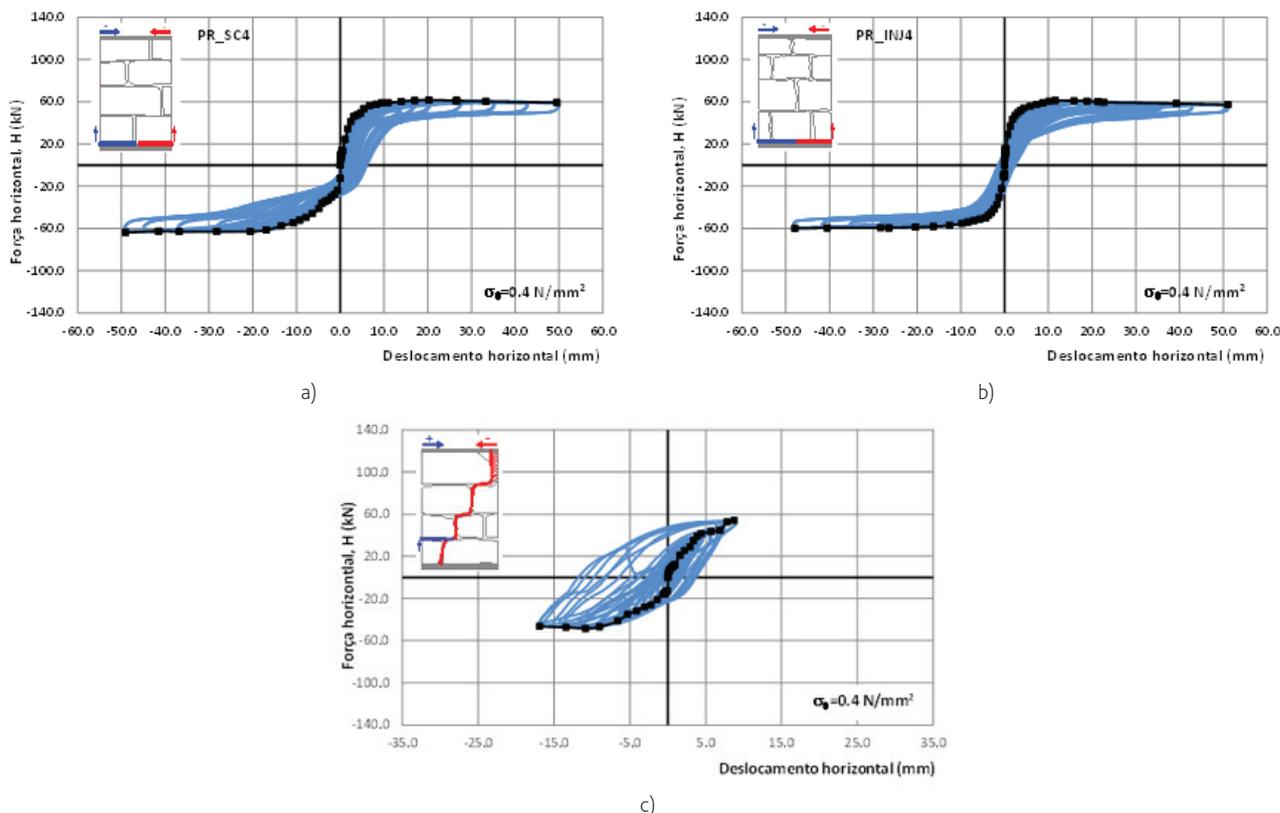


Figura 7 Diagramas histeréticos força-deslocamento ($\sigma_0 = 0,4$ MPa): a) PR_SC4, b) PR_INJ4 e c) PR4

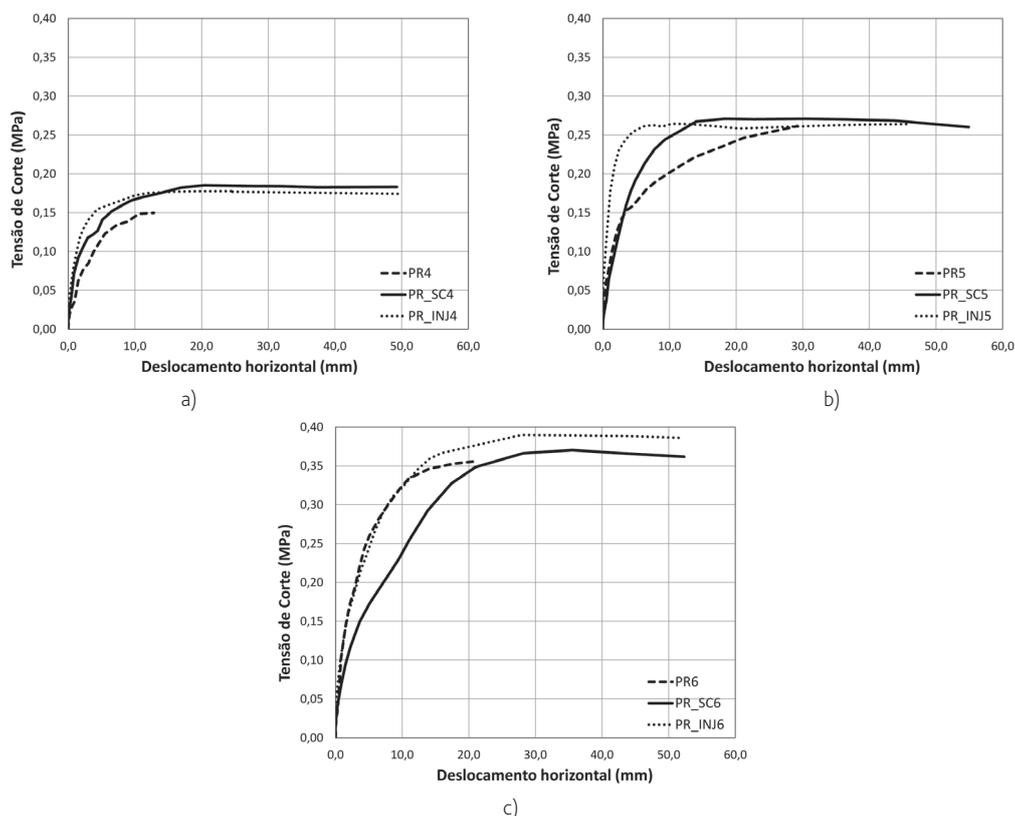


Figura 8 Curvas envolventes médias tensão de corte-deslocamento horizontal para as paredes PR_SC, PR_INJ e PR: a) $\sigma_0 = 0,4$ MPa, b) $\sigma_0 = 0,8$ MPa e c) $\sigma_0 = 1,2$ MPa

serem muito reduzidos, concentrando-se genericamente na base das paredes, em particular quando comparados com os dos painéis PR. Os maiores incrementos ocorreram para a tensão vertical de 0,4 MPa, que corresponde ao nível de pré-compressão mais comum nos edifícios antigos. O amortecimento foi o único parâmetro que diminuiu, facto que resulta do mecanismo de dano desenvolvido nos novos painéis ser pouco dissipativo.

No entanto, embora ambas as técnicas tenham garantido genericamente um melhor comportamento da alvenaria, mais resistente e dúctil, embora menos dissipativo, no caso da proposta PR_SC é preciso garantir que as pedras possuam uma superfície de assentamento quase horizontal, de modo a evitar a colocação de calços. Para além disso, superfícies menos regulares podem induzir vazios no interior das juntas que podem causar roturas localizadas e variações no comportamento das paredes, face aos resultados encontrados neste estudo.

5 Conclusões

Com o objetivo de estudar duas propostas de melhoramento estrutural de paredes de alvenaria de granito de folha única

foram construídos dois modelos experimentais em laboratório, submetidos posteriormente a ensaios de compressão uniaxial e a ensaios de corte cíclicos no plano com compressão constante. Partindo de uma tipologia frequente em alvenarias de edifícios antigos da cidade do Porto, foram propostas duas variantes de melhoria: a primeira associada à alteração do processo construtivo para situações de reconstrução, com juntas sem calços e preenchidas com uma argamassa comercial (PR_SC); a segunda associada à injeção das juntas com uma calda comercial de uma alvenaria com características construtivas idênticas às originais (PR_INJ).

Os resultados obtidos mostraram que as duas propostas estudadas são eficazes e que induzem comportamentos similares para solicitações verticais e horizontais no plano. Deste modo, configuram-se como duas possibilidades de melhoramento estrutural de alvenarias típicas da cidade do Porto, embora com diferentes aplicabilidades: a primeira aplicável a casos de reconstrução e a segunda como opção de reforço de uma parede existente a manter. Estas duas propostas permitiram obter apreciáveis ganhos de resistência e de rigidez à compressão e, no caso do comportamento ao corte, de ductilidade e redução do dano, principalmente para os níveis de tensão vertical usualmente presentes neste tipo de estruturas.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base – UIDB/04708/2020 e Financiamento programático –UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Os autores agradecem aos técnicos do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – LESE pelo apoio na preparação dos ensaios.

Referências

- [1] Silva, B.; Benetta, M.; da Porto, F. – (2014) – Experimental assessment of in-plane behaviour of three-leaf stone masonry walls. *Construction and Building Materials*; 53: 149-161.
- [2] Almeida, C.; Guedes, J.P.; Arêde, A.; Costa, C.Q.; Costa, A. (2011) – Physical characterization and compression tests of one leaf stone masonry walls. *Construction and Building Materials*, 30, 188-197. <https://doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.11.043>
- [3] OPCM 3274. (2005) – Primi elementi in materiali di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05.
- [4] Silva, B. (2012) – Diagnosis and strengthening of historical masonry structures numerical and experimental analyses. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade de Pádua, Itália.
- [5] Valluzzi, M.R.; da Porto F.; Modena C. (2001) – Behaviour of multi-leaf stone masonry walls strengthened by different intervention techniques. III International Seminar Historical Constructions. Possibilities of Numerical and Experimental Techniques, Guimarães, Portugal.
- [6] Vintzileou, E.; Miltiadou-Fezans, A. (2007) – Mechanical properties of three-leaf stone masonry grouted with ternary or hydraulic lime-based grouts". *Engineering Structures*; vol. 30 (8); pp. 2265-2276.
- [7] Almeida, C. (2013) – Paredes de Alvenaria do Porto. Tipificação e Caracterização Experimental. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto, Portugal.

Resistência à compressão de paredes de alvenaria de pedra. Comparação de resultados obtidos com macacos planos e em compressão axial

Comparison between compression strength results obtained through double flat jack test and axial compression test

André F. L. Saraiva
Fernando F. S. Pinho
Válter J. G. Lúcio

Resumo

Os ensaios de macacos planos duplos não foram originalmente desenvolvidos para a caracterização mecânica de paredes de alvenaria de edifícios antigos, mas na ausência de outras alternativas e apesar de algumas incertezas no rigor dos resultados obtidos, são frequentemente utilizados para a estimativa das características mecânicas das paredes de alvenaria resistentes de edifícios antigos.

Neste artigo apresentam-se os resultados de ensaios de macacos planos, realizados num modelo experimental de alvenaria de pedra tradicional com dimensões de $1,20 \times 1,20 \times 0,40 \text{ m}^3$ e o resultado do ensaio de compressão axial do mesmo modelo experimental num sistema preparado para o efeito. É efetuada a comparação dos resultados da resistência mecânica do modelo, obtidos através do ensaio de macacos planos duplos e do ensaio de compressão axial e a discussão dos resultados obtidos. Por fim, são apresentadas as principais conclusões obtidas.

Abstract

Flat jack tests were not originally developed for mechanical characterization of masonry walls of ancient buildings, but in the absence of other alternatives and besides other uncertainties in the accuracy of the obtained results, they are frequently used to estimate the mechanical characteristics of ancient building's masonry walls.

This paper presents the results of flat jack tests, performed in an experimental model of traditional stone masonry with dimensions of $1.20 \times 1.20 \times 0.40 \text{ m}^3$ and the axial compression test result of the same experimental model in a test system prepared for the purpose. A comparison is made between the results of the model's compression strength, obtained through the double flat jack test and the axial compression test. At last are presented the main conclusions reached.

Palavras-chave: Ensaios de macacos planos duplos / Alvenaria de pedra tradicional / Caracterização mecânica

Keywords: Flat-jack testing / Natural stone masonry / Mechanical properties

André F. L. Saraiva

NOVA School of Science and Technology | FCT NOVA
Portugal
af.saraiva@campus.fct.unl.pt

Fernando F. S. Pinho

CERIS
NOVA School of Science and Technology | FCT NOVA
Portugal
ffp@fct.unl.pt

Válder J. G. Lúcio

CERIS
NOVA School of Science and Technology | FCT NOVA
Portugal
vjgl@fct.unl.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.

SARAIVA, A. [et al.] – Resistência à compressão de paredes de alvenaria de pedra. Comparação de resultados obtidos com macacos planos e em compressão axial. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 17. ISSN 2183-8488. (novembro 2021) 15-22.

1 Introdução

A reabilitação de edifícios é uma atividade em rápido desenvolvimento, com o objetivo de preservar e proteger o património edificado. De maneira a escolher as soluções mais adequadas à reabilitação de um edifício, é necessário fazer uma caracterização dos materiais e elementos construtivos existentes, não só para evitar a adoção de soluções demasiado intrusivas ou até incompatíveis com as pré-existentes, mas também para obter o melhor desempenho possível [1].

Existem diversas técnicas de caracterização mecânica de alvenarias. A maior parte são técnicas de laboratório, que exigem uma recolha de amostras de grandes dimensões de modo a ter uma correta representatividade da heterogeneidade do material; este processo é moroso, de difícil execução e intrusivo. Esta situação levou ao surgimento dos ensaios de macacos planos, que não só são uma solução bastante menos intrusiva, como permite, *in situ*, determinar/estimar a tensão instalada e a resistência mecânica à compressão da alvenaria, bem como as suas características de deformabilidade [2].

1.1 Constituição dos macacos planos

Os macacos planos, são tipicamente constituídos por aço inoxidável ou alumínio e são soldados ao longo dos bordos, tendo normalmente dois orifícios, que permitem a saída de ar do macaco plano, injetando óleo por um orifício enquanto o outro está aberto. A espessura varia entre 1 e 6 mm. A forma geométrica do macaco plano a utilizar depende do equipamento utilizado para criar o rasgo. Na Figura 1 é possível observar formas geométricas comuns dos macacos planos. As dimensões podem variar desde alguns centímetros até mais de um metro de comprimento, sendo este último caso de aplicação, mais usual na mecânica das rochas [3].

Os macacos planos utilizados nos ensaios apresentados na secção 2.2 do presente trabalho, cumprem as normas ASTM [5, 6] aplicáveis e as recomendações das normas RILEM [7, 8]. Estes são em alumínio, apresentam uma configuração semi-circular e dimensões de $350 \times 260 \times 3 \text{ mm}^3$.

1.2 Descrição geral do ensaio de macacos planos duplos

O procedimento do ensaio de macacos planos duplos consiste em executar dois rasgos paralelos, onde se inserem os macacos planos. De seguida colocam-se os aparelhos de medição de deslocamentos (miras metálicas, LVDT'S, potenciómetros, etc.) no troço da alvenaria entre os macacos planos, tipicamente 4 alinhamentos verticais e 1 horizontal. Após ligação a um sistema de pressurização, inicia-se a aplicação de pressão, em incrementos constantes. Deve-se registar os deslocamentos ocorridos, em cada patamar de pressão. O ensaio pode ser realizado com ciclos carga/descarga ou continuamente, e termina quando ocorre a rotura da alvenaria, determinado pela ausência de reação quando se realizam incrementos de pressão, existindo aumentos de deslocamentos para o mesmo incremento de pressão [1].

A pressão registada no manómetro da bomba hidráulica não corresponde à pressão realmente aplicada sobre a alvenaria, durante

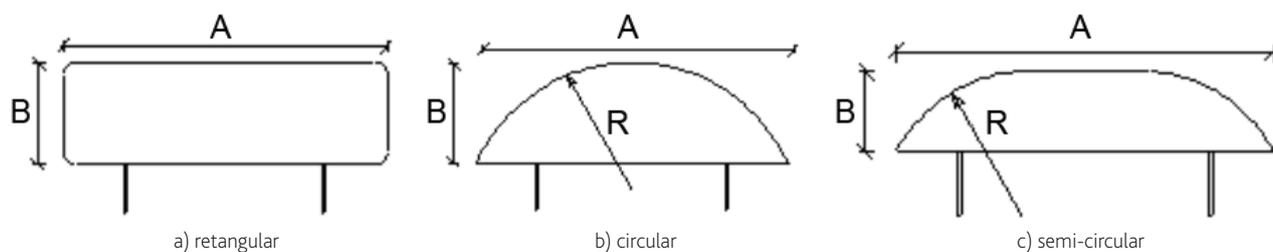


Figura 1 Diferentes formas geométricas de macacos planos, adaptado de Miranda [2]

o ensaio. Este valor necessita de ser corrigido de forma a ter em consideração a rigidez do material constituinte do macaco plano e a diferença entre a área efetivamente em contacto com a alvenaria e a área do corte efetuado [2].

Para o cálculo do valor da tensão (σ_m) realmente exercida sobre a alvenaria, utiliza-se a Eq. (1) [5].

$$\sigma_m = k_m \times k_a \times \rho \quad (1)$$

Em que:

k_m coeficiente (adimensional) que reflete a rigidez do macaco plano e o atrito do sistema hidráulico;

k_a coeficiente (adimensional) que traduz a relação entre a área de contacto efetiva do macaco plano e a área do corte;

ρ pressão (MPa), medida no manómetro;

σ_m tensão (corrigida com os coeficientes, k_m e k_a) (MPa).

O fator k_m corresponde ao fator de correção que tem em consideração a rigidez do material constituinte do macaco plano e o atrito do sistema hidráulico, que provoca um aumento da pressão registada no manómetro durante o ensaio de macacos planos, mas que não se reflete na pressão realmente aplicada sobre a alvenaria pelo macaco plano. Este fator é normalmente disponibilizado pelo fabricante dos macacos planos, mas, após algumas utilizações, é recomendado efetuar uma nova calibração, determinando um novo fator k_m , sendo o procedimento descrito em detalhe na norma [5].

O ensaio de macacos planos duplos consiste num ensaio de compressão simples de um troço confinado de uma parede de alvenaria e, tal como um ensaio de compressão axial convencional, permite estimar a resistência à compressão e módulo de elasticidade de uma alvenaria [1].

1.3 Trabalhos de investigação de outros autores

Em 1982, Paolo Rossi [8] publicou um trabalho onde utilizou, pela primeira vez, o ensaio de macacos planos simples e o ensaio de macacos planos duplo. Desde então, vários autores adotaram a técnica. Binda *et al.* [9] estudaram a influência das diferentes dimensões de macacos planos nos resultados dos ensaios. Noland *et al.* [10] realizaram ensaios de macacos planos em paredes antigas de alvenaria de tijolo, nos Estados Unidos da América. Gregorczyk e Lourenço [3] realizaram uma campanha de ensaios de macacos planos simples, com o objetivo de comparar os resultados obtidos adotando diferentes técnicas de corte e seguindo as recomendações dadas por diferentes normas. Ronca *et al.* [11] realizaram ensaios de macacos

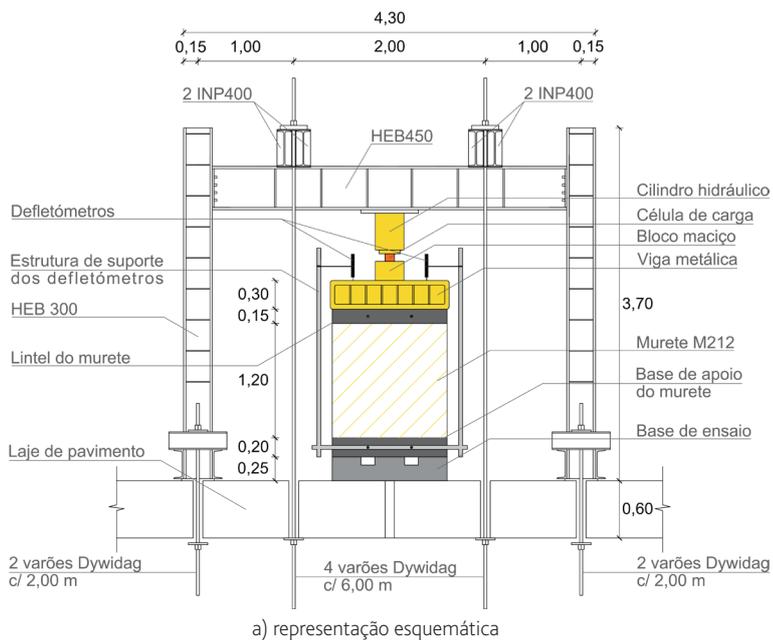
planos em edifícios de grande altura, de forma a determinar o estado de tensão instalada em diferentes alturas do edifício. Abdunur [12] realizou ensaios com macacos planos semi-circulares de pequenas dimensões. Qinglin e Xiuyi [13] desenvolveram um macaco plano de grande espessura, com grandes capacidades de deformação para uso em alvenarias de materiais moles, tipicamente encontradas na China. Vicente *et al.* [1] realizaram uma série de ensaios de caracterização do comportamento mecânico de alvenarias mais representativas do edificado do Seixal, com recurso a macacos planos, de modo a avaliar o estado de tensão instalado nas paredes, estimar a sua resistência à compressão e o módulo de elasticidade. Vicente *et al.* [14] efetuaram uma campanha de ensaios de caracterização do comportamento mecânico de alvenarias tradicional de pedra calcária e cal aérea, no centro da Cidade Velha de Coimbra. Andreini *et al.* [15] apresentam uma série de ensaios *in situ* em paredes de alvenaria de pedra, em Volterra (Pisa, Itália). Łatka e Matysek [16] realizaram um conjunto de ensaios de macacos planos simples em alvenaria de tijolo, realizados na “Cracow University of Technology” localizada na Polónia, com o objetivo de comparar a diferença nos resultados utilizando três tipos de macacos planos diferentes. Roque e Lourenço [17] apresentam um conjunto de ensaios de macacos planos simples em alvenaria de pedra irregular (xisto), no centro histórico de Bragança.

2 Procedimento experimental

Para o presente trabalho experimental foi utilizado um murete (M212) proveniente de uma nova série de muretes construídos no DEC FCT NOVA, em 2010, na sequência da tese de doutoramento de Pinho [18]. O murete tem dimensões de 1,20 x 1,20 x 0,40 m³ (largura x altura x espessura) e é constituído por alvenaria ordinária, com 75% de pedra calcária e 25% de argamassa ao traço volumétrico 1:3 (cal aérea e areias, repartidas igualmente por areia de rio e de areeiro). O murete foi construído sobre uma base de betão armado com a mesma secção geométrica que a do murete em planta e com 0,20 m de altura. As resistências à compressão da argamassa (após 90 dias de cura) e da pedra correspondem a 0,65 MPa e 48 MPa, respetivamente.

2.1 Sistema de ensaios de compressão axial

O sistema de ensaios de compressão axial, representado na Figura 2, é constituído por um pórtico metálico formado por dois pilares HEB300 e uma viga HEB450, fixa aos pilares por 8 parafusos



a) representação esquemática

b) aspecto geral

Figura 2 Sistema de ensaio de compressão axial, adaptado de Pinho [18]

M24 em cada extremidade. O pórtico está reforçado por quatro varões roscados de pré-esforço Dywidag, com diâmetro de 36 mm, apertados à laje de pavimento. Este reforço possibilita a atuação do cilindro hidráulico, com uma capacidade de 3000 kN, em condições de segurança [18].

2.2 Ensaio de macacos planos duplo

Iniciou-se o ensaio com a aplicação de uma pré-carga vertical de 0,20 MPa sobre o murete, que na altura se admitiu corresponder aproximadamente a 40% da resistência à compressão do murete. Escolheu-se este valor porque, para este ensaio, não era necessário o murete estar excessivamente carregado, pois a compressão ocorre majoritariamente no trecho localizado entre os macacos planos. Após aplicar a pré-carga, fecharam-se as mangueiras hidráulicas para impedir que, durante o ensaio, existisse uma recolha do cilindro hidráulico, resultante dos esforços realizados sobre este durante o aumento da pressão nos macacos planos, simulando desta forma o peso próprio de uma parede de grande altura existente numa situação de ensaio de uma parede *in situ*.

Em seguida foram colados 4 pares de miras metálicas, espaçados 400 mm na vertical e um par também espaçado de 400 mm na horizontal. Realizaram-se dois rasgos distanciados de 50 cm. Porém, ao concluir os rasgos, reparou-se que uma grande parte da alvenaria acima dos rasgos se tinha desagregado, existindo um “grande” espaço vazio, não sendo possível continuar o ensaio. Em consequência, foi necessário realizar uma injeção dos rasgos com calda de cimento.

Um mês após a injeção, voltaram a abrir-se os rasgos (Figura 3a) e foram novamente colocadas miras metálicas no mesmo local

(Figura 3b). Foram medidas as distâncias entre miras utilizando o alongâmetro analógico com base de 400 mm (Figura 3c). Introduziram-se os macacos planos nos rasgos, juntamente com uma chapa metálica sobre o macaco, no caso do rasgo inferior, e por baixo do macaco, no caso do rasgo superior, para garantir a colmatação dos rasgos. Procedeu-se à aplicação de pressão, em incrementos de 1 bar, até se dar a rutura da alvenaria, detetada pela deformação excessiva com reduzido aumento de pressão. Registou-se as respetivas distâncias entre miras metálicas em cada patamar de pressão. De seguida, retirou-se a pré carga inicialmente aplicada e voltou-se a injetar ambos os rasgos com calda de cimento para, 3 dias mais tarde, se realizar sobre o mesmo murete, um ensaio de compressão axial, abordado em detalhe na secção 2.3 [19].

Admitiu-se que todas as áreas dos macacos planos estavam em contacto com a alvenaria durante o ensaio, com a exceção de pequenas áreas visíveis a partir do exterior que nunca entraram em contacto com a alvenaria, estas exceções podem ser observadas na Figura 4a para o rasgo inferior e na Figura 4c para o caso do rasgo superior. Em seguida mediram-se as profundidades, em intervalos de 2 cm, de ambos os rasgos efetuados no murete, permitindo assim calcular as áreas em planta dos rasgos (Figuras 4b e 4d).

Após o cálculo de ambas as áreas, foi possível calcular o coeficiente $k_a = 0,76$, tanto para o macaco plano superior como para o inferior. O coeficiente k_m é de 0,85 e, aplicando a Eq. (1), é possível corrigir os valores de pressão (bar) registados no manómetro.

Na Figura 5 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio de macacos planos duplos, em forma de um diagrama de tensão deformação. Decidiu-se não considerar as medições do alinhamento número 4 devido às irregularidades de medição em relação aos outros 3 alinhamentos. Não se considerou também o alinhamento

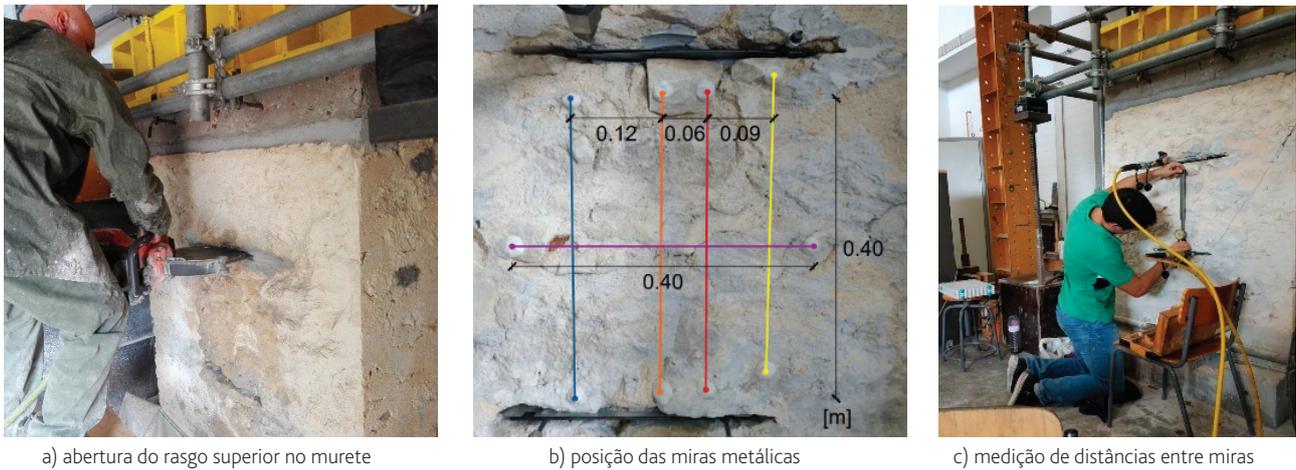


Figura 3 Ensaio de macacos planos duplo

horizontal, porque se considerou que os deslocamentos registados eram bastante elevados. Uma possível razão para este deslocamento, é um desprendimento de uma das pedras em que uma mira metálica estava fixada.

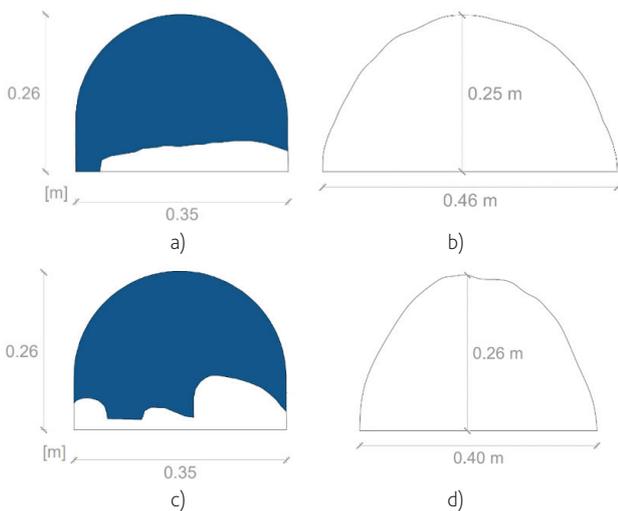
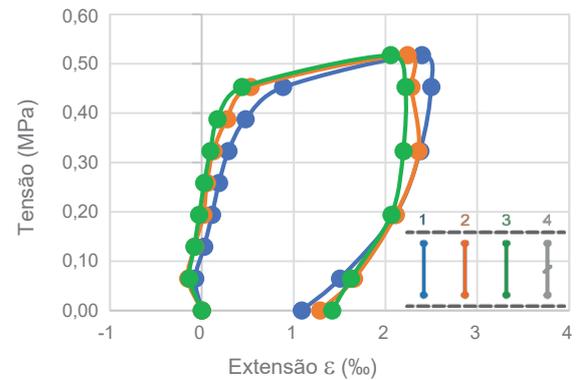
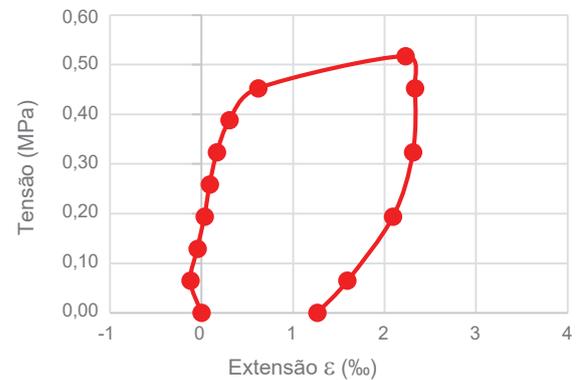


Figura 4 Áreas para o cálculo dos coeficientes k_a do ensaio de macacos planos duplo

Pela análise da Figura 5 é possível observar que o murete atingiu a rutura para uma tensão de $\sigma_{comp} = 0,52$ MPa, segundo os resultados obtidos pelo ensaio de macacos planos duplo, e um módulo de elasticidade, entre 30 e 60% da carga máxima, igual a $E_{30-60\%} = 948,8$ MPa.



a) valores individuais



b) médias dos alinhamentos 1 a 3

Figura 5 Diagrama de tensão-deformação do ensaio de macacos planos duplo



Figura 6 Evolução do ensaio de compressão axial do murete M212 até à rotura

2.3 Ensaio de compressão axial do murete M212

Terminado o ensaio descrito na secção 2.2 e após a respetiva preparação, iniciou-se o ensaio de compressão axial sobre o murete, aumentando a carga aplicada a uma velocidade de 1 kN/s, até ao colapso do murete, como se pode observar na Figura 6, terminando assim o ensaio.

A análise da carga aplicada sobre o murete, teve em conta o peso da viga metálica (V) e do lintel de betão armado (L) que o sobrepunham. A soma destes pesos totaliza 7,0 kN, que foi adicionado à carga aplicada e registada pela célula de carga (CC).

Na Figura 7 apresenta-se o diagrama conjunto força-deslocamento e tensão-deformação. A rotura ocorreu para uma força aplicada de 261,2 kN, correspondente a $\sigma_{comp} = 0,54$ MPa e um módulo de elasticidade igual a $E_{30-60\%} = 510,9$ MPa.

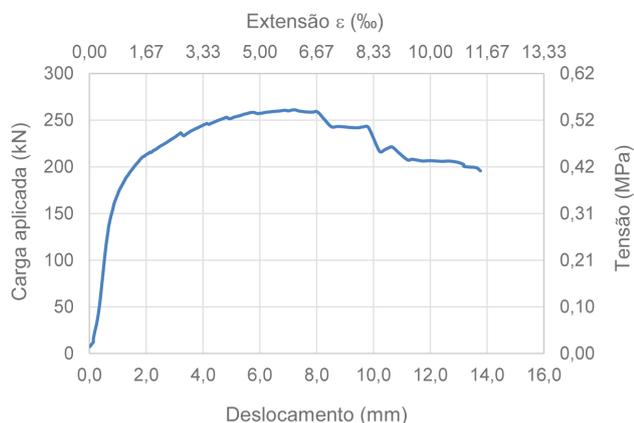


Figura 7 Diagrama conjunto força-deslocamento e tensão-deformação do ensaio de compressão axial do murete M212

3 Análise e discussão de resultados

3.1 Comparação do ensaio de compressão axial com o ensaio de macacos planos duplo do murete M212

Apresenta-se na Figura 8 o diagrama conjunto tensão-deformação do ensaio de compressão axial e de macacos planos duplo do murete M212. Verifica-se que, no ensaio de macacos planos duplo, o murete apresentou uma resistência à compressão de $\sigma_{comp} = 0,52$ MPa e no ensaio de compressão axial de $\sigma_{comp} = 0,54$ MPa.

Estes valores são bastante aproximados, sendo que o valor obtido no ensaio de macacos planos é apenas 3,7% inferior ao valor obtido no ensaio de compressão axial. Verifica-se também que segundo o ensaio de macacos planos duplo, o módulo de elasticidade é igual a $E_{30-60\%} = 948,8$ MPa e, segundo o ensaio de compressão axial, é igual a $E_{30-60\%} = 510,9$ MPa, sendo que o primeiro ensaio apresenta uma diferença de 85,7% em relação ao segundo.

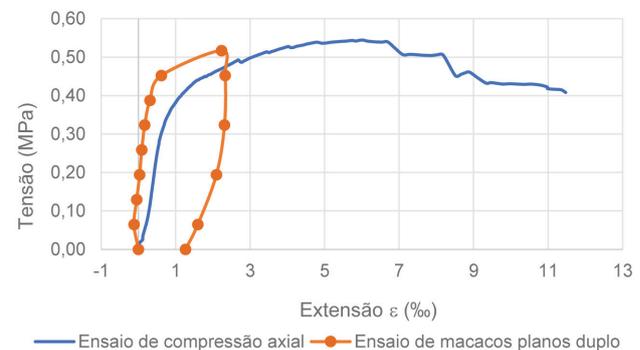


Figura 8 Diagrama conjunto tensão-deformação do ensaio de compressão axial e de macacos planos duplo

Esta diferença é considerável. Estes valores podem dever-se ao facto de a alvenaria ser bastante heterogénea, de se tratar apenas de um ensaio em vez de uma média de ensaios ou também por se ter optado por não realizar o ensaio de macacos planos duplo com ciclos de carga. Vicente *et al.* [14] realizaram 9 ensaios de macacos planos duplos em alvenaria de pedra e também se obtiveram valores para os módulos de elasticidade bastante dispersos. É recomendável acompanhar o ensaio de macacos planos duplo com outros ensaios de caracterização mecânica que permitam obter o módulo de elasticidade da alvenaria, porque este método apresenta algumas limitações nesse aspeto.

4 Conclusões

A comparação do resultado da resistência à compressão do murete M212, dado pelo ensaio de macacos planos duplos e pelo ensaio de compressão axial, revela uma diferença de apenas 3,7%. Este resultado, apesar de “único” (corresponde apenas a um ensaio), permite reforçar a eficácia da técnica de macacos planos duplos na determinação da resistência à compressão. O módulo de elasticidade do ensaio de macacos planos apresenta uma diferença de 85,7% em relação ao módulo de elasticidade do ensaio de compressão axial. Esta diferença é um pouco considerável, podendo dever-se, como referido, ao facto de a alvenaria ser bastante heterogénea, de se tratar apenas de um ensaio em vez de uma média de ensaios ou também por se ter optado por não realizar o ensaio de macacos planos duplo com ciclos de carga.

Conclui-se assim que é recomendável acompanhar o ensaio de macacos planos duplo com outros ensaios de caracterização mecânica que permitam obter o módulo de elasticidade da alvenaria, porque este apresenta algumas limitações nesse aspeto.

Referências

- [1] Vicente, R.; Silva, J.; Varum, H.; Costa, A.; Ferreira, T.; Figueiredo, A.; Rodrigues, H. (2010) – Cadernos de apoio à avaliação do Risco sísmico e de incêndio nos Núcleos Urbanos Antigos do Seixal - Caderno 5: Ensaios in situ: Caracterização Mecânica e Identificação Dinâmica.
- [2] Miranda, L. (2011) – Ensaios acústicos e de macacos planos em alvenarias resistentes. Tese de doutoramento. Universidade do Porto.
- [3] Gregorczyk, P.; Lourenço, P.B. (2000) – A Review on Flat-Jack Testing. Universidade do Minho. Guimarães, Portugal.
- [4] ASTM (2004) – C 1197 - Standard Test Method for In Situ Measurement of Masonry Deformability Properties Using the Flatjack Method.
- [5] ASTM (2009) – C 1196 - Standard Test Method for In Situ Compressive Stress Within Solid Unit Masonry Estimated Using Flatjack Measurements.
- [6] RILEM (2004) – RILEM Recommendation MDT. D.4: *In-situ* stress tests based on the flat jack.
- [7] RILEM (2004) – RILEM Recommendation MDT. D.5 – *In-situ* stress - strain behaviour tests based on the flat jack.
- [8] Rossi, P. (1982) – Analysis of Mechanical Characteristics of Brick Masonry by Means of non-destructive “in Situ” Tests.
- [9] Binda, L.; Rossi, P.; Landriani, G.; Sacchi, G. (1983) – Diagnostic Analysis of Masonry Buildings. IABSE Symp. Strengthening Build. Struct. Venezia, Itália.
- [10] Noland, J.L.; Atkinson, R.H.; Schuller, M.P. (1990) – A review of the flat-jack method for nondestructive evaluation. Nondestruct. Eval. Civ. Struct. Mater. Boulder, EUA.
- [11] Ronca, P.; Tiraboschi, C.; Binda, L. (1997) – *In-situ* flatjack tests matching new mechanical interpretations. China.
- [12] Abdunur, C. (1983) – Stress and deformability in concrete and masonry. IABSE Symp. Strength. Build. Struct. – Diagn. Ther. Venezia, Itália.
- [13] Qinglin, W.; Xiuyi, W. (1988) – The evaluation of compressive strength of brick masonry in situ. 8 th Int. Brick/Block Mas. Conf., Dublin, Irlanda
- [14] Vicente, R.; Ferreira, T.; Silva, J.; Varum, H. (2015) – *In Situ* Flat-Jack Testing of Traditional Masonry Walls: Case Study of the Old City Center of Coimbra, Portugal. Int. J.A. Herit. 9, 794-810.
- [15] Andreini, M., Falco, A., Giresini, L., and Sassu, M. (2014). Mechanical Characterization of Masonry Walls with Chaotic Texture: Procedures and Results of In-Situ Tests. Int. J.A. Herit. 8, 376-407.
- [16] Łątka, D.; Matysek, P. (2017) – The Estimation of Compressive Stress Level in Brick Masonry Using the Flat-jack Method. Procedia Eng. 193, 266-272.
- [17] Roque, J.; Lourenço, P. (2003) – Caracterização Mecânica de Paredes Antigas de Alvenaria. Um Caso de Estudo no Centro Histórico de Bragança.
- [18] Pinho, F. (2007) – Paredes de alvenaria ordinária: estudo experimental com modelos simples e reforçados. Tese de doutoramento. FCT NOVA.
- [19] Fernando, F.; Pinho, S.; Rafael, J.; Serra, G.; André, F.; Saraiva, L.; Válder, J.; Lúcio, G. (2021) – Performance of single and double flat jacks in stone masonry lab tests. JOBE. DOI: 10.1016/j.job.2021.102465

Seismic strengthening applied to heritage: an experimental study on rubble stone masonry walls

Reforço sísmico aplicado ao património:
um estudo experimental em alvenarias de pedra ordinária

Madalena Ponte

Rita Bento

Andrea Penna

Abstract

The seismic assessment and rehabilitation of heritage masonry buildings is a complex task, that requires great prior research work, especially for the most innovative strengthening solutions, such as FRCC systems. Thus, twelve rubble stone masonry with hydraulic lime mortar specimens representative of traditional buildings of the centre-south region of Portugal and the Mediterranean countries were built. Different strengthening techniques were applied to the specimens, considering the requirements for interventions in historic buildings related to their authenticity, promoting minimum intervention, and ensuring the compatibility and durability of the materials. Furthermore, the frequent existence of frescoes/tiles in the interior conditions the application of the strengthening to only one side of the wall. Hence, FRCC systems with glass and carbon meshes were studied on only one side of the specimen. The main experimental results of quasi-static cyclic tests obtained through envelope curves, in terms of resistance and deformation capacity, are presented here.

Resumo

A avaliação e reabilitação sísmica de edifícios patrimoniais em alvenaria é uma tarefa complexa que requiere um largo trabalho de investigação prévio, especialmente para soluções de reforço mais inovadoras, como os sistemas FRCC. Assim, foram construídos doze espécimes de alvenaria de pedra ordinária e cal hidráulica representativos dos edifícios tradicionais da região centro-sul de Portugal e dos países mediterrâneos. Diferentes técnicas de reforço foram aplicadas aos espécimes, considerando os requisitos para intervenções em edifícios históricos relativos à sua autenticidade, promoção da mínima intervenção, e assegurando a compatibilidade e durabilidade dos materiais. Ainda, a frequente existência de frescos/azulejos no interior condiciona a aplicação do reforço a apenas um lado da parede. Assim, sistemas FRCC com malhas de vidro e carbono foram estudados apenas num lado dos espécimes. Os principais resultados dos ensaios cíclicos quase-estáticos obtidos através das curvas envolventes, em termos de resistência e capacidade de deformação, são aqui apresentados.

Keywords: Rubble stone masonry / Quasi-static cyclic tests / Seismic strengthening / FRCC system / Heritage rehabilitation

Palavras-chave: Alvenaria de pedra ordinária / Ensaios cíclicos quase-estáticos / Reforço sísmico / Sistema FRCC / Reabilitação do património

Madalena Ponte

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

Rita Bento

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

Andrea Penna

Department of Civil Engineering and Architecture
University of Pavia
andrea.penna@unipv.it

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.

PONTE, M. [et al.] – Seismic strengthening applied to heritage: an experimental study on rubble stone masonry walls. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 17. ISSN 2183-8488. (novembro 2021) 23-30.

1 Introduction

The study of strengthening interventions in heritage masonry buildings is complex and requires certain care. Masonry is a highly heterogeneous material, difficult to characterize, and, therefore, the performance of a high number of experimental tests is necessary for its reliable characterization. In Portugal, there are few experimental studies on rubble limestone masonry walls with lime mortar, typically used in the centre-south region of Portugal and the Mediterranean countries, such as [1] and [2]. Also, other experimental campaigns were carried out to characterize other types of typical Portuguese masonry ([3], [4]).

More recently, to combat the incompatibility of materials, the use of fibre-reinforced composite meshes (such as FRCM systems) is becoming more popular instead of steel meshes with cement coating. The FRCM retrofit method has been proved by several experimental tests to improve mechanical properties and deformation capacity of masonry elements; however the majority of the studies in the literature are for brick masonry, while only a few are for stone masonry ([5], [6], [7], [8], [9]), that is the most common material in the southern Europe monuments.

This paper aims to provide some lights regarding the experimental in-plane behaviour of typical ancient Portuguese rubble limestone masonry when reinforced with FRCM systems using glass or carbon meshes.

2 Test specimens and materials

Six $120 \times 120 \times 40$ cm³ specimens of rubble stone walls representative of ancient Portuguese monuments were built in the Structures and Strength of Materials laboratory (LERM) of Instituto Superior Técnico Structures (Figure 1) to assess their behaviour under quasi-static cyclic shear tests. After the walls were dry (minimum 28 days), strengthening solutions with Glass- or Carbon-FRP mesh and lime-based binder (GFRCM/CFRCM system) were applied. Each solution was applied to two specimens, being in total: 2 walls unreinforced (URM 1 and URM 2), 2 walls with GFRP system (G 1 and G 2), and 2 walls with CFRP system (C 1 and C 2). The FRCM system was applied only on one side of the specimens, as is the case of many historic buildings due to the frequent presence of mural paintings on the walls.

To portray the current state of ancient masonry walls existent in Portuguese monuments, the specimens were built with several voids inside and were tested after a minimum period of 4 months after its construction to ensure the mortar's hardness.

The materials used were provided by company SECIL (<https://secilpro.com>), one of the main cement, aggregates and mortars producing companies in Portugal. The specimens were built with roughly cut limestones, the most common stone used in ancient monuments and buildings surrounding Lisbon, and natural hydraulic lime mortar – REABILITA CAL CS (compression strength class CS II, following EN 1015-11 [10]). Natural hydraulic lime mortar is an innovative binder, the result of a research and development process by SECIL group, which allows a use compatible with old substrates and presenting a behaviour that meets the rigorous requirements of today.



Figure 1 Construction of the masonry specimens at LERM, IST

3 Strengthening techniques and materials

The mortar used to help fixing the FRP meshes to the substrate is suitable for the technique and based on a natural hydraulic lime mortar – REABILITA CAL FORCE (compression strength $> 14 \text{ N/mm}^2$, following EN 998-1 [11]). Regarding the application of the FRCM systems, the glass FRCM system (GFRCM) applied is marketed by SECIL group, while the carbon FRCM system (CFRCM) is marketed by the company S&P Clever Reinforcement Ibéria. Both meshes are bi-directional. The glass mesh used is named REABILITA REDE AR 160, with openings of $40 \times 40 \text{ mm}$ and a weight of 160 g/m^2 . The connectors used in the GFRCM system are applied by pressure and a second layer of a grid with smaller openings was added in a reduced area around the connectors (approximately 20 cm in each direction) to help distribute concentrated stresses (Figure 2, on the right).

The carbon mesh used is named S&P ARMO-mesh 500/500, with openings of $17 \times 17 \text{ mm}$ and a weight of 374 g/m^2 . The connectors used in this system are also made of carbon fibres with a length to distribute the concentrated stresses of approximately 20 cm (Figure 2, on the left).



Figure 2 Application of carbon- (left) and glass- (right) FRCM systems on specimens

The application of the FRCM systems was the same for both glass and carbon meshes, varying only in its anchoring system, and followed the codes [12] and [13]. The total thickness of the strengthening solutions applied to the specimens was around $3/4 \text{ cm}$. As this study intends to evaluate a masonry panel representative of historic buildings, the ends of the grids were not



mechanically fixed to the wall, concrete beam, and/or concrete footing, since in many real cases this is not possible to perform (either due to stone edges, or even the impossibility of removing the pavement stones). Connectors are approximately spaced 50 cm from the nearest connector, giving a total of 5 connectors per wall. It is worth noting that the holes for connectors were always drilled in the stones.

4 Quasi-static cyclic tests set-up

Quasi-static cyclic tests were performed on all specimens according to [14]. Vertical stress of 0.3 MPa was applied to the specimens based on the actual state of stresses of load-bearing walls in old Lisbon masonry buildings [1], and on the state of stress at the bottom of walls of the chapel of the National Palace of Sintra [15]. Thus, the specimens were first subjected to a vertical pre-compression load, that was kept constant, as much as possible, during the quasi-static cyclic test. The walls were tested with boundary conditions as cantilever systems, fixed at the concrete base and allowing displacements and rotations at the top of the specimen. After the vertical load was applied, the horizontal load was transmitted by a mechanical actuator at the top of the wall through a system of steel plates appropriately connected with steel bars. The set-up is presented in Figure 3.

The first part of the loading protocol followed consists of four cycles until reaching $1/4$ of the maximum horizontal force predicted. Thus, it is possible to characterize the elastic branch of the wall's behaviour. After reaching this point, the horizontal actuator starts to be controlled through horizontal displacement, using a control wire LVDT attached to the concrete beam at the top of the wall. The first pattern of the imposed displacements consists of five single fully reversed cycles at displacements of 1.25% , 2.5% , 5% , 7.5% , and 10% of the ultimate displacement. The second displacement pattern consists of phases, each containing three fully reversed cycles of equal amplitude, at displacements of 20% , 40% , 60% , 80% , 100% , and 120% of the ultimate displacement, with additional increments of 20% until specimen failure. The displacement history of horizontal displacement vs. time was obtained with the control horizontal LVDT.

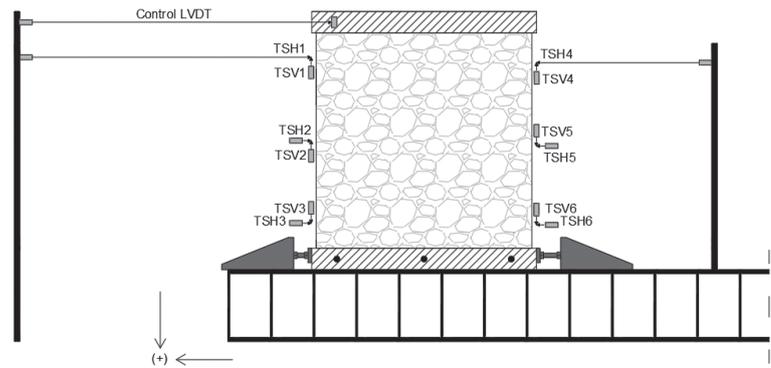
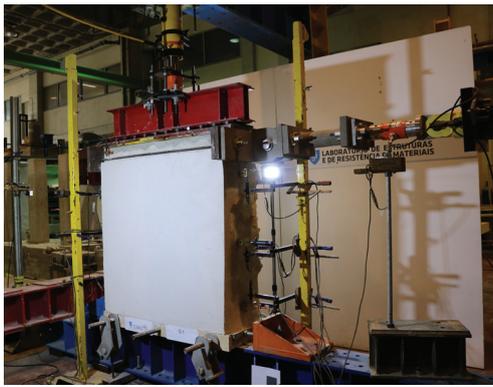


Figure 3 Images of the quasi-static cyclic tests set-up

On each lateral side of the wall, horizontal and vertical LVDT's were placed as close as possible to the top, mid-height, and bottom of the wall, while taking into consideration that the holes to fix the connectors' supports need to be drilled in the stone.

5 Results and discussion

5.1 Force displacement hysteresis diagrams and failure modes

Figure 4 presents the horizontal force-displacement hysteretic curves. The shear force V is the horizontal force exercised by the horizontal actuator on the concrete beam at the top of the wall. δ is the in-plane horizontal drift calculated by dividing the difference of the top horizontal displacement and the displacement at the bottom of the wall, by the total height (from the base until the point of the load application). The envelope curves were defined by considering the value of the force at the first time a displacement is attained in the cyclic curves. Also, in Figure 5 are presented the failure modes of each specimen at the end of the tests. Failure henceforth was defined as the point when a reduction of 20% of the peak load was detected, or when the damage level was so high that the integrity of the wall was at risk.

For both unreinforced walls (URM 1 and URM 2), there is a clear force decay after reaching the peak load. At that stage, the walls were completely damaged with clear diagonal shear cracks at both sides of specimens and the detachment of parts of the walls was on the verge of occurring. The cracks developed along the mortar bed joints.

In the case of the strengthened walls, the weakest part became the connection between the concrete foundation and the wall. Therefore, the first damage to appear for the strengthened walls was always its detachment from the concrete base, which is marked in the envelope curves as the first visible crack. Even though this occurred, it was possible to observe clear improvements in the behaviour of the strengthened walls regarding the unstrengthened ones. Following the detachment of the strengthened walls from

the concrete base, an initial rigid body behaviour with rotation took place for all strengthened walls, without presenting significant strength degradation.

For wall G 1, during the rocking behaviour, diagonal shear cracks started to appear, going through the wall in-depth, immediately followed by the detachment of the lower cornerstones. Only a crack is visible on the side with the strengthening solution, while the majority is located on the facade without strengthening and on the sides. It is also worth mentioning that this is the only wall where damage is visible on the side with strengthening. The early reduction of stiffness on the negative side (pull) of the envelope curve is due to the early detachment of the wall from the concrete base on the left side of the specimen. Even though the extensive damages of G 1, indicating collapse, the specimen did not present strength's decay. The test was interrupted for a drift of about 2.4% due to a possible fall of parts of the wall that were severely damaged.

Wall G 2 presents less damage than G 1, one diagonal shear crack (with a small opening) from corner to corner is visible in the backside of the wall (unstrengthened side). The damage is mostly concentrated in the corners, where toe crushing occurs, and the lower stones got detached. In this wall, it was verified a small decrease of strength and the test was interrupted when 80% of the peak load was attained, exhibiting a higher drift capacity than G 1.

Wall C 1 presents clear damage with several wide diagonal shear cracks in the unstrengthened side of the wall. The test was interrupted before reaching the 20% decay of strength, due to the separation of the two leaves of stone of the wall, causing instability on the wall with a possible out-of-plane collapse.

Lastly, wall C 2 behaves as a rigid body with a typical rocking behaviour. The wall is substantially undamaged with only a few small horizontal cracks at the base corners when a decrease of 20% of the peak load is reached. Furthermore, there is almost no dissipation of energy in the hysteresis diagram.

It is also worth mentioning that, since cracks were only present in the bed joints and no sliding occurred, the hysteresis cycles present in general low energy dissipation and strength degradation.

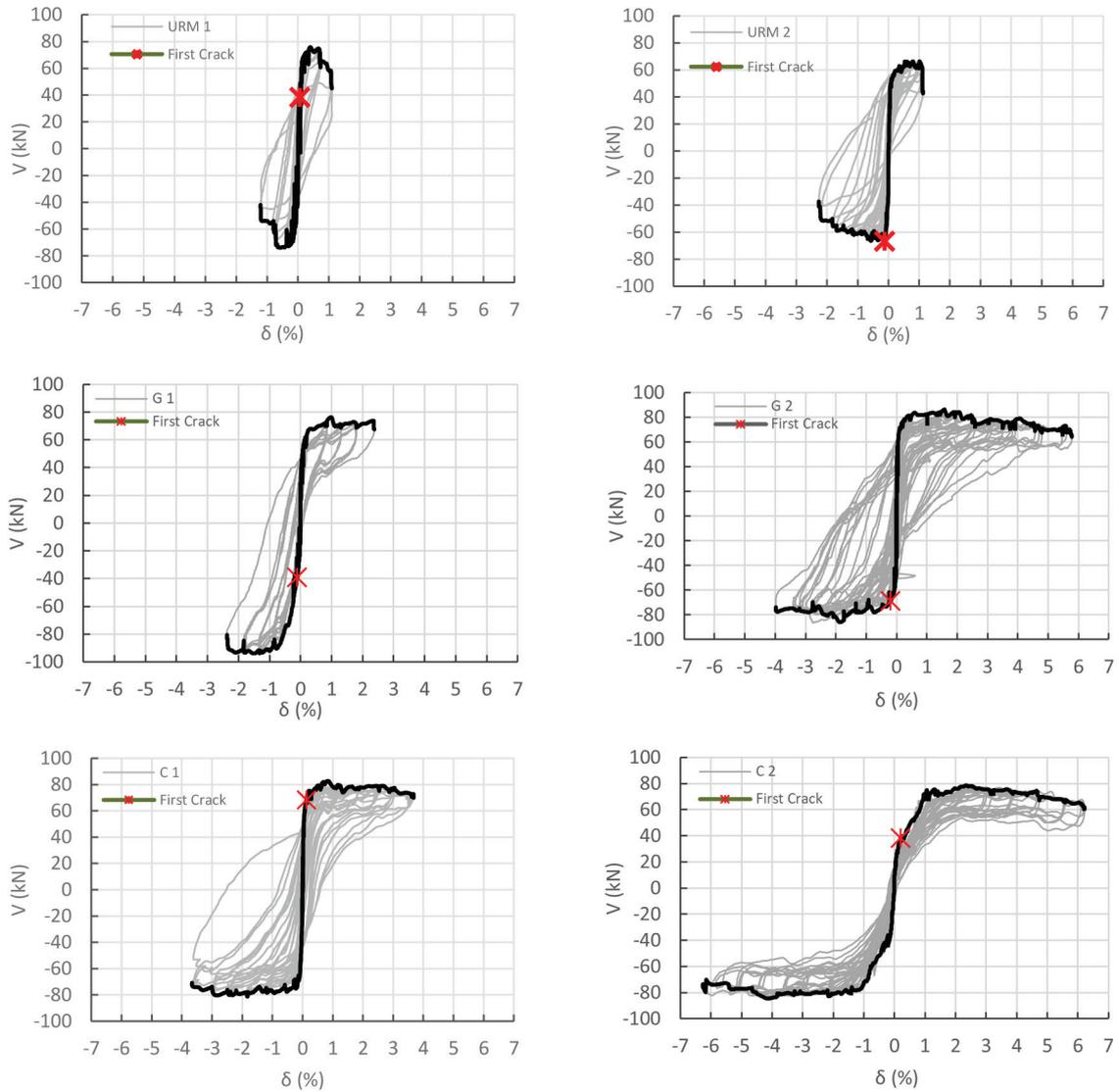


Figure 4 Force-displacement hysteretic and envelope curves

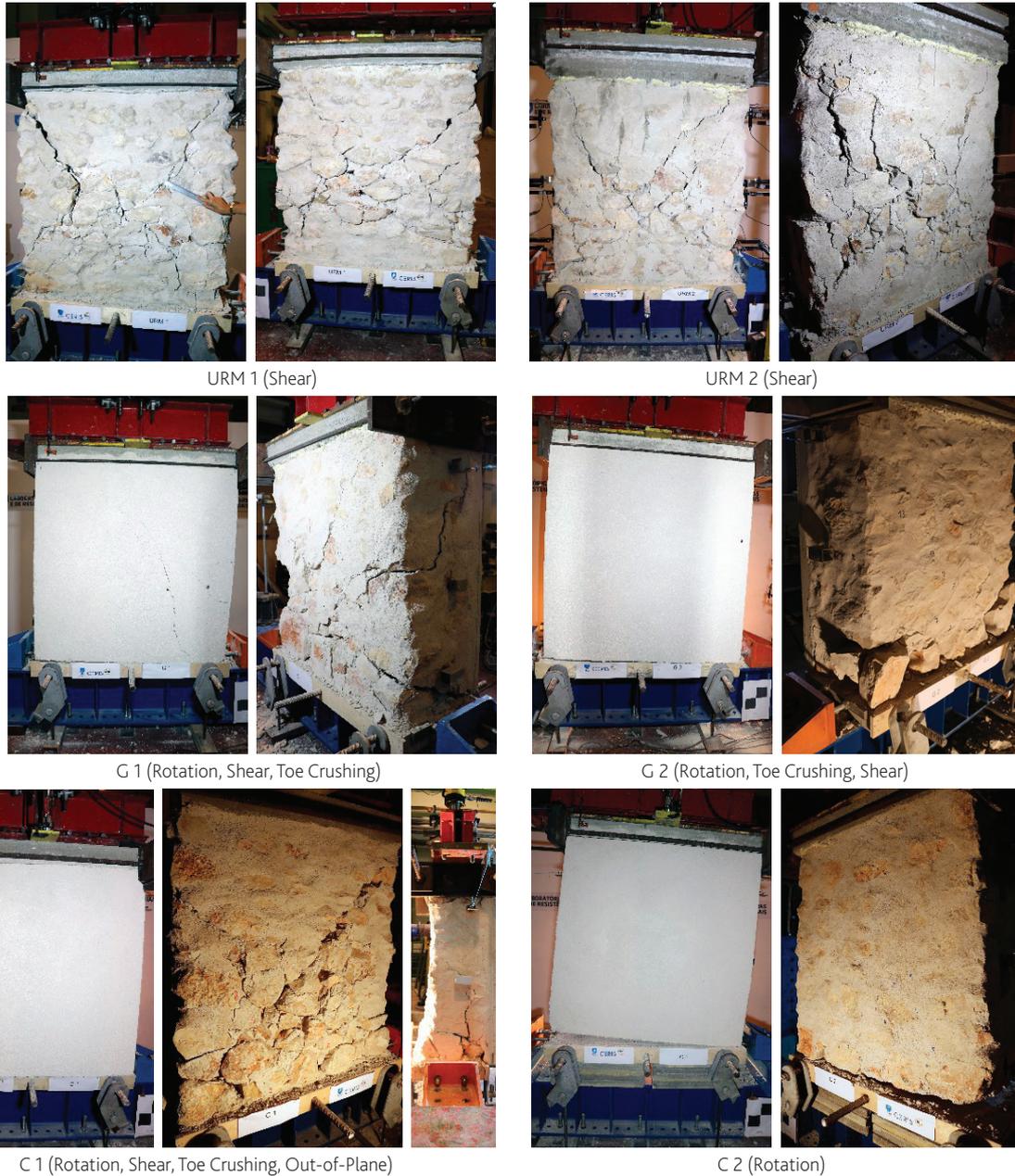


Figure 5 Failure modes at the end of the tests

5.2 Mechanical parameters obtained from quasi-static cyclic tests

The key parameters obtained from the experimental envelop curves are presented in Table 1 and Table 2. It is possible to conclude that the strengthening solution presents almost no influence on the strength capacity of walls since it is only applied on one side of the wall, not causing the confinement of the masonry. However, in terms of seismic vulnerability, it is more interesting to analyse the drift capacity of the strengthened walls. The ultimate drift (δ_u) was defined at the first cycle where a reduction of 20% of the peak load (V_{max}) occurred, or when the test stopped due to imminent detachment of parts of the wall. The ultimate drift of each wall was considered the minimum value between positive (push) and negative (pull) directions, except for wall G 2 because the strength decay occurs in the direction with a higher drift value. Opposite to the load capacity, the ultimate drift of the strengthened walls increases significantly, around 3.4 times for a system with a glass mesh and around 4.2 times with a carbon mesh.

The effective stiffness used in the bilinearization of the envelope curves is the secant stiffness at $0.6 V_{max}$, according to the Italian Standard [16]. No significant influence of the strengthening in the effective stiffness of the masonry walls was found, as this parameter deeply depends on the connection of the wall to the concrete base. For walls URM 1, G 1, and C 2, in which a crack along the base was immediately formed at the beginning of tests, the equivalent stiffness is significantly lower than in the other walls.

The cumulative dissipated hysteretic energy was calculated for each cycle and compared with the corresponding maximum drift, as presented in Figure 6. It is possible to observe that the

unstrengthened walls present higher dissipated energy when compared with the strengthened walls. This was expected due to the shear failure of walls URM 1 and URM 2. On the other side, the dissipated energy for the strengthened walls presents a very similar trend along with the increase of the lateral drift, except for wall C 2 that presents a rigid body behaviour with no damage, as already commented while analysing the hysteretic curves.

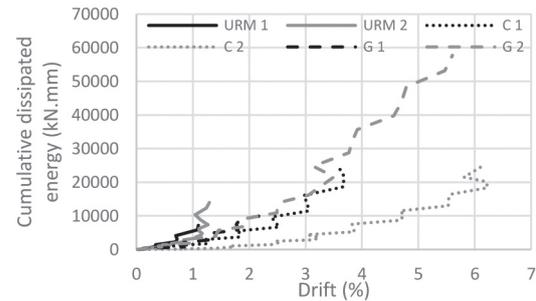


Figure 6 Cumulative dissipative energy of each specimen as a function of lateral drift

6 Conclusions

The results obtained are a first step towards the study of FRM systems in rubble limestone with hydraulic mortar masonry walls. The paper presents the application of the strengthening solutions only on one side of the walls, as in reality, this is very common to occur, not only in monuments, but also in residential buildings, due to its permanent use. Both glass and carbon meshes show a

Table 1 Parameters obtained with quasi-static tests in terms of strength capacity, ultimate drift (δ_u), and effective stiffness

Specimen	Peak load, V_{max} (kN)			Drift at failure (%)			Effective stiffness (kN/mm)			
	Push (+)	Pull (-)	Mean	Push (+)	Pull (-)	δ_u	Mean	Push (+)	Pull (-)	Mean
URM 1	75.8	73.9	70.8	1.0	0.8	0.8	1.2	53.7	111.6	90.0
URM 2	66.8	66.6		1.6	1.5	1.5				
G 1	76.3	94.0	85.7	2.4	2.4	2.4	4.1	95.5	18.5	109.9
G 2	86.3	86.3		5.7	4.0	5.7				
C 1	82.6	81.2	81.8	3.7	3.7	3.7	5.0	97.7	72.5	46.6
C 2	78.7	84.6		6.2	6.3	6.2				

Table 2 The ratio of the properties of strengthened and unstrengthened walls in terms of load capacity, ultimate drift, and effective stiffness

Mean Values	Ratio of properties of strengthened and unstrengthened specimens	
	Peak load	Ultimate drift
GFRM strengthening	1.2	3.4
CFRMC strengthening	1.2	4.2

significant increase of lateral drift capacity, about 3.4 and 4.2 times, respectively. While, in terms of strength and stiffness this is not visible, due to the application of the strengthening only on one side of the wall. Besides the different lateral drift capacity, both mesh materials presented similar results in terms of failure modes, peak load, and dissipated energy as the failure of the walls was controlled by the fragile behaviour of the connection of the masonry walls with the concrete foundation. The differences in stiffness are related to the connection of the wall to the concrete base rather than with the different strengthening solutions.

For further studies, it is interesting to compare the economic aspect of both solutions. While the carbon mesh presents a higher increase of capacity, it is also the most expensive option.

Even though more experimental tests should be carried out, the results here obtained represent a valuable reference for seismic retrofit design purposes.

Acknowledgments

The authors would like to thank SECIL for providing all materials and technicians for the construction of walls and the application of strengthening solutions. In addition, the first author would like to acknowledge the financial support of the Portuguese Foundation for Science and Technology (Ministry of Science and Technology of the Republic of Portugal) through a PhD scholarship [grant number SFRH/BD/145571/2019].

References

- [1] Milosevic, J.; Lopes, M.; Gago, A.S.; Bento, R. (2015) – In-plane seismic response of rubble stone masonry specimens by means of static cyclic tests. *Construction and Building Materials* 82, 9-19. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.02.018>
- [2] Milosevic, J.; Gago, A.S.; Lopes, M.; Bento, R. (2013) – Experimental assessment of shear strength parameters on rubble stone masonry specimens. *Construction and Building Materials* 47, 1372-80. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.036>
- [3] Costa, A.A.; Arede, A.; Costa, A.; Oliveira, C.S. (2011) – *In situ* cyclic tests on existing stone masonry walls and strengthening solutions. *Earthquake Eng Struct Dyn* 40, 449-71. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.1046>
- [4] Vasconcelos, Graça (2005) – Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: characterization of granites and behaviour of ancient masonry shear walls, University of Minho, Ph.D. Thesis.
- [5] Ferretti, F.; Incerti, A.; Tilocca, A.R.; Mazzotti, C. (2019) – In-Plane Shear Behavior of Stone Masonry Panels Strengthened through Grout Injection and Fiber Reinforced Cementitious Matrices, no. October. <https://doi.org/10.1080/15583058.2019.1675803>
- [6] Corradi, M.; Borri, A.; Castori, G.; Sisti, R. (2014) – Shear strengthening of wall panels through jacketing with cement mortar reinforced by GFRP grids. *Compos. Part B Eng.* 64, no. August, 33-42. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.03.022>
- [7] Gattesco, N.; Boem, I.; Dudine, A. (2014) – Diagonal compression tests on masonry walls strengthened with a GFRP mesh reinforced mortar coating. *Bulletin of Earthquake Engineering* 13, no. 6, 1703-1726. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9684-z>
- [8] Guerreiro, J.; Proença, J.; Ferreira, J.G.; Gago, A. (2018) – Experimental characterization of in-plane behaviour of old masonry walls strengthened through the addition of CFRP reinforced render. *Compos. Part B Eng.* 148, 14–26. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.04.045>
- [9] Feo, L.; Luciano, R.; Misseri, G.; Rovero, L. (2016) – Irregular stone masonries: Analysis and strengthening with glass fibre reinforced composites. *Compos. Part B Eng.* 92, 84–93. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.02.038>
- [10] CEN. (2019). EN 1015-11: Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar, (January).
- [11] CEN. (2016). EN 998-1: Specification for Mortar for Masonry Part 1: Rendering and Plastering Mortar.
- [12] AC 434–13. 2013 – Acceptance criteria for masonry and concrete strengthening using fabric-reinforced cementitious matrix (FRCM) composite systems. ICC Evaluation Service.
- [13] CNR-DT 215/2018. 2018 – Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fibre Reinforced Inorganic Matrix Systems for Strengthening Existing Structures. CNR – Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, Rome, Italy.
- [14] ASTM E2126 – 11. 2018 – Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings. American Society for Testing and Materials, (Reapproved 2018), 15p. <https://doi.org/10.1520/E2126>
- [15] Ponte, M.; Bento, R.; Costa, A.A. *et al.* (2021) – Reduction of earthquake risk of the National Palace of Sintra in Portugal: the Palatine Chapel. *International Journal of Disaster Risk Reduction*. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2021.102172> (in press, journal pre-proof)
- [16] Infrastrutture, M. D., & Trasporti, E. D. E. I. 2019 – Circolare n. 35 del 21 Gennaio 2019. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Roma: IPZS. 337 p. (in Italian)

Geometric characterization of pre-code masonry buildings in Lisbon for seismic risk assessment

Caraterização geométrica de edifícios antigos de alvenaria em Lisboa para avaliação do risco sísmico

Vasco Bernardo
Romain Sousa
Paulo Candeias
Anibal Costa
Alfredo Campos Costa

Abstract

The Metropolitan Area of Lisbon housing stock is constituted by approximately 35% of masonry residential buildings. Most of them were built before the introduction of the first design code for building safety against earthquakes (RSSCS) in 1958. Given the presence of these buildings in areas of significant seismicity as Lisbon, a comprehensive research is needed to assess the seismic risk and define mitigation policies for this population of buildings. The main purpose of this work is to characterize the geometry of those typologies, through an exhaustive survey of dozens of masonry buildings collected from original drawings and identify the most important aspects that can influence their seismic behavior. The information collected is statistically analyzed and expressed through probability distributions that can be used to develop numerical models and derive seismic vulnerability functions that are fundamental to conduct seismic risk analyses.

Resumo

A Área Metropolitana de Lisboa é constituída por cerca de 35% de edifícios de alvenaria, tendo sido a maioria apenas dimensionada para ações gravítica, uma vez que o primeiro regulamento contra a ação dos sismos (RSSCS) só surgiu em 1958. Dada a presença destes edifícios em zonas de sismicidade moderada/elevada, como Lisboa, a avaliação do risco sísmico é um processo fundamental para a definição de estratégias de mitigação. O objetivo do presente estudo é caracterizar a geometria dos edifícios de alvenaria, construídos antes da introdução do RSSCS, através de um levantamento das propriedades geométricas que podem influenciar o seu comportamento sísmico. A informação obtida foi estatisticamente analisada, podendo ser utilizada para a definição de modelos numéricos representativos do parque habitacional e respetiva vulnerabilidade sísmica.

Keywords: Pre-code masonry buildings / Geometry data collection / Statistical analysis / Seismic vulnerability

Palavras-chave: Edifícios antigos de alvenaria / Propriedades geométricas / Análise estatística / Vulnerabilidade sísmica

Vasco Bernardo

LNEC-NESDE
Lisboa – Portugal
vbernardo@lnec.pt

Romain Sousa

Polytechnic of Leiria
Leiria – Portugal
romain.r.sousa@ipleiria.pt

Paulo Candeias

LNEC-NESDE
Lisboa – Portugal
pcandeias@lnec.pt

Aníbal Costa

University of Aveiro
Aveiro – Portugal
agc@ua.pt

Alfredo Campos Costa

LNEC-NESDE
Lisboa – Portugal
alf@lnec.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.

BERNARDO, V. [et al.] – Geometric characterization of pre-code masonry buildings in Lisbon for seismic risk assessment. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 17. ISSN 2183-8488. (novembro 2021) 31-38.

1 Introduction

The regions of Lisbon and south of Portugal are considered the areas with the highest seismic hazard in Portugal mainland, given its geographical location.

The Metropolitan Area of Lisbon (MAL) is composed by 18 municipalities and 211 parishes, with a total area of 2 957.5 km² and a population density of around 950 inhabitants/km² [1].

The masonry buildings stock in the MAL is around 35% and is mostly used for residential purposes [1]. In this region, four main typologies of masonry buildings are typically identified: (i) “Pre Pombalino”, constructed before 1755, characterized by heterogeneous and irregular geometry and poor quality masonry; (ii) “Pombalino”, erected after the 1755 Earthquake and characterized by regular geometry and by the introduction of a set of features designed to improve their seismic performance; (iii) “Gaioleiro”, built between 1870 and 1930, which represent a downgrade of the construction and the progressive disappearance of the seismic concepts previously implemented; (iv) “Placa”, constructed between 1930 and 1960, and represent the introduction of reinforced concrete (RC) in the Portuguese construction, namely by replacing the timber floors, common in the previous typologies, by concrete slabs. Moreover, it is also worth pointing out that no impact of earthquake has been considered in their design as the First Code for Building Safety Against Earthquakes, RSCCS [2] was introduced only in 1958.

The main objective of this work is to characterize the geometry of the pre-code masonry buildings in the MAL region until the appearance of RSCCS. The geometry of dozens of buildings was collected from the original drawings (blueprint) and statistically analyzed through probability distributions. This information will be most useful for the development of numerical models and to support similar studies about the vulnerability and seismic risk assessment. Further details can be found in Bernardo *et al.* [3].

2 Buildings description and features

Four main types of masonry buildings can be identified in the MAL region: “Pre-Pombalino” (before 1755), “Pombalino” (1755 to 1870) [4] “Gaioleiro” (1870 to 1930) [5]–[7], and “Placa” (1930 to 1960) [8], [9]. Below, is presented an overview of the main geometric and structural characteristics of these building typologies.

2.1 “Pre Pombalino” buildings

The “Pre-Pombalino” buildings (Figure 1a) are a Portuguese typology characteristic before the 1755 Lisbon earthquake. In general, they are recognized by the irregular geometry, reduced dimensions in plan, narrow facades, up to four stories high, high density of walls made with poor quality masonry and reduced number of openings. The ground floor was usually reserved for commerce and, in some cases, setback with respect to the upper floors. In this period the buildings did not provide any sanitary facilities.

The walls were generally made with: (i) regular stone masonry, more common in important and historical buildings; (ii) rubble stone masonry, constituted by small to medium stones or even pieces

of bricks connected with earth-based mortar or lime mortar; (iii) rammed earth masonry, common in rural buildings or millennial constructions; (iv) “tabique” walls. In “Pre-Pombalino” buildings the “tabique” walls were very common in partition walls – a set of vertical long boards connected by horizontal small wood stripes, normally filled with pieces of bricks and lime mortar – or even in interior or exterior structural walls, constituted by a timber framed structure filled with rubble stone or brick pieces of masonry and lime mortar.

The ground floor was typically made with stone whilst the upper levels were made with wood planks, supported by timber beams, fixed or simple supported on the facades and interior walls.

2.2 “Pombalino” buildings

The “Pombalino” typology (Figure 1b) emerged after Lisbon earthquake and is particularly known by the innovative seismic design introduced in that period. These buildings usually have up to five stories and regular geometry. The ground floor is dedicated for commerce and the remaining ones for residential purpose. The main facade walls present large windows, when comparing with the previous typology, and the presence of mansards or attics was common. One interesting aspect of this typology was the construction method, which was standardized and replicated in the city after the earthquake. Moreover, they were design to present identical properties within the same block, contributing for a better overall seismic performance.

The main innovative feature of this typology is the “Gaiola Pombalina” present in the load bearing walls. The “Gaiola” (cage in English) is a set of plane wood trusses, called “Frontal” walls, connected at the corners by vertical studs. The “Frontal” walls are assembled by wood studs, forming a triangular geometry – Saint Andrew’s cross, and filled with weak masonry. The partition walls were in “tabique”. The facade and side walls were usually constituted by rubble stone masonry, with better quality in the wall-corners and ground floor.

The floors were made of wood planks supported on timber beams, which were connected to the facade and “frontal” walls through embedded anchors. The foundation system was also advanced: for

hard soils, masonry arches with masonry bricks or regular stones were adopted to support the buildings walls. In case of soft soils, commonly present in the downtown of Lisbon, the foundation system included a timber frame formed by horizontal wood beams supported by wood piles embedded in embankments, normally formed by debris of the buildings collapsed during the earthquake.

2.3 “Gaioleiro” buildings

The “Gaioleiro” buildings (Figure 1c) were famous during the expansion of the city in the beginning of the 20th century. The quality of construction was very poor when compared with the previous one.

In general, they have up to six stories, rectangular shape in plan and are distinguished from the other typologies by the decorative elements exhibited on the facades. The existence of light-shafts in the center of the building to provide natural light and ventilation were common on these buildings, as well the metallic balconies and service staircases on the back facades.

The facade walls were usually constituted by rubble stone masonry with lime mortar. The side walls were also in rubble stone masonry or brick masonry, but normally with constant thickness along the height. The wood trusses used in the interior walls of the “Gaiola Pombalina” were progressively adulterated and simplified, with the removal of the diagonal elements. The partition walls were in “tabique” or brick masonry (solid or hollow bricks).

The floors were composed by timber beams supported on the facades and covered by wooden planks. The weak connections between the exterior and interior load-bearing walls and to the wooden floors was very common.

2.4 “Placa” buildings

The “Placa” typology (Figure 1d) corresponds to a combination of masonry walls with RC slabs and is characterized by the introduction of the RC as a structural element.

The vast majority of these buildings were, built before the decade of 1960, have regular geometry and have up to five stories [1]. The “Placa” aesthetic is more simplistic when compared to “Gaioleiro”,



Figure 1 Pre-code masonry buildings in MAL

following the modern architecture. The use of prefabricated elements was also common in balconies, staircases and openings, resulting in less expensive constructions.

The facade walls were usually in rubble stone masonry or brick masonry with hydraulic lime or cement mortar and often present a progressive decrease in thickness along the height. The side walls were made with the same material or concrete blocks, but usually with constant thickness along the height. The interior and partition walls were made with (solid or hollow) brick masonry or concrete blocks.

The typical wooden floors, presented in the previous typology, was gradually replaced by concrete slabs of poor concrete and one single reinforcement layer for positive bending moments. Later, reinforced concrete beams and columns were incorporated in the facades or in the interior partitions to overcome larger spans.

3 Statistical characterization of geometry

3.1 Survey procedures

The geometric characterization was based on the information available in detailed drawings from the original projects (blueprint) and collected in the municipal services of Lisbon, Almada and Setubal, where the major part of the typologies aforementioned are located [1]. The data collection refers mainly to “Gaioleiro” and “Placa” buildings built between 1900 and 1960 and up to five stories. The information available before this period is poor or absent. Furthermore, these are the most representative typologies in the MAL, since the others are mainly concentrated in downtown and require a more detailed analysis considering the advanced state of degradation and adulteration from the original, as a result of rehabilitation works carried out in the recent years. The geometric characterization comprises the parameters listed in Table 1 for a population of 100 samples. For a real population of around 63.526 in the MAL region [1], these results have a margin of error of 10%, for a confidence level of 95%. The descriptive statistic was computed quantitatively using the method of moments to estimate the sample mean and variance of the observed data. In some cases, probability distribution functions were also fitted to describe the data based on Kolmogorov-Smirnov (K-S) test.

3.2 Geometry characterization

The geometric survey is presented by the respective histograms in terms of relative frequency and number of buildings. Alternative distributions were fitted and included on the histograms to represent the sample. At the end of this chapter, Table 4 summarizes the statistical properties collected.

The distribution of the data by period of construction is shown in Figure 2a, where is clearly identified the transition between the timber floor and the RC slabs (rigid floors) between the 1930s

and 1940s. Figure 2b presents the number of buildings collected by number of floors. In the presence of buildings in which the coexistence of wooden floors and concrete slabs was observed, namely in the transition period, where the timber floors started to be replaced by concrete slabs in humid zones, the type of floor was classified according to the most representative material.

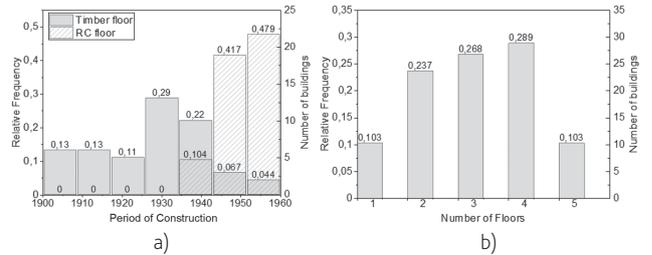


Figure 2 Distribution of buildings collected by: a) period of construction; b) number of floors

The range of the area in plan and the ratio between both directions is shown in Figure 3a and Figure 3b, respectively. The corresponding probability density for the fitted distributions is presented on the secondary y-axis.

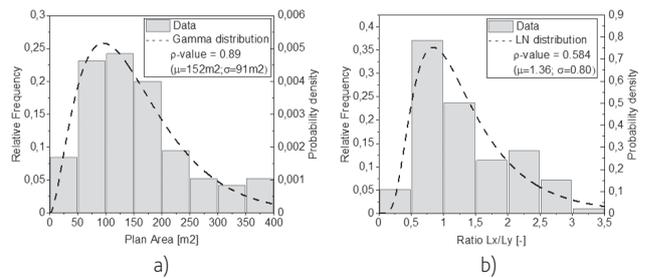


Figure 3 Plan dimensions of the buildings: a) area of implantation; b) relation Lx/Ly

The histogram for the ground floor and upper stories height is presented in Figure 4, showing that the ground floor height is relatively higher than in the upper stories, reflecting the common use of the ground floor for commercial purposes.

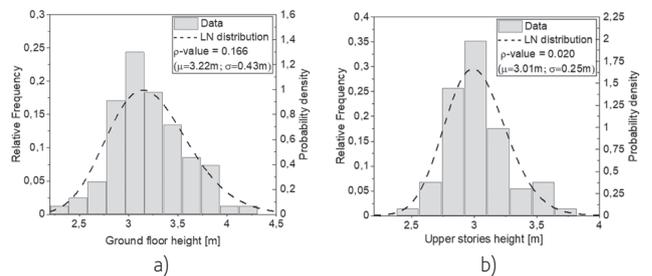


Figure 4 Building floors elevation: a) ground floor height; b) upper stories height

The number and type of openings (windows and doors) and respective dimensions were also collected for ground and upper floors. The values are relatively similar and summarized in Table 1. Figure 5 shows the openings ratio in the front and rear facade in the case of upper stories.

To define the distribution of interior walls, the respective density of walls and area of compartments were collected and shown in Figure 6.

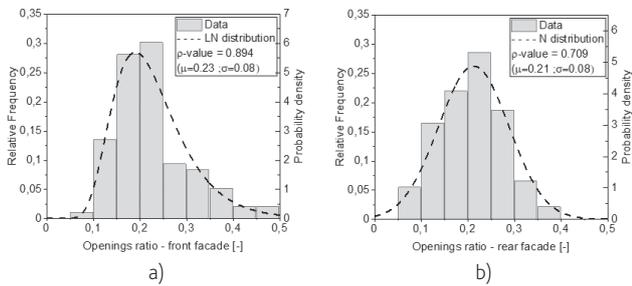


Figure 5 Opening ratio on upper stories: a) front facade; b) rear facade

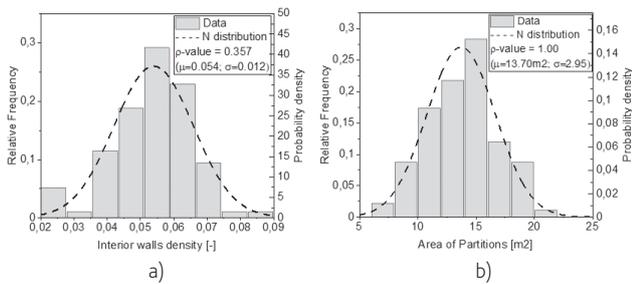


Figure 6 Interior walls characterization: a) walls density, b) area of partitions

Regarding walls, is presented in Figure 7 the histograms for the mean thickness of facades, lateral side walls, interior walls (staircases walls and between apartments), and partition walls that divide the compartments. The data set was statistically evaluated based on ANOVA tests to examine the influence of the number of floors, wherein the populations mean for the different number of floors was not significantly different for a significance level of 5%.

On the case of facade walls, the goodness-of-fit of the LogNormal distribution is rejected for a significance level of 5%. These results reflect the huge variability of the materials and constructive methods employed in the facade walls.

The lateral side walls are usually thinner when compared to the facades. The thickness may vary between 0.20 m and 0.70 m and depends on the type of material (stone, brick masonry or concrete blocks).

For the interior and partition walls, there is no significant variability in the total thickness. The thickness is around 0.10 m or 0.15 m,

or more commonly 0.25 m in case of interior walls. The thickness depends on the type of wall (e.g. “tabique”, “frontal walls,” brick), their function or even brick dimensions and arrangement (in case of brick masonry walls).

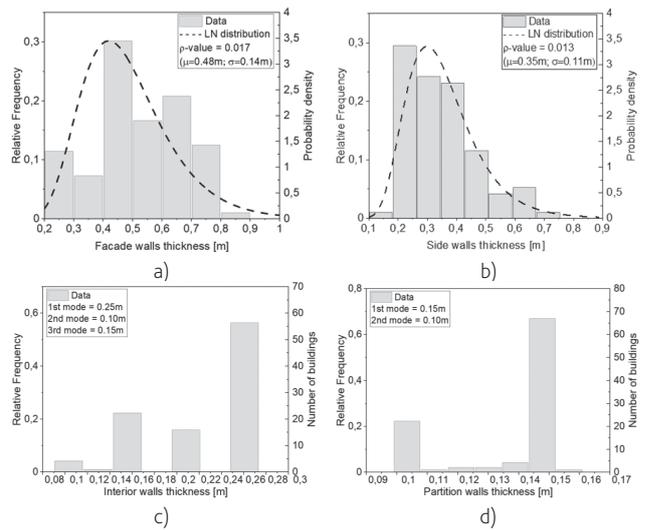


Figure 7 Walls thickness: a) facade; b) lateral side; c) interior; d) partition

The reduction of the wall thickness along the height (Figure 8a) was evident in approximately 30% of the buildings analyzed, wherein most of the cases correspond to the facade walls. The mean wall reduction per floor is around 0.10 m, independently of the building height.

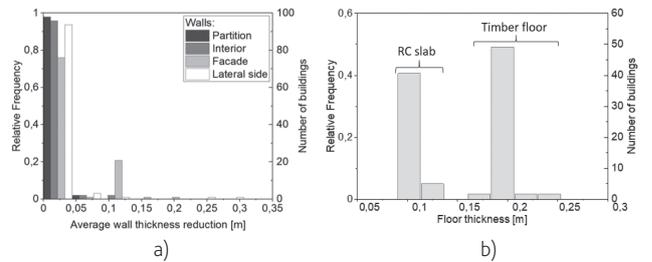


Figure 8 Average wall thickness reduction (left) and floor thickness (right)

Regarding the floor thickness (Figure 8b), depends on the type of floor: for RC floor the majority has 0.10 m and for timber floors the total thickness is around 0.20 m. According to the information collected, the timber floors are usually constituted by wood planks with 0.022 m of thickness, supported by timber beams with 0.10 × 0.20 m, 0.08 × 0.16 cm or 0.07 × 0.18 cm spaced of 0.20 m to 0.40 m.

Table 1 Statistical properties for the geometric parameters collected

Parameter	Unit	Distribution	Mean	C.O.V.	Mode	1st quartile	Median	3rd quartile
Plan area	m ²	Gamma	151.6	0.60	–	82.6	130.3	197.0
Lx/Ly ratio	–	LogNormal	1.36	0.58	–	0.76	1.11	1.95
Ground floor height	m	LogNormal	3.23	0.13	–	2.96	3.20	3.50
Upper stories height	m	LogNormal	3.01	0.08	–	2.80	3.00	3.25
Openings ratio (ground floor)	–	LogNormal	0.26	0.38	–	0.20	0.23	0.27
Openings ratio (front facade)	–	LogNormal	0.23	0.35	–	0.17	0.21	0.26
Openings ratio (rear facade)	–	Normal	0.21	0.38	–	0.16	0.21	0.25
Interior walls density	–	Normal	0.054	0.19	–	0.047	0.055	0.061
Walls thickness (Facade)	m	LogNormal	0.47	0.30	–	0.40	0.50	0.60
Walls thickness (Side walls)	m	LogNormal	0.34	0.32	–	0.25	0.30	0.40
Walls thickness (interior)	m	–	0.14	0.15	0.15	0.125	0.15	0.15
Walls thickness (exterior)	m	–	0.21	0.24	0.25	0.15	0.25	0.25
Average wall thickness reduction	m	–	0.11	0.51	0.10	0.10	0.10	0.10
Floor thickness (RC)	m	–	0.10	0.10	0.10	–	–	–
Floor thickness (timber)	m	–	0.20	0.05	0.20	–	–	–

4 Conclusions

The main purpose of this work was to present and analyze the results of a survey study carried out to characterize the architectural geometric properties of the pre-code masonry buildings in Metropolitan Area of Lisbon (MAL), which is the region of Portugal with high seismic risk. Considering the absence of seismic design considerations in these buildings located in areas of high seismic risk as Lisbon, the information collected and the statistics presented are of paramount importance to characterize the building stock and to generate a large sound database.

A total of 100 pre-code masonry buildings up to five stories high were randomly selected and surveyed, which allow to characterize the following parameters: plan dimensions, elevation, stories height, number of partitions, hall dimensions, walls thickness, openings ratio, interior walls density type/thickness of floors. This information is essential to develop representative structural numerical models and to conduct seismic vulnerability analyses and more detailed seismic risk studies.

Agradecimentos

This work was supported by the Foundation for Science and Technology (FCT) under Grant number PD/BD/135325/2017 in the scope of the InfraRisk Doctoral Programme.

Referências

- [1] INE – “Censos 2011 Resultados Definitivos – Portugal,” Lisbon [in Portuguese], 2011.
- [2] RSCCS – “National Standard: Code for Building Safety Against Earthquakes (Original Title: Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos – RSCCS),” Lisbon City Hall, Lisbon, Portugal [in Portuguese], 1958.
- [3] V. Bernardo, R. Sousa, P. Candeias, A. Costa, A. Campos Costa – “Historic Appraisal Review and Geometric Characterization of Old Masonry Buildings in Lisbon for Seismic Risk Assessment,” *International Journal of Architectural Heritage*, 2021, doi: 10.1080/15583058.2021.1918287
- [4] Lopes, M.; Meireles, H.; Cattari, S.; Bento, R.; Lagomarsino, S. – “Pombalino Constructions: Description and Seismic Assessment,” 2014.
- [5] Simões, A. – “Evaluation of the seismic vulnerability of the unreinforced masonry buildings constructed in the transition between the 19th and 20th centuries in Lisbon, Portugal,” Instituto Superior Técnico, 2018.
- [6] Candeias, P. – “Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria. PhD Thesis. University of Minho Minho, Portugal [in Portuguese].” PhD Thesis University of Minho, Minho, Portugal, 2008.
- [7] Mendes, N. – “Seismic assessment of ancient masonry buildings: shaking table tests and numerical analysis (PhD Thesis).” Universidade do Minho, Minho, 2012.
- [8] Milosevic, J. – “Seismic vulnerability assessment of mixed masonry-reinforced concrete buildings in Lisbon,” Instituto Superior Técnico, Lisbon, Portugal, 2019.
- [9] Lamego, P. – “Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco. (PhD thesis),” Universidade do Minho [in Portuguese], 2014.

Paredes de tabique submetidas à compressão vertical – proposta de ensaio *in situ* e interpretação dos resultados obtidos

Tabique walls subjected to vertical compression loads –
in situ test proposal and analysis of results

José Padrão

Rui Silva

António Arêde

João Miranda Guedes

Resumo

Apresenta-se o resultado de um ensaio de compressão realizado *in situ* numa parede de tabique, com o objetivo de determinar, à escala real, a sua capacidade resistente na situação com e sem reboco. O local de ensaio foi um edifício situado no centro da cidade do Porto representativo do património edificado antigo corrente desta cidade. A técnica de ensaio foi desenvolvida no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) e o seu *set-up* foi concebido para ser um sistema modular adaptável às diferentes tipologias de paredes de tabique. Trata-se de um sistema autoequilibrado, isto é, que não introduz ações no edifício onde é utilizado e que aplica, num determinado comprimento, uma carga de compressão uniforme à parede ensaiada.

Abstract

The paper presents the result of a compression test carried out *in situ* on a light timber wall, referred to as tabique wall, in order to determine, on a real scale, its load bearing capacity, with and without plaster. The test site was a building located in the city center of Porto, representing the current old built heritage of this city. The testing technique was developed at the Laboratory of Earthquake and Structural Engineering (LESE) of the Faculty of Engineering of the University of Porto (FEUP) and its set-up was conceived to be a modular system adaptable to different types of tabique walls. It is a self-balancing system, that is, a system that introduces a self contained uniform compression load on a given length of wall.

Palavras-chave: Paredes de tabique / Ensaio de compressão *in situ* / Madeira /
/ Comportamento estrutural

Keywords: Tabique walls / *In situ* compression test / Wood / Structural behavior

José Padrão

Departamento de Engenharia Civil da Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu
Viseu – Portugal
CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto
Portugal
jpadrao@estgv.ipv.pt

Rui Silva

CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto
Portugal
ruis@fe.up.pt

António Arêde

CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto
Portugal
aarede@fe.up.pt

João Miranda Guedes

CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto
Portugal
jguedes@fe.up.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.

PADRÃO, J. [et al.] – Paredes de tabique submetidas à compressão vertical – proposta de ensaio *in situ* e interpretação dos resultados obtidos. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 17. ISSN 2183-8488. (novembro 2021) 39-48.

1 Introdução

A necessidade de reabilitar edifícios antigos construídos com recurso a paredes de tabique e a importância de se conhecer adequadamente as suas propriedades mecânicas, nomeadamente da sua estrutura de madeira como principal material resistente deste sistema construtivo, é a principal motivação para o desenvolvimento de ensaios *in situ* eficazes. A incerteza relacionada com o seu comportamento mecânico, bem como o desconhecimento do estado de conservação da madeira, realça a importância da realização deste tipo de ensaios.

O artigo apresenta o resultado de um ensaio de compressão realizado *in situ* em paredes de tabique, com o objetivo de determinar, à escala real, a resistência da estrutura de madeira (tábuas verticais e diagonais), principal elemento resistente deste tipo de paredes. A técnica de ensaio foi desenvolvida no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) [1, 2] e o seu *set-up* foi concebido para ser um sistema modular adaptável a diferentes tipologias de paredes de alvenaria, tendo no presente caso sido adaptado ao ensaio de paredes de tabique. Trata-se de um sistema autoequilibrado, isto é, que não introduz ações no edifício onde é utilizado, e que aplica uma carga de compressão uniforme à parede ensaiada ao longo de um determinado comprimento.

O edifício e a parede de tabique ensaiada consideram-se representativos do património edificado antigo corrente da cidade do Porto. Por outro lado, como as paredes de tabique existentes no interior do edifício se destinavam a ser demolidas, previamente à realização do ensaio procedeu-se ao corte horizontal da estrutura do tabuado junto ao seu topo superior, para melhor garantir o controlo a força aplicada na parede ensaiada.

2 Ensaio de compressão *in situ*: sistema e procedimentos

A realização de ensaios de compressão *in situ* em paredes de estrutura de madeira não é comum. A pesquisa bibliográfica efetuada refere apenas a realização de campanha de ensaios em laboratório em paredes reais, ou em protótipos construídos à escala real com dimensões e respeitando os sistemas construtivos utilizados em paredes reais [3, 4]. Os testes *in situ*, comparativamente aos de laboratório, têm a vantagem de considerar o comportamento mecânico de paredes de tabique nas suas condições reais, em particular eventuais degradações materiais ou nas ligações que existam. A constituição das paredes de tabique, nomeadamente a disposição justaposta das tábuas verticais, torna o ensaio facilmente adaptável às suas diferentes tipologias [4, 5]. Esta modularidade permite de uma forma metódica e consistente estimar uma das propriedades mais importantes deste tipo de estruturas, a sua resistência a esforços de compressão vertical e, ao mesmo tempo, ao seu comportamento (deformada) para fora do plano por efeito de encurvadura.

A escolha das áreas/paredes a ensaiar deve ser realizada no início

do procedimento e deve-se evitar a ocorrência de excentricidades na imposição da carga. Os deslocamentos são medidos através de transdutores (dispostos na vertical e na horizontal), colocados nos dois lados da parede. Como se trata de ensaios *in situ* que têm de ser montados localmente, os equipamentos de ensaio foram idealizados para serem o mais leve e modulares possível. Assim, para o sistema de reação e carregamento foram adotados, pela sua forma e leveza, perfis metálicos da série UPN 200. Como se ilustra na Figura 1, os perfis (e consequentemente os módulos) têm 0,50 m de comprimento, podendo atingir um comprimento máximo de 2,00 m através da justaposição de 4 módulos.

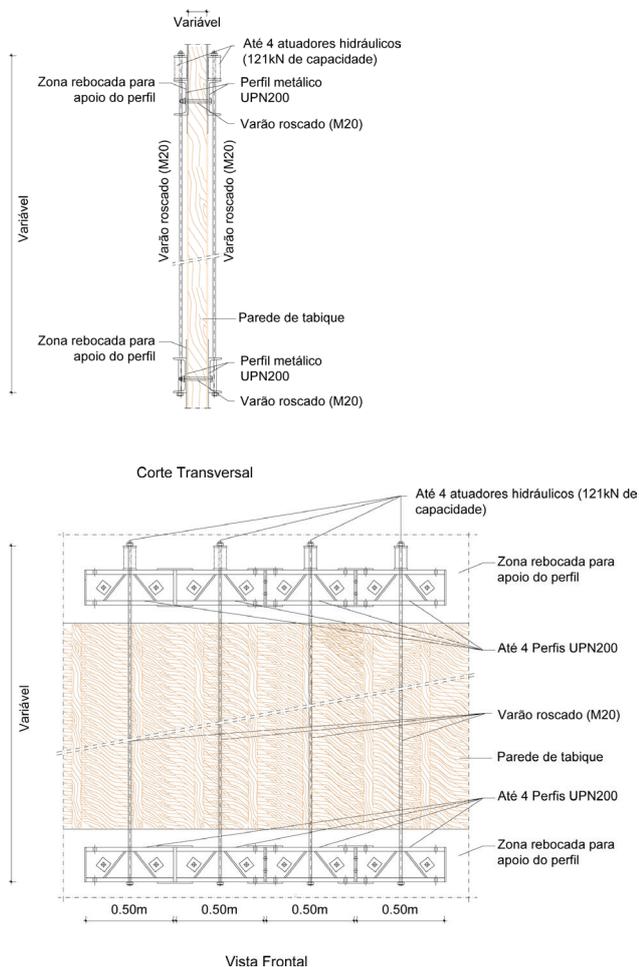
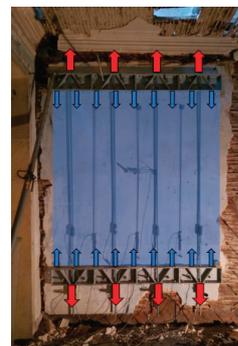


Figura 1 Esquema do *set-up* do ensaio: a) corte vertical e b) vista frontal

Os módulos são instalados nos dois lados da parede de tabique e a sua ligação é assegurada pela introdução e aperto de 2 varões de aço rosçado por pares de módulos. A verticalidade e planura das tábuas (e/ou do material de revestimento) permite um encosto uniforme e regular dos perfis na parede. Este sistema é instalado a

dois níveis horizontais colocados acima e abaixo da altura da parede a ensaiar, sendo a ligação entre os dois níveis garantida por um par de varões de aço rosçados, um em cada face da parede, que permite transmitir a carga entre eles. A força é introduzida nos varões através de pequenos macacos hidráulicos cilíndricos ligados em paralelo. Quando submetidos a tensão, os varões criam uma área comprimida entre os dois níveis da parede de tabique ensaiada (Figura 2).



a)



b)

Figura 2 Pormenor geral do esquema de ensaio: a) área comprimida e b) pormenor dos atuadores

O *set-up* prevê a utilização de, no máximo, 4 módulos justapostos com, no total, oito macacos hidráulicos, cada um com capacidade de 121 kN (968 kN no total), quando acionados por uma bomba hidráulica com pressão máxima de 700 bar e um curso máximo de 76 mm. A colocação de células de carga (com capacidade máxima de leitura de 100 kN) nos varões rosçados verticais permite a aquisição contínua da força aplicada em todas as etapas do ensaio.

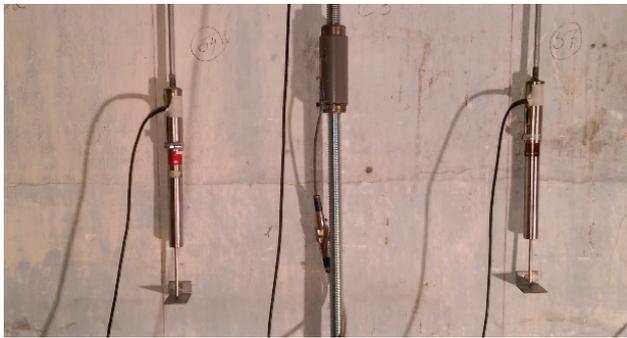
Em cada uma das faces da parede de tabique são instalados transdutores de deslocamento (TD), que registam continuamente as deformações verticais e horizontais. A aquisição das leituras, quer das células de carga, quer dos TD, é feita de forma contínua através de placas eletrónicas de aquisição de dados e de um computador portátil, permitindo o pós-processamento dos dados obtidos. A configuração do ensaio permite obter a resposta da parede às cargas verticais impostas, nomeadamente a sua resistência e deformabilidade. A Figura 3 ilustra a fase de montagem do *set-up*.



a)



b)



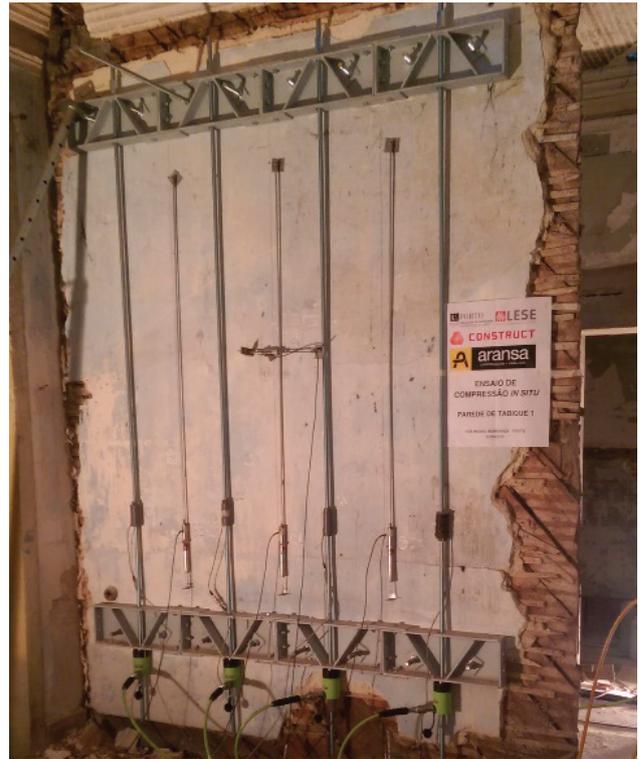
c)



d)



e)



f)

Figura 3 Fases da montagem do ensaio: a) furação das tábuas verticais; b) colocação dos perfis UPN 200 e dos varões roscados (verticais e horizontais); c) colocação dos LVDT e das células de carga; d) pormenor do sistema hidráulico; e) escoramento de segurança (alçado nascente) e f) aspeto final do *set-up*

3 Caso de estudo

A escolha do caso de estudo foi determinada por uma questão de oportunidade. Com efeito, para o edifício escolhido estava prevista uma obra de reabilitação urbana em que se preconizava a demolição de todas as paredes de tabique interiores existentes, que neste caso apenas tinham uma função de compartimentação. Uma inspeção prévia permitiu constatar que as paredes de tabique existentes eram representativas do processo construtivo das paredes de tabique do Porto [6].

O edifício onde se realizou o ensaio situa-se no centro da cidade do Porto. Possuía uma cave e três pisos elevados. A cobertura era inclinada com duas vertentes. Trata-se de um edifício condizente com uma típica casa burguesa do Porto. As paredes exteriores são em alvenaria de granito com folha dupla e uma espessura de 0,60 m. As paredes interiores divisórias eram de tabique. A estrutura dos pavimentos e a da cobertura era de madeira maciça.



a)



b)

Figura 4 Localização do caso de estudo; a) vista aérea (imagem retirada de Google Earth Pro) e b) fachada principal do edifício

Apresentava um estado de degradação avançado (num número significativo de pavimentos existiam apenas algumas das vigas principais), nomeadamente nos pisos superiores e nas escadas de acesso (em madeira maciça), (Figura 5). O revestimento original da

cobertura (em telha cerâmica) tinha sido removido e substituído por chapas metálicas simples, com o objetivo de proteger o interior do edifício da chuva enquanto não se iniciava a obra que iria decorrer. Este facto impediu a realização de ensaios experimentais nos pisos superiores, tendo-se optado por realizar a campanha experimental no piso térreo com a escolha de uma parede de tabique junto à entrada principal do edifício (maior facilidade de colocação do material, mais luminosidade, acesso facilitado, etc.).



a)



b)

Figura 5 Estado geral do edifício há data do ensaio: a) na zona da parede ensaiada e b) no pavimento do 1.º piso

A parede de tabique escolhida possuía um comprimento total de 2,48 m e uma altura livre de 3,5 m. Era uma parede de tabique de tabuado duplo, constituída por uma camada de tábuas verticais, com uma espessura média de 30 mm, sobreposta a uma camada de tábuas dispostas na diagonal com 15 mm de espessura (ver Figura 6). As ripas tinham seção retangular com uma espessura de 6 mm (ver Tabela 1). A argamassa de enchimento e revestimento era feita à base de saibro e cal, totalizando uma espessura total de cerca de 35 mm. Todos os valores apresentados são valores médios. No total, a parede de tabique possuía uma espessura de cerca de 100 mm. A ligação entre as tábuas e entre as tábuas e as ripas

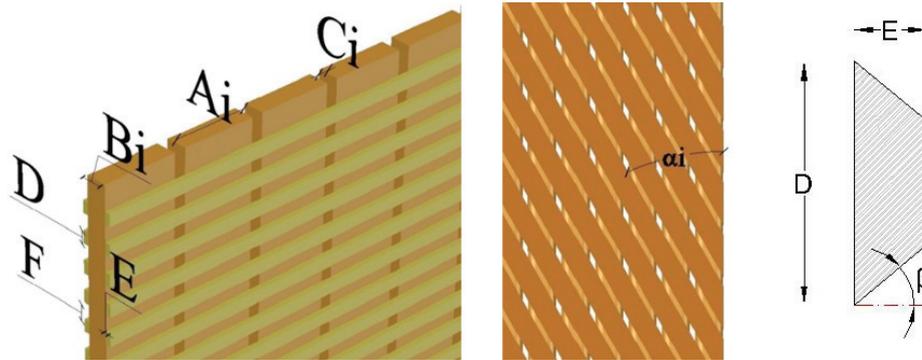


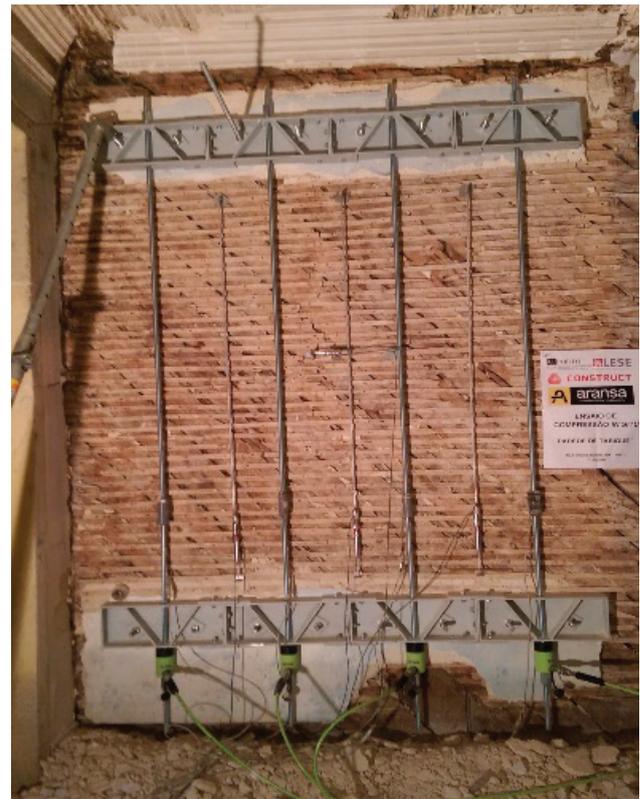
Figura 6 Esquema construtivo da parede de tabique ensaiada

Tabela 1 Dimensões médias dos elementos que compunham a parede de tabique

Espessura total da parede de tabique (mm)	Espessura média da camada de revestimento (mm)	Caracterização das tábuas verticais (X1) / Diagonais (X2)							Caracterização ripas			
		A1 (mm)	A2 (mm)	B1 (mm)	B2 (mm)	C1 (mm)	C2 (mm)	α (°)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	β (°)
Parede de tabique dupla												
100	35	250	250	30	15	20	20	30°	25	6	50	0°



a)



b)

Figura 7 Alçado da parede de tabique: a) com e b) sem o reboco de revestimento

era efetuada através de pregos. A parede de tabique não possuía qualquer ligação com a parede de alvenaria adjacente. Esta parede foi ensaiada duas vezes: com e sem o reboco de revestimento (Figura 7).

4 Instrumentação

Como referido anteriormente, foram colocados vários transdutores de deslocamento (TD) nas duas faces de cada parede para registar, de forma contínua, os deslocamentos verticais (três em cada face) e horizontal (um em cada face), de acordo com a Figura 8. A variação no número de módulos a utilizar é justificada pelo comprimento da parede disponível para cada teste. No presente ensaio foram utilizados 4 módulos, ou seja 4 varões verticais por face, prefazendo um número total de 8 atuadores hidráulicos e 8 células de carga. O afastamento entre alinhamentos horizontais de módulos, ou seja, a altura de parede ensaiada foi de 2,12 m. A carga foi aplicada de forma monotónica e controlada recorrendo a uma válvula proporcional eletrónica de pressão disponível na central hidráulica. A obtenção das leituras das células de carga e dos TDs foi realizada de forma contínua conforme já referido anteriormente.

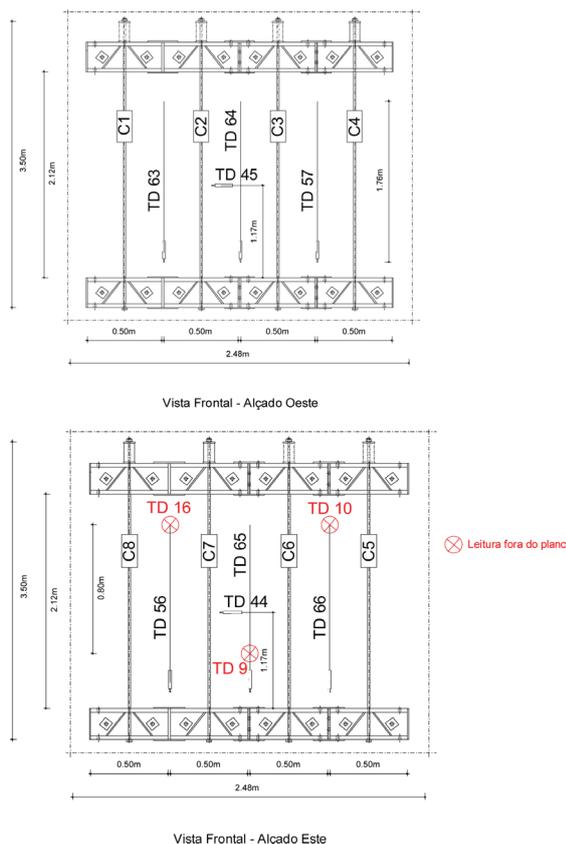


Figura 8 Set-up do ensaio de compressão: esquema com posicionamento dos TDs por alçado

Os TDs foram considerados de acordo com a sua posição relativa na parede, designada a partir de agora por alinhamento, tendo

sido agrupados os resultados dos TDs correspondentes ao mesmo alinhamento da parede em faces opostas, nomeadamente:

- Alinhamento 1 (vertical norte): TD 63 / TD 66;
- Alinhamento 2 (vertical central): TD 64 / TD 65;
- Alinhamento 3 (vertical sul): TD 57 / TD 56;
- Alinhamento 4 (horizontal central): TD 45 / TD 44.

Com base nos resultados obtidos, foi determinada a curva força vertical-extensão vertical média, permitindo a detetar zonas mais rígidas em cada painel bem como estimar a influência das condições de contorno nos resultados. Para medir o deslocamento para fora do plano da parede de tabique foram colocados 3 TDs: os TD 10 e TD 16 a uma cota superior e o TD 9 a uma cota intermédia, que utilizaram uma parede contígua de alvenaria de granito como referência fixa. A distância entre a parede de tabique e a parede de alvenaria era de 1,92 m. O posicionamento dos TDs é apresentado na Figura 8 e na Figura 7b.

5 Apresentação e análise dos resultados obtidos

A parede de tabique foi ensaiada à compressão para 2 situações distintas: parede com e sem reboco. A Figura 9 apresenta o gráfico (força por metro linear vs. extensão vertical, sendo extensões positivas as de compressão) com os resultados obtidos, por TD e considerando os valores médios (a tracejado) por alçado, para as duas situações. Nestes gráficos percebe-se que a encurvadura ocorreu com a face côncava no alçado Este.

A Figura 10 apresenta o gráfico com o valor da carga de compressão (por unidade de comprimento) vs. extensões médias verticais, que permite determinar o módulo de rigidez inicial (i.e. EA, em que E se refere ao módulo de elasticidade e A à área da seção transversal com 1 m de desenvolvimento) da parede nas duas situações avaliadas e que se apresentam na Tabela 2. Destas situações infere-se que a carga crítica das paredes (carga de encurvadura – P_{crit}) é aproximadamente igual a 48 kN/m e a 33 kN/m, nos casos com e sem reboco de revestimento (ver Tabela 2), evidenciando que o reboco contribui em mais 43% para a carga crítica. De forma idêntica, na Tabela 2 reportam-se os valores do módulo de rigidez axial (EA), mostrando que o reboco incrementa a rigidez em cerca 40%.

Tabela 2 Resultados obtidos através dos ensaios

Parede de tabique	Espessura (m)	P_{crit} (kN/m)	Módulo de Rigidez axial – EA (kN/m)
Com reboco	0,10	47,83	74033
Sem reboco	0,045	33,46	53033

Estes ensaios permitiram, assim, avaliar as características de resistência (cargas críticas) e de rigidez axial vertical da parede de tabique, abrindo horizontes para, numa eventual campanha de

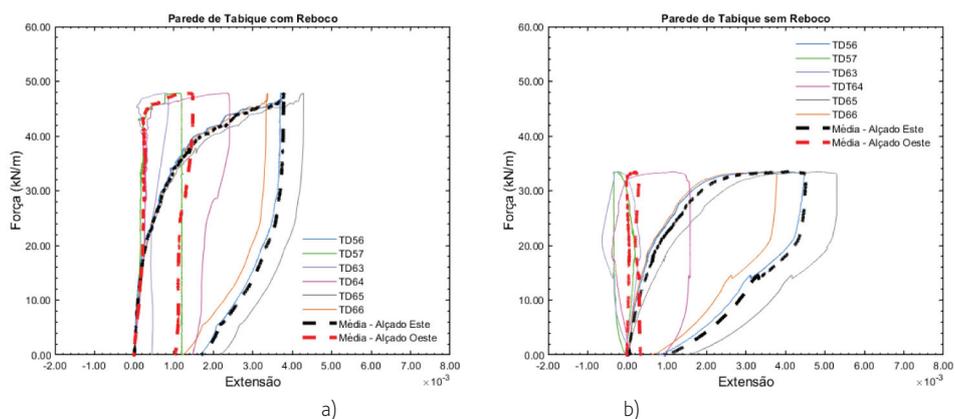


Figura 9 Gráfico força vertical vs extensão na parede de tabique: a) com reboco e b) sem reboco

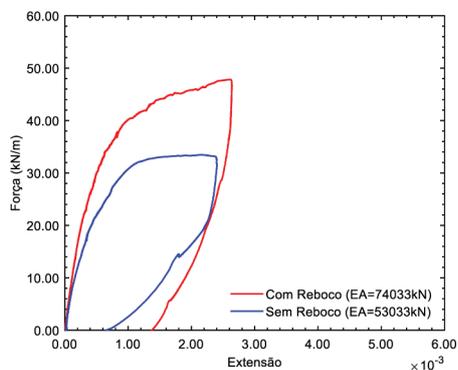


Figura 10 Gráfico força vertical vs extensão média na parede de tabique

reabilitação de paredes de tabique com características e dimensões idênticas, estimar o potencial destas paredes para funcionarem como elementos portantes, principais, ou secundários.

6 Conclusões

A realização do ensaio de compressão *in situ* numa parede de tabique utilizando o *set-up* desenvolvido no LESE mostrou a eficácia e potencialidades deste sistema neste tipo de ensaios. Os procedimentos do ensaio são de fácil execução e o tempo de ensaio é relativamente curto. Apesar de ser a primeira vez que o ensaio foi aplicado neste tipo de paredes, os dois ensaios (parede com e sem reboco) foram realizados no mesmo dia. Relativamente aos resultados, verifica-se um acréscimo de cerca de 43% da carga crítica devido ao reboco em relação à parede apenas com a estrutura de madeira. Por outro lado, a rigidez axial apresenta um acréscimo de 40% no caso da parede de tabique com reboco. Como a capacidade

de carga das paredes de tabique é normalmente desprezada, este estudo dá uma ideia da ordem de grandeza da sua contribuição em relação à resistência à compressão vertical. Tomando como referência um edifício de habitação com vãos médios de 4,5 metros, o acréscimo de resistência à ação vertical é de 1,71 kN/m² (valor da ação permanente) em paredes de tabique revestidas com 3 metros de altura.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base – UIDB/ /04708/2020 e Financiamento programático – UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

Os autores agradecem aos técnicos do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – LESE pelo apoio na preparação dos ensaios.

Referências

- [1] Silva, Rui (2019) – Mechanical characterization of stone masonry walls of Porto region: experimental and numerical contributions. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, PhD Thesis.
- [2] Silva, Rui *et al.* (2019). A Novel Approach to the *in situ* Compression Testing of Stone Masonry Walls. *Structural Analysis of Historical Constructions*, pp. 741-750. https://doi.org/10.1007/978-3-319-99441-3_80
- [3] Rebelo, A. *et al.* (2015) – Assessment of the Mechanical Behaviour of Tabique Walls through Experimental Tests. 2nd International Conference on Historic Earthquake-Resistant Timber Frames in the Mediterranean Region - H.Ea.R.T.2015, LNEC, Lisboa, Portugal.
- [4] Padrão, J. *et al.* (2019) – Experimental Characterization of Mechanical Behaviour of Existing Tabique Walls Under Compressive and Shear Loading. In: Aguilar, R., Torrealva, D., Moreira, S., Pando, M.A., Ramos, L.F. (eds) *Structural Analysis of Historical Constructions*. RILEM Bookseries, vol 18. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-319-99441-3_61.
- [5] Padrão, J. *et al.* (2020) – As paredes de tabique em Viseu – Detalhes construtivos e caracterização material. *RPEE – Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, série III, n.º 14, pp. 71 a 84.
- [6] Teixeira, J.J.L. (2014) – Salvaguarda e Valorização do Edifício Habitacional da Cidade Histórica. Metodologia de Intervenção no Sistema Construtivo da Casa Burguesa do Porto. Faculdade de Arquitectura da Universidade do Porto, PhD Thesis.

Avaliação experimental de soluções de reforço sísmico para paredes de alvenaria de enchimento

Experimental assessment of seismic retrofitting solutions for infill masonry walls

André Furtado
António Arêde
José Melo
Hugo Rodrigues
Humberto Varum

Resumo

O estudo do comportamento para fora-do-plano de paredes de enchimento tem sido, durante os últimos anos, alvo de uma atenção especial por parte da comunidade científica internacional, motivado pelas observações realizadas em missões de reconhecimento de danos pós-sismo onde são reportados inúmeros danos e colapsos deste tipo de paredes para fora do seu plano. Diferentes causas são apontadas para esta vulnerabilidade, sendo estas na sua maioria relacionadas com as soluções construtivas adotadas aquando da sua construção, e que ainda hoje são uma prática comum na construção em Portugal. Com base nesta motivação foram realizados 4 ensaios quase-estáticos para fora-do-plano de paredes de enchimento à escala real, no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – LESE, com o objetivo principal de avaliar a eficiência de uma solução de reboco armado com rede de armação em fibra de vidro em paredes sujeitas a ações puras para fora-do-plano ou combinadas com ações prévias ao longo do plano da parede. Ao longo do presente trabalho será apresentada a campanha experimental, a descrição do *setup* experimental, os resultados principais (curvas força-deslocamento e evolução de dano), assim como as principais conclusões retiradas do presente estudo.

Palavras-chave: Paredes de enchimento / Comportamento para fora-do-plano / Solução de reforço / Reboco armado / Força-deslocamento / Evolução de dano

Abstract

The study of the out-of-plane behaviour of infill walls has been, during the last years, the target of special attention by the international scientific community. The observations carried out in post-earthquake damage reconnaissance missions reported countless damages and collapses of this type of walls due to out-of-plane loadings. Different causes are pointed out for this vulnerability, most of which are related to the constructive solutions adopted during its construction and are still common in Portuguese construction practice today. Based on this motivation, four quasi-static out-of-plane tests of full-scale infill walls were carried out at the Laboratory for Seismic and Structural Engineering - LESE, with the primary objective of evaluating the efficiency of a textile-reinforced mortar solution with fibreglass mesh on walls subjected to pure out-of-plane actions or combined with previous actions along the wall plane. Throughout this work, the description of the test setup is presented, the main results (force-displacement and damage evolution curves) will be presented, and the main conclusions drawn from the present study.

Keywords: Masonry infill walls / Out-of-plane behaviour / Strengthening solutions / textile-reinforced plaster / Force-displacement / Damage evolution

André Furtado

CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia
da Universidade do Porto
Portugal
afurtado@fe.up.pt

António Arêde

CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia
da Universidade do Porto
Portugal
aarede@fe.up.pt

José Melo

CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia
da Universidade do Porto
Portugal
josemelo@fe.up.pt

Hugo Rodrigues

RISCO, Universidade de Aveiro
Portugal
hrodrigues@ua.pt

Humberto Varum

CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia
da Universidade do Porto
Portugal
hvarum@fe.up.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.

FURTADO, A. [et al.] – Avaliação experimental de soluções de reforço sísmico para paredes de alvenaria de enchimento. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 17. ISSN 2183-8488. (novembro 2021) 49-60.

1 Introdução

Um dos maiores desafios na mitigação do risco sísmico é a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios não dimensionados de acordo com os atuais regulamentos e o desenvolvimento de soluções de reforço eficientes. Ao longo dos últimos anos, pode-se observar um interesse crescente no estudo do comportamento das paredes de alvenaria de enchimento e da sua influência na resposta de um edifício quando é sujeito a uma ação sísmica. Relatórios de observação de danos pós-sismo são unânimes ao reconhecer que as paredes de enchimento têm desempenhado um papel importante na resposta sísmica dos edifícios de betão armado. De igual modo, o comportamento sísmico das paredes de enchimento tem sido caracterizado por diversos tipos de danos e colapsos com origem em ações combinadas ao longo do seu plano e fora-do-plano [1-4].

O colapso para fora-do-plano destes elementos tem sido responsável por inúmeras mortes e prejuízos económicos e materiais. É reconhecido que o seu comportamento no plano tem interação com o seu desempenho para fora do seu plano uma vez que danos causados por ações no seu plano tais como destacamento entre o painel e o pórtico de betão armado envolvente, fissuração diagonal, etc., aumentam a sua vulnerabilidade quando sujeito a ações perpendiculares ao seu plano. Diferentes autores indicam que o comportamento para fora-do-plano de painéis de enchimento é fortemente influenciado por diversos fatores tais como: existência ou não de ligação entre o painel e os elementos de betão armado envolventes; existência ou não de ligação mecânica entre panos (em caso de paredes duplas); insuficiente largura de apoio do painel na viga de base ou laje adotado para correção das pontes térmicas; deficiente execução da última junta horizontal de argamassa na transição entre a parede e o pórtico de betão armado; condições-fronteira, esbelteza e por fim a existência de dano prévio. Os colapsos dos painéis de enchimento podem introduzir irregularidades em planta e/ou em altura no edifício, que conseqüentemente podem desencadear mecanismos globais de rotura [5, 6].

Considerando o reduzido número de estudos experimentais nesta temática e tendo em conta a presença de painéis de enchimento na maioria dos edifícios de betão armado em Portugal, torna-se fundamental realizar estudos que permitam caracterizar o comportamento sísmico destes painéis e o desenvolvimento de estratégias de reforço que permitam melhorar o seu desempenho e previnam o seu colapso, em situação de sismo.

Desta forma, o presente trabalho visa apresentar os resultados experimentais de três ensaios para fora-do-plano, à escala real realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural cujo objetivo principal foi avaliar a eficiência de uma solução de reforço de reboco armado com rede de armação em fibra de vidro. Ao longo do presente artigo serão apresentados detalhes da execução do reforço assim como das suas propriedades materiais. O *setup* experimental, instrumentação e protocolo de carregamento serão apresentados assim como os resultados experimentais que serão discutidos em termos de danos observados e resposta força-deslocamento.

2 Apresentação da campanha experimental

2.1 Descrição dos provetes

A presente campanha experimental é composta por três ensaios quase-estáticos para fora-do-plano de paredes de enchimento à escala real com recurso a atuadores pneumáticos. As dimensões geométricas dos painéis testados são $4,20 \times 2,30$ m (comprimento e largura, respetivamente), representativo das dimensões geométricas dos painéis existentes no Parque Habitacional em Portugal. As paredes são inseridas num pórtico de betão armado com pilares de secção transversal 30×30 cm² e vigas superiores e inferiores com secção igual a 30×50 cm².

Ambos os painéis foram construídos com recurso a tijolos cerâmicos de furação horizontal com 15 cm de espessura, sem ligação ao pórtico de betão armado e sem existência de qualquer espaçamento entre o painel e os elementos de betão armado. Para o assentamento da alvenaria foi utilizada uma argamassa pré-doseada de classe M5. Ambas as paredes foram construídas com recurso a mão-de-obra tradicional. Relativamente às propriedades materiais do pórtico de betão armado, foi selecionado um betão de classe C20/25 e um aço de classe A500.

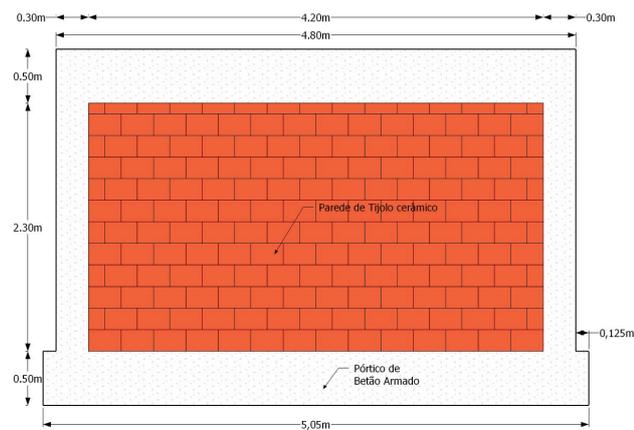


Figura 1 Dimensões geométricas do pórtico de betão armado com parede de enchimento (unidades em metros)

Foram construídas três paredes com as mesmas dimensões geométricas, os mesmos materiais e utilizando a mesma mão-de-obra. A primeira parede, aqui designada Inf_09, foi construída sem qualquer reforço e foi testada (unicamente para fora-do-plano) até ao seu colapso. Após a sua remoção foi construída uma nova parede Inf_12, que foi reforçada 12 dias após a sua construção. Esta foi testada aos 28 dias, primeiramente ao longo do seu plano onde o objetivo foi introduzir um dano reduzido no painel correspondente a um *drift* entre pisos de 0.3%. Após atingir este objetivo, o ensaio no plano foi concluído e a parede passou a ser testada unicamente para fora do seu plano para avaliar o desempenho da solução de reforço quando sujeito a ações combinadas no plano (IP) e fora do plano (OOP). Finalmente, a terceira parede Inf_13 foi construída após a demolição da parede Inf_12, reforçada 12 dias depois da sua construção e testada aos 28 dias. A parede foi testada unicamente para ações puras para fora do plano.

2.2 Detalhe e processo de reforço das paredes

As paredes Inf_12 e Inf_13 foram reforçadas com a mesma solução de reforço, o reboco armado, utilizando a mesma rede de armação, conetores e pormenorização. A diferença entre ambas as paredes residia apenas no tipo de testes a que estas seriam sujeitas, nomeadamente a parede Inf_12 seria sujeita ao ensaio combinado no plano seguido do ensaio para fora do plano e a parede Inf_13 seria ensaiada unicamente para ações para fora do seu plano.

Foi selecionada uma rede de armação em fibra de vidro bidirecional da FASSA BARTOLO com uma resistência à tração de 40 kN/m, uma extensão última de 3,4%, um peso de 185 g/m² e uma dimensão da grelha de $16,7 \times 16,7$ mm². Foram utilizados conetores plásticos para fixar a rede de armação à parede de tijolo e foram utilizadas buchas metálicas com anilhas metálicas para fazer a fixação da rede ao pórtico de betão armado. Adicionalmente, foi utilizada uma chapa metálica de 3 mm de espessura e 3 cm de largura entre os conetores metálicos e o pórtico de betão armado. Esta chapa metálica era corrida ao longo da largura e altura da parede por forma a garantir uma melhor fixação da rede de armação e evitar a rotura localizada por corte da rede (problema identificado em estudos anteriores [7]). Na Figura 2 são apresentados os materiais utilizados para reforçar as paredes Inf_12 e Inf_13 conforme descrito anteriormente.

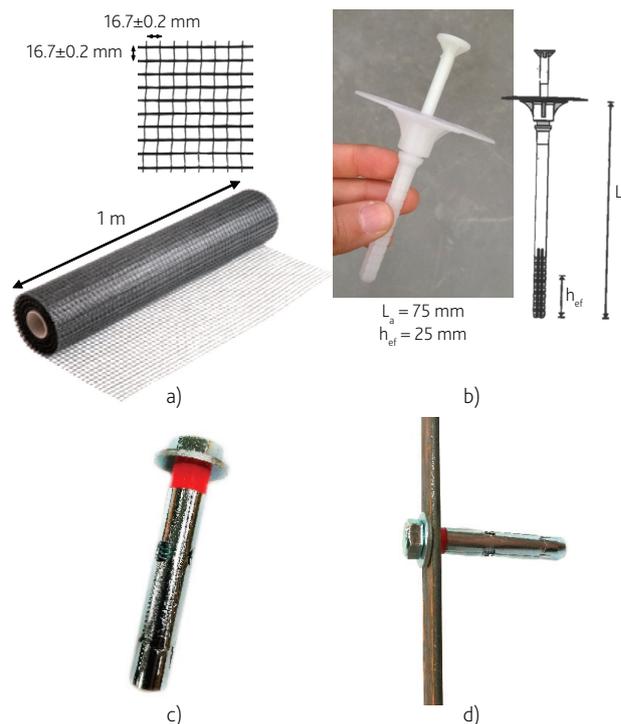


Figura 2 Materiais utilizados para reforçar as paredes Inf_12 e Inf_13: a) rede de armação; b) conector plástico para fixação à parede de tijolo; c) bucha metálica com anilha metálica e d) chapa de aço

O procedimento de reforço iniciou-se com a aplicação de uma primeira camada de argamassa com cerca de 1 cm de espessura. Foi utilizada uma argamassa tradicional com resistência à



Parede preparada para ser reforçada



Aplicação da primeira camada de reboco



Posicionamento e fixação da rede de armação



Abertura de furos para aplicação de conector



Aplicação de bucha metálica



Detalhe da fixação ao pórtico de betão armado



Visão geral da aplicação final da rede de armação



Aplicação da segunda camada de reboco

Figura 3 Processo de reforço das paredes Inf_12 e Inf_13

compressão de cerca de 5 MPa. De seguida a rede de armação foi fixada com auxílio dos conectores plásticos que auxiliaram todo este procedimento de posicionamento da rede e fixação. O rolo da rede fornecida tinha uma largura de total de 1 m e 50 m de comprimento. Foram recortadas cinco faixas com 1 m de largura e um comprimento de 2,60 m. Estas faixas foram aplicadas na vertical por forma a facilitar o procedimento de aplicação da rede. Foi assumida uma sobreposição entre faixas de rede de 10 cm de acordo com o recomendado pelo fornecedor. A rede foi estendida 15 cm sobre as vigas e sobre os pilares de betão armado. Em seguida, nas interfaces pórtico-parede foi assumida uma duplicação da rede de armação com uma sobreposição igual a 30 cm (15 cm sobre o elemento de betão armado e 15 cm sobre a parede de enchimento). A fixação da rede no betão armado foi então realizada com a chapa metálica e as buchas metálicas. Após concluída a fixação da rede de armação foi aplicado 1 cm de reboco utilizando a mesma argamassa do primeiro barramento. A Figura 3 apresenta uma sequência de imagens associada ao procedimento de reforço das Paredes Inf_12 e Inf_13.

2.3 Descrição do *setup* experimental

O ensaio experimental realizado consistiu na aplicação de uma carga uniforme para fora-do-plano ao longo de toda a parede através de 28 atuadores pneumáticos que estão ligados a uma estrutura metálica de reação autoequilibrada composta por 4 alinhamentos horizontais realizados em perfis HEB140 ligados a 5 alinhamentos verticais realizados em perfis HEB220 (Figura 4). Os alinhamentos verticais são rotulados, permitindo-se assim a sua rotação. A estrutura metálica de reação encontra-se ligada ao pórtico de reação através de varões roscados em 12 pontos (5 em cada viga e 1 em cada pilar). Em cada uma das ligações foi colocado uma célula de carga que permitiu monitorizar as forças desenvolvidas ao longo do tempo.

2.4 Instrumentação e protocolo de carregamento

A parede foi instrumentada no total com 21 transdutores de deslocamento, 13 deles destinados à medição dos deslocamentos



Figura 4 Setup experimental: a) esquema geral; b) vista lateral; e c) vista frontal

para fora-do-plano do painel e os restantes 8 para medição da rotação entre o painel e os elementos de betão armado. A Figura 5 apresenta a instrumentação adotada nos ensaios para fora do plano das 3 paredes. Para além disso, e tal como dito anteriormente, foram utilizadas 12 células de carga para monitorizar as transferências de carga ao longo dos ensaios. Dois sensores de pressão foram acoplados ao sistema pneumático por forma a monitorizar a pressão de ar inserida no sistema para atuação na parede. Uma vez que o ensaio é controlado em deslocamento, foi assumido que o transdutor de referência é o correspondente ao ponto central do painel, uma vez que é a região onde é expectável ocorrer as deformações maiores.

O protocolo de carga obedeceu à aplicação de dois semi-ciclos (carga descarga) para cada dum dos picos de deslocamento alvo definidos: 2,5; 5; 7,5; 10; 15; 20; 25; 30; 35; 40; 45; 50; 55; 60; 65 e 70 mm.

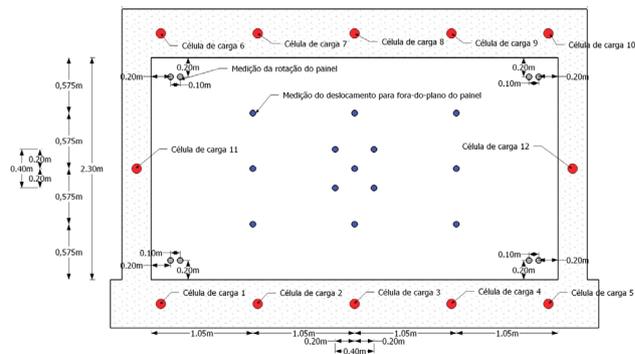
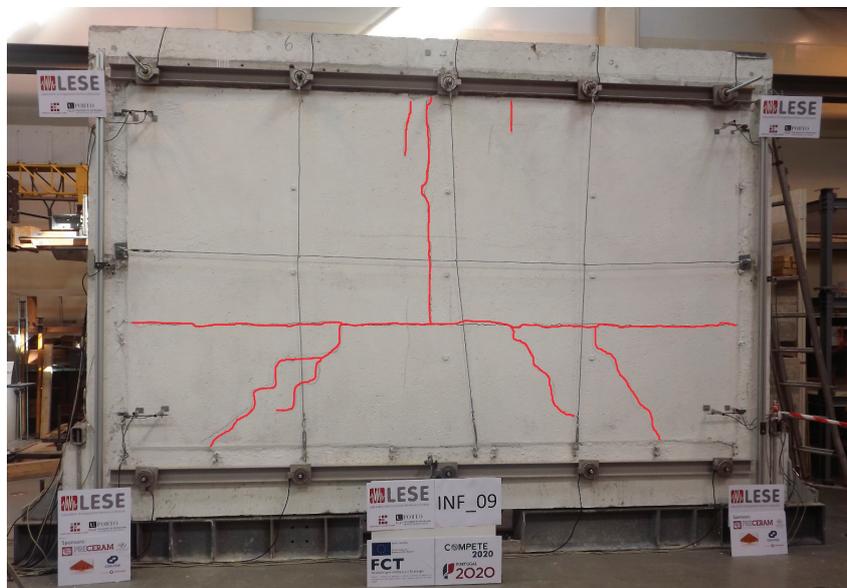


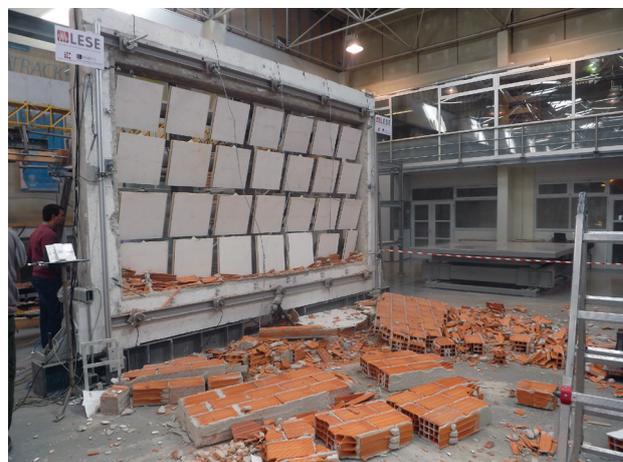
Figura 5 Instrumentação utilizada nos ensaios



a)



b)



c)

Figura 6 Parede não reforçada Inf_09 --: Danos observados a) padrão de Fissuração; b) vista lateral pré-colapso; c) vista lateral pós colapso

3 Apresentação e discussão dos resultados

Os resultados dos dois ensaios realizados foram analisados em termos de dano observado e respetivo padrão de fissuração e da resposta força-deslocamento de cada parede. Numa primeira análise analisa-se individualmente a resposta de cada um dos ensaios, após o que se realiza a análise conjunta e a comparação destes dois ensaios, avaliando-se assim a eficiência da solução de reforço na melhoria do comportamento da parede.

3.1 Parede Inf_09 (não reforçada e sem dano prévio no plano)

Durante a realização do ensaio, não se verificou qualquer tipo de dano até ao deslocamento para fora-do-plano igual a 5 mm. Para este mesmo nível de deslocamento verificou-se o destacamento do reboco em algumas zonas do painel. De seguida, para um deslocamento de 7,5 mm verificou-se o início da abertura de uma fissura horizontal a uma cota aproximadamente correspondente a 1/3 da altura do painel. Quando a parede atingiu um deslocamento alvo de 15 mm, a fissura horizontal tornou-se mais pronunciada ao mesmo tempo que surgiu uma fissura vertical na zona central do painel, desde o topo até à fissura horizontal existente. Seguidamente, para o deslocamento de 25 mm surgiram fissuras diagonais, que se iniciaram no alinhamento da fissura horizontal existente até à base do painel. Por fim, para um deslocamento de 30 mm, ocorreu o colapso do painel que se desintegrou totalmente. Assim, o padrão de fissuração observado foi essencialmente trilinear como evidenciado na Figura 6a; as Figuras 6b e 6c apresentam o aspeto geral do painel no instante antes e após o seu colapso.

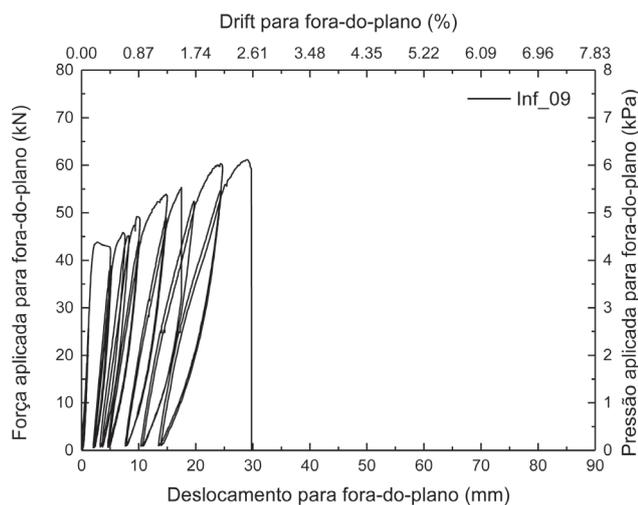


Figura 7 Parede Inf_09: resposta força-deslocamento

Na Figura 7 apresenta-se o gráfico da resposta força-deslocamento da parede Inf_09, onde o deslocamento indicado se refere ao ponto central do painel.

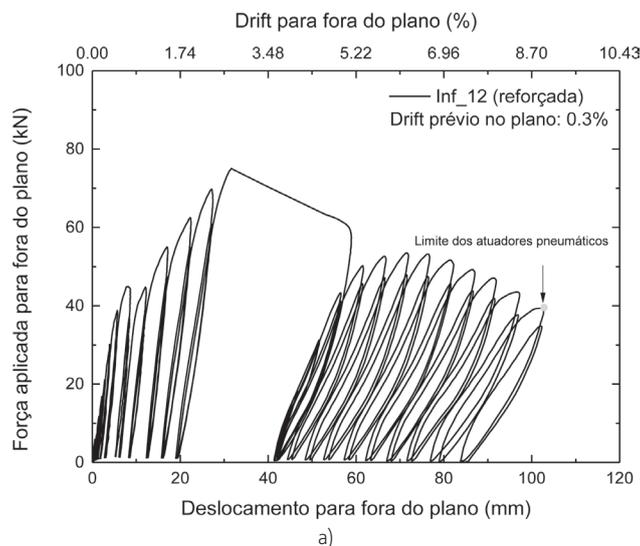
Como se pode observar, para um deslocamento igual a 2 mm ocorreu uma primeira cedência do painel, levando a uma rápida progressão até 5 mm de deslocamento (quando foi visível o destacamento de reboco em algumas zonas do painel). Após isso, verifica-se ganho progressivo de resistência até atingir uma força máxima de 61,2 kN para um deslocamento para fora-do-plano igual a 29,0 mm. De seguida, para o instante em que o deslocamento atingiu um valor de 29,8 mm ocorreu subitamente o colapso da parede sem qualquer perda de resistência prévia significativa.

3.2 Parede Inf_12 (reforçada e com dano prévio no plano)

A parede Inf_12 foi sujeita primeiramente a um carregamento ao longo do seu plano (0,3% *drift*), onde foi observado um ligeiro destacamento entre a parede e a viga de betão armado superior. Observou-se pontualmente um destacamento de porções do reboco, no entanto sem qualquer rotura visível da rede de armação. Desenvolveu-se uma fissura diagonal desde o canto superior direito da parede até ao canto inferior esquerdo. No fim do ensaio no plano foram igualmente registadas fissuras horizontais e verticais ao longo do contorno do painel com uma especial concentração nos cantos da parede, associado à sua distorção.

Após o término do ensaio no plano foi realizado o ensaio para fora do plano. Da resposta força-deslocamento, apresentada na Figura 8a, é possível registar uma rigidez inicial do painel de 7,44 kN/mm tendo a primeira fissura observada durante apenas este ensaio surgido para um *drift* para fora do plano de 0,71% e uma força correspondente de 44,90 kN. A fissura desenvolvida era igualmente diagonal e paralela à que foi desenvolvida durante o ensaio no plano (ver Figura 8b). Após o desenvolvimento da primeira fissura, outras fissuras diagonais e horizontais foram sendo visíveis até que foi atingida a resistência máxima da parede para um *drift* de 2,75 kN e uma força de 75 kN. Ao atingir a força máxima, a parede destacou-se da viga superior tendo-se observado um ligeiro escorregamento da rede de armação relativamente à chapa metálica fixada à viga. Nesse instante ocorreu uma redução súbita de resistência até aos 60 kN e continuou a diminuir até atingir o *drift* de 8,91% com uma força residual de 39,16 kN. Os danos finais da parede podem ser observados na Figura 8c. Verificou-se que o reboco armado foi eficiente a prevenir o colapso da parede, mesmo para níveis elevados de deformação.

O máximo deslocamento para fora do plano foi de 120 mm, correspondente a cerca de 70% da espessura da parede, o que demonstra a eficiência da técnica de reforço. O ensaio teve de ser concluído uma vez que o limite da capacidade dos atuadores pneumáticos foi atingido.



a)



b)



c)

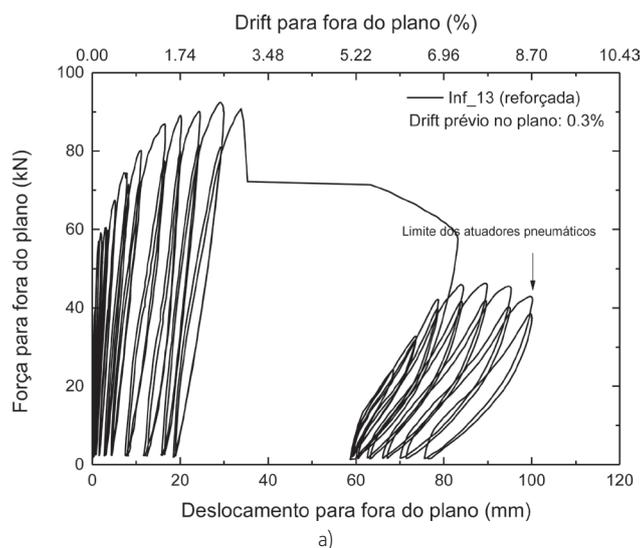
Figura 8 Parede Inf_12: a) curva força-deslocamento; b) primeira fissura para fora do plano e c) padrão de fissuração final

3.3 Parede Inf_13 (reforçada e sem dano prévio no plano)

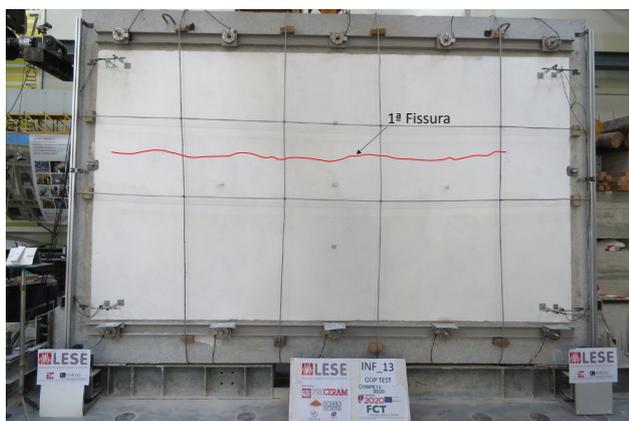
A parede Inf_13 foi submetida unicamente a um ensaio para fora do plano, à semelhança da parede de referência Inf_09. A resposta força-deslocamento desta parede é apresentada na Figura 9a. Desta resposta é possível verificar que a rigidez inicial da parede é de 80,92 kN/mm. A primeira fissura durante este ensaio ocorreu para um *drift* de 0,71% e foi uma fissura horizontal abaixo da zona central da parede, conforme é apresentado na Figura 9b. Foi observado novamente o desenvolvimento de diversas fissuras

horizontais e diagonais até ser atingida a força máxima de 92,31 kN, correspondente a um *drift* de 2,55%. Após este instante, verificou-se um esmagamento por compressão na zona traseira da parede, mais concretamente nos tijolos localizados na primeira fiada. Com este mecanismo de rotura a resistência da parede reduziu para cerca de 44 kN e o *drift* atingiu os 7%, aproximadamente.

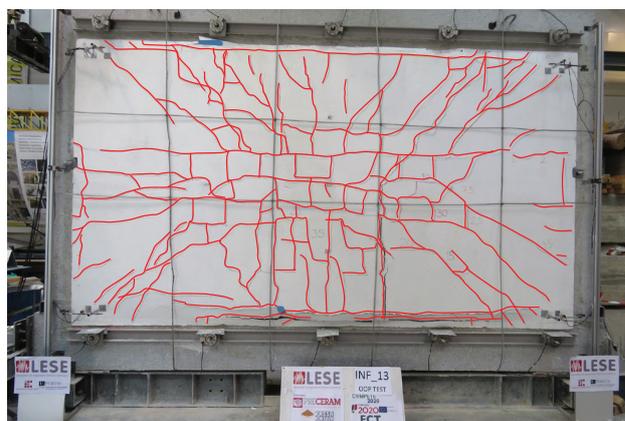
Até ao fim do ensaio não se observou uma redução da resistência da parede e a resistência residual foi de cerca de 42,61 kN para um *drift* de 8,70%. O padrão de fissuração final da parede Inf_13 é apresentado na Figura 9c.



a)



b)



c)

Figura 9 Parede Inf_13: a) curva força-deslocamento; b) primeira fissura para fora do plano e c) padrão de fissuração final

3.4 Comparação global

A Figura 10 apresenta uma comparação global das respostas força-deslocamento entre as várias paredes ensaiadas. Da comparação entre a parede não reforçada e sem dano prévio Inf_09 com a parede reforçada sem dano prévio Inf_13 (Figura 10a) pode-se observar que a rigidez inicial da parede aumentou 50% com a presença da solução de reforço, a força máxima da parede aumentou 100% e a sua capacidade de deformação aumentou 300% sem que tenha colapsado. A principal conclusão a retirar é que o reboco armado conseguiu evitar o colapso frágil da parede observado no teste Inf_09.

Na Figura 10b é apresentada a comparação entre a parede Inf_09 e Inf_12, onde se pode observar mais uma vez a eficiência do reboco armado a evitar o colapso. A rigidez inicial diminuiu 12% em virtude do dano prévio (a parede de referência foi apenas sujeita a ações para fora do plano). A resistência máxima aumentou 30% e a capacidade de deformação aumentou uma vez mais cerca de 300%. Finalmente, a Figura 10c apresenta uma comparação entre as paredes reforçadas Inf_12 (com dano prévio) e Inf_13 (sem dano prévio). O dano prévio reduziu a rigidez inicial em cerca de 30%, a resistência máxima em cerca de 19%.

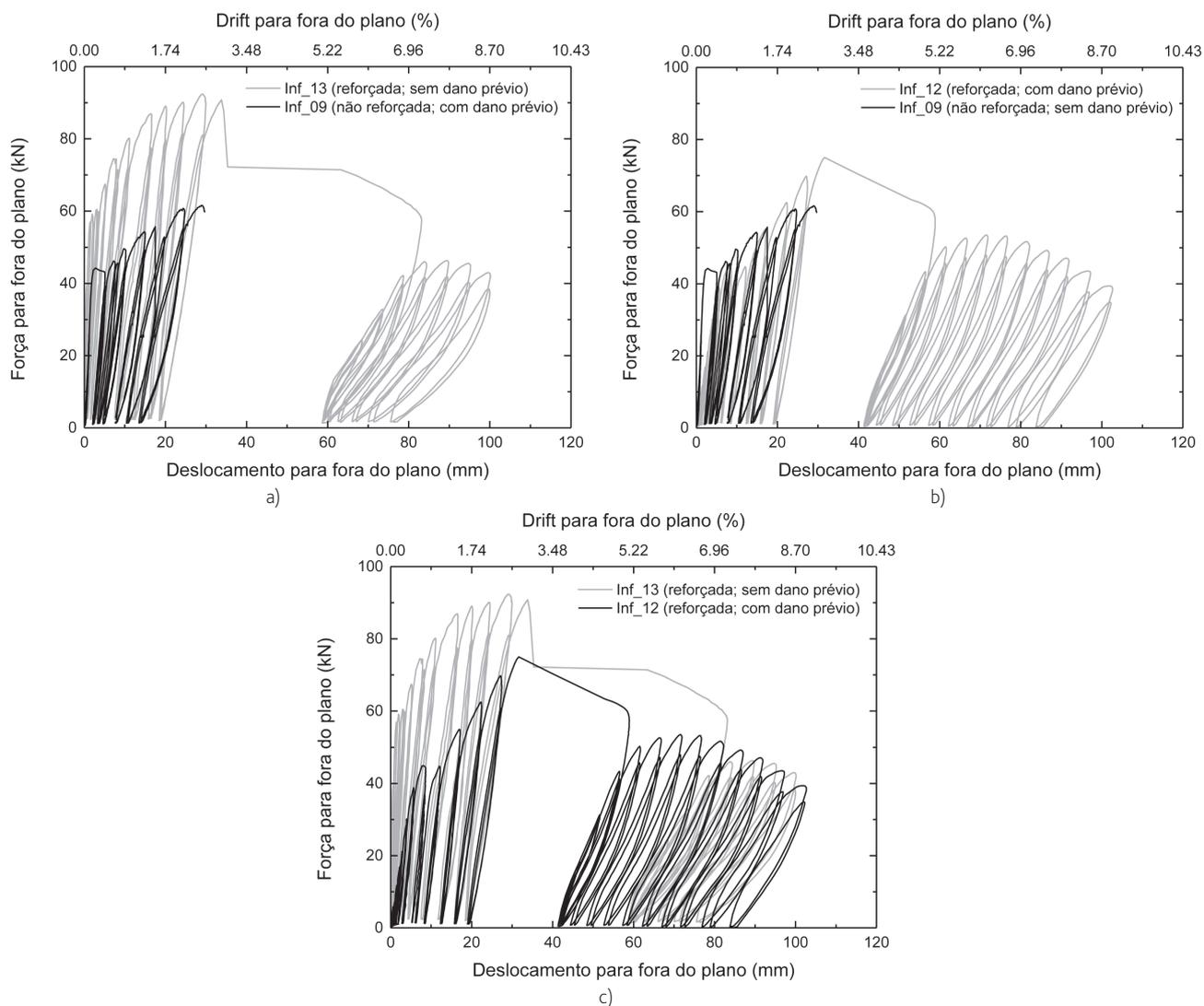


Figura 10 Comparação global: a) curva força-deslocamento; b) primeira fissura para fora do plano e c) padrão de fissuração final

4 Conclusões

Neste trabalho foi apresentada uma campanha experimental de avaliação da eficiência de uma solução de reboco armado com rede de armação em fibra de vidro para melhoria do comportamento para fora-do-plano de duas paredes de enchimento à escala real e sujeitas a um ensaio quase-estático com recurso a atuadores pneumáticos. O ensaio da parede não reforçada demonstrou a elevada vulnerabilidade deste tipo de elementos, uma vez que o seu colapso ocorreu sem perda significativa de resistência prévia que permitisse antecipar a sua ocorrência. Foi observado um padrão de

fissuração trilinear sem descolamento do painel relativamente ao pórtico de betão armado. De seguida, foram testadas duas paredes reforçadas com a técnica acima indicada, tendo sido utilizados conectores metálicos para fazer a ancoragem da rede de armação aos elementos de betão armado. A técnica de reforço explorada neste trabalho demonstrou ser eficiente e de fácil implementação, pois a sua instalação não necessitou de mão-de-obra especializada nem de tempo excessivo. O resultado foi interessante, uma vez que permitiu um ganho de resistência de 30% (com dano prévio) e 100% (sem dano prévio) e uma capacidade de deformação 3 vezes superior sem ocorrência de colapso.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base – UIDB/04708/2020 e Financiamento programático –UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi também desenvolvido com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) – Centro de Investigação em Riscos e Sustentabilidade na Construção (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal [FCT/UIDB/ECI/04450/2020].



Referências

- [1] Furtado, A.; Rodrigues, H.; Arêde, A.; Varum, H. – "Out-of-plane behavior of masonry infilled RC frames based on the experimental tests available: A systematic review," *Construction and Building Materials*, Review vol. 168, pp. 831-848, 2018.
- [2] Ricci, P.; Dominico, M.; Verderame, G. – "Empirical-based out-of-plane URM infill wall model accounting for the interaction with in-plane demand," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2017.
- [3] Hermanns, L.; Fraile, A.; Alarcón, E.; Álvarez, R. – "Performance of buildings with masonry infill walls during 2011 Lorca earthquake," *Bull Earthquake Eng*, vol. 12, pp. 1977-1997, 2014.
- [4] Luca, F.; Verderame, G.; Gómez-Martinez, F.; Pérez-García, A. – "The structural role played by masonry infills on RC buildings performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake," *Bull Earthquake Eng*, vol. 12, pp. 1999-2026, 2014.
- [5] Furtado, A.; Rodrigues, H.; Arêde, A.; Varum, H. – "Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 45, no. 4, pp. 507-524, 2016.
- [6] Trapani, F.D.; Shing, P.B.; Cavaleri, L. – "Macroelement Model for In-Plane and Out-of-Plane Responses of Masonry Infills in Frame Structures," *Journal of Structural Engineering*, vol. 144, no. 2, p. 04017198, 2018.
- [7] De Risi, M. et al. – "Experimental analysis of strengthening solutions for the out-of-plane collapse of masonry infills in RC structures through textile reinforced mortars (*In Press*)," *Engineering Structures*, 2020.

Structural analysis of the Barrô Romanesque Church

Análise estrutural da Igreja Românica de Barrô

Daniel V. Oliveira
Bledian Nela
Eduarda Vila-Chã
Nilma Muñiz
Pablo Bañasco
Pratik N. Gajjar

Abstract

Built on the left bank of the Douro River, the Romanesque Church of Barrô was founded in the 12th century. This church underwent many changes during its service years. The damage level and mechanical properties of the structure were evaluated through NDT. From these tests, it was possible to evaluate the structural properties with a comfortable reliable confidence level and form a detailed damage map. With the purpose of determining the cause of the damages and suggesting proper conservation, a numerical nonlinear analysis was performed in order to evaluate the vertical load-carrying capacity of the structure. Lateral pushover analysis was also performed in both directions to observe the seismic performance of the structure. Finally, preventive measures are recommended, together with a detailed monitoring plan to increase the confidence and knowledge level of the structure.

Resumo

Construída na margem esquerda do Rio Douro, a Igreja Românica de Barrô foi fundada no século XII. Esta igreja sofreu inúmeras alterações ao longo do tempo. O nível de dano instalado e as propriedades mecânicas da estrutura foram avaliados através de ensaios NDT. A partir destes testes, foi possível avaliar as propriedades estruturais com um nível de confiança elevado e obter um mapa de danos detalhado. Com o objetivo de determinar a causa dos danos e propor uma conservação adequada, foi realizada uma análise numérica não linear para avaliar a capacidade de carga vertical da estrutura. Foi realizada também a análise *pushover* em ambas as direções para conhecer o desempenho sísmico da estrutura. Por fim, são recomendadas medidas preventivas, juntamente com um plano de monitorização detalhado para aumentar a confiança e o nível de conhecimento da estrutura.

Keywords: Historical structure / Masonry / Monitoring / Non-destructive testing / Structural analysis

Palavras-chave: Estrutura histórica / Alvenaria / Monitorização / Ensaios não-destrutivos / Análise estrutural

Daniel V. Oliveira

University of Minho, ISISE
Guimarães – Portugal
danvco@civil.uminho.pt

Bledian Nela

Sapienza University of Rome
Rome – Italy
bledian.nela@uniroma1.it

Eduarda Vila-Chã

University of Minho
Guimarães – Portugal
eduarda.vila.cha26@gmail.com

Nilma Muñiz

University of Minho
Guimarães – Portugal
nilma.muniz@upr.edu

Pablo Bañasco

University of Minho
Guimarães – Portugal
plbs1988@gmail.com

Pratik N. Gajjar

University of Minho, ISISE
Guimarães – Portugal
pratik.gajjar@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.

OLIVEIRA, D. [et al.] – Structural analysis of the Barrô Romanesque Church. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 17. ISSN 2183-8488. (novembro 2021) 61-70.

1 Introduction

The Barrô Church, also known as Saint Mary Church, an important architectural heritage of Romanesque, stands along the Douro river valley, in the heart of the North of Portugal. This church unfolds a late Romanesque style with some Baroque and Gothic features, which was introduced in Portugal in the late 11th century and prevailed until the end of the 13th. The development of this architectural style occurred due to Christian reconquer along Europe. The expansion of the Romanesque architecture in Portugal occurred at the same time D. Afonso Henriques (First King of Portugal) assumed the Government in 1128 and started to conquer territories towards the South. The materials used were those available in each region, which, in the case of northern Portugal, was granite.

The Church shows historical data of its existence since the 12th century, but remaining traces suggest that its construction began in the first half of the 13th century. Since the construction, it has suffered several interventions over time. In particular, a bell tower was built at the end of the 17th century and then reconstructed in 1890. Additional important works were carried out in the 20th century, where “*Sala das Almas*” was demolished and major problems with water infiltration were tackled afterward by changing the roof tiles and introducing gutters and drainage channels in 1966. The present church consists of a Chancel, Main Nave, Sacristy, and the Bell Tower, which can be seen in Figure 1a. The historical timeline can be observed in the form of a stratigraphic model in Figure 1b. The Church of Barrô is classified as a national monument since 1922 and is part of the Portuguese Romanesque Route (Monument #31) since 2010.

Mainland Portugal is located on the West part of the Eurasian plate, in the vicinity of the African Plate. Therefore, the seismic activity in the area is an important aspect to have into consideration. The most relevant events during the lifetime of the Barrô Church can be seen in Table 1. From historical data, it is noted that the Lisbon earthquake in 1755 affected the church by collapsing partially the cross and damaging the belfry, which was rebuilt in the 20th century.

Table 1 Relevant historical seismic activity [1]

Location	Date	Magnitude	Distance to Barrô
Lisboa	November 1, 1755	8.5	285 km
Porto	April 13, 1783	5.00 ± 0.50	60 km
Braga	May 2, 1793	4.46 ± 0.50	65 km
Moncorvo	March 19, 1858	5.36 ± 0.58	45 km

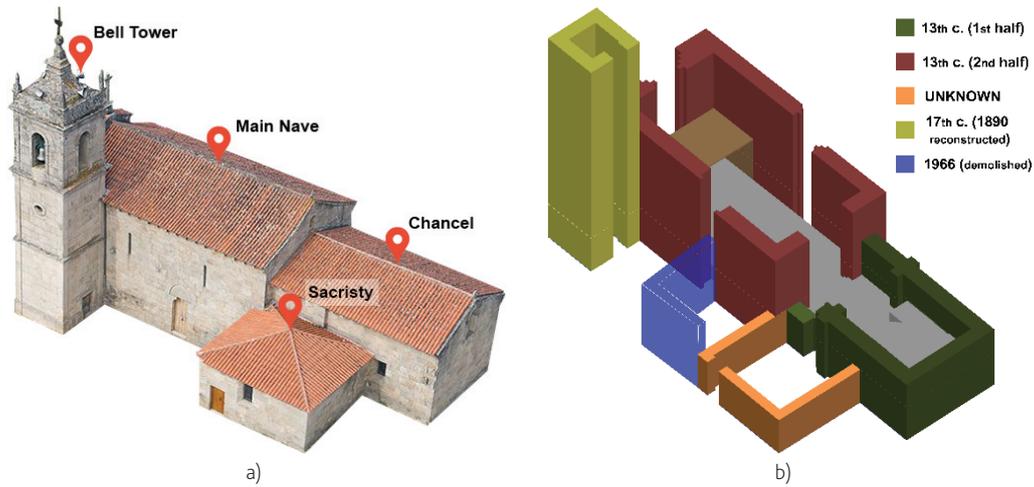


Figure 1 Church of Barrô: a) main components; b) stratigraphic model

2 Geometrical survey

In the absence of any drawings of the church, a detailed geometrical survey was carried out. The geometrical survey is a basic requirement for any assessment of cultural heritage as it presents the foundation to plan and manages all other processes. The detailed geometrical survey was conducted in the traditional methodology and external photogrammetry of the church was utilized for the 3-dimensional

geometry of the building that was used in the later steps. The geometrical survey followed the usual traditional techniques of initially sketching the building and taking precise measurements to be followed by CAD drawings. The final drawings produced are a total of twelve precise and deformation-inclusive drawings of base plans, facades, and sections. Photogrammetry was carried out to form a 3D model of the building and to obtain a spatial idea of the deformations and damage. An example of the drawings and the photogrammetric model are shown in Figure 2. As merely informative, the main façade is 13 m long and the tower is around 21 m high.

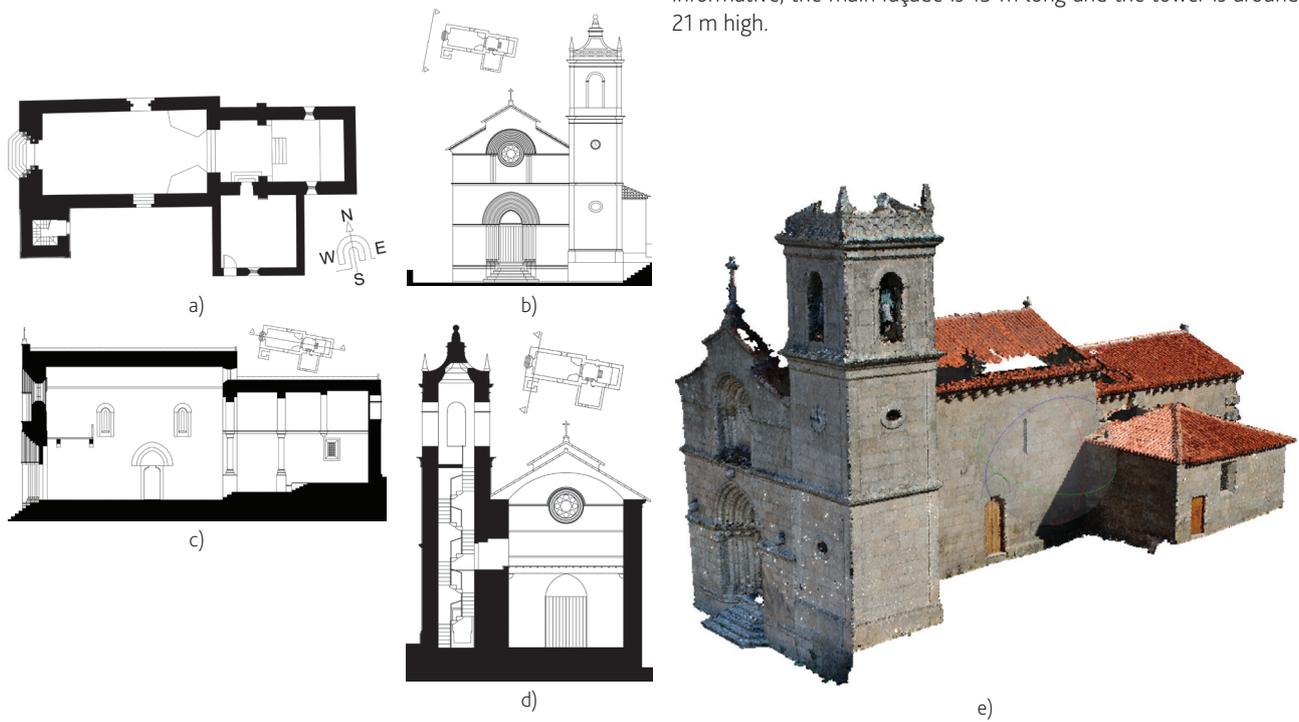


Figure 2 Geometry of the church: a) plan; b) elevation; c) section along east-west; d) section along north-south; e) 3D photogrammetric model

3 Damage identification

The state of Barrô Church was evaluated through a visual inspection to identify actual damages. The exterior and interior were evaluated, and the damages were classified according to ICOMOS Guidelines [2] and following the HeritageCare inspection procedure [3]. The damages were classified into five principal categories: cracks and deformation, detachment, material loss, discoloration and deposit, and biological colonization. This method is considered one of the most effective methods to qualify the real state of the structure.

3.1 Damage identification of the exterior

The exterior of the Church showed disintegration of the granite

stone with signs of detachment of single grains or aggregates of grains. Scaling detachment was observed in localized parts. This is an effect of decay that can be related to the erosion of stones due to salt crystallization. The exterior of the Church shows other damages due to erosion, including loss of matrix and rounding of the edges close to the joints. There are also missing parts of the façade elements. The façades of Barrô Church have several cracks that can be classified as fractures. Especially in the West façade, significant cracks were observed in the wall above the choir. The West façade also shows a black crust. Around the Church, several types of biological colonization were observed, including plants, algae, and lichens. Biofilm was also observed, especially in the North Façade. Figure 3 shows the damage maps drawn on top of the Photoscan model mapped according to [2].

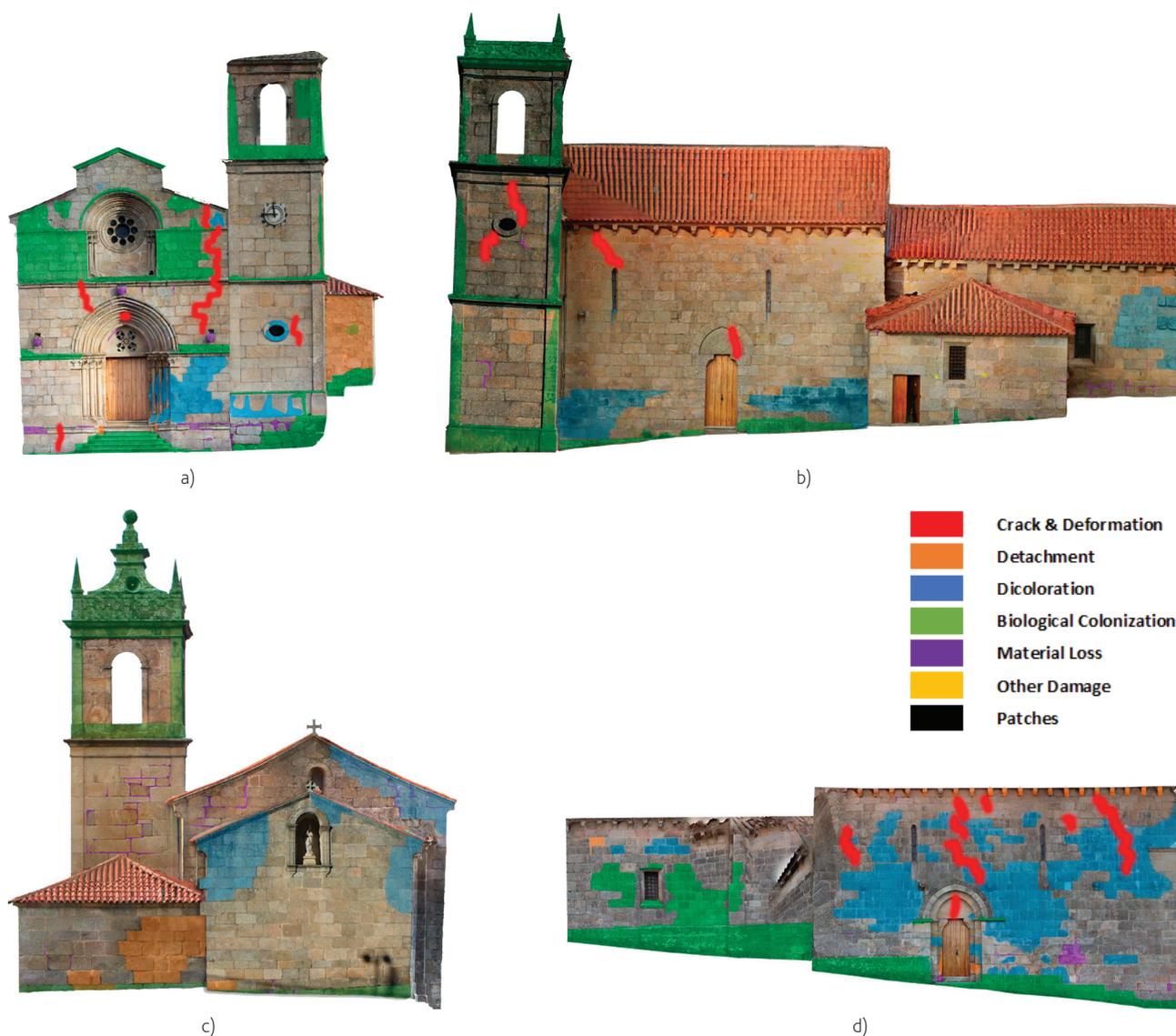
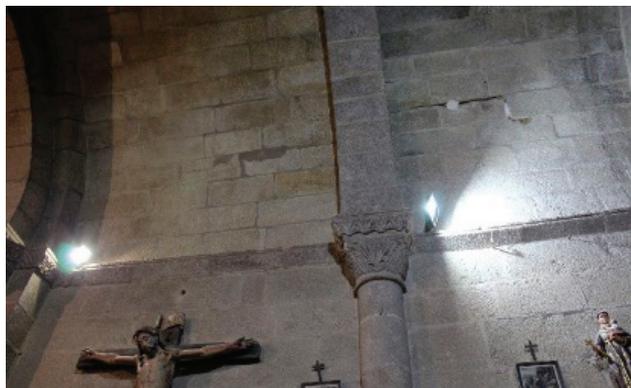


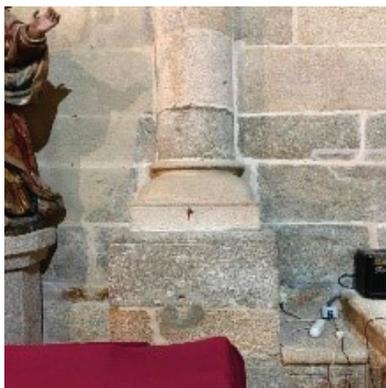
Figure 3 Damage maps: a) west facade; b) south façade; c) east façade; d) north façade

3.2 Damage identification of the interior

The interior of the Church shows signs of cracking. The most significant crack is visible in the vault of the main chapel. The North façade wall of the Church has signs of deformation, which was observed clearly from the interior of the Church since the wall and one of the columns of the Main Chapel are exhibiting concave deformation. The interior of the Church shows signs of patina and staining due to moisture. Figure 4 shows the damages described, respectively from left to right.



a)



b)



c)

Figure 4 Interior damage: a) crack in the vault; b) deformation of the column; c) patina

4 Non-destructive testing

A series of non-destructive tests were performed in the church to obtain the state of the damage and the relevant mechanical parameters for the numerical model. After a careful and detailed visual inspection, the tests were conducted based on the availability of the testing equipment and permission from the owner.

4.1 Masonry Quality Index (MQI)

The initial approach for the assessment and categorization of the masonry was done utilizing the Masonry Quality Index (MQI) proposed by [4], which through the visual and qualitative inspection quantifies the mechanical parameters. The MQI was computed for the 4 stages of construction of the church, which represent different periods in the historical timeline of the church. The assessment was done namely for the Chancel, the Main Nave, the Bell Tower, and the Sacristy. Assessing the similar pattern of masonry (in terms of size and shape), only one most representative element per construction stage was considered. The results of MQI are shown for the four stages of construction in Table 2, where upper bound and lower bound properties are marked with UB and LB, respectively. It can be seen from these results that the later construction stages present better masonry mechanical properties compared to the older ones, as it can be compared also from the damage identification.

4.2 Thermography

Temperature measurements were carried out on different parts of the church to identify superficial deterioration, hidden damage, moisture, and geometry definition of hidden elements. Utilizing a thermal camera several measurements were performed in the church. Figure 5 presents the locations of these measurements together with the location of the other tests performed. Some of the most representative examples of thermal pictures are shown in Figure 6, which are names respectively to their location in Figure 5.

Tabela 2 Mechanical properties obtained from MQI for masonry

	Compressive strength f_c [MPa]		Young's Modulus E [GPa]		Shear Strength τ_0 [MPa]	
	LB	UB	LB	UB	LB	UB
Chancel	4.0	6.0	1.70	2.40	0.080	0.110
Nave	8.5	12.2	3.10	4.20	0.165	0.220
Sacristy	2.0	3.2	0.95	1.40	0.037	0.057
Tower	8.5	12.2	3.10	4.20	0.165	0.220

From TRM_7, it can be observed that on the left side there is a clear separation of the arch above the door to the stone filling underneath, not clearly visible to the naked eye. Additionally, from TRM_11 another distinct separation between the sculpture stand and the rest of the wall can be seen. TRM_15 shows material differences between the altar and the stone vault, which has a clear

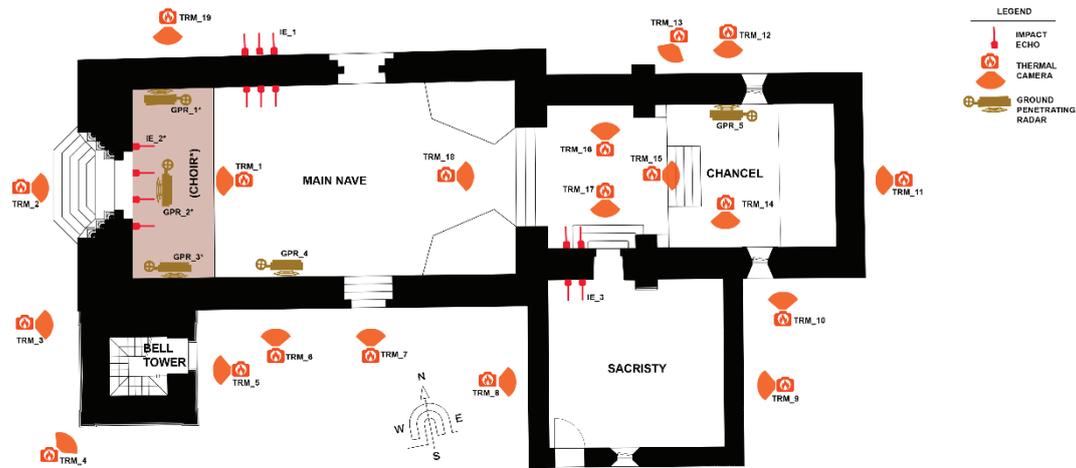


Figure 5 Non-destructive test locations (*for the tests in the Choir level)

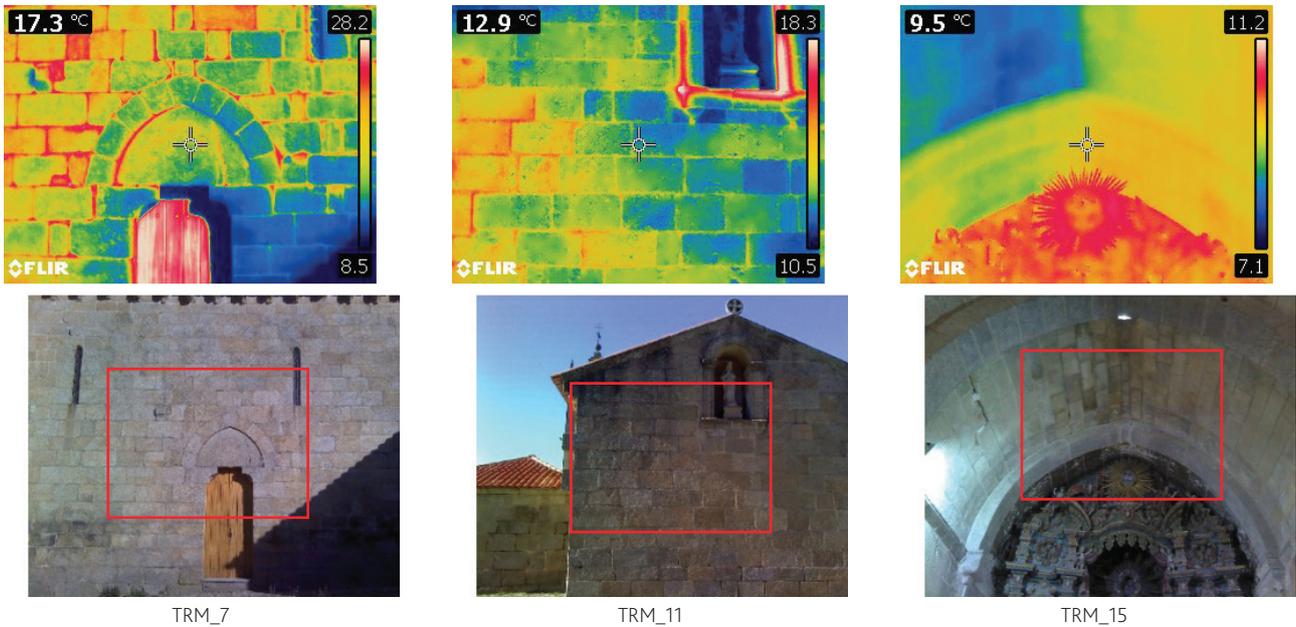


Figure 6 Thermal camera pictures (top) and the part they represent (bottom)

thermal separation line at the apex. This separation comes from the orientation of the church where the left side (of this picture) is the northern side whereas the right side is the southern side, which at the time of measurement was constantly in contact with the sun.

4.3 Ground Penetrating Radar (GPR)

Ground-penetrating radar was utilized in order to understand the inner constitution of the walls, identify any presence of damage and measure the thickness of the walls and the vault. The measurements were carried out with an 800 MHz antenna and the locations are shown in Figure 5. The GPR_1 radargram (Figure 7a) shows an internal view of the crack in that part of the wall. Patterns of hyperbolas show a specific trend rather than being random as

they would be on a normal wall and this explains the cracks as the consequence of detachment. From the GPR_2 radargram (Figure 7b) one can observe a difference in amplitude from the rest of the wall that is at the inner layer and the external interior masonry, which indicates a thicker separation between the layers and thus explaining the out-of-plane deformation perceived. On the southern wall in the choir level (GPR_3) a clear separation between the nave wall and the tower wall can be seen from the radargram in Figure 7c.

The radargrams for the walls (GPR_4 and GPR_5) show that the walls are composed of three-leaf walls, the inner layer is very regular and they contain a large number of interlocking stones (Figure 7d and Figure 7e). Lastly, from the measurement at the starting of the vault (GPR_5), it is found out that the thickness at its start is around 50 cm, which can be seen from Figure 7f.

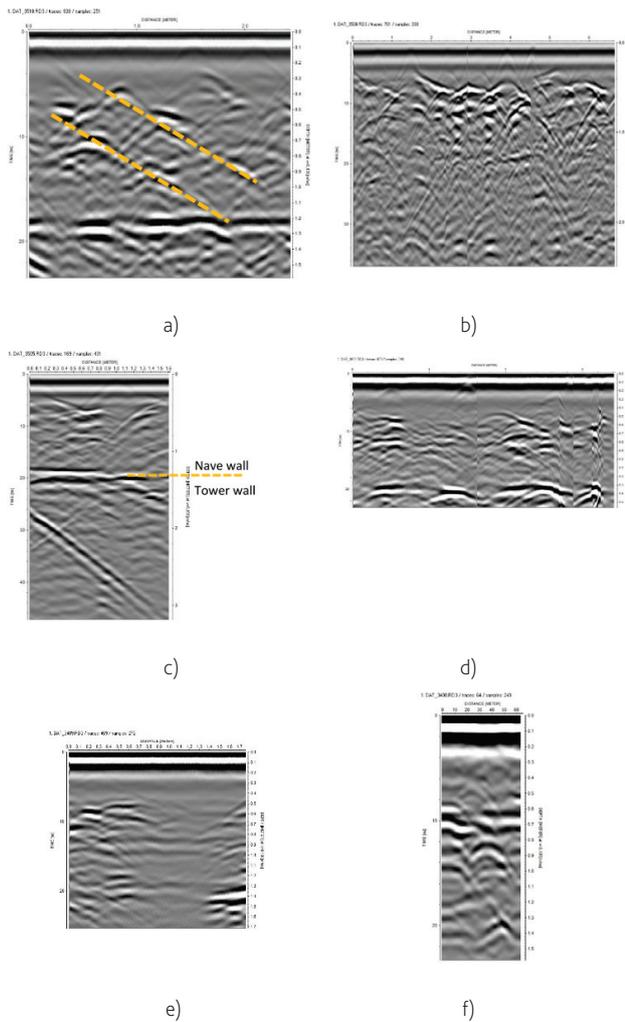


Figure 7 Radargrams at: a) GPR_1 northern wall choir level; b) GPR_2 western façade wall choir level; c) GPR_3 southern nave-tower wall interface choir level; d) GPR_4 southern wall; e) GPR_5 northern wall; f) GPR_5 beginning of the vault

4.4 Impact-echo test

The elastic wave method impact-echo was performed in 3 locations as shown above in Figure 5, where IE_1 and IE_3 with the direct method and IE_2 with the indirect method. IE_1 was carried out in 9 points with a layout of 3 by 3 points each separated 50 cm from each other. The elastic modulus is correlated with the velocities utilizing the formulations for P and R waves and a Poisson's ratio of 0.2 and a common density for stones of about 2.2 ton/m³. Similarly, for the test IE_3, 6 points with a layout of 2 by 3 each separated by 50 cm from each other were tested. The correlation between the velocities and elastic modulus for tests IE_1 and IE_3 is shown in Figure 8. A mean elastic modulus value comes up to be around 2.0 GPa with slight deviations in some points of IE_1 and only one

point of deviation in IE_3, which may be due to the presence of interlocking stones.

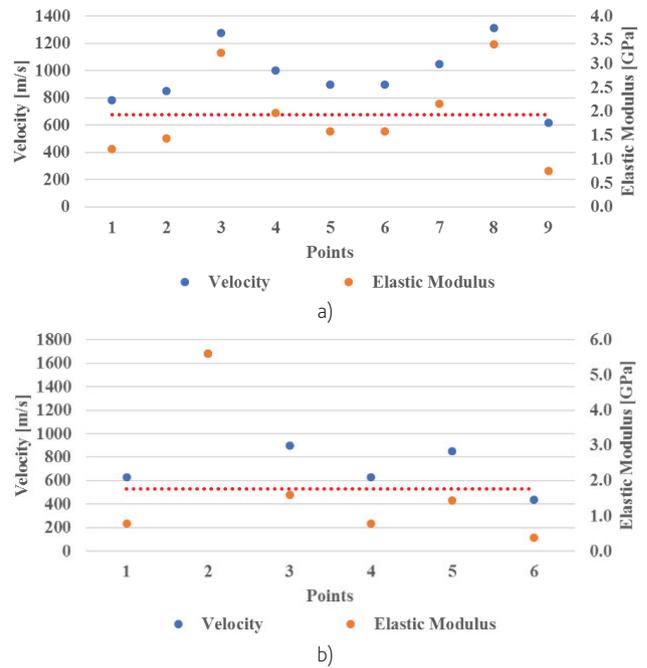


Figure 8 Correlation between velocity and the elastic modulus in: a) northern wall IE_1; b) southern wall IE_3

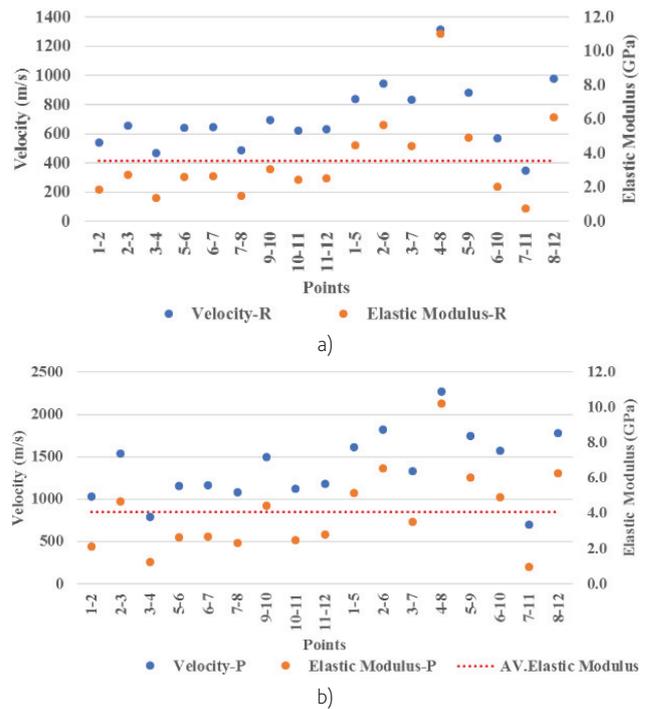


Figure 9 Correlation between velocity and the elastic modulus: a) R-waves; b) P-waves

In contrast, 12 points were measured in IE_2 (choir level) with a layout of 4 by 3 separated by 50 cm in the vertical direction and 100 cm in the horizontal direction (shown in Figure 9). The mean elastic modulus from the P-wave and R-wave measurements is around 4.0 GPa with a deviation at point 4-8.

4.5 Rebound hammer test

The rebound hammer test provides a superficial measurement of the hardness of materials. In the case of stone masonry with dry joints the rebound hammer gives only qualitative measurements of surface hardness as to be compared relatively between different locations in the church (outside “EXT” and inside “INT”). This comparison is done with the sole purpose of identifying the weaker spots of the masonry. The rebound values from this test are shown in the form of a table and visually classified represented by distinctive colors in Figure 10.

	Min	Max	Avg	SD	CoV
Nave_INT	22	50	32.5	5.7	18%
Nave_EXT	10	50	31.1	7.8	25%
Chancel_INT	14	45	30.7	6.7	22%
Chancel_EXT	12	60	27.6	7.5	27%
Sacristy_EXT	12	52	28.4	8.1	28%
Tower_INT	15	41	28.4	6.8	24%

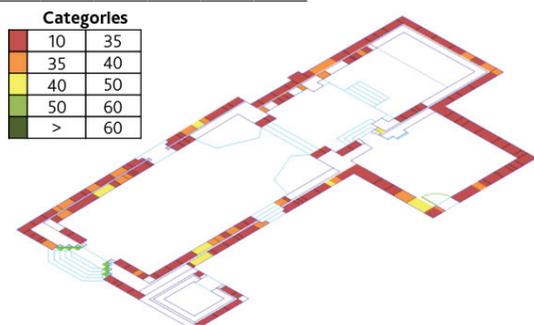


Figure 10 Results from the rebound hammer in the form of a table (left) and visual classification (right)

5 Numerical model and structural assessment

A numerical model was built in commercial FEA DIANA software [5], using solid structural elements to observe the behaviour of the structure in nonlinear pushover cases. The assumptions, boundary conditions, loads, and material properties are mentioned in the following sections.

5.1 Assumptions

Due to the complex geometry and the present condition of the church, some assumptions were made in the numerical model, such

as, the roofing system of the main nave was not considered in the FEA model, only the equivalent loading for the roofing system was considered [5]. A constant thickness of 500 mm was considered for the vault due to some geometric unknowns; this thickness was considered based on the findings from the GPR test. A lightweight filling of 1800 kg/m³ was considered at the top of the vault. Due to the sloping nature of the resting ground, the base of the walls was considered in a continuous stepped way as it was witnessed on site. Considering the geometry and these assumptions, the FEA model considered for further analysis is shown in Figure 11.

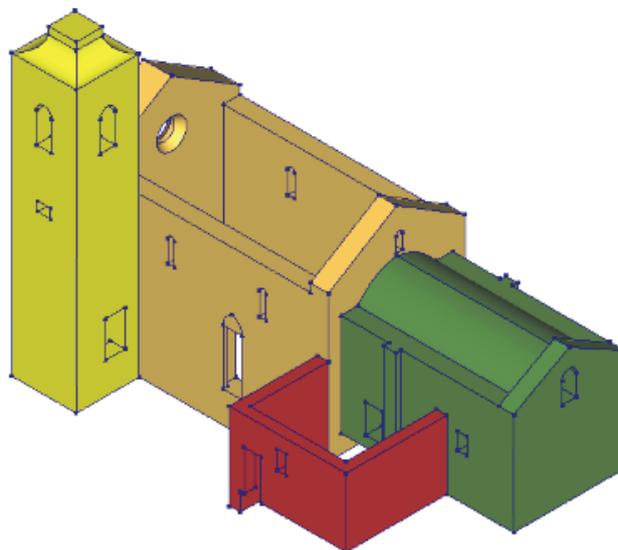


Figure 11 3D visualization of the FEA model

5.2 Material properties

The definition of mechanical properties is a crucial task in the modeling phase since material properties are rarely available in heritage structures. The most reliable source of such properties is non-destructive tests that most of the time, provide qualitative information that can be converted into mechanical properties through correlations available in the literature. From the NDT tests performed, correlations and suggestions available in the literature [6], [7], [8], and [9] the following material properties presented in Table 3 were considered for the analyses.

Table 3 Material mechanical properties

Properties	Main Nave / Bell Tower / Sacristy	Main Chapel
Young's modules [GPa]	4.0	3.0
Compressive strength [MPa]	5.7	4.3
Compressive fracture energy [N/mm]	9.1	6.9
Tensile strength [MPa]	0.3	0.2
Tensile fracture energy [N/mm]	0.03	0.02

5.3 Boundary conditions and loads

As discussed earlier, the structure is located on sloping ground, with rocky strata. From the site inspection, stepped continuous footings along the wall were observed. Also, from the visual inspection, it was observed that the north wall of the main chapel is bulging outside with a degree varying from 4 to 1 from east to west direction. The cause of this observation was traced to the actions done by either a seismic activity or due to differential settlements of the structure. For that reason, two different types of support systems were applied to observe the behavior of that wall in the linear elastic analysis. The first support system was composed of hinge supports applied to the foundation level surfaces and in the other model, the support consisted of subgrade elasticity at the foundation level. The observations made from the linear elastic analysis of both modeled to the same results for the bulging of the northern wall. As no difference between the results was found, it was decided to use hinge support for surfaces for the nonlinear analysis.

For static gravity loads, the self-weight of given material was considered at a global level and for the roofing at the main nave, and the structure adjoining to the main chapel, equivalent loads were applied instead of the modeling of the roofing structure. For the filling at the main chapel vault, a lightweight filling of 1800 kg/m³ was applied as projected loads.

5.4 Analysis of the load carrying capacity

In order to observe the present vertical load-bearing capacity of the structure, and derive the vertical load safety factor, a nonlinear pushdown analysis was performed. In this analysis, gravity forces were applied in increasing steps and analysis was deemed to be completed when major damage at the junction of wall and vault was observed. The total weight of the structure for the gravity loading was calculated as 2224 tons. Figure 12a shows the vertical load factor normalized concerning the total deadweight of the structure plotted against the vertical displacement at the center of the vault and tower top. Figure 12b shows the crack distribution observed for this analysis at peak load (load factor of 3.79).

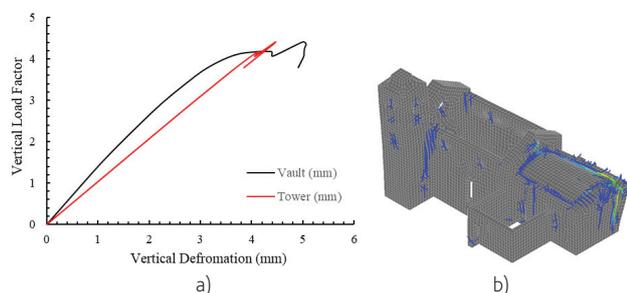


Figure 12 Results of pushdown analysis: a) capacity curve; b) crack distribution

5.5 Pushover analysis

The pushover analysis was performed applying an equivalent acceleration in the North-South and East-West directions, with

forces proportional to the mass. For the pushover analysis, gravity forces were initially applied, and a horizontal acceleration was imposed with appropriate load steps. The analysis was performed with the modified Newton-Raphson method. This was done to solve the non-linear equilibrium equations and find convergence based on energy balance. After performing the pushover analysis, displacement vs load factor was computed for the extreme points of the structure. From the lateral pushover in the east-west direction, the lateral capacity was found to be 0.15 g (Figure 13a) and damage at the peak load (0.21 g) in terms of crack distribution is shown in Figure 13b.

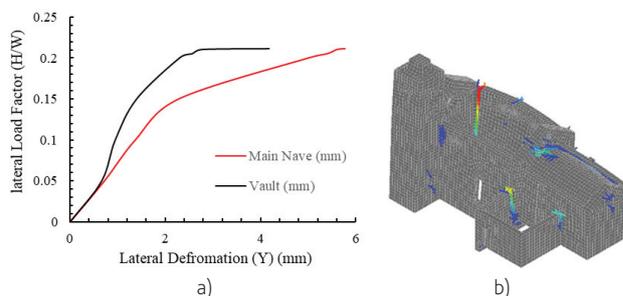


Figure 13 Pushover analysis (east-west direction): a) capacity curve; b) crack distribution

For the pushover analysis in the north-south direction, several cases of the Church's geometry were considered: without the tower, with the full tower, and with the tower at the same height as the main wall of the Church. This was done because the tower was not always have been a part of the main church and it was important to know the effect of the tower in different periods of its construction. The case with the tower at the same height as the main wall is presented for this particular case, a lateral capacity of 0.25 g was defined (Figure 14a), and at that stage, the crack distribution at the main nave is shown in Figure 14b.

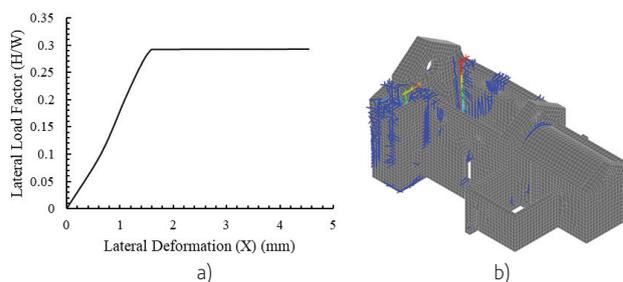


Figure 14 Pushover analysis (north-south direction): a) capacity curve; b) crack distribution

6 Conclusions

The Church of Barrô shows structural damage such as cracks and deformation and other types of deteriorations, as described. Cracks were also identified internally with means of NDT. Additionally, with the help of NDT it was possible to detect the geometrical composition of the walls and their mechanical properties to be later

utilized in the numerical model.

From the numerical nonlinear analysis, in the case of the lateral pushover in the east-west direction at 0.15 g of equivalent acceleration, it was possible to observe the same bulging observed on the side with a considerable amount of magnitude. Furthermore, with lateral pushover in the east-west direction, it was possible to obtain the damage observed on the site on the vault and northern façade. In the case of the mass-proportional pushover in the north-south direction, the model in which the tower height is the same as the church yields a considerable amount of damage like the one observed on site. Moreover, it was possible to observe the cracking pattern near the junction of the west façade and adjoining north and south façade. Given the actual code-based seismic hazard level of the area (peak ground acceleration on rock equals 0.08 g [10] and the actual conditions, the church seems to be safe from the seismic point of view.

From the pushover analyses at both the direction, it was observed that for the ground acceleration of 0.08 g, no major damage was observed except for minor cracking at the wall junctions. Moreover, these analyses were performed assuming conservative values of material properties that also contribute as a safety factor in these analyses. Apart from the localized injection of the walls aiming for its consolidation, no major structural repair works are suggested to a church standing for more than 800 years. Instead, a health monitoring system seems to be mandatory to follow the evolution of the major structural cracks.

Acknowledgments

Authors acknowledge all the technical and financial support provided within the framework of the International SAHC Masters Course (www.msc-sahc.org). Authors are very grateful for the support and assistance made available by Rota do Românico and the Northern Regional Directorate of Culture.

References

- [1] Stucchi *et al.* – “The SHARE European Earthquake Catalogue (SHEEC) 1000-1899.,” *Journal of Seismology*, no. 10.1007/s10950-012-9335-2, 2012.
- [2] ICOMOS-ISCS – “Illustrated glossary on stone deterioration patterns,” ICOMOS, 2008.
- [3] Masciotta, M.; Morais, M.; Ramos, L.; Oliveira, D.; Sanchez-Aparicio, L.; Gonzalez-Aguilera, D. – “A digital-based integrated methodology for the preventive conservation of cultural heritage: the experience of HeritageCare project,” *International Journal of Architectural Heritage*.
- [4] Borri, A.; Corradi, M.; Castori, G.; De Maria, A. – “A method for the analysis and classification of historic masonry,” *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 13, no. 9, pp. 2647-2665, September 2015.
- [5] DIANA FEA BV – Displacement Method ANALyser, Release 10.1, Netherlands, 2017.
- [6] CEB-FIB – Model Code 1990: Design Code, London: Telford, 1993.
- [7] CEN, EN 1996-1-1 – Design of masonry structures, Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry Structures, Belgium: European Committee for Standardization, 2005.
- [8] Vasconcelos, G.; Lourenço, P.B. – “Experimental characterization of the compressive behaviour,” *Mecânica Experimental*, vol. 16, pp. 61-71, 2008.
- [9] Vasconcelos, G.; Lourenço, P.B.; Alves, C. – “Experimental characterization of the tensile behaviour of granites,” *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 45, no. 2, pp. 268-277, 2008.
- [10] NP ENV 1998-1, Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Instituto Português da Qualidade, 2009.

Avaliação do comportamento sísmico de abóbadas de aresta com recurso a ensaios em plataforma sísmica

Seismic performance of masonry cross vaults through shaking table tests

Nicoletta Bianchini
Nuno Mendes
Paulo Candeias
Chiara Calderini
Michela Rossi
Paulo B. Lourenço

Resumo

A avaliação do comportamento sísmico das abóbadas é fundamental para a preservação dos edifícios históricos. Apesar de existirem vários métodos e tipos de análise para a avaliação estrutural abóbadas, os ensaios experimentais são cruciais quer para avaliar a sua resposta quer para calibrar modelos numéricos. O presente artigo apresenta os resultados dos ensaios de um modelo experimental de uma abóbada de aresta, efetuados na plataforma sísmica do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). O modelo experimental foi construído à escala reduzida 1:5 e é constituído por blocos impressos em impressora 3D e por junta seca. Os ensaios têm como principal objetivo avaliar o comportamento do modelo para o mecanismo de dano associado ao corte no plano. Este mecanismo é causado sobretudo devido à diferença significativa de rigidez dos apoios/condições de fronteira. Os resultados dos ensaios em plataforma sísmica foram analisados em termos dano, frequência do modelo e mecanismo de colapso.

Abstract

The assessment of the seismic behaviour of cross vaults is a crucial issue for the preservation of historical buildings. Although various methods and types of analyses exist, experimental studies are fundamental both to evaluate the structural behaviour of vaults and to calibrate models. This paper presents the results of shake table tests on a 1:5 scaled cross vault model made of 3D printed blocks assembled with dry joints, carried out at the 3D LNEC shake table (Portugal). The main aim of the tests is to investigate one of the most typical seismic damage for cross vaults associated to the shear failure. The results of the shake table tests were analysed in terms damage, frequency of the specimen and collapse mechanisms.

Palavras-chave: Abóbadas de aresta / Vulnerabilidade sísmica / Corte no plano / Plataforma sísmica

Keywords: Groin vaults / Seismic vulnerability / In-plane shear / Shake table

Nicoletta Bianchini

Universidade do Minho, ISISE
Aluna de doutoramento
Guimarães – Portugal
nicoletta.bianchini@gmail.com

Nuno Mendes

Universidade do Minho, ISISE
Guimarães – Portugal

Paulo Candeias

NESDE, Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa – Portugal

Chiara Calderini

DICCA, Universidade de Génova
Genova – Itália

Michela Rossi

DICCA, Universidade de Génova
Génova – Itália

Paulo B. Lourenço

Universidade do Minho, ISISE
Departamento de Engenharia Civil
Guimarães – Portugal

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.

BIANCHINI, N. [et al.] – Avaliação do comportamento sísmico de abóbadas de aresta com recurso a ensaios em plataforma sísmica. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 17. ISSN 2183-8488. (novembro 2021) 71-80.

1 Introdução

As abóbadas em alvenaria correspondem a um tipo de elemento estrutural muito frequente em edifícios históricos. As pesquisas sistemáticas de danos pós-sismo em edifícios históricos, incluindo igrejas, demonstram a vulnerabilidade das abóbadas às ações dinâmicas. Apesar da compreensão do comportamento tridimensional das abóbadas ser de fundamental para a preservação das construções históricas, a investigação neste tópico ainda é reduzida. A maioria dos trabalhos de investigação, existentes na literatura, focam-se na análise bidimensional das abóbadas, modelando-as como sequência de arcos, para ações estáticas e dinâmicas. Alguns investigadores analisaram o comportamento tridimensional de abóbadas, simulando indiretamente as ações sísmicas através da aplicação de deslocamentos diferenciais nos apoios, em abordagens numéricas e experimentais [1]-[3]. O objetivo principal deste artigo consiste na investigação do comportamento sísmico de uma abóbada de aresta com condições de fronteira assimétricas. Esta configuração é comum em corredores laterais de igrejas, lógias e claustros [4][5]. Durante os eventos sísmicos, as diferenças de rigidez entre a arcada da nave central e as paredes laterais podem conduzir a deslocamentos diferenciais e, conseqüentemente, à formação do mecanismo de corte no plano nos elementos estruturais horizontais (Figura 1) [6]. Este mecanismo é associado à ocorrência de fissuras diagonais, como apresentado na Figura 1a, e frequentemente observado em inspeções pós-sismo.

Este artigo descreve o estudo experimental de uma abóbada de aresta, construída à escala reduzida (1:5), ensaiada na plataforma sísmica do LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil), no âmbito do projeto da União Europeia SERA (*Seismology and Earthquake Engineering Research Infrastructure Alliance for Europe*). O modelo experimental, é representativo de uma abóbada central localizada na nave lateral de uma igreja de três naves (em cor cinza na Figura 1a e Figura 1b). Os resultados dos ensaios sísmicos são comparados com os resultados dos ensaios estáticos efetuados por Rossi *et al.* [6], onde a resposta devido ao corte no plano foi estudada aplicando deslocamentos diferenciais nos apoios (Figura 1b). Nos ensaios sísmicos, a resposta do modelo foi avaliada em função da amplitude crescente do sismo registado, no dia 29 de maio de 2012, em Emilia Romagna (Itália).

2 Ensaios experimentais

2.1 Modelo físico: geometria e materiais

Os ensaios foram realizados com um modelo à escala reduzida 1:5 constituído por blocos impressos em impressora 3D e por junta seca. Este modelo foi anteriormente ensaiado por Rossi *et al.* [6] através da aplicação de um deslocamento nos apoios. Os blocos foram impressos com a tecnologia SLS (Sinterização Seletiva a Laser), que corresponde a uma técnica que pode ser utilizada para gerar modelos reduzidos com elevada precisão (0,1 mm), custo reduzido e relativamente rápida produção. A geometria do modelo teve origem na intersecção de duas abóbadas de berço, resultando numa abóbada com planta quadrada, 0,620 m de vão e flecha de 0,225 m. O modelo é composto por 1132 blocos (Figura 2a), em que os blocos

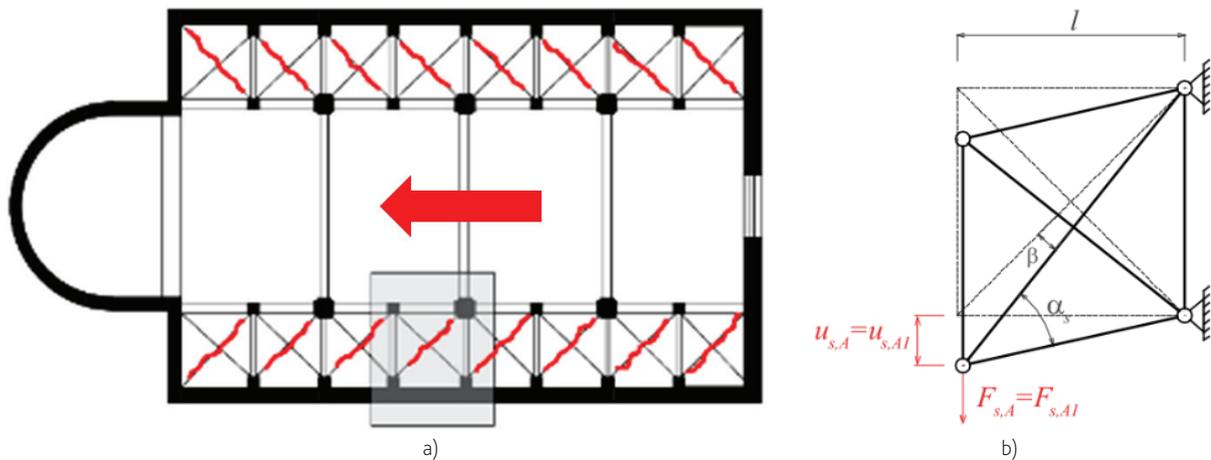


Figura 1 a) Típico padrão de fendilhação das abóbadas das naves laterais, devido ao mecanismo de corte [7]; b) mecanismo simplificado considerado em [4] e [7]

padrão (blocos vermelhos da Figura 2a) foram definidos com base nas dimensões típicas dos tijolos sólidos ($0,06 \times 0,12 \times 0,24 \text{ m}^3$), por forma a manter a estereotomia das abóbadas medievais. Os blocos com dimensões diferentes estão localizados na zona dos arcos exteriores, por forma a criar juntas transversais desalinhas. A forma dos blocos é ligeiramente trapezoidal para compensar a ausência de argamassa das juntas. A estereotomia e dimensões dos elementos das diagonais foram projetadas de forma particular (Figura 2b), tendo por objetivo garantir uma ligação adequada entre blocos.

As abóbadas de alvenaria apresentam diferentes tipos de aparelho, que envolvem igualmente diferentes disposições dos tijolos (Figura 3) [8]. O aparelho de alvenaria selecionado corresponde ao aparelho mais simples, ou seja com disposição de tijolos mais fácil de ser executada (Figura 3e) [4]. Este aparelho corresponde à disposição ortogonal, característica das abóbadas de aresta de médias e grandes dimensões, capaz de transferir diretamente as

forças para os apoios. No entanto, a sua construção requer uma estrutura temporária (cimbra). Assim, para construir o modelo, foi utilizada uma cofragem de contraplacado, com quatro peças que constituem as cascas da abóbada. Após a construção do modelo, a cofragem é removida deixando as peças livres para se deslocarem ao longo de quatro calhas adequadamente inclinadas (Figura 4). Note-se ainda que o fecho das cascas do modelo é efetuado com recurso de elementos metálicos (Figura 4b).

Os apoios da abóbada têm quatro chapas planas de aço, colocadas sobre esferas, permitindo movimentos no plano. De forma opcional, as chapas podem ser ancoradas à base através de parafusos. Os apoios estão ligados entre si por hastes de alumínio com olhais nas extremidades. A densidade do material das diagonais ($0,55 \pm 0,02 \text{ g/cm}^3$) e o ângulo de atrito ($29,6 \pm 2,5^\circ$) foram determinados através de ensaios em 12 amostras. O peso dos blocos padrão foi aumentado, inserindo uma placa de aço dentro de cada bloco (Figura 5). A massa total do modelo é de cerca de 43 kg.

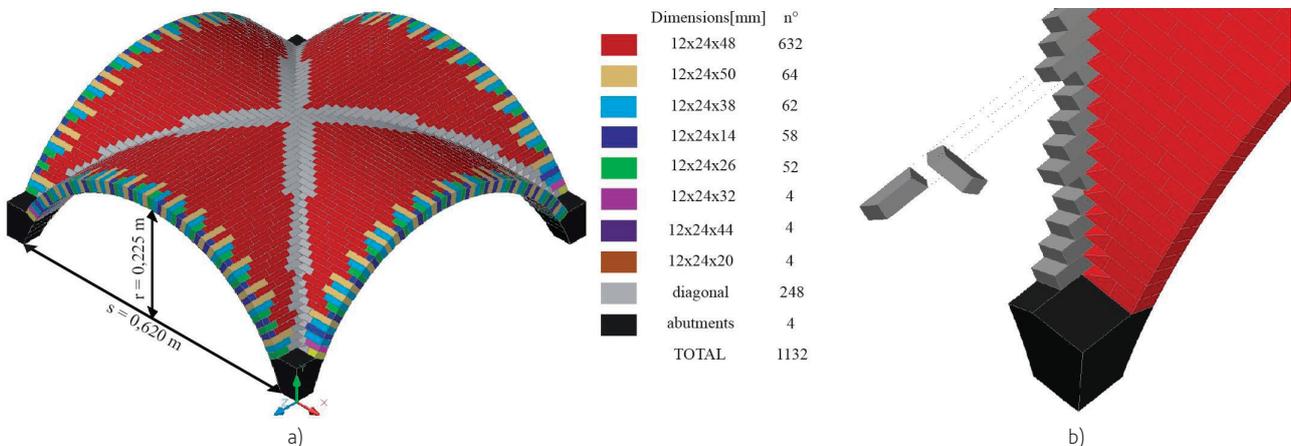


Figura 2 a) Geometria e blocos da abóbada (escala 1:5); b) estereotomia das diagonais [6]

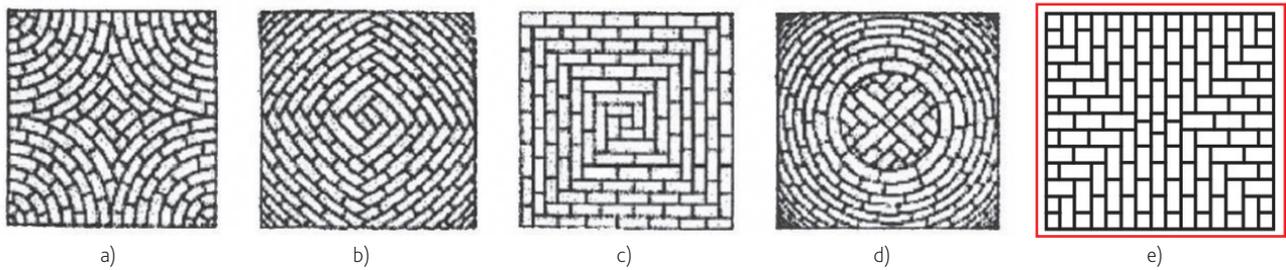


Figura 3 Aparelhos de alvenaria mais utilizados em abóbadas de aresta [8]

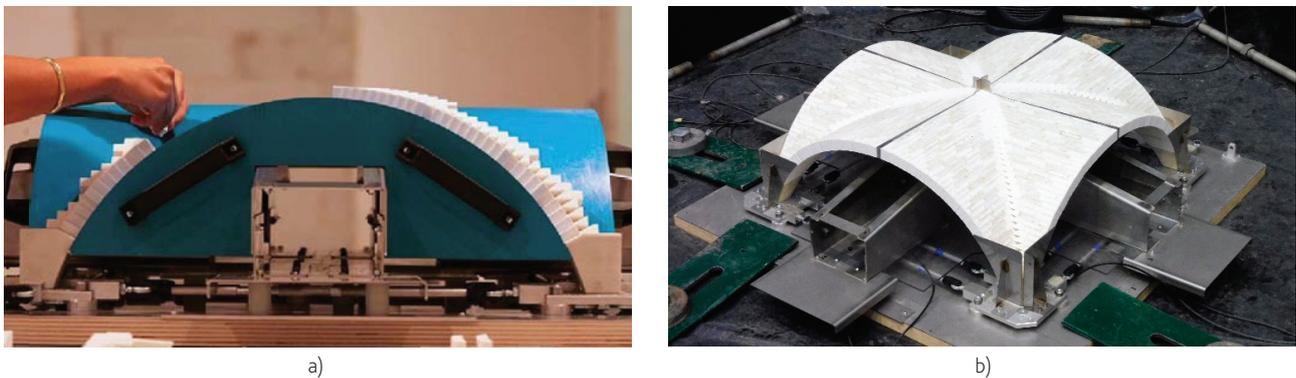


Figura 4 a) Pormenores da construção e da cofragem b) aspeto final, após construção [6]

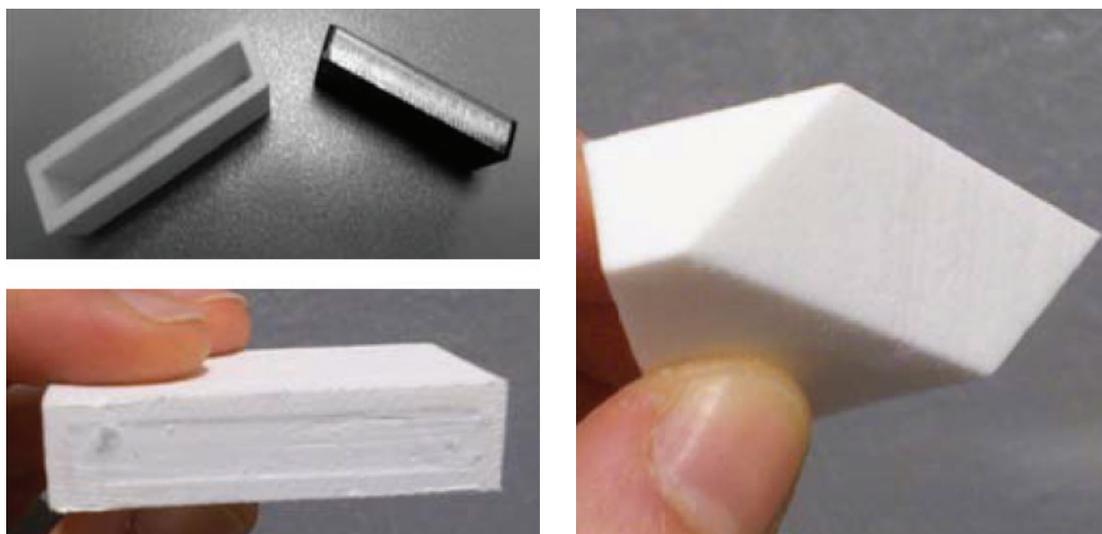


Figura 5 Pormenores dos blocos padrão e dos blocos das diagonais

2.2 Ensaios em plataforma sísmica

A configuração do ensaio foi definida de forma a se induzir uma rotura por corte no plano, nomeadamente através de condições de fronteira semelhantes às abóbadas existentes nos edifícios (Figura 6b). Os apoios p1 e p2 foram fixos à base através parafusos. Por sua vez, os apoios p3 e p4 permitem a ocorrência de deslocamentos no plano.

A instrumentação do modelo foi definida tendo por base o comportamento expectável para a ação sísmica, com particular interesse para a caracterização do comportamento dos apoios e do arco lateral (alçado oeste). O plano de instrumentação teve em consideração as reduzidas dimensões do modelo, tendo sido instalados os seguintes equipamentos (Figura 6): (1) um transdutor de deslocamento variável linear (LDVT1), localizado no apoio NW, por forma a medir o deslocamento relativo na direção longitudinal dos apoios deslizantes; (2) seis acelerómetros piezoelétricos (PCB_{1x,z}, PCB_{1y,z}, PCB_{1z,z}, PCB_{2x,z}, PCB_{2y,z}, PCB_{2z,z}, ver Figura 6b) aplicados na base dos apoios fixos; (3) cinco acelerómetros de pequenas dimensões (VCO_{1x,y}, VCO_{2y,z}, VCO_{3x,z}, VCO_{4y,z}, VCO_{5z,z}) colocados no topo dos apoios deslizantes e no arco este do modelo; (4) duas câmaras digitais com sensores óticos por forma a medir a resposta em deslocamento do apoio deslizante p3 (H_{1xy}) e do centro do arco oeste (H_{2yz}); (5) duas câmaras de filmar, nomeadamente uma câmara colocada precisamente no centro do modelo (vista superior), com a uma estrutura metálica auxiliar, e outra localizada de frente para alçado este, através da instalação de um tripé fora da plataforma sísmica. Estas câmaras de filmar foram fundamentais para avaliar a resposta global do modelo, incluindo o mecanismo de colapso (Secção 3).

2.3 Ensaios de identificação dinâmica

Os ensaios de identificação dinâmica permitem estimar as propriedades dinâmicas da estrutura (frequências, modos de vibração e coeficientes de amortecimento) e avaliar a existência de dano. Neste estudo, recorreu-se a ensaios de vibração forçada para estimar as propriedades dinâmicas do modelo, antes do primeiro e após cada ensaio sísmico com amplitude crescente. O sinal aplicado corresponde a um sinal do tipo ruído branco, de baixa amplitude, elevado domínio em frequência e duração de 165 s (60 s de fase intensa). Foram ainda efetuados ensaios de identificação dinâmica com diferentes amplitudes do sinal de excitação, tendo por objetivo avaliar a influência da amplitude do sinal nas propriedades do modelo. Neste artigo, a amplitude do sinal dos ensaios de identificação dinâmica é apresentada em termos de deslocamento máximo.

Na Figura 7 é possível verificar que a frequência do primeiro modo de vibração do modelo varia entre 3,22 Hz a 4,50 Hz para uma variação da amplitude do sinal de 8 mm a 3 mm, respetivamente. De acordo com o esperado, o aumento da amplitude do sinal causa uma diminuição da frequência do modelo. Além disso, os ensaios de identificação dinâmica realizados em dias diferentes e após diferentes reconstruções do modelo apresentam frequências semelhantes para a mesma amplitude de sinal (5 mm), concluindo-se que a frequência do primeiro modo do modelo mantém-se praticamente constante, apesar dos diferentes processos e condições de reconstrução. Assim, a reconstrução do modelo sem alterações significativas, para realização de novos ensaios, é um aspeto relevante e fundamental para a consistência e comparação dos resultados.

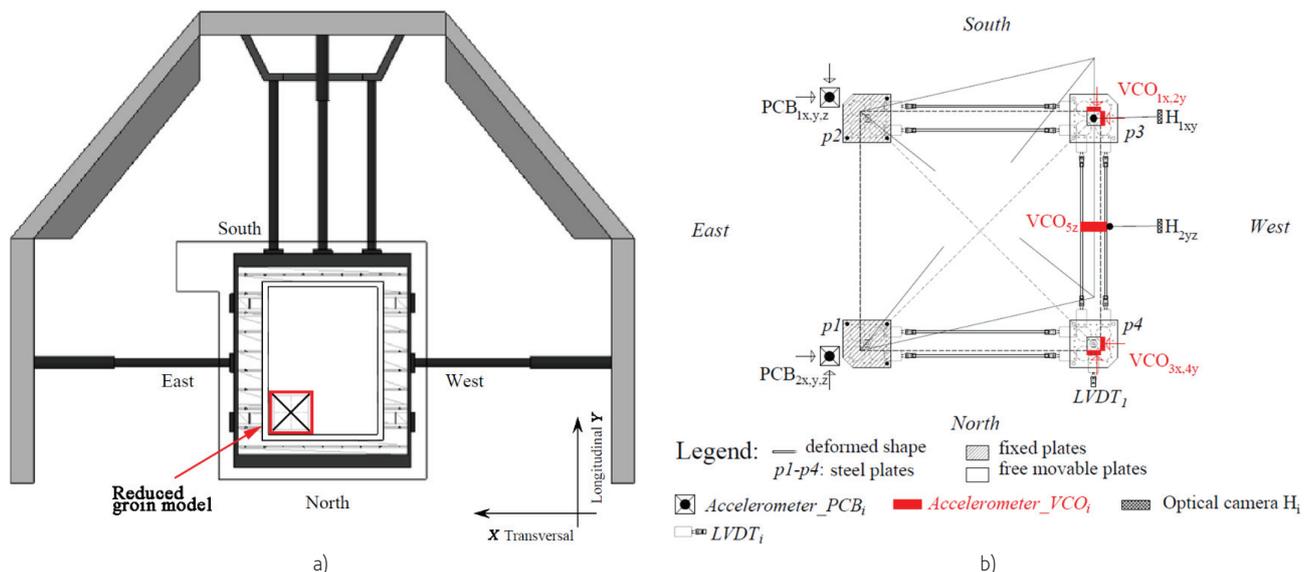


Figura 6 Ensaios em plataforma sísmica: a) planta com a localização do modelo destacada a vermelho; b) instrumentação do modelo (vista superior)

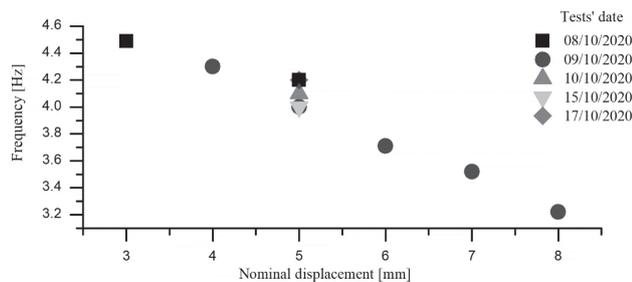


Figura 7 Frequência em função da amplitude do sinal do ensaio de identificação dinâmica

2.4 Ensaios sísmicos

Nos ensaios sísmicos, adotou-se o sismo de Emilia (Itália), sobretudo devido à presença significativa de abóbadas naquela região. Durante as inspeções pós-sismo efetuadas nesta região, foram observados diversos casos de danos em abóbadas, igrejas e palácios, associados à rotura por corte no plano. Na definição da ação sísmica, recorreu-se aos acelerogramas registados na estação sísmica de Mirandola (MRN), localizada a 4 km do epicentro do sismo, com intensidade de 7-8 na Escala Macro sísmica Europeia de 1998, PGA de 0,27-0,30 g e duração de 30 s (Tabela 1). O ensaio em plataforma sísmica corresponde a um ensaio uniaxial, pelo que se adotou a componente Norte-Sul do sismo. A duração do acelerograma foi reduzida para 20 s, mantendo a parte intensa original, e filtrado, por forma a corrigir a serie temporal de deslocamentos (Figura 8). Nos ensaios sísmicos, a duração do acelerograma foi escalado de acordo com a

escala do modelo, em que o tempo foi reduzido através de um fator igual à raiz quadrada de 5, resultando numa duração total de cerca de 9 s.

Tabela 1 Parâmetros de pico das componentes do sismo registado (29 de maio de 2012) [11]

	PGA [m/s ²]	PGV [m/s]	PGD [m]
North-South (Longitudinal)	0,295	0,463	0,105

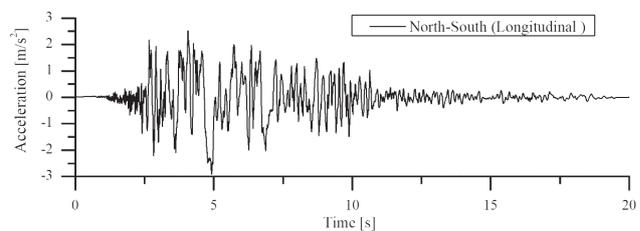


Figura 8 Acelerograma Norte-Sul do sismo na registado na estação sísmica MRN (20 s)

A Tabela 2 apresenta a sequência de ensaios sísmicos realizados na plataforma sísmica com reconstrução do modelo em diferentes dias, a variação da frequência do modelo, estimada através dos ensaios de identificação dinâmica, e uma breve descrição do dano. Nesta fase do trabalho, adotou-se o sinal com amplitude de 5 mm para a realização dos ensaios de identificação dinâmica. Os resultados demonstram uma redução da frequência em função do

Tabela 2 Sequência de ensaios realizados, frequências e breve descrição do dano

Tipo de ensaio	Frequência [Hz]	Descrição do dano
Identificação dinâmica	4,10	Sem dano
Sismo: 10%		Deslocamento descendente dos blocos da parte central (n.º 2)
Identificação dinâmica	4,10	Deslocamento descendente dos blocos da parte central (n.º 3)
Sismo: 25%		Sem dano
Identificação dinâmica	4,00	Deslocamento descendente dos blocos da parte central (n.º 3)
Sismo: 50%		Falha diagonal/corte. Deslizamento das extremidades (apoios fixos)
Identificação dinâmica	3,91	Deslocamento descendente dos blocos da parte central (n.º 3)
Sismo 55%		Colapso da parte central e deslizamento na extremidade
Identificação dinâmica	3,42	Sem dano adicional
Sismo 75%		Colapso

aumento da amplitude sísmica aplicada, indicativo da presença de dano. No último teste de identificação dinâmica, a frequência do modelo apresentou uma diminuição de cerca de 21% (3,22 Hz), relativamente à frequência inicial sem dano (4,10 Hz).

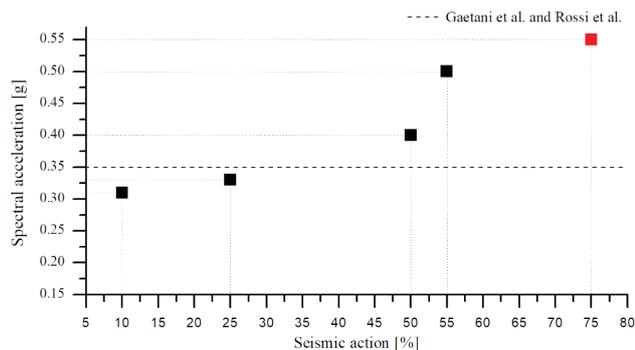


Figura 9 Aceleração espectral em função da amplitude da ação sísmica (as réplicas não estão representadas; colapso destacado a vermelho)

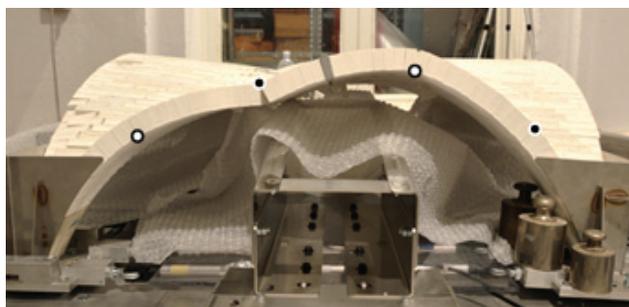
Na análise dos resultados dos ensaios sísmicos, determinaram-se as acelerações espectrais associadas às frequências do modelo à escala reduzida. Figura 9 apresenta a aceleração espectral associada a cada ação sísmica aplicada nos ensaios sísmicos (Tabela 2). Em comparação com os ensaios quase estáticos realizados por Rossi *et al.* [6] e com as análises numéricas realizadas por Gaetani *et al.* [12] (linha a traço interrompido na Figura 9), os resultados obtidos nestes testes sísmicos indicam que o mesmo modelo quando sujeito

a uma ação dinâmica apresenta uma capacidade superior (fator de 1.5) à capacidade obtida através de uma ação quase estática.

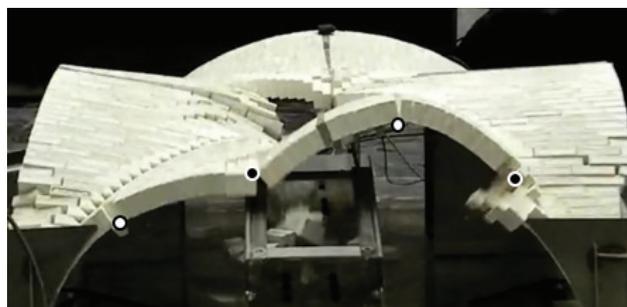
3 Avaliação do mecanismo de colapso

De acordo com o descrito anteriormente, os ensaios sísmicos envolveram vários ensaios com diferentes amplitudes. Nesta Secção descreve-se o mecanismo de colapso obtido nos ensaios de 75% aplicado na direção longitudinal (Norte-Sul, Figura 6). A localização das rótulas foi analisada a partir do alçado este, onde é possível verificar que o modelo apresenta uma configuração de rótulas semelhante à observada nos ensaios quase estáticos (Figura 10). As chapas de aço localizadas nos quatro apoios do modelo aumentam a rigidez nestas partes do modelo e, conseqüentemente, surgem duas rótulas nas extremidades junto das chapas, o que está de acordo com estudos baseados nas formulações de energia mínima efetuados por Oppenheim [13] e De Lorenzis *et al.* [14]. O mecanismo do arco é constituído por quatro rótulas, e está sobretudo associado à parte do modelo com os apoios fixos (parte mais rígida) (Figura 10).

O mecanismo de colapso foi analisado com recurso a uma sequência de fotos, através da qual avaliou-se também o número e a localização das rótulas. A Figura 11 apresenta a fase de maior intensidade sísmica aplicada antes do colapso da abóbada, observada através da câmara posicionada na parte superior do modelo. O centro da abóbada é a primeira do modelo a colapsar. O colapso dos blocos no centro da abóbada não interfere na rotura por corte no plano, que se inicia aos 2 s do sismo, acompanhada pela formação das rótulas. As extremidades sul e este foram as primeiras a colapsar.



a)



b)

Figura 10 a) Comparação do dano obtido através do ensaio quase estático [6] e b) o ensaio em plataforma sísmica

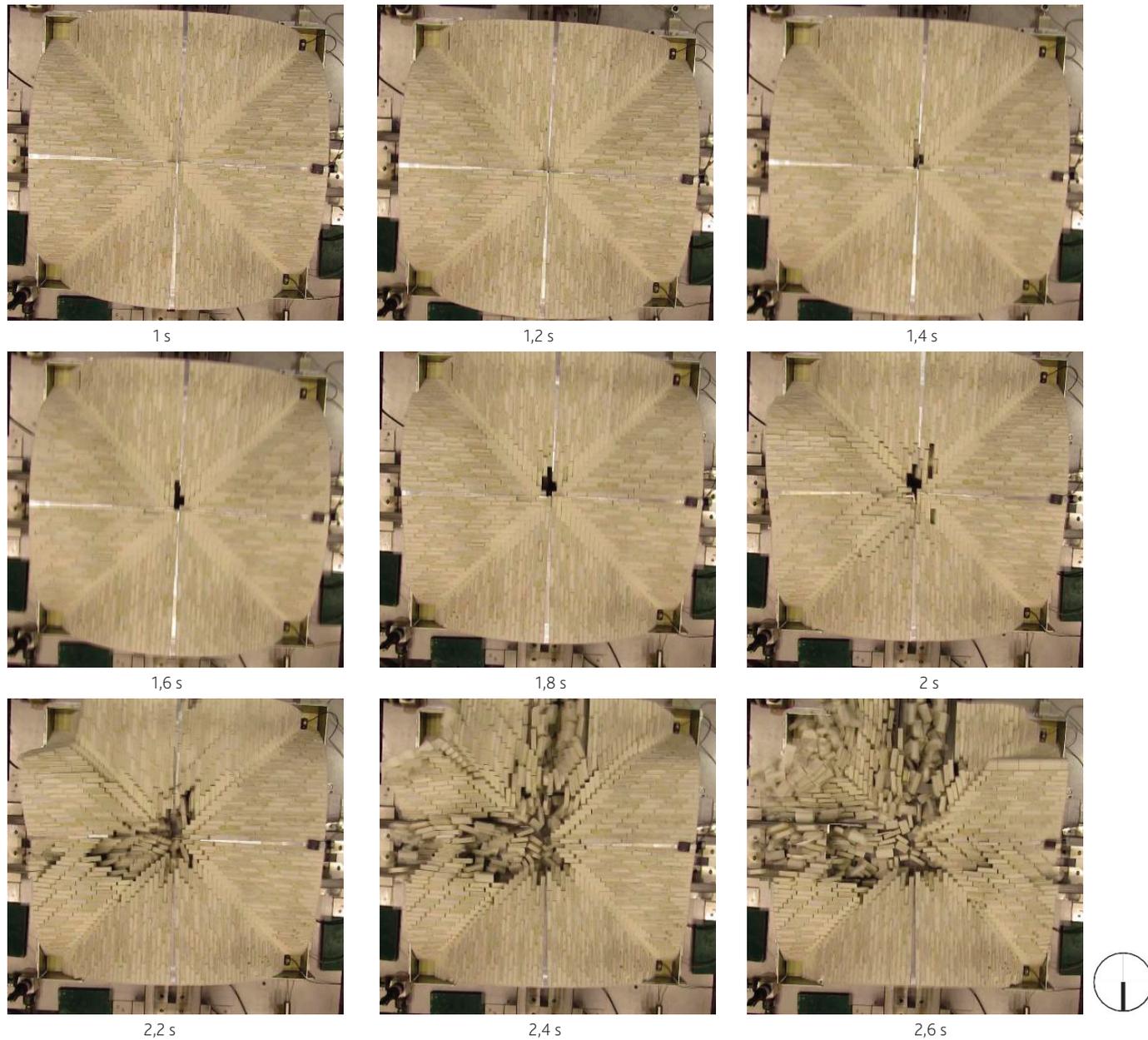


Figura 11 Evolução do dano do modelo durante a fase intensa do sismo de 75% (5 frames/s) (À esquerda: apoios fixos; à direita: apoios deslizantes)

4 Conclusões

Este artigo apresenta os ensaios de um modelo de uma abóbada de aresta, construído à escala 1:5, realizados em plataforma sísmica. Foram efetuados ainda ensaios de identificação dinâmica, por forma a avaliar a redução da frequência do modelo em função do dano. A resposta dinâmica do modelo foi comparada com os resultados obtidos através de ensaios quase estáticos.

Os resultados dos ensaios dinâmicos permitiram concluir que: (1) as rótulas concentram-se na parte mais rígida do modelo (apoios fixos) e apresenta uma configuração semelhante à obtida nos ensaios quase estáticos; (2) o modelo apresentou uma rotura por corte no plano, com concentração de dano nas partes sul e este da abóbada; (3) a capacidade da estrutura obtida através dos ensaios dinâmicos é superior à capacidade através dos testes quase estáticos (fator de 1,5); (4) a aceleração espectral no colapso é igual a 0,55 g. Note-se que este valor corresponde à ação na abóbada sem ter em consideração a ampliação dinâmica em altura da igreja.

Agradecimentos

O primeiro autor agradece à Fundação para a Ciência e Tecnologia pelo financiamento da bolsa de doutoramento SFRH/BD/136831/2018. Os autores agradecem ainda ao projeto SERA.ta Project #7.

Referências

- [1] Block, P.; Ciblac, T.; Ochsendorf, J.A. – "Real-time limit analysis of vaulted masonry buildings," *Comput. Struct.*, vol. 84, no. 29-30, pp. 1841-1852, Nov. 2006, doi: 10.1016/j.compstruc.2006.08.002.
- [2] Milani, G.; Tralli, A. – "A simple meso-macro model based on SQP for the non-linear analysis of masonry double curvature structures," *International Journal of Solids and Structures*, vol. 49, no. 5, pp. 808-834, 2012, doi: 10.1016/j.ijsolstr.2011.12.001.
- [3] Torres, B.; Bertolesi, E.; Moragues, J.J.; Calderón, P.A.; Adam, J.M. – "Experimental investigation of a full-scale timber masonry cross vault subjected to vertical settlement," *Constr. Build. Mater.*, vol. 221, pp. 421-432, 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.06.015.
- [4] Rossi, M. – "Evaluation of the Seismic Response of Masonry Cross Vaults," Università degli Studi di Genova, 2015.
- [5] Giovanetti – *Manuale del recupero del Comune di Città di Castello*. Rome (in Italian): DEI, 2000.
- [6] Rossi, M. Calderini, C.; Lagomarsino, S. – "Experimental testing of the seismic in-plane displacement capacity of masonry cross vaults through a scale model," *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 14, no. 1, pp. 261-281, 2016, doi: 10.1007/s10518-015-9815-1.
- [7] Bianchini, N.; Mendes, N.; Lourenço, P.B.; Calderini, C.; Rossi, M. – "Seismic assessment of masonry cross vaults through numerical nonlinear static and dynamic analysis," in *COMPADYN 2019 7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019, no. 1, pp. 600-612, [Online]. Available: <https://doi.org/10.7712/120119.6942.18709>.
- [8] Raimondi, A. – "La chiesa di Santa Maria in Scaria. Gestire la complessità: dal rilievo al BHIM," 2013.
- [9] Penna, A.; Morandi, P.; Rota, M.; Filippo, C.; Guido, P. – "Performance of masonry buildings during the Emilia 2012 earthquake," *Bull. Earthq. Eng.*, pp. 2255-2273, 2014, doi: 10.1007/s10518-013-9496-6.
- [10] Bozzoni, F.; Lai, C.G.; Scandella, L. – "Preliminary results of ground-motion characteristics," *Ann. Geophys.*, vol. 55, no. 4, pp. 609-614, 2012, doi: 10.4401/ag-6121.
- [11] Gaetani, A.; Bianchini, N.; Lourenço, P.B. – "Simplified micro-modelling of masonry cross vaults: Stereotomy and interface issues," *Int. J. Mason. Res. Innov.*, vol. 6, no. 1, pp. 97-125, 2021, doi: 10.1504/IJMRI.2021.112076.
- [12] Oppenheim, I.J. – "The masonry arch as a four-link mechanism under base motion," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 21, no. 11, pp. 1005-1017, 1992, doi: 10.1002/eqe.4290211105.
- [13] Lorenzis, L. De; Dejong, M.J.; Ochsendorf, J.A. – "Failure of masonry arches under impulse base motion," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 36, no. 14, pp. 2119-2136, Nov. 2007, doi: 10.1002/eqe.719.

Reabilitação e ampliação do conjunto arquitetónico do Seminário Maior de Coimbra

A comprehensive intervention on architectural ensemble of the Seminário Maior de Coimbra

Bruno Quelhas
Jorge Soares
Valter Lopes
Alexandre Costa
Ilya Semionoff

Resumo

O Seminário Maior de Coimbra é conjunto arquitetónico emblemático integrado na malha urbana da cidade de Coimbra. Com o objetivo de dar vida a este conjunto, foi desenvolvido um projeto multidisciplinar de reabilitação.

Este artigo apresenta a abordagem e o projeto de intervenção no edifício central do Seminário, que teve por base um trabalho de Inspeção e Diagnóstico Estrutural. A intervenção estrutural recorreu, sempre que possível, a materiais e técnicas tradicionais, de forma a garantir a preservação da identidade do edifício e, simultaneamente, o respeito pelos princípios da Reversibilidade, a Compatibilidade e a baixa intrusividade das soluções. Nesse sentido, foi definido em projeto, a implementação de um sistema de monitorização estrutural para controlo do comportamento do edifício ao longo do tempo, e para aferir a necessidade futura de medidas adicionais. Foram ainda dimensionados novos volumes estruturais.

Abstract

The Seminário Maior de Coimbra is an emblematic architectural ensemble, included in the urban fabric of the city of Coimbra. In order to bring it back to life, a multidisciplinary intervention project was developed.

This article presents the approach and the intervention project in the central building of the Seminar, which were based on an Inspection and Structural Diagnosis work. The structural intervention, whenever possible, used traditional materials and techniques, in order to guarantee the preservation of the building's identity and, at the same time, respect for the principles of Reversibility, Compatibility and low intrusiveness of the solutions. With this in mind, the project considered the implementation of a structural monitoring system to control the behavior of the building over time, and to assess the need for additional measures. New constructions were also designed, such as the two towers that enable vertical communication between the different floors of the building.

Palavras-chave: Arcos / Abóbadas / Alvenaria / Madeira / Projeto / Reforço /
/ Inspeção e diagnóstico

Keywords: Arches / Vaults / Masonry / Timber / Desig project / Strengthening /
/ Inspection and diagnosis

Bruno Quelhas

NCREP, Consultoria em Reab. do Edificado e Património, Lda.
Porto – Portugal
bruno.quelhas@ncrep.pt

Jorge Soares

NCREP, Consultoria em Reab. do Edificado e Património, Lda.
Porto – Portugal
jorge.soares@ncrep.pt

Valter Lopes

NCREP, Consultoria em Reab. do Edificado e Património, Lda.
Porto – Portugal
valter.lopes@ncrep.pt

Alexandre Costa

NCREP, Consultoria em Reab. do Edificado e Património, Lda.
Porto – Portugal
alexandre.costa@ncrep.pt

Ilya Semionoff

Ilya Semionoff – Atelier de Arquitectura
Coimbra – Portugal

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.

QUELHAS, B. [et al.] – Reabilitação e ampliação do conjunto arquitetónico do Seminário Maior de Coimbra. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 17. ISSN 2183-8488. (novembro 2021) 81-92.

1 Introdução

O presente artigo descreve a abordagem de intervenção ao edifício Central do Seminário Maior de Coimbra.

O projeto teve como objetivo reabilitar o edifício, dotando-o das condições de segurança e utilização necessárias ao seu bom funcionamento, preservando e valorizando simultaneamente as suas qualidades arquitetónicas, construtivas e estruturais originais. Nesse sentido, foi necessário proceder à melhoria e à reposição das condições de segurança estrutural de elementos a manter e ao dimensionamento de novas estruturas necessárias no âmbito da nova proposta arquitetónica.

As intervenções propostas foram baseadas num levantamento exaustivo dos elementos construtivos e das anomalias existentes através de ações de inspeção. Após o diagnóstico da situação, procuraram-se as medidas que minimizassem o impacto no edifício, garantindo o respeito tanto pelo programa a integrar como pelos princípios ditados pelas Cartas e Recomendações Internacionais, [1].

2 Enquadramento da intervenção e solução arquitetónica

O Seminário Maior de Coimbra (SMC), recentemente inscrito como Monumento Nacional, manteve-se em funcionamento ao longo de mais de 250 anos, agregando em si a formação e habitação dos seminaristas e padres da Diocese e, mais tarde, a formação dos vários ministérios da Igreja (para leigos e ministros ordenados). A intervenção no conjunto dos edifícios do SMC visa contribuir para a valorização, proteção e divulgação deste importante conjunto arquitetónico que se insere no conjunto histórico-cultural da Universidade de Coimbra – Alta e Sofia. Deste modo, pretende-se dar vida ao SMC, na continuidade daquelas que têm sido as suas ocupações, apresentando-o como o local privilegiado para se tornar o coração da vida pastoral não apenas da Diocese de Coimbra, como também a nível nacional (por se encontrar no centro do país).

A intenção da intervenção foi permitir que o SMC funcionasse como um verdadeiro coração e pólo agregador da Diocese, adaptando as exigências da funcionalidade à própria construção que ilustra um período significativo da história humana e religiosa. Assim, pretende-se estimular e garantir o acesso de todos à fruição deste bem religioso que revela o génio dos respetivos criadores, um testemunho de elevado valor estético, técnico e simbólico.

O conjunto edificado foi construído na campanha de obras do séc. XVIII num terreno que se estendia até ao rio Mondego, constituindo-se então com o Edifício Central e outros edifícios periféricos, menores que garantiam a sustentabilidade do Seminário. O desenho deste edifício consiste num plano quase ortogonal, quadrangular e regular constituído por quatro braços que se comunicam e um pátio interior onde se prolonga a igreja que confere a axialidade e simetria à estrutura. É um notável exemplo da tradição arquitetónica associada a estruturas de natureza palatina e religiosa contemporânea da construção dos monumentos portugueses do Barroco. Construíram-se numa segunda campanha de obras, no séc. XIX, a Casa Nova e a Casa Novíssima, dois



Figura 1 Fotografias da Maquete sobre o projeto para a torre da nova circulação vertical

pavilhões laterais ao edifício principal demonstrando um admirável entendimento arquitetónico, ao enquadrá-lo com uma linguagem semelhante, porém contemporânea da época da sua construção. Os dois pavilhões de igual comprimento e largura, têm a altura correspondente à cota da cimalha do SMC.

Ao reabilitar, restaurar e conservar o SMC, procura-se garantir a perenidade do espólio e das atividades que nele funcionam: Escola de Música, Teologia e Ministérios, Alojamento, Centro Pastoral, Visitas Turísticas; tornando o espaço num interface entre o presente e o passado. O edifício poderá continuar a garantir o testemunho da troca de influências ao longo de um período de 250 anos, sobre o desenvolvimento da arquitetura, da tecnologia da construção, da cenografia, planificação dos espaços e criação de paisagens. A preservação do bem permite revelar ainda a sua importância dos pontos de vista da memória coletiva, da investigação histórica, arqueológica e científica.

O Edifício Central (Casa Velha) manterá o seu uso na globalidade dos pisos, destacando-se a intervenção no piso 1 e 2 onde alguns quartos serão reconfigurados como suite e outros como quartos com instalações sanitárias, no sentido de dar mais conforto e de minimizar a configuração inserção das redes, recuperando o uso de alojamento, como originalmente.

O programa de intervenção parte dos critérios de revitalização, conservação, manutenção, acessibilidade, compatibilidade, reversibilidade e sustentabilidade. Para assegurar estes critérios foi necessário propor a criação de dois elementos de circulação vertical (Figura 1), com vista a corrigir uma disfunção ao nível da continuidade da circulação entre pisos no Edifício Central e

melhorar a circulação através de uma coluna única que pudesse complementar as existentes no edifício de origem. Seguindo o princípio da reversibilidade, seguiu-se a opção de construir as novas circulações verticais fora do edificado para minimizar a intervenção.

Para completar este novo conjunto de circulação, e na mesma lógica de não interferir no complexo sistema construtivo interno do edificado do século XVIII, optou-se por prolongar a ligação exterior entre a Casa Nova e o Edifício Central, melhorando a comunicação entre os vários edifício do conjunto arquitetónico. Neste artigo será apenas referenciado o trabalho de projeto relativo ao edifício central.

3 Inspeção e diagnóstico

A inspeção visual para caracterização geométrica, material e do estado de conservação dos elementos estruturais do edifício foi complementada através da realização de ensaios tendencialmente não destrutivos, ou medianamente destrutivos utilizados como ferramentas auxiliares de inspeção e diagnóstico. Nestes ensaios incluiu-se uma campanha de abertura de janelas de sondagem nos diferentes elementos estruturais, nomeadamente, pavimentos, paredes, abóbadas e arcos (devidamente acompanhadas pela equipa de arqueologia responsável, [2]), que permitiu a observação direta dos elementos estruturais e assim um levantamento mais completo das suas características. Esta campanha procurou minimizar o impacto nos elementos construtivos (Figura 2). Este trabalho permitiu criar uma base de conhecimento para o desenvolvimento de uma intervenção estrutural sustentada e orientada para uma filosofia de intervenção mínima e de respeito pela pré-existência.



Figura 2 Ações de inspeção e diagnóstico – sondagens e ensaios complementares

3.1 Descrição geral do edifício

O edifício central do seminário possui uma área de implantação aproximadamente quadrada com cerca de 3550 m² (Figura 3). O edifício é composto por 4 alas (Norte, Nascente, Sul e Poente), possui no centro um jardim interno (Figura 3b). O edifício desenvolve-se ao longo de 5 pisos (piso -2, piso -1, piso 0, piso 1 e piso 2). O terreno de implantação tem cota descendente de Norte para Sul sendo que os pisos -1 e -2 ocupam apenas parte da área de implantação, tendo implantação em função da inclinação do terreno. O piso -2 possui pavimento térreo em todo o seu desenvolvimento e serve atualmente de zona de arrumação (Figura 3c). O piso -1 encontra-se atualmente desabitado, tendo servido no passado de aposentos das freiras que davam apoio ao seminário (Figura 3d).

Ao contrário dos pisos superiores do edifício, o piso 0 possui um corredor interior do lado do jardim interior que permite a

comunicação entre os diferentes espaços do piso. A restante largura das alas é ocupada pelos compartimentos do piso, onde estão concertadas as zonas de utilização comum (Figura 3e). O piso 1 e piso 2 são ocupados essencialmente por quartos e casas de banho de apoio, possuindo corredores centrais de comunicação entre os diversos espaços (Figura 3f e Figura 3g). Ao nível do piso 1 e na ala Sul localiza-se um dos espaços mais emblemáticos do edifício, os aposentos do Bispo (Figura 3f). No encontro da ala Norte com a ala Poente e a ala Nascente com a ala Sul, existe ao nível do piso 1 capelas de pé-direito duplo (Figura 3g). No centro da ala Norte está integrada uma igreja com pé direito total (desde o piso 0 até à cobertura), que se estende para o jardim interior (Figura 3b e Figura 3h). O edifício possui quatro caixas de escadas principais de comunicação entre os diferentes pisos, duas na ala Norte (Figura 3i) e duas na ala Sul (Figura 3j).

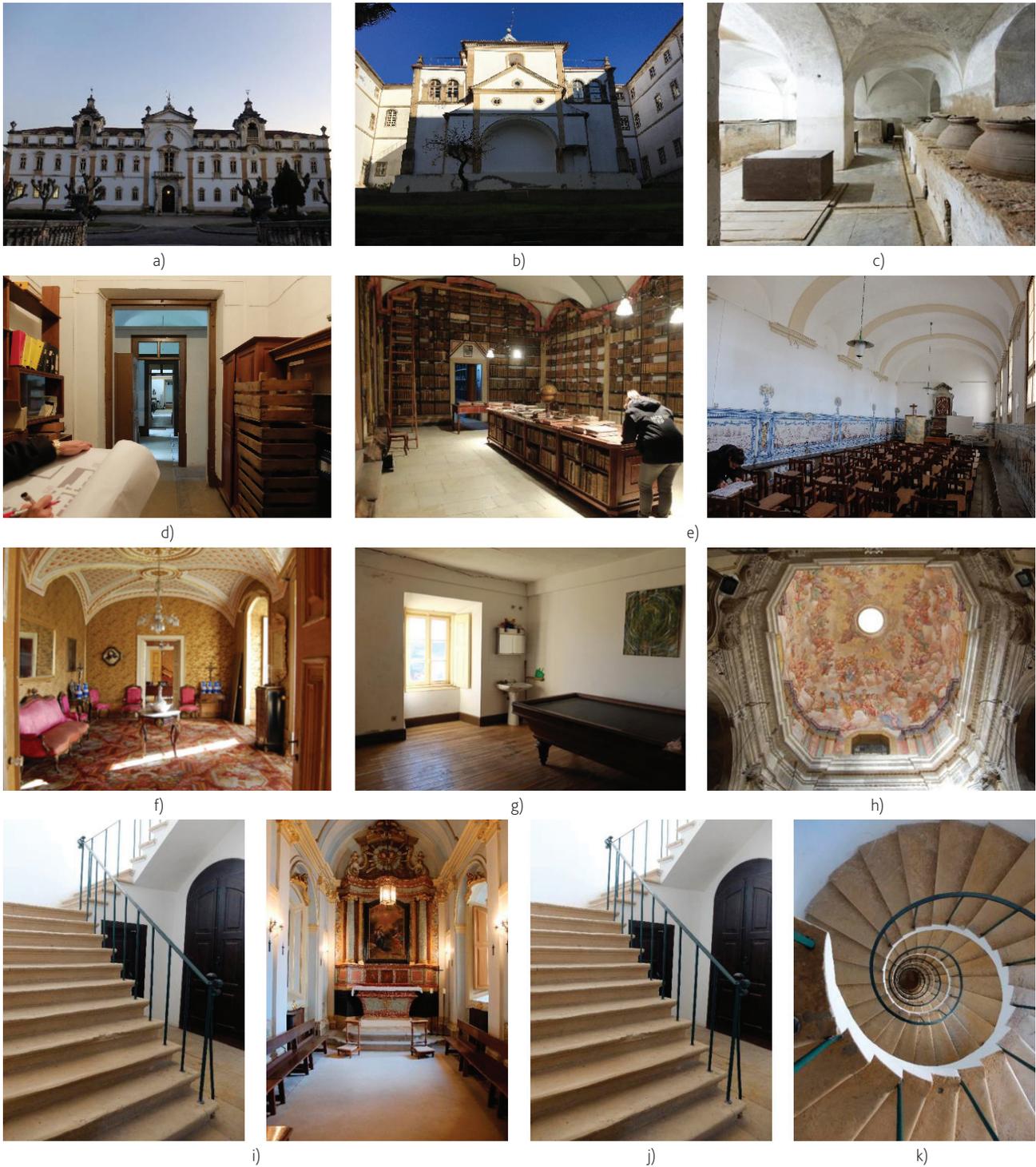


Figura 3 Edifício central do Seminário Maior de Coimbra

3.2 Levantamento e caracterização estrutural

A estrutura resistente vertical principal do edifício é essencialmente constituída por paredes exteriores e interiores de alvenaria irregular de pedra calcária (ou mista de pedra calcária e tijoleira) e argamassa de cal e areia, com espessuras variáveis em altura (Figura 4a e Figura 4b). Nos paramentos interiores de compartimentação em alvenaria do piso 1, verificou-se a existência de arcos de descarga embebidos (Figura 4a), constituídos por blocos de calcário travados por elementos pétreos da mesma natureza e/ou por fragmentos de cerâmica de construção. A utilização destes arcos estará relacionada com a necessidade de aliviar a carga sobre os arcos e abóbadas do piso 0. No piso 2, verificou-se a existência de paredes divisórias mais recentes em tijolo furado e argamassa de cimento, onde é também visível um arco de descarga (Figura 4c).

Como característica construtiva relevante do edifício, verificou-se que um dos alinhamentos interiores de parede do piso 1 e 2 não possui continuidade até à fundação, descarregando diretamente nas abóbadas e arcos do teto do piso 0. Para além do seu peso próprio, estas paredes descarregam o peso das abóbadas, pavimentos e coberturas que nela se apoiam. Nos alçados Poente, Nascente e Norte as paredes descarregam aproximadamente a meio vão da abóbada, enquanto que no alçado Sul descarrega a dois terços de vão. Na Figura 4d é possível observar a descarga a meio vão na ala Nascente e o desalinhamento entre o corredor do piso 0 e os restantes pisos (Figura 4e a Figura 4g). Durante a inspeção verificou-se a presença de tirantes metálicos ao nível do tecto do piso 0 da ala Sul (Figura 4h), os quais terão sido colocados por forma a travar e estabilizar o movimento fora-do-plano das paredes.

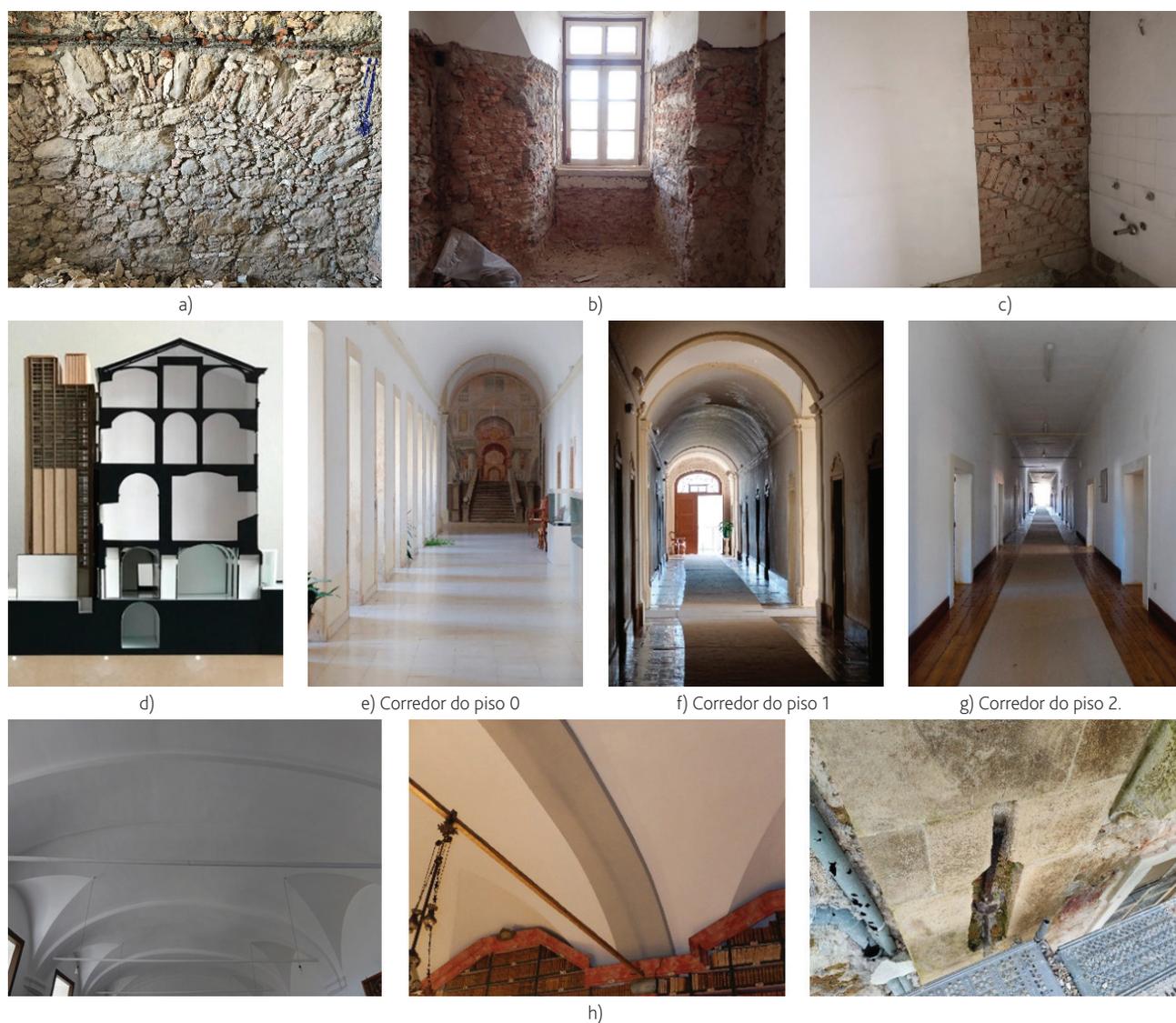


Figura 4 Estrutura resistente vertical do edifício central



a) Abóbada de teto do Piso -1



b) Intradroso de abóbadas do teto do Piso 0



c) Intradroso e extradorso da abóbada do teto do Piso 1 – Ala Sul



d) Abóbada do teto do piso 1



e) Intradroso e extradorso da cúpula da nave da igreja



f) Abóbada da capela-mor

Figura 5 Exemplos de abóbadas existentes no edifício



Figura 6 Estrutura do pavimento de madeira sobre abóbadas



Figura 7 Coberturas de madeira do edifício central do SMC

A estrutura horizontal do edifício é de uma forma geral materializada por abóbadas de tijolo, sem ou com enchimento (total ou parcial). No edifício foram identificadas diferentes tipos de abóbadas, nomeadamente: abóbadas de arista, abóbadas de berço, abóbadas de berço com lunetas e abóbadas de barrete de berço com testa de barrete de clérigo (Figura 5).

Ao nível do teto do piso 1 as abóbadas, sem enchimento ou com enchimento parcial, estão associadas a estruturas de pavimento em madeira, apoiadas nas paredes de alvenaria e pontualmente nas abóbadas (Figura 6). As sondagens realizadas aos pavimentos revelaram a existência de tirantes metálicos embebidos no pavimento do piso 2 (extradorso das abóbadas) na ala Sul, Nascente e Poente.

A estrutura de cobertura do edifício central do SMC é composta por asnas principais de madeira maciça que apoiam nas paredes exteriores e interiores em alvenaria de pedra (Figura 7a). Os vãos vencidos pelas asnas são aproximadamente 12,30 m na ala Sul e 11,30 m nas restantes alas. As madres e cumeeira possuem secções transversais variáveis aproximadamente entre $10 \times 19 \text{ cm}^2$ e $17 \times 26 \text{ cm}^2$. No alinhamento das cumeeiras existem escoras que descarregam nos pendurais das asnas.

As coberturas da igreja sobre a nave e a capela-mor são construtivamente distinta do restante seminário, apresentando soluções também em madeira mas não autoportantes. Tratam-se de coberturas de madeira compostas por varas apoiadas em madres, escoras e rincões que descarregam nas paredes perimetrais e na abóbada e cúpula que compõem o teto nestas zonas (Figura 7b). A cobertura sobre o coro-alto (Figura 7c), é materializada por uma asna simples, cumeeira e madres. As madres e cumeeira apoiam

em paredes de alvenaria de pedra e na asna existente. Todos os elementos estruturais de madeira desta cobertura apresentam uma secção transversal de aproximadamente $10 \times 19 \text{ cm}^2$, com exceção das escoras da asna que possuem secção transversal $10 \times 10 \text{ cm}^2$. A cobertura sobre os corpos laterais da igreja são acessíveis em terraço sobre abóbada de alvenaria (Figura 7d).

3.3 Estado de conservação estrutural

Foi efetuada uma inspeção ao edifício, de forma a detetar as anomalias nos elementos estruturais e avaliar a sua intensidade. Este trabalho permitiu identificar algumas anomalias estruturais importantes no edifício, nomeadamente: (i) Degradação intensa generalizada dos elementos estruturais da cobertura sobre a ala Sul devido a ataques de insetos xilófagos de ciclo larvar (caruncho), os quais resultaram em importantes perdas de secção resistente (Figura 8a). A restante cobertura do edifício central apresentava a mesma tipologia de anomalias, no entanto, de forma mais pontual. (ii) Fissuração e deformação das abóbadas do teto do piso 0, em particular na ala Sul, onde o vão das abóbadas dos compartimentos é maior (Figura 8b). Na origem destes problemas está a conceção estrutural e construtiva do edifício, nomeadamente, a falta de continuidade em altura das paredes do corredor dos pisos superiores. As cargas verticais das paredes desalinhadas são transmitidas para as paredes de alvenaria inferiores através dos arcos e abóbadas sob a forma de esforços horizontais e verticais. As forças horizontais, na inexistência de elementos de travamento, provocam movimentos fora-do-plano nas paredes de suporte assim que as cargas horizontais sejam superiores à resistência horizontal das paredes. O movimento fora-do-plano das paredes induziu por sua vez

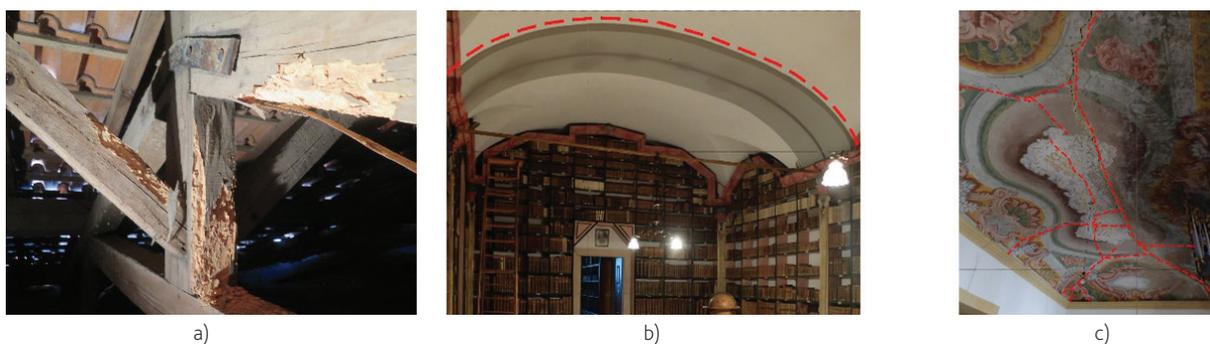


Figura 8 Principais anomalias estruturais identificadas no edifício

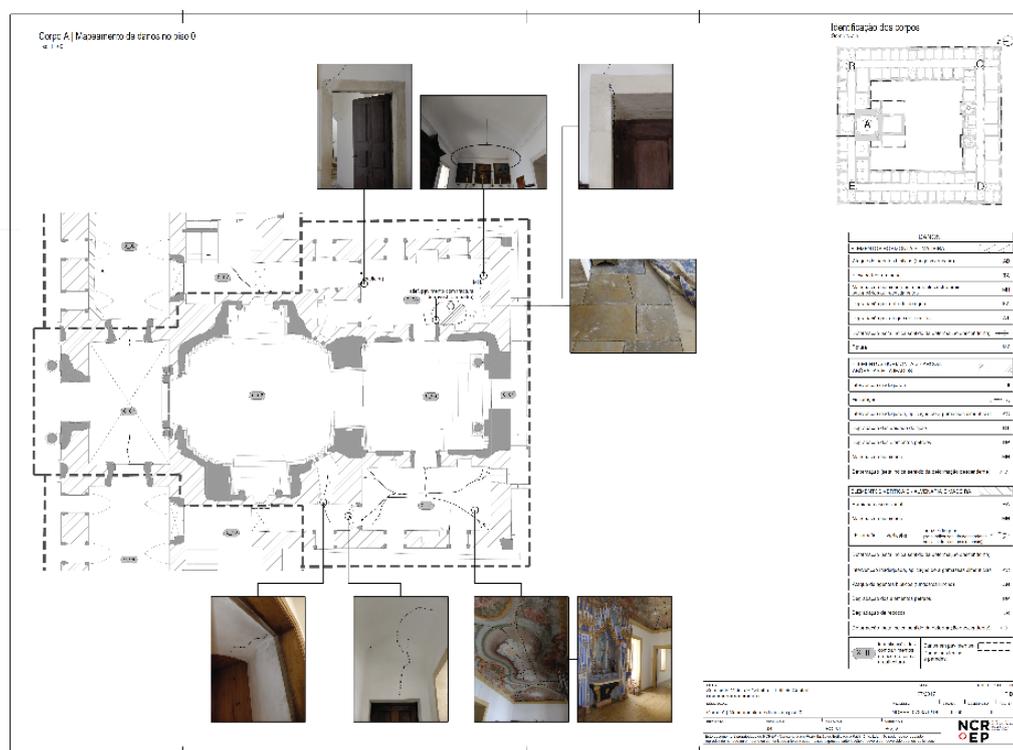


Figura 9 Peças desenhadas – levantamento estrutural e mapeamento de danos

deformações (visíveis) dos arcos e abóbadas consentâneas com este tipo de movimento e que progrediu até fosse encontrado um novo equilíbrio das forças horizontais e verticais. Os tirantes encontrados no teto do piso 0 (Ala Sul), terão sido colocados para travar e estabilizar o movimento das paredes fora-do-plano. Associados a estes movimentos estão danos de fissuração em paredes e abóbadas observados nos pisos superiores. (iii) A abóbada da capela-mor e as abóbadas dos compartimentos dos corpos laterais da igreja, encontram-se bastante fissuradas e/ou com vestígios de reparações. No caso particular da abóbada da sacristia, para além

da fissuração, esta apresenta uma elevada deformação vertical (Figura 8c). Os problemas destas abóbadas estarão relacionado com os movimentos fora-do-plano das paredes portantes da igreja, em particular ao nível da fundação, os quais despoletaram em meados do século XX o reforço das paredes e fundações da igreja.

A informação relativa à caracterização estrutural e ao estado de conservação foi vertida e compilada num relatório de inspeção e diagnóstico estrutural, [3], composto por uma memória descritiva, plantas, cortes, alçados e pormenores estruturais e ainda por mapas de anomalias (Figura 9).

4 Intervenção estrutural

As medidas de intervenção, Figura 10 e [4], foram definidas com base nos dados recolhidos durante o trabalho prévio de inspeção e diagnóstico estrutural.

A intervenção na cobertura do edifício central pode ser dividida em dois níveis de intervenção, que correspondem também a duas zonas com intensidades de degradação e exigências de intervenção diferente. Na ala Sul, previu-se a substituição integral da cobertura por uma nova, materializada em madeira lamelada colada, mas mantendo uma geometria e configuração de asnas semelhantes às existentes. A restante cobertura do edifício central foi intervencionada, com recurso a ações globais de limpeza e tratamento contra agentes bióticos e a ações pontuais de reforço e substituição de elementos degradados, ou sem capacidade resistente, com base no levantamento e mapeamento de anomalias resultantes do trabalho de inspeção e diagnóstico. Nesta intervenção promoveu-se, em fase de projeto, a re-utilização de elementos de madeira resultantes dos trabalhos de demolição. Na zona da igreja, optou-se pela substituição das coberturas, por novas soluções mais auto-portantes.

Conjugando o facto de estarmos a tratar um edifício com elevado valor patrimonial, com todas as anomalias estruturais identificadas associadas a movimentos dos elementos estruturais, considerou-se essencial, como medida de intervenção de projeto, preconizar a implementação de um sistema de monitorização estrutural. Esta técnica de intervenção teve como principal objetivo avaliar o comportamento/movimentos dos elementos estruturais por forma a perceber se este se encontram estabilizados e, conseqüentemente, controlar a necessidade de implementação de medidas adicionais no futuro. Complementarmente ao sistema de monitorização, e utilizando técnicas de intervenção já presentes no edifício, foi definido em projeto de execução a implementação de um conjunto de tirantes metálicos de contraventamento. Os tirantes, juntamente com as leituras de movimentos obtidas através do sistema de monitorização contínuo, constituem uma técnica de intervenção de melhoria e controle do comportamento estrutural do edifício.

Outras medidas de intervenção estrutural preconizadas, passaram pela (i) consolidação e/ou reforço das abóbodas danificadas; (ii) limpeza, tratamento, substituição e reforço pontual dos elementos de madeira que materializam os pavimentos a manter; (iii) definição de novos pavimentos de madeira e metálicos

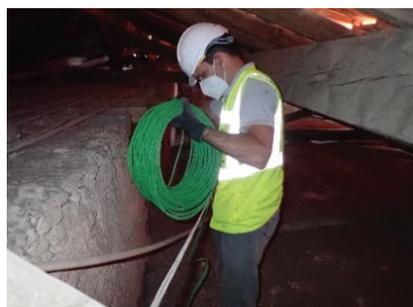
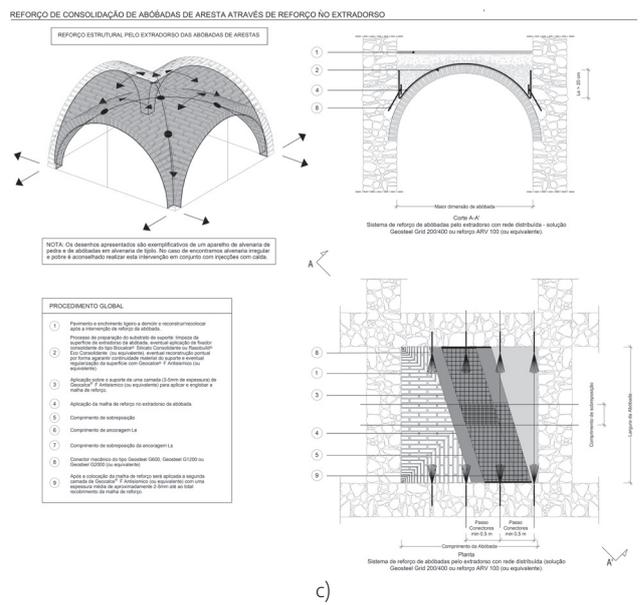
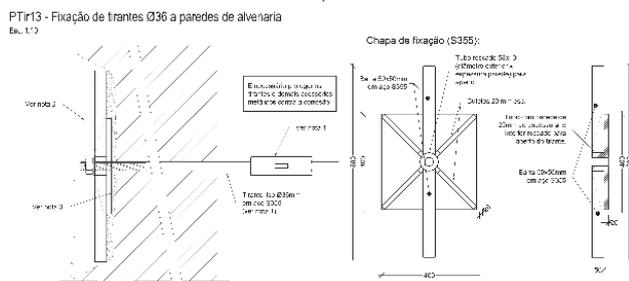
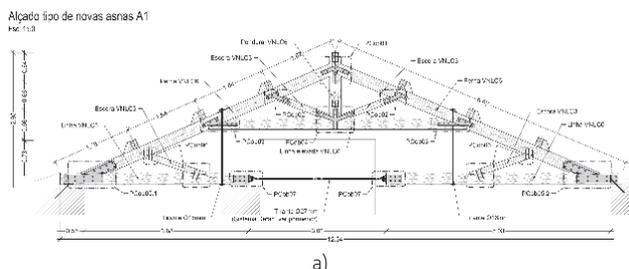


Figura 10 Medidas de intervenção estrutural

autoportantes e destacados das abóbadas, por forma a aliviar o carregamento sobre as mesmas; (iv) melhoria as ligações entre os elementos resistentes verticais e os horizontais.

A principal condicionante estrutural imposta pelo programa e solução arquitetónica, está relacionada com a necessidade de abertura de novos vãos nas paredes existentes. Nesse sentido, e tendo em conta as características estruturais e construtivas e o estado de conservação do edifício, foi realizado um trabalho conjunto multidisciplinar no sentido de minimizar o impacto na estrutura existente.

5 Considerações finais

Neste artigo pretendeu-se mostrar um exemplo de intervenção num edifício de elevado valor patrimonial, recorrendo a uma metodologia de intervenção assente no conhecimento de pré-existência para o desenvolvimento de uma intervenção multidisciplinar sustentada. O trabalho de inspeção e diagnóstico estrutural, assente em ações de pesquisa bibliográfica e inspeção visual, complementada com a realização de janelas de sondagem e ensaios não destrutivos, apresenta-se como elemento central para o desenvolvimento deste tipo de projeto. A inspeção e diagnóstico permitiu conhecer e caracterizar a estrutura existente e identificar e perceber as suas anomalias.

Para a resolução das anomalias estruturais foram previstas em projeto um conjunto de soluções estruturais que, sempre que possível, recorreram a materiais e técnicas tradicionais, de forma a garantir a preservação da identidade do edifício e, simultaneamente, o respeito pelos princípios da Reversibilidade, a Compatibilidade e a baixa intrusividade. Nesse sentido, foi definido em projeto, a implementação de um sistema de monitorização estrutural para controlo do comportamento do edifício ao longo do tempo, e para aferir a necessidade futura de medidas adicionais. Foram ainda dimensionados novos volumes estruturais de apoio, como sejam, as duas novas torres que permitem a comunicação vertical entre os diferentes pisos do edifício principal.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao Padre Nuno dos Santos, Reitor do Seminário Maior de Coimbra, a oportunidade de divulgar este trabalho e o seu apoio a esta iniciativa.

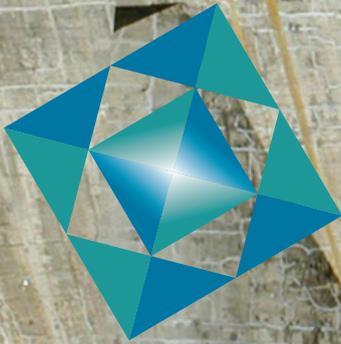
Referências

- [1] ICOMOS.(2004) – Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitetónico do ICOMOS.
- [2] Relatório final de arqueologia (2020) – Intervenção de arqueologia preventiva. Sondagens arqueológicas prévias, ao solo e parietais, no Seminário Maior de Coimbra
- [3] NCREP (2017) – Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural do Seminário Maior de Coimbra.
- [4] NCREP (2018) – Projeto de estruturas do Seminário Maior de Coimbra.

16th ICAAR



LISBOA 2020-2022



16th International Conference on
Alkali Aggregate Reaction in Concrete
Lisboa | LNEC | Portugal | 31 May - 2 June 2022

<http://icaar2020-2022.lnec.pt/>

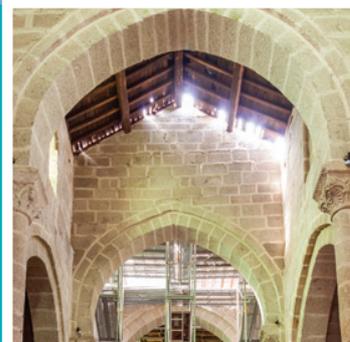


LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



CONTACTS

LNEC | Conference and Event Services | ICAAR2020-2022
tel: +351 21 844 34 83 email: icaar2020-2022@lnec.pt
LNEC | Av. do Brasil 101 | 1700-066 Lisboa | Portugal



JPEE 2022



6^{as} Jornadas Portuguesas
de Engenharia de Estruturas

Lisboa • LNEC
9 a 11 de novembro de 2022



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa
de Engenharia de Estruturas



Grupo Português
de Betão Estrutural



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SISMICA



Manifesto da Indústria Cimenteira Nacional no contexto da COP 26

A indústria cimenteira na vanguarda da transformação rumo à sustentabilidade

- A descarbonização da indústria, a contribuição para o combate às alterações climáticas e para uma economia mais verde, sustentável e inclusiva são uma prioridade da indústria cimenteira nacional;
- Assumimos este compromisso e estabelecemos as nossas metas rumo à neutralidade carbónica em 2050 no Roteiro para a Neutralidade Carbónica da Indústria Cimenteira Nacional, apresentado em março passado;
- Estamos cientes de que esta ambição climática aumentará a pressão sobre setores industriais como o do cimento e requererá investimentos adicionais em tecnologias que permitam a sua descarbonização, sem a qual não será possível manter a biodiversidade e preservação dos ecossistemas;
- Este compromisso terá que ser apoiado por toda a sociedade para que o nosso objetivo de sustentabilidade industrial, alinhado com o Roteiro para Neutralidade Carbónica do Governo Português e Pacto Ecológico Europeu, seja bem-sucedido;
- Um objetivo que precisa, antes de mais, do envolvimento dos decisores políticos e que, para além do nível nacional e europeu, exige uma participação à escala global;
- A ação política concertada de todos os países e a junção de forças do tecido empresarial e da sociedade civil na mitigação das alterações climáticas, é urgente e fulcral;
- Sem o apoio dos países desenvolvidos aos países em desenvolvimento, e o compromisso destes para com o clima, não será possível definir uma estratégia global sustentável e evitar o sobreaquecimento da Terra;
- Apenas com um pacto firme e coerente entre todas as Nações e o respetivo apoio aos setores industriais, que promova a inovação indispensável ao desenvolvimento de novas soluções, sem descurar a competitividade, se poderá alcançar o desígnio de manter o planeta azul.

E para tal, consideramos que:

- A indústria cimenteira nacional reitera o seu empenho em continuar a atuar como agente de mudança ao longo da cadeia de valor do cimento e betão e em contribuir para o estado de arte do setor, investindo em novas tecnologias e concretizando o potencial da transição verde e digital da indústria de construção;
- É urgente a adoção de mecanismos que garantam condições equitativas de operacionalização, bem como de requisitos de produção equivalentes que limitem a fuga de carbono. Só assim se poderá motivar países-terceiros com enquadramentos menos restritivos quanto às emissões de carbono a adotarem princípios equivalentes aos que existem na UE, e consequentemente em Portugal;
- Desta forma, também se estará a salvaguardar uma indústria nacional e europeia competitiva e sustentável. A descarbonização da Indústria exigirá investimentos significativos, estando assim a sua viabilidade económica e financeira dependente de condições competitivas equitativas;
- Para o efeito, é fundamental a alocação de fundos públicos e privados entre os quais, as receitas derivadas do Comércio Europeu de Licenças de Emissão e do futuro Mecanismo de Ajuste de Carbono nas Fronteiras - que permitam a investigação e desenvolvimento em instalações-piloto de demonstração de tecnologias disruptivas de baixo carbono. Também será essencial a existência de incentivos que permitam o retorno de investimentos em tecnologias maduras em períodos aceitáveis;
- Será também imprescindível a conjugação de esforços entre países desenvolvidos para a formação e qualificação de empregadores e empregados para que juntos possam adaptar-se aos desafios decorrentes da evolução tecnológica e explorar todo o potencial da mesma, apoiando também neste sentido os países em desenvolvimento, rumo a uma sociedade neutra em carbono.

O compromisso concertado de atores, práticas e políticas à escala global é fundamental na prossecução da missão conjunta de neutralidade carbónica. A indústria cimenteira nacional está firmemente empenhada em contribuir para este desígnio e salvaguardar o futuro do nosso planeta.

Reabilitar & Betão Estrutural 2020

Congresso Nacional - Lisboa, LNEC

3 a 5 de Novembro de 2021

<https://reabilitar-be2020.pt/>

O Congresso Nacional Reabilitar & Betão Estrutural 2020, organizado conjuntamente pela Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas (APEE) e pelo Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE), teve lugar de 3 a 5 de novembro de 2021, no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Devido à pandemia COVID-19, o Congresso, inicialmente agendado para novembro de 2020, foi adiado por um ano, de forma a permitir a sua realização presencial.

Este Congresso surge na continuidade dos Encontros Nacionais de Betão Estrutural, promovidos bianualmente pelo GPBE desde 1986, e dos Encontros Nacionais sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas, organizados pela APEE em 2000 e 2010.

Contou com a presença de 280 participantes, tendo incluído no seu programa sessões plenárias, com a apresentação de 4 palestras e de 3 obras de especial relevância, bem como 24 sessões paralelas, durante as quais foram apresentadas 148 comunicações. O programa do Congresso incluiu também uma visita técnica às obras de reabilitação do antigo edifício da AEG, em Lisboa.

O Congresso contou com uma exposição técnica, que permitiu o contacto com novos equipamentos, projetos e realizações, fruto da adesão de diversas entidades que patrocinaram o Congresso.



Este evento incluiu ainda uma sessão plenária dedicada à cerimónia de entrega de prestigiados prémios nacionais de engenharia de estruturas: o Prémio Ferry Borges, promovido pela APEE, o Prémio Jovens Mestres, organizado pelo GPBE, bem como a Medalha de Mérito do GPBE.

A organização do Congresso beneficiou do apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, da Ordem dos Engenheiros e da Ordem dos Arquitectos.

Patrocínios

PLATINA



OURO



PRATA



BRONZE



Prémio Ferry Borges 2019

O Prémio Ferry Borges, promovido pela Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas (APEE) desde 1998, tem com objetivos: perpetuar a memória da ação do engenheiro investigador Júlio Ferry Borges em prol da engenharia de estruturas portuguesa; promover o reconhecimento público da qualidade da engenharia de estruturas portuguesa; incentivar o esforço da continuada superação dessa qualidade, contribuindo assim para a divulgação e aceitação da engenharia de estruturas portuguesa no país e no estrangeiro.

À 10ª edição deste prémio candidataram-se 96 trabalhos, publicados entre 2016 e 2018 e desenvolvidos em ligação com entidades portuguesas.

O júri, presidido pelo Prof. João Azevedo, deliberou atribuir o prémio desta 10ª edição ao artigo “Early Damage Detection Based on Pattern Recognition and Data Fusion”, publicado no Journal of Structural Engineering, da autoria de João Pedro Santos, Christian Crémona, André Orcesi e Paulo Silveira. Foram igualmente distinguidos com uma menção honrosa quatro outros trabalhos (www.apee.org.pt).

A cerimónia de entrega do Prémio Ferry Borges de Engenharia de Estruturas, cuja 10ª edição teve o patrocínio da família da Engenheira Civil Maria Amélia Chaves de Almeida Fernandes, teve lugar no decurso do Congresso Reabilitar & Betão Estrutural 2020.

PRÉMIO JOVENS MESTRES 2020

Iniciativa do GPBE que visa premiar as melhores dissertações de mestrado submetidas nos anos letivos de 2018/19 ou 2019/20 no domínio do Betão Estrutural.

O vencedor do Prémio Jovens Mestres 2020 foi:

Gonçalo Xavier Costa e Sousa Ribeiro

Structural Design of Transfer Structures

Foram ainda atribuídas menções honrosas aos seguintes candidatos:

André Gonçalves Lima – Irregularidades Estruturais no dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado: Discussão das exigências regulamentares e casos de estudo.

José Paulo Ferreira – Ensaio virtuais à rotura em estruturas de betão armado com base em modelo BIM.

Pedro Miguel Ferreira Ventura Caseiro – Projeto de Ensoleiramento Geral Combinado com Pré esforço e Melhoramento do Solo – Aplicação ao Caso de Hangares para Aeronaves de Grande Porte.

Tiago Amândio Santos Pereira – Aderência entre varões de aço e betão com baixa dosagem de ligante e incorporação de agregados reciclados.

Manuel Pipa recebe Medalha de Mérito do GPBE

A Direção do Grupo Português de Betão Estrutural decidiu atribuir a Medalha de Mérito 2020 ao Eng.º Manuel Pipa para distinguir o nível excepcional do seu contributo para o desenvolvimento do Betão Estrutural. A cerimónia de entrega foi integrada no Congresso Nacional Reabilitar & Betão Estrutural 2020, que decorreu, presencialmente, no LNEC, entre 3 e 5 de novembro de 2021.



Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou nos eventos que contem com o apoio do Grupo (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





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 17ª 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 Arquitectos, 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



O **IC – Instituto da Construção** é uma associação privada, científica e técnica sem fins lucrativos, constituída em 1989 na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), que funciona como interface do conhecimento da Universidade do Porto (UP) e de ligação à sociedade e indústria, atuando nos vários domínios da Engenharia Civil, nomeadamente nos seguintes eixos principais: investigação científica aplicada e desenvolvimento tecnológico; transferência de tecnologia; consultoria especializada e auditorias independentes; prestação de serviços; ensaios; formação avançada.

www.fe.up.pt/ic
ic@fe.up.pt

ÁREAS



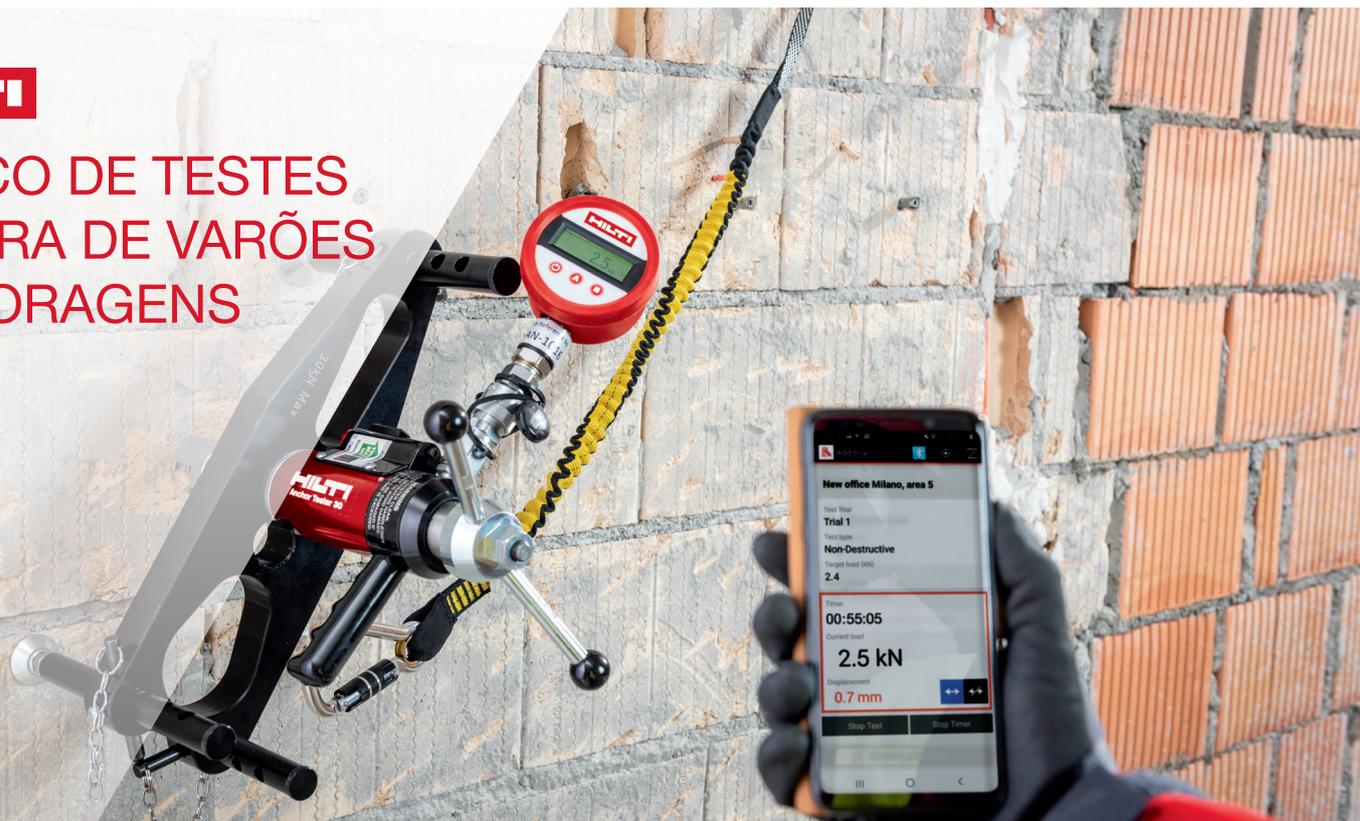
COMPETÊNCIAS



SERVIÇOS **CONSULTORIA AVANÇADA** **INVESTIGAÇÃO, DESENVOLVIMENTO E INOVAÇÃO** **FORMAÇÃO E EVENTOS** **ENSAIOS**



SERVIÇO DE TESTES EM OBRA DE VARÕES E ANCORAGENS



Pretende avaliar a resistência à tração de uma ancoragem ou varão pós instalado num material base de resistência desconhecida, como alvenaria?
Saiba mais sobre o Serviço de testes de tração em obra da Hilti aqui ▶



SISMA R4

ARGAMASSA ESTRUTURAL



CAMPO DE EMPREGO

- Reparação de elementos estruturais em betão armado, vigas e pilares
- Reparação de cornijas, varandas, platibandas, etc.
- Reparação de elemento de betão armado face à vista
- Reparação de infraestruturas tipo pontes, viadutos, túneis

VANTAGENS

- Aplicável manualmente e projetado
- Permite acabamento areado fino
- Para proteção de betão
- Dupla certificação conforme as normas EN 1504-2 e EN 1504-3

FASSA BORTOLO

QUALIDADE PARA CONSTRUÇÃO

www.fassabortolo.com

e-QUAKE NOVA®

T.DG



structural health monitoring

Monitor Sísmico

“Uma solução inovadora para monitorização sísmica”

- Acelerómetro sísmico triaxial
- Medições ao nível do Micro-G
- Elevada relação qualidade-preço

Aplicações em:

- Monitorização Estrutural
- Early Warning
- Monitorização de sismos e intensidade sísmica
- Monitorização de explosões e micro-tremores



“A Safer Life is Possible”



PRETENZA, 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



COM O APOIO DE:



<http://rpee.lnec.pt/>



ISSN 2183-8488



9 772183 848007 30017

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