SÉRIE III NÚMERO 11 NOVEMBRO 2019

rpee

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of ***structural engineering***

Diretor: José Manuel Catarino

http://rpee.lnec.pt/

número temático: **engenharia sísmica e sismologia**

ISSN: 2183-8488

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas

Grupo Português de Betão Estrutural

SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA

rpee
revista portuguesa de engenharia de estruturas

série III número 11 novembro 2019

Revista quadrimestral – gratuita Diretor: José Manuel Catarino

índice

Os textos assinados são da exclusiva responsabilidade dos seus autores

Conteúdo sujeito a revisão por pares académicos

rpee
revista portuguesa de engenharia estruturas

Diretor

José Manuel Catarino

Administração

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

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

Eduardo Júlio
(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

João Azevedo
(SPES - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

Coordenação Científica

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

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

Direção Executiva: Sandra Neves

Secretariado: Marta Rodrigues

Design Gráfico: Helder David

Fotografia da Capa
Colapso de edifício de alvenaria com laje de betão. Sismo de L'Aquila 2009, (Fotografia cedida pelo Prof. João Azevedo)

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

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

ISSN 2183-8488

Painel de Revisores (*)

Alfredo Campos Costa
LNEC, Portugal

Álvaro Cunha
FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes
Univ. Industrial de Santander, Colômbia

André Barbosa
Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa
UA, Portugal

António Abel Henriques
FEUP, Portugal

António Arêde
FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro
LNEC, Portugal

António M. Baptista
LNEC, Portugal

Antonio Marí
Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

António Santos Silva
LNEC, Portugal

Artur Pinto
ELSA Laboratory - JRC, Itália

Baldomiro Xavier
Teixeira Duarte, SA, Portugal

Carlito Calil Júnior
Univ. de São Paulo, Brasil

Dinar Camotim
IST, Portugal

Eduardo Júlio
IST, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho
Univ. Federal Fluminense, Brasil

Enrico Spacone
Univ. Chieti Pescara, Itália

Fabio Biondini
Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco
IST, Portugal

Filipe Teixeira-Dias
Univ. of Edinburgh, Reino Unido

Francisco Antônio Rocco Lahr
Univ. de São Paulo, Brasil

Francisco Javier Crisafulli
Univ. Nacional de Cuyo, Argentina

Galo Valdebenito
Univ. Austral de Chile, Chile

Giorgio Monti
Univ. di Roma, Itália

Giuseppe Mancini
Politecnico di Torino, Itália

Gustavo Ayala
Univ. Nacional Autónoma do México, México

Halil Sezen
Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti
FHECOR Ingenieros Consultores, Espanha

Hugo Rodrigues
IPLeiria, Portugal

Joan Ramon Casas
Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

João Casaca
LNEC, Portugal

João Ramôa Correia
IST, Portugal

João Henrique Negrão
FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes
FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca
UBI, Portugal

Jorge de Brito
IST, Portugal

José Calavera
INTEMAC, Espanha

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

José Luiz Rangel Paes
Univ. Federal de Viçosa, Brasil

José Turmo
Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

José Vieira de Lemos
LNEC, Portugal

Juan A. Sobrino
PEDELTA, Espanha

Júlio Flórez-López
Univ. de los Andes, Venezuela

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

Lídia Shehata
Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Luís Guerreiro
IST, Portugal

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

Manuel Pipa
LNEC, Portugal

Marcial Blondet
Pontificia Univ. Católica del Perú, Peru

Mário Castanheta
LNEC, Portugal

Mario Ordaz
Univ. Nacional Autónoma do México, México

Mary Mun
LNEC, Portugal

Maurizio Piazza
Univ. di Trento, Itália

Oscar A. López
Univ. Central de Venezuela, Venezuela

Paulo Candeias
LNEC, Portugal

Paulo Lourenço
UM, Portugal

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

Paulo Vila Real
UA, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa
LNEC, Portugal

Petr Stepanek
Univ. Brno, República Checa

Rui Calçada
FEUP, Portugal

Rui Faria
FEUP, Portugal

Rui Pinho
Univ. di Pavia, Itália

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

Sergio Lagomarsino
Univ. di Genova, Itália

Sérgio Lopes
FCTUC, Portugal

Válter Lúcio
UNL, Portugal

Vanderley M. John
Univ. de São Paulo, Brasil

Vítor Leitão
IST, Portugal

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

nota prévia

Este número da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (rp**ee**) aborda temas de Engenharia Sísmica, associados ao SÍSMICA 2019 – 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, organizado pelo Instituto Superior Técnico (IST) e pela Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES).

A qualidade científica dos números temáticos é assegurada pela comissão científica da rp**ee** em articulação com os membros da SPES que coordenaram o número temático, João Azevedo, Luís Guerreiro e Alexandra Carvalho, ficando aqui expresso o reconhecimento da administração da rp**ee** pelo trabalho por eles desenvolvido.

A comissão científica da rp**ee** inclui agora o investigador do LNEC Luís Oliveira Santos, agradecendo-se também a sua disponibilidade para este importante órgão da revista.

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

editorial

A Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas inclui, na nova série III, um segundo número dedicado a temas de Engenharia Sísmica, divulgando por uma audiência de largo espetro uma coletânea de artigos derivada de uma seleção de comunicações submetidas ao SÍSMICA 2019 – 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, organizado pelo Instituto Superior Técnico (IST) em conjunto com a Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES).

Merecendo o risco sísmico das infraestruturas e das populações a atenção de largos setores da comunidade técnica e científica, ele é também, naturalmente, uma das preocupações dos engenheiros de estruturas, razão pela qual se justifica esta escolha temática.

Aqui se tratam assuntos que incluem a microzonagem sísmica, interação solo estrutura, comportamento sísmico de estruturas de edificações de alvenaria, de betão armado, de madeira, metálicas e barragens, apresentando trabalhos de análise do comportamento e soluções de reforço sismo resistente e incluindo estudos experimentais e de modelação numérica.

Com as alterações recentemente verificadas na ordem jurídica portuguesa no que respeita às normas para dimensionamento e verificação da segurança estrutural, nomeadamente no que diz respeito à ação sísmica e em particular no referente à reabilitação estrutural, é ainda maior a responsabilidade da comunidade técnica em assegurar padrões de qualidade que garantam a minimização do risco sísmico em Portugal.

É o que também se espera de uma jovem, numerosa e promissora comunidade científica portuguesa de cujos trabalhos este número da rp**ee** é uma mostra.

João Azevedo
Luís Guerreiro
Alexandra Carvalho

Coordenadores do número temático
sismologia e engenharia sísmica

Microzonagem sísmica de Lisboa baseada na análise de sondagens geotécnicas

Lisbon seismic microzonation based on geotechnical borehole data analysis

Liliana Oliveira
Paula Teves Costa
Cláudia Pinto
Rui Carrilho Gomes
Isabel M. Almeida
Carlos Ferreira
Teresa Pereira
Marta Sotto-Mayor

Resumo

As condições locais do terreno podem alterar muito significativamente as características do movimento sísmico à superfície. É fundamental caracterizar adequadamente o perfil de terreno para se poder estimar alterações que o terreno poderá produzir no movimento sísmico à superfície. Consciente desta situação, a Câmara Municipal de Lisboa (CML) apoiou o desenvolvimento de uma carta de zonamento sísmico dos terrenos de Lisboa, de acordo com a classificação do Eurocódigo 8. A base de dados geotécnicos da CML foi utilizada para estimar o parâmetro NSPT30 que foi utilizado como *proxy* de VS30, para efetuar a classificação dos perfis de terreno. Os resultados obtidos foram confrontados com os resultados de ensaios sísmicos não invasivos, com dados geofísicos recolhidos em relatórios independentes e com a geologia superficial na escala 1:10 000, fundamentando a carta de zonamento sísmico de Lisboa para aplicação em estudos de vulnerabilidade sísmica.

Abstract

It is well known that the influence of the local site conditions can strongly affect the earthquake motion, modifying its amplitude, duration and frequency content. Aware of this situation, the Municipality of Lisbon supported the development of a project to elaborate the soil classification according to EC8. Taking profit of the geotechnical database of the Municipality of Lisbon, an expedited methodology was developed to perform the site classification. The methodology was based on the estimation of the NSPT30 parameter, a proxy of VS30 in the EC8's soil classification. The results were compared and validated with non-invasive field experiments, as well as with the local geology and data collected from independent geophysical reports, supporting the application of seismic zonation map in seismic vulnerability studies.

Palavras-chave: Microzonagem / Classificação de perfis de terreno / Sondagens geotécnicas / SPT / Lisboa

Keywords: Microzonation / Soil classification / Geotechnical boreholes / SPT / / Lisbon

Liliana Oliveira
Mestre/Bolseira de Investigação
Instituto Dom Luiz (IDL), Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa;
Centro Europeu de Riscos Urbanos (CERU)
Lisboa, Portugal
liliana.oliveira.1917@gmail.com

Paula Teves Costa
Doutora/Professora Auxiliar
Instituto Dom Luiz (IDL), Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa;
Centro Europeu de Riscos Urbanos (CERU)
Lisboa, Portugal
ptcosta@fc.ul.pt

Cláudia Pinto
Doutora/Técnica Superior
Direção Municipal de Gestão Patrimonial/Divisão do Cadastro (DMGP/DC)
Câmara Municipal de Lisboa (CML)
Lisboa, Portugal
claudia.pinto@cm-lisboa.pt

Rui Carrilho Gomes
Doutor/Professor Auxiliar
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
rui.carrilho.gomes@tecnico.ulisboa.pt

Isabel M. Almeida
Doutora/Professora Auxiliar Aposentada
Instituto Dom Luiz (IDL), Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
isabel.moitinho.almeida@gmail.com

Carlos Ferreira
Engenheiro/Técnico Superior
Departamento de Sistemas de Informação/Divisão de Gestão de Informação Georreferenciada (DSI/DGIG) – Câmara Municipal de Lisboa (CML)
Lisboa, Portugal
carlos.s.ferreira@cm-lisboa.pt

Teresa Pereira
Doutora/Técnica Superior
Direção Municipal de Habitação e Desenvolvimento Local (DMHDL)
Câmara Municipal de Lisboa (CML)
Lisboa, Portugal
teresa.pereira@cm-lisboa.pt

Marta Sotto-Mayor
Engenheira/Diretora Municipal
Direção Municipal de Habitação e Desenvolvimento Local (DMHDL)
Câmara Municipal de Lisboa (CML)
Lisboa, Portugal
marta.mayor@cm-lisboa.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, L. [*et al.*] – Microzonagem sísmica de Lisboa baseada na análise de sondagens geotécnicas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 7-16.

1 Introdução

Lisboa foi afetada por sismos moderados a fortes ao longo da sua história, como os sismos de 26 de janeiro de 1531 e de 1 de novembro de 1755, que provocaram danos avultados e um elevado número de vítimas mortais. Atendendo a esta sismicidade e à sua importância socioeconómica, Lisboa é considerada uma cidade com risco sísmico moderado a elevado. Por este motivo, a caracterização da resposta sísmica do terreno e das edificações é premente para fundamentar o desenvolvimento e aplicação de medidas mitigadoras.

Sabe-se que as condições locais podem alterar de um modo muito significativo as características do movimento sísmico à superfície, pelo que é fundamental caracterizar adequadamente os diferentes tipos de terreno de modo a estimar as propriedades do movimento sísmico à superfície para um dado cenário sísmico. Com este objetivo, a Câmara Municipal de Lisboa (CML) promoveu um estudo para a elaboração de uma carta de classificação dos terrenos de Lisboa sob solicitação sísmica, de acordo com as classes definidas no Eurocódigo 8 (EC8) [1]. Este trabalho insere-se num projeto mais alargado da CML sobre a avaliação da vulnerabilidade sísmica do parque habitacional e do património edificado. A classificação dos terrenos de Lisboa segundo o EC8 é fundamental para identificar o parâmetro de solo a introduzir no cálculo do Índice de Resiliência Sísmica do Edificado, trabalho que tem vindo a ser desenvolvido pela Direção Municipal de Habitação e Desenvolvimento Local da Câmara Municipal de Lisboa (DMHDL-CML) em colaboração com o Instituto Superior Técnico.

De um modo geral, a classificação de terrenos segundo o EC8 é realizada com base no valor do parâmetro primário VS30 (velocidade média de propagação da onda de corte nos 30 m superficiais). Contudo, tendo em conta a escassez de informação relativa às velocidades de propagação das ondas sísmicas transversais nas diversas formações geológicas de Lisboa, decidiu-se classificar os terrenos com base no valor de NSPT30, recorrendo à base de dados geotécnicos da CML que contém um grande volume de resultados de ensaios de penetração SPT (*Standard Penetration Test*). Realizou-se o zonamento dos terrenos através da análise da informação contida na base de dados geotécnicos da CML, complementada pela informação presente na carta geológica do concelho de Lisboa 1:10 000 [2], em ensaios sísmicos não invasivos realizados em vários locais (perfis sísmicos de refração e registos de vibrações ambientais) e por dados geofísicos recolhidos em relatórios independentes.

2 Elementos de base

2.1 Base de Dados Geotécnicos (BDG)

A Base de Dados Geotécnicos (BDG) existente na CML resultou do projeto GeoSIG – Cartografia geotécnica de áreas urbanas de Lisboa – que foi desenvolvido pela CML em parceria com a Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa e outras instituições [3]. Nesta base de dados georreferenciada, que se encontra em permanente atualização, encontram-se compilados os dados geotécnicos disponíveis nos arquivos do município de Lisboa. O conjunto de dados geotécnicos disponibilizados na BDG inclui um total de

8792 sondagens, com a realização de pelo menos 3 ensaios SPT, que fazem parte de 1624 relatórios geotécnicos (Figura 1). Estas sondagens foram realizadas entre 1935 e 2016, por diferentes empresas, pelo que o conjunto de dados/informação disponibilizada não é homogéneo.

Existem zonas da cidade que apresentam uma elevada concentração de sondagens e outras onde não existe informação geotécnica. Estas últimas zonas, denominadas "zonas sombra", situam-se sobretudo nas partes norte e oeste da cidade e na zona ribeirinha na parte sudeste e esta falta de informação pode ser devida a ainda não estar introduzida na base de dados, ou à inexistência de sondagens com ensaios SPT nessas áreas por se tratar de zonas onde não houve intervenção urbana ou por os ensaios não serem adequados às condições geotécnicas locais. Como consequência, a classificação dos terrenos localizados nessas "zonas sombra" terá de ser feita por extrapolação, pelo que deverá ser interpretada com cautela, tomando em consideração esta lacuna.

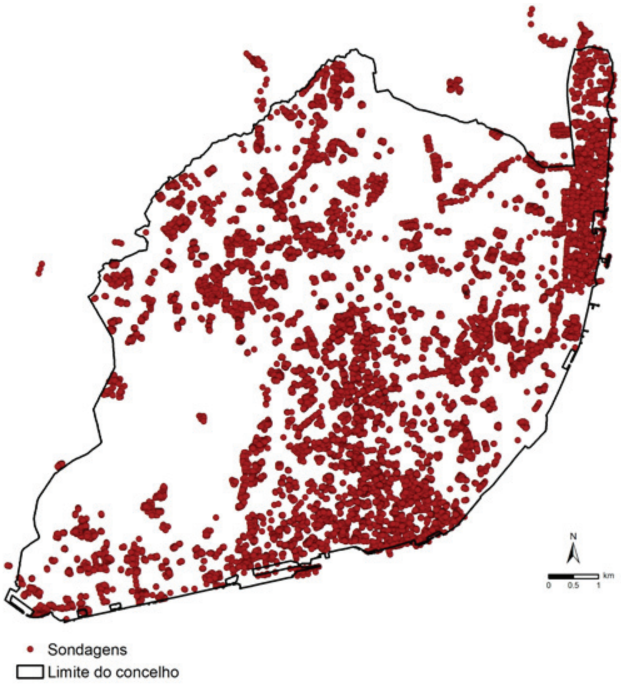


Figura 1 Distribuição espacial das sondagens geotécnicas disponibilizadas

2.2 Carta geológica do concelho de Lisboa

A análise da carta geológica do concelho de Lisboa 1:10 000, adaptada de Moitinho de Almeida (1986) [2], mostra que nas áreas norte e leste de Lisboa afloram formações do Miocénico, enquanto as formações do Cretácico (Complexo Vulcânico de Lisboa, Formação da Bica e Formação de Caneças) afloram no quadrante sudoeste (Figura 2).

A Formação de Benfica, de idade paleogénica, correspondendo à transição entre as formações Miocénicas e o Complexo Vulcânico de Lisboa, aflora na parte noroeste da cidade estendendo-se para o centro. As aluviões (e/ou aterros) também se encontram representadas nesta carta, incluindo as antigas ribeiras de Lisboa (aluviões interiores) e a margem do Rio Tejo (aluviões ribeirinhas). À escala desta carta não é possível fazer a distinção entre as formações de cobertura (aluviões ou aterros), pontualmente identificáveis nas sondagens geotécnicas.

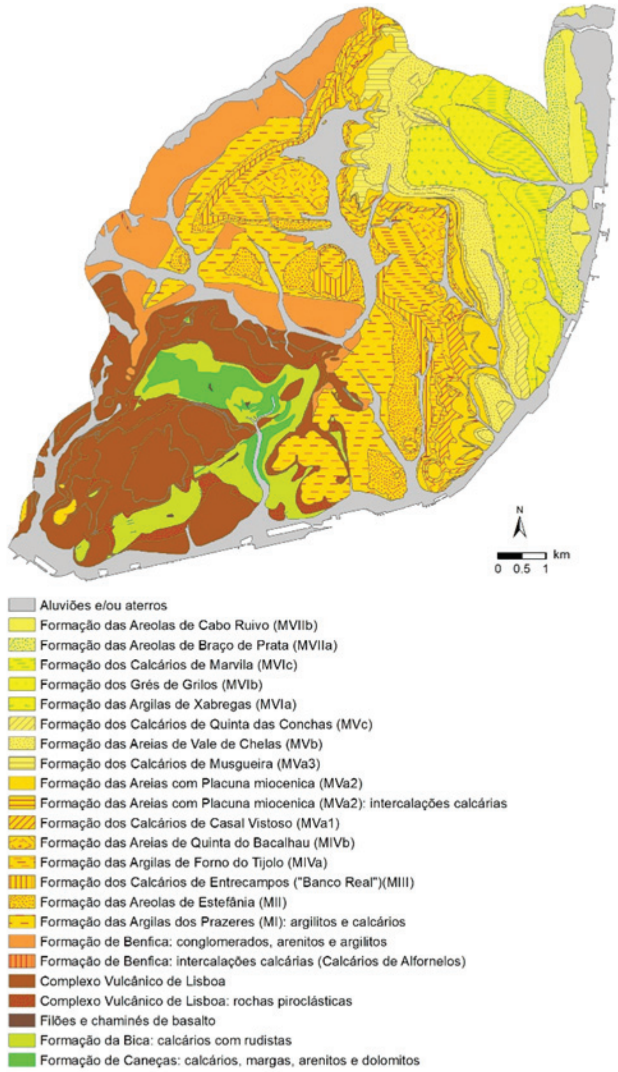


Figura 2 Carta geológica do concelho de Lisboa (adaptado da carta geológica 1:10 000 [2])

3 Caracterização das formações geológicas da cidade de Lisboa

3.1 Distribuição das formações de cobertura

De um modo geral, em zonas urbanas o substrato geológico encontra-se muito modificado por intervenção humana, incluindo aterros de natureza e origem diversas, resultantes da necessidade de

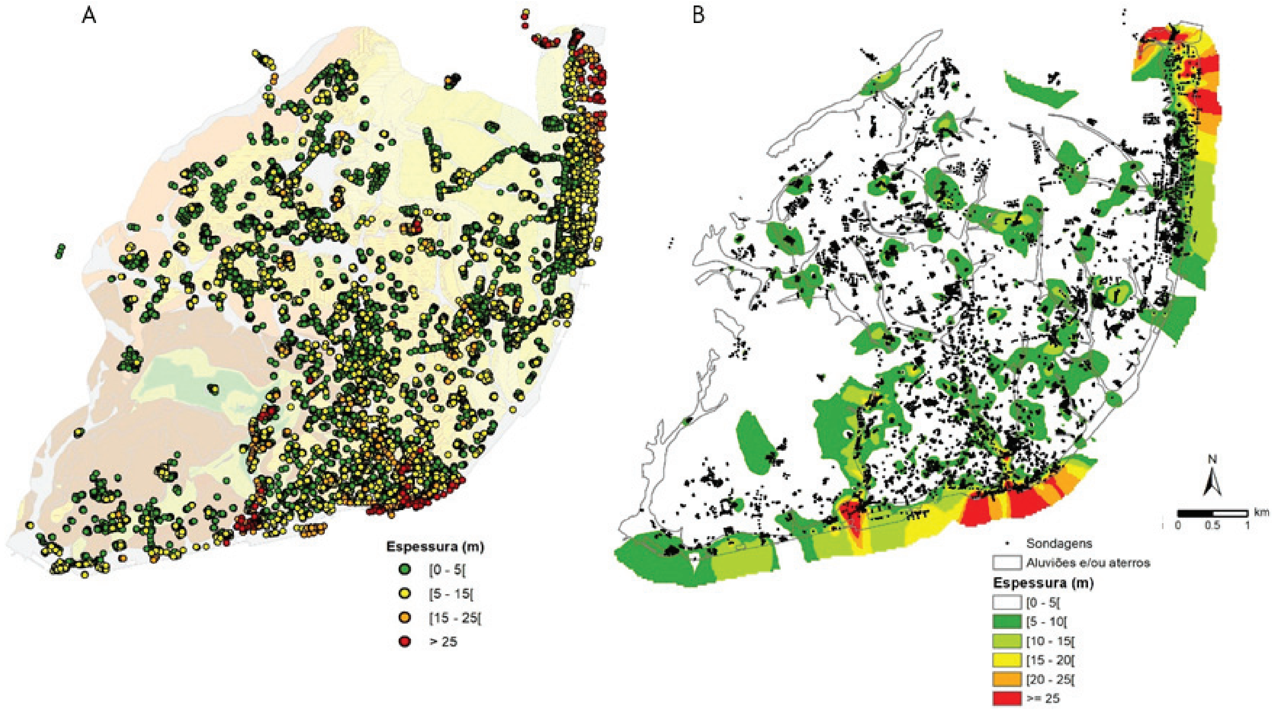


Figura 3 Distribuição das formações de cobertura. A – Espessuras (sobre a carta geológica do concelho de Lisboa 1:10 000 [2]); B – Interpolação das espessuras superiores a 5 m

adaptar a topografia aos usos do solo e de colmatar depressões de origem natural ou artificial [4]. Estas ocorrências, que não figuram na cartografia geológica de base, alteram de forma significativa a natureza e propriedades geotécnicas das camadas superficiais do terreno e, por consequência, a sua resposta a solicitações externas [5]. Sendo a cidade de Lisboa fortemente urbanizada e em constante evolução, é de esperar a existência de formações de cobertura não cartografadas na carta geológica. As aluviões ocupam uma área apreciável e incluem as formações diretamente associadas ao leito principal do rio Tejo e a todas as ribeiras e linhas de água que a este afluem na sua margem direita. Estas formações têm composições em muitos casos dependentes das litologias erodidas contendo, frequentemente, matéria orgânica. Já os aterros têm origem antropogénica [6].

Das 8792 sondagens geotécnicas analisadas, 7938 identificaram a existência de formações de cobertura constituídas por aluviões e/ou aterros. A Figura 3 mostra a distribuição das formações de cobertura no concelho de Lisboa.

A maior espessura das formações de cobertura é encontrada nas zonas ribeirinhas, nomeadamente nas zonas do Parque das Nações, da Baixa e de Alcântara (Figura 3). A partir da interpolação dos valores pontuais de espessuras significativas destas formações (superiores a 5 m), é possível observar formações de cobertura que não estão cartografadas, nomeadamente os aterros antropogénicos que são independentes das aluviões. As formações mais espessas correspondem às aluviões ribeirinhas, mas no interior da cidade há pequenas áreas com espessuras consideráveis que não estavam identificadas, correspondendo na maior parte dos casos a antigas explorações de matérias-primas. Considerando os relatórios analisados, o mais antigo data de 1935 e o mais recente de 2016, o que indica que as formações de cobertura identificadas podem já não existir, assim como poderão existir outras formações que não são identificadas nesta análise. Por exemplo, num estudo realizado sobre a variação da espessura de formações superficiais obtida através da análise de fotografia aérea e de dados LiDAR, entre 1944 e 2006, em parte do concelho de Lisboa [7], constata-se que houve a construção de aterros e a realização de escavações durante esse período de tempo que podem ter introduzido variações até ~30 m (ou mais) na espessura das formações superficiais. Por este motivo é necessário interpretar estes resultados com a devida cautela.

3.2 Classificação preliminar dos terrenos de Lisboa

O EC8 define cinco terrenos tipo principais – A, B, C, D e E – e dois terrenos tipo especiais – S1 e S2 – que estão relacionados com situações de fenómenos de liquefação e mobilidade cíclica. Estes terrenos especiais, devido à sua especificidade e escala da carta produzida, não foram incluídos neste estudo.

A classificação preliminar foi desenvolvida com base nas propriedades médias mais representativas da geologia superficial (Figura 4). As formações foram agrupadas e classificadas de acordo com 4 tipos de terreno principais: Complexo Vulcânico de Lisboa e Formações da Bica e de Caneças, compostas por rochas basálticas e carbonatadas, respetivamente – terreno tipo A; formações miocénicas compostas por rochas brandas calcareníticas e solos rijos argilosos – terreno tipo B; solos arenosos e arenoargilosos – terreno tipo C; aluviões (lodosas e arenosas) e aterros – terreno tipo D. O terreno tipo E verifica-se quando o substrato sísmico se encontra entre 5 m e 20 m de profundidade, pelo que só pode ser identificado a partir da análise de dados de sondagem e/ou de ensaios geofísicos.

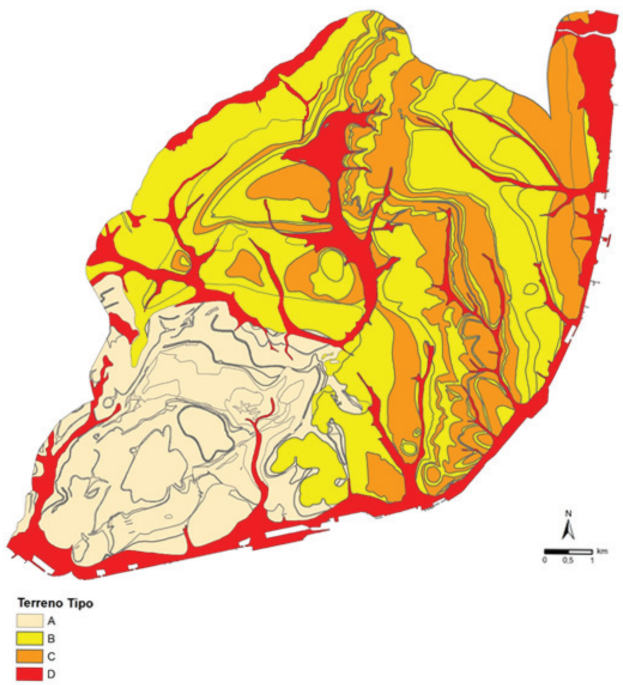


Figura 4 Classificação preliminar dos perfis de terreno do concelho de Lisboa de acordo com a classificação dos terrenos tipo do EC8

4 Classificação dos perfis de terreno

4.1 Metodologia

Para realizar a classificação dos perfis de terreno foi desenvolvido um algoritmo de cálculo para a identificação do substrato sísmico (se atingido pela sondagem), e classificação dos perfis de terreno de acordo com o EC8 a partir da análise dos valores de NSPT existentes na BDG. Foram consideradas 8181 sondagens das quais apenas 3623 excedem os 15 m de profundidade e 428 atingem os 30 m de profundidade, tendo a sondagem mais profunda atingido 71,55 m. A prática habitual é fazer-se a sondagem até alguns metros abaixo da cota de fundação e/ou até se obterem 3 "negas" consecutivas no ensaio SPT (isto é, ensaios com NSPT = 60) o que, em geral, não é suficiente para realizar uma caracterização sísmica adequada. Para uma boa caraterização do terreno as sondagens deveriam ser realizadas até 30 m de profundidade, exceto se for encontrada rocha sã que possa ser considerada como substrato sísmico. A metodologia envolveu o cálculo do parâmetro NSPT30 que, à semelhança do parâmetro VS30, representa o NSPT médio nos primeiros 30 m de terreno. Consequentemente, foi necessário extrapolar os valores de NSPT desde a cota do ensaio mais profundo até aos 30 m de profundidade, tomando em consideração os últimos valores de NSPT registados na sondagem. Isto significa que o valor estimado de NSPT30 vem afetado de uma incerteza, desconhecida, mas que será tanto maior quanto menor for a profundidade atingida pela sondagem.

O algoritmo fornece a classificação dos terrenos nos cinco tipos definidos no EC8; quando esta não é possível, o terreno é classificado como "Desconhecido". Os resultados deram origem à nova classificação dos terrenos que será comparada com a classificação preliminar apresentada na secção 3.2.

4.2 Aplicação aos terrenos de Lisboa

4.2.1 Análise da classificação obtida após a 1ª iteração

A Figura 5 apresenta a classificação obtida após a primeira aplicação do algoritmo.

De uma forma geral, existe uma grande heterogeneidade nos resultados, mais evidente na distribuição dos terrenos tipos B e C (Figuras 5A e 5B), não sendo possível identificar zonas tipo B ou zonas tipo C. Por outro lado, devido à distribuição irregular das sondagens, existem zonas difíceis de classificar por inexistente ou escassa informação. A dificuldade no zonamento dos terrenos é comprovada pela Figura 5C, que apresenta a Baixa de Lisboa com maior detalhe. É evidente a elevada variabilidade lateral do perfil de terreno, que resulta não só da variabilidade lateral da geologia superficial mas também do facto de esta poder apresentar-se alterada, mais ou menos descomprimida, com diferenças na sua composição litológica, bem como existirem, ou não, formações de cobertura.

Para se avaliar a dispersão dos terrenos tipo identificados em cada formação geológica foi feita uma análise estatística dos mesmos. Para cada formação foi contabilizado o número de sondagens por terreno tipo. Nesta análise também se considerou o número total de sondagens em cada formação, uma vez que zonas com maior concentração de trabalhos poderão conter um maior número de sondagens.

A maior parte das formações apresenta uma percentagem muito semelhante de resultados com classificação terreno tipo B e terreno tipo C, com exceção de um pequeno número de formações que apresenta uma classificação predominante. No caso das aluviões e/ou aterros esperar-se-ia uma predominância de terreno tipo D. No entanto, como têm diferentes espessuras e cobrem diferentes substratos, esta classificação nem sempre predomina. Os terrenos tipo D encontram-se sobretudo nas zonas ribeirinhas onde foram identificadas as formações de cobertura de maior espessura (Figura 3). Quanto às formações Cretácicas, inicialmente classificadas como terreno tipo A (Figura 4), o algoritmo mostrou que, no caso do Complexo Vulcânico de Lisboa, a maior parte das sondagens foi

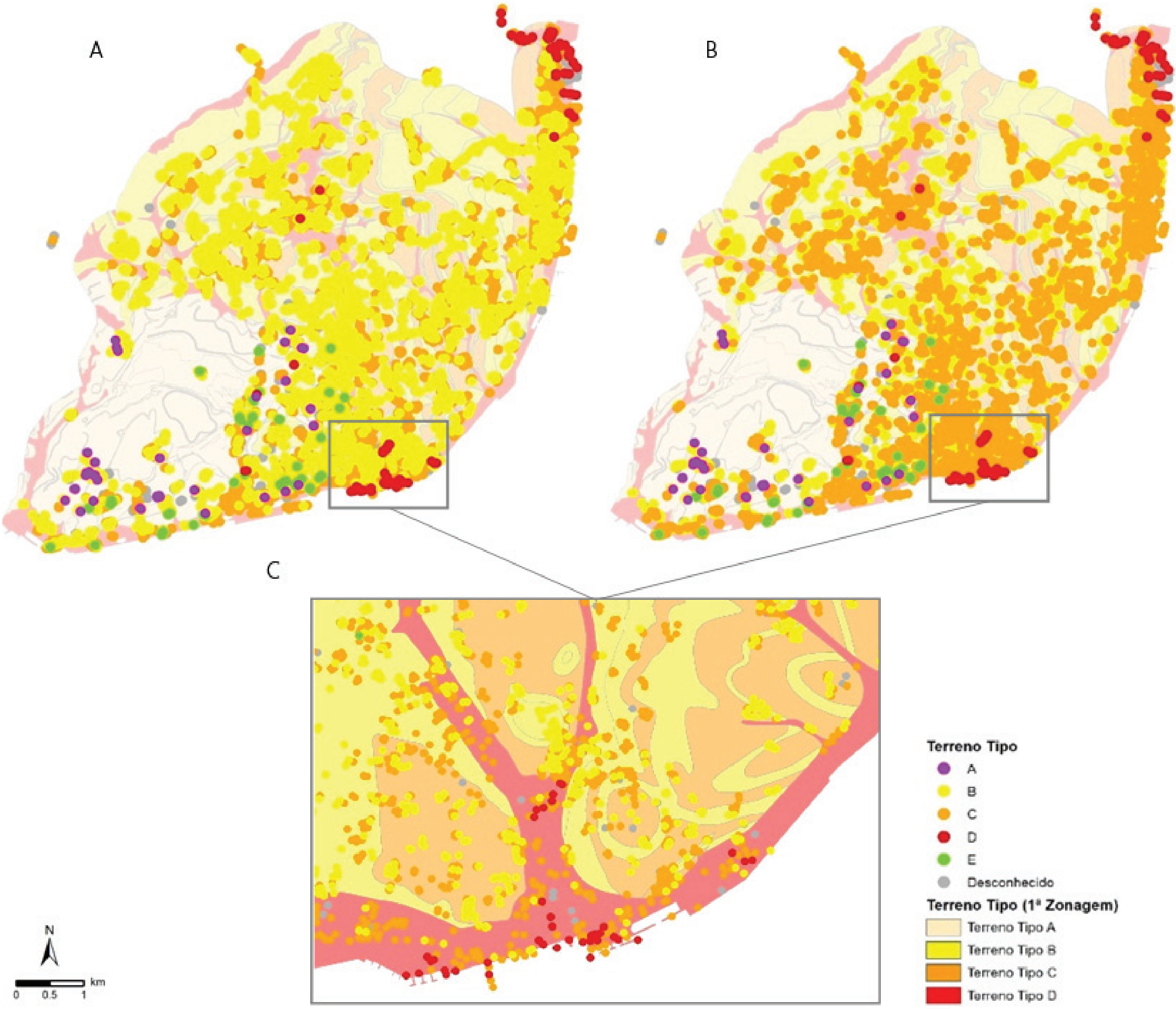


Figura 5 Classificação dos terrenos obtida a partir da aplicação do algoritmo. A – Sondagens classificadas como terreno tipo B sobrepostas às restantes; B – Sondagens classificadas como terreno tipo C sobrepostas às restantes; C – zoom da região da Baixa de Lisboa

classificada como terreno tipo B, existindo também um número considerável de sondagens classificadas como terreno tipo C, e apenas um reduzido número foi classificado como terreno tipo A. Nas unidades cretácicas, mais antigas e possivelmente mais resistentes, existem poucas sondagens pois não é comum realizarem-se ensaios SPT em rocha e as sondagens existentes correspondem, muito provavelmente, a zonas onde existem formações de cobertura. Consequentemente, para classificar as diferentes unidades geológicas, em particular as mais antigas, vai ser necessário entrar em conta com informação complementar.

4.2.2 Introdução de classes intermédias

Atendendo ao número considerável de formações geológicas que apresentam um número semelhante de sondagens classificadas como terrenos tipo B e C, não foi possível realizar uma zonagem destes tipos de terreno. Para ultrapassar esta dificuldade, assumiu-se a existência de um terreno intermédio, tipo BC, que poderá representar a transição de um terreno tipo B para um terreno tipo C. Para introduzir este novo terreno tipo foi considerado o valor de NSPT30 calculado através da aplicação do algoritmo. Para um terreno tipo C, $15 \geq NSPT30 \geq 50$, enquanto para um terreno tipo B, $NSPT30 > 50$. Assim, é classificado como terreno tipo BC um terreno tipo B ou terreno tipo C para o qual $40 \leq NSPT30 \leq 70$.

A Figura 6 apresenta a distribuição dos terrenos tipo, incluindo esta nova classe BC. Na Figura 7 apresentam-se, a título exemplificativo, os resultados da classificação dos terrenos para a formação Areolas de Cabo Ruivo, antes e depois da introdução da nova classe BC: considerando apenas as duas classes B e C, não é possível observar uma classe predominante e, consequentemente, atribuir uma classificação única aos terrenos desta formação (Figura 7B). Ao introduzir a classe BC, pode observar-se uma predominância desta classe, sendo assim possível atribuir uma única classe a esta formação, o que vai permitir realizar a zonagem dos terrenos (Figura 7C).

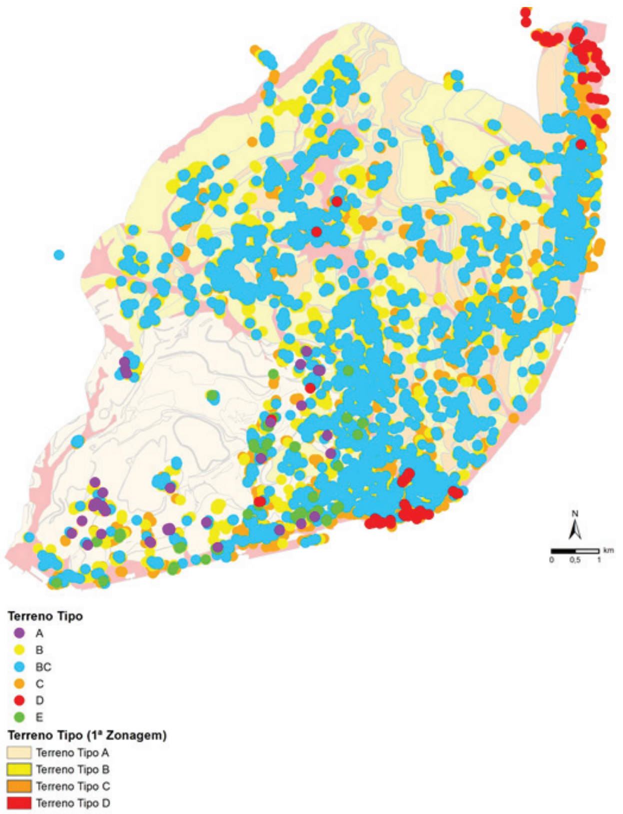


Figura 6 Distribuição dos terrenos tipo do concelho de Lisboa, incluindo o terreno tipo BC

A interpretação do novo tipo de terreno BC contempla, contudo, duas situações diferentes:

i) Terreno onde existe praticamente igual número de sondagens dos tipos B e C, evidenciando uma grande heterogeneidade na sua distribuição espacial;

ii) Terreno apresentando um comportamento intermédio entre as duas classes B e C, caracterizado por um valor de NSPT30 muito próximo do valor que separa os dois tipos de terreno definidos no EC8.

Tanto no primeiro como no segundo caso, a causa pode estar nas formações de cobertura que se encontram "aleatoriamente" distribuídas por toda a cidade. Estas formações, que não estão cartografadas na sua totalidade na carta geológica de Lisboa, podem alterar localmente e significativamente as propriedades geotécnicas das colunas de terreno e, consequentemente, a sua resposta a solicitações externas.

Constatou-se também a necessidade de definir uma segunda classe intermédia, AB. Inicialmente, admitiu-se que as formações geológicas do Cretácico pudessem ser classificadas como terreno tipo A (rocha). Contudo, o baixo número de sondagens realizadas nestas formações e a não realização de ensaios SPT em rocha sugerem que a metodologia aplicada possa não ser adequada para classificar os tipos de terreno nestas formações. Por outro lado, a presença de formações de cobertura também pode influenciar a resposta dos terrenos que estão sobre estas formações rochosas, tendendo a modificar as suas características de terreno tipo A para terreno tipo B. Este facto, juntamente com a impossibilidade de identificar independentemente estes dois tipos de terreno nestas formações mais antigas, justifica a introdução do tipo de terreno AB que corresponderá, de novo, a duas situações distintas:

i) Terreno tipo A que poderá modificar as suas características localmente devido à existência de formações de cobertura que não estão cartografadas;

ii) Formações geológicas do Cretácico que podem apresentar-se mais ou menos alteradas não sendo, contudo, possível cartografar as áreas de rocha sã e de rocha alterada.

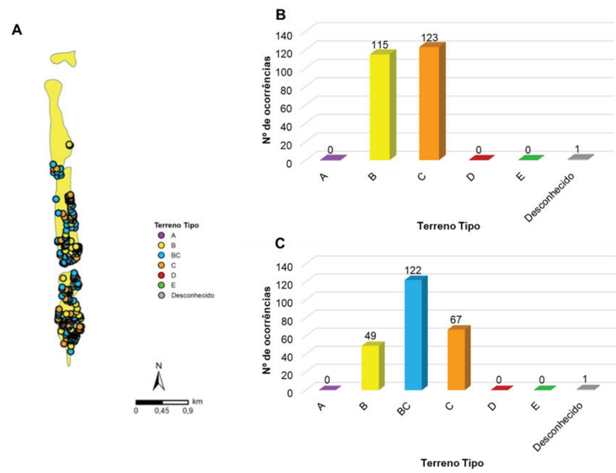


Figura 7 Formação Areolas de Cabo Ruivo. A – Distribuição dos terrenos tipo sobre a formação geológica (todas as classes consideradas); B – Histograma com a contabilização dos terrenos tipo por sondagem (antes da introdução da classe BC); C – Histograma com a contabilização dos terrenos tipo por sondagem, considerando a nova classe BC

4.3 Ensaios de campo complementares

Adicionalmente à análise da BDG, foram realizados ensaios sísmicos não invasivos em vários locais da cidade – perfis sísmicos de refração e registos de vibrações ambientais – que, em conjunto com dados geofísicos recolhidos em relatórios independentes e com a análise da geologia superficial, foram utilizados como informações complementares para a interpretação dos resultados do algoritmo e das opções tomadas para a classificação dos terrenos da cidade de Lisboa.

Os perfis sísmicos de refração foram realizados em locais com formações de cobertura mais, ou menos, espessas, assentes em diferentes formações geológicas. A seleção dos sítios foi condicionada pelo espaço e condições necessárias para realizar um perfil sísmico, assim como pela existência de sondagens geotécnicas próximas. Para se estimar as velocidades de propagação das ondas *S* nas diferentes formações geológicas foram analisados relatórios de sondagens com informação geofísica e bibliografia especializada.

Os registos de vibrações ambientais realizaram-se em vários locais da cidade, com o objetivo de obter informação complementar sobre as características dos terrenos (frequência natural de vibração das colunas de terreno). Selecionaram-se alguns locais com base na espessura das formações de cobertura (por exemplo, no Parque das Nações), e outros considerando a formação geológica sobre a qual se encontram (por exemplo, sobre o Complexo Vulcânico de Lisboa). Também foram considerados os resultados obtidos por Teves-Costa *et al.* [8], assim como a reanálise de dados de medidas de vibrações ambientais recolhidas previamente em diversos locais da cidade [9]. Na análise e interpretação dos resultados obtidos considerou-se a litoestratigrafia do perfil de terreno identificada nas sondagens próximas dos locais de registo. A curva H/V permite a estimativa da frequência fundamental do terreno, f_0 [10]. Este parâmetro fornece informação complementar para a caracterização dinâmica do terreno. Apesar de o EC8 ser omisso em relação a este parâmetro, tem havido propostas para incluir a sua contribuição na classificação dos terrenos [*e.g.* 11].

No Parque das Nações foi selecionado um local com formações de cobertura muito espessas (20 - 25 m), compostas por aterros e aluviões (Figura 8A), onde na curva H/V se identifica um pico nítido numa frequência próxima de 1,66 Hz. Este valor pode ser interpretado como a frequência natural do terreno. Uma primeira estimativa da velocidade média da onda de corte nos aterros/aluviões pode ser obtida a partir de:

$$f = \frac{V_s}{4h} \qquad (1)$$

onde f é a frequência natural do terreno, V_S é a velocidade de propagação das ondas *S* e h é a espessura da formação superficial, representativa de terrenos homogéneos com comportamento viscoelástico com substrato rígido. Através de (1) estima-se que nas formações pouco consolidadas a velocidade da onda *S* é de cerca de 150 m/s, o que fundamenta a classificação das formações de cobertura ribeirinhas como terreno tipo D.

No Complexo Vulcânico de Lisboa foram analisados dois locais: o primeiro (Ajuda) apresenta um aterro superficial com cerca de 11 m de espessura (Figura 8B), e no segundo (Restelo) existe apenas um pequeno aterro (0,5 m) não significativo (Figura 8C). A primeira curva apresenta um pico na frequência de 6,06 Hz, associado ao aterro superficial, estimando-se para o valor da velocidade da onda *S* 259 m/s (1). Considerando a segunda curva, esta não apresenta nenhum pico evidente, o que é característico de um terreno tipo A [12]. Verificou-se com estes ensaios que a existência de uma formação superficial sobre um terreno tipo A pode convertê-lo em terreno tipo B, o que justifica a atribuição do terreno tipo AB ao Complexo Vulcânico de Lisboa e Formação da Bica.

4.4 Carta de zonamento sísmico dos terrenos da cidade de Lisboa

Consideraram-se as classes de terreno tipo definidas no EC8 – A, B, C, D e E – acrescidas de duas classes de terreno intermédias – AB e BC – conforme fundamentação apresentada nas secções anteriores. Contudo, não foi atribuída a nenhuma zona/formação a classe

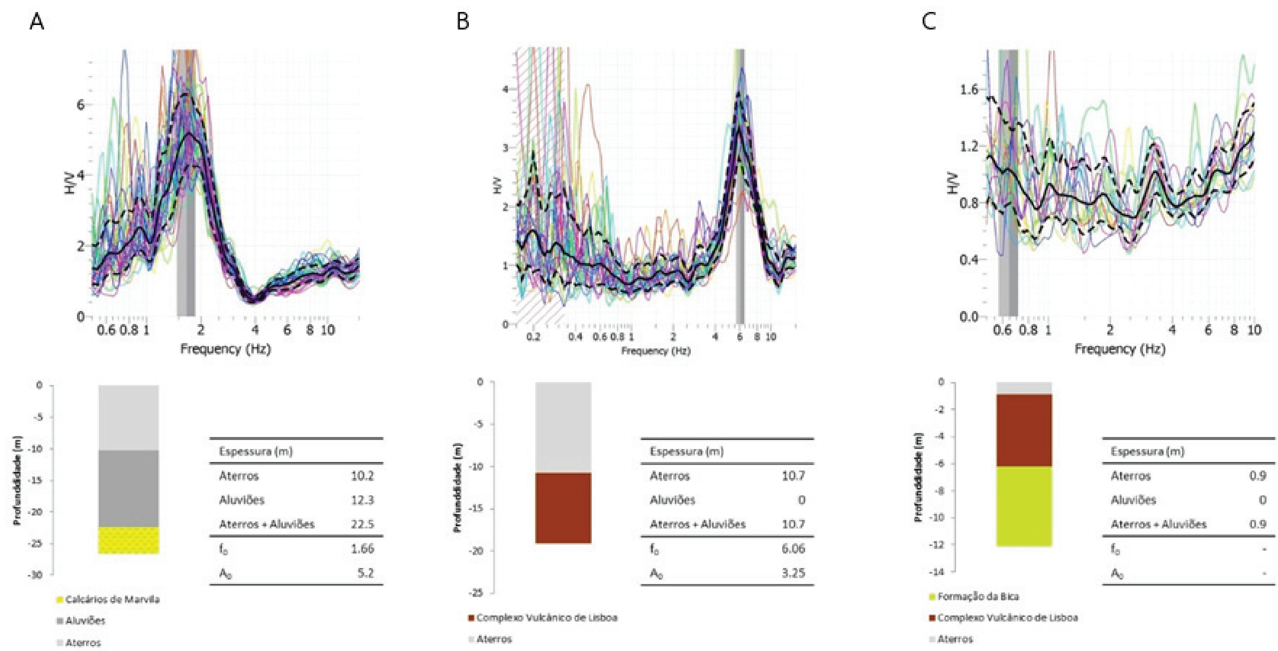


Figura 8 Curvas H/V obtidas a partir da análise de medidas de vibrações ambientais: A – Parque das Nações; B – Ajuda; C – Restelo

de terreno tipo A pois, como já foi anteriormente referido, não é adequado realizar sondagens e ensaios SPT neste tipo de terreno e, com a metodologia utilizada, não foi possível identificar zonas com terreno tipo A, tendo-se optado pela classe AB.

As sondagens que apresentam terreno tipo E são escassas – 65 num universo de 8181 sondagens. Não é possível definir uma mancha correspondente a este terreno tipo, pelo que esta é assinalada pontualmente de modo a alertar para a possível existência de um tipo de terreno diferente. Para classificar as aluviões e/ou aterros tomou-se em consideração a sua espessura: as formações de cobertura ribeirinhas de maior espessura (Parque das Nações, Baixa e Alcântara) foram classificadas como terreno tipo D; as restantes, com menor espessura, e as formações de cobertura interiores foram classificadas como terreno tipo C.

Assim, foi possível elaborar o zonamento sísmico da cidade de Lisboa recorrendo à delimitação geoespacial das formações geológicas, apresentada na Figura 9, bem como as formações de cobertura que não estão cartografadas na carta geológica 1:10 000 e que possuem espessuras superiores a 10 m. É importante salientar que esta carta representa o zonamento sísmico dos terenos à escala do concelho de Lisboa, pelo que poderão existir situações onde os terrenos tipo são diferentes dos cartografados. Sempre que se pretenda uma caracterização local, deverá realizar-se prospeção geotécnica e consultar outra informação geotécnica relevante.

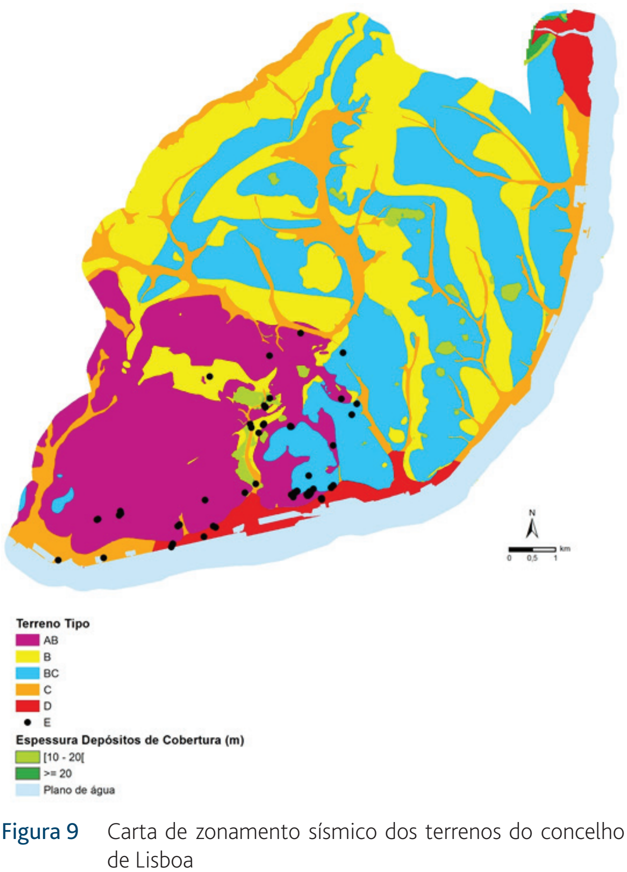


Figura 9 Carta de zonamento sísmico dos terrenos do concelho de Lisboa

5 Conclusões e considerações finais

Neste trabalho elaborou-se o zonamento sísmico dos terrenos da cidade de Lisboa nas classes definidas no EC8 acrescidas de duas classes de terreno intermédias – AB e BC. Este zonamento foi realizado tomando por base o parâmetro NSPT30 obtido a partir da análise da base de dados geotécnicos da CML. A escolha deste parâmetro permitiu implementar um método expedito de cálculo que leva à definição do terreno tipo, tendo em conta os constrangimentos a que o desenvolvimento deste trabalho estava sujeito.

Este trabalho consistiu na primeira exploração alargada da BDG na área de todo o município e a sua consulta permitiu identificar alguns erros e lacunas que estão a ser corrigidos de forma a melhorar a sua qualidade e aplicação em trabalhos futuros. A utilização da informação contida na BDG apresenta algumas fragilidades, devido a esta ser composta por dados não reproduzíveis, adquiridos ao longo de vários anos por diferentes empresas, mas, em contrapartida, o grande volume de dados disponível constitui o seu ponto forte. Os resultados obtidos basearam-se, sobretudo, nos resultados de ensaios SPT contidos na BDG e na informação geológica disponível que, recorde-se, apresentam diversas limitações:

- A distribuição espacial das sondagens geotécnicas utilizadas é muito heterogénea, havendo zonas com uma elevada concentração de sondagens e zonas onde não existem sondagens.
- A profundidade máxima atingida nas sondagens é, em geral, inferior aos 30 m preconizados na classificação dos terrenos tipo do Eurocódigo 8.
- O conjunto das 8792 sondagens geotécnicas utilizadas foi realizado entre 1935 e 2016 por diversas empresas, tendo os seus resultados sido tratados de igual modo. Além disso, parte da informação contida nestas sondagens pode já estar desatualizada, sobretudo no que respeita às formações superficiais [7].
- A carta geológica do concelho de Lisboa utilizada data de 1986 [2] e foi baseada em levantamentos de campo realizados na maior parte dos casos no final do seculo XIX e em sondagens anteriores aos anos 80. Tendo em conta as modificações de urbanização efetuadas no concelho é provável que parte da informação da carta geológica já esteja desatualizada, sobretudo relativamente às formações superficiais.
- Os valores estimados de NSPT30 vêm afetados de uma incerteza impossível de quantificar, devida a todas as opções tomadas de modo a contornar as diferentes dificuldades que surgiram.

Devido a estas limitações salienta-se que o zonamento sísmico apresentado (Figura 9) identifica apenas a classe de terreno predominante numa determinada zona. A análise e/ou qualquer utilização da carta de zonamento deve ter em conta estes constrangimentos. É fundamental dar continuidade a este trabalho, prosseguindo com a compilação de dados de sondagens e a realização de ensaios geofísicos.

Agradecimentos

Esta comunicação foi apoiada pelo projeto FCT – UID/GEO/50019/2019 – Instituto Dom Luiz e pelo Centro Europeu de Riscos Urbanos (CERU).

Referências

[1] IPQ – Eurocódigo 8: Projectos de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, NP EN 1998-1. Instituto Português da Qualidade, 230 p., 2010.

[2] Moitinho de Almeida, F. – *Carta Geológica do Concelho de Lisboa 1:10 000*. Serviços geológicos de Portugal, 9 p., 1986.

[3] Almeida *et al.* – "GeoSIS_Lx a Geoscientific Information System for Lisbon Geotechnical Data Management", *IAEG Congress, Geologically Active,* New Zealand. Ed. por Williams et al., Taylor & Francis Group, London, p. 1611–1618, 2010.

[4] Vasconcelos, M.; Marques, F. – "Cartografia tridimensional de aterros e escavações no concelho de Lisboa", *VIII Congresso Nacional de Geologia, Braga*. e-Terra, Vol. 22, no. 15, 4 p., 2010.

[5] Vasconcelos, M. – *Cartografia de susceptibilidade à ocorrência de movimentos de vertente em contexto urbano: o concelho de Lisboa.* Dissertação de Mestrado em Geologia do Ambiente, Riscos Geológicos e Ordenamento do Território. Faculdade de Ciências, Universidade de Lisboa, 232 p., 2011.

[6] Almeida, I. M. – *Características Geotécnicas dos Solos de Lisboa*. Tese de Doutoramento em Geologia, na especialidade de Geotecnia. Faculdade de Ciências, Universidade de Lisboa, 391 p., 1991.

[7] Dias, P. – *Elaboração de uma Carta de Aterros da Cidade de Lisboa por LiDAR e Fotogrametria Aérea.* Dissertação de Mestrado em Engenharia Geográfica. Faculdade de Ciências, Universidade de Lisboa, 134 p., 2013.

[8] Teves-Costa *et al.* – "Geotechnical characterization and seismic response of shallow geological formations in downtown Lisbon", *Annals of Geophysics*, Vol. 57, no. 4, 24 p, 2014, DOI: 10.4401/ag-6390.

[9] Teves-Costa *et al.* – "Identificação e caracterização dos solos tipo. Mapa de microzonamento das formações superficiais". Relatório IE14/IE15, Projecto LISBOA-02-3207-FEDER-000044: *Avaliação de Riscos Naturais e Tecnológicos na Cidade de Lisboa*, FFCUL, Lisboa, 2011.

[10] Nakamura, Y. – "A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface using Microtremor on the Ground Surface", Quarterly Report of Railway Technical Research Institute, Tokyo, 30, p. 25–33, 1989.

[11] Pitilakis *et al.* – "New code site classification, amplification factors and normalized response spectra based on a worldwide ground-motion database", *Bull Earthquake Eng,* Vol. 11, p. 925–966, 2013, DOI: 10.1007/s10518-013-9429-4.

[12] SESAME WP12 – *Guidelines for the Implementation of the H/V Spectral Ratio Technique on Ambient Vibrations - Measurements, Processing, and Interpretation*. SESAME European Research Project, Deliverable D23.12., Project No. EVG1-CT-2000-00026 SESAME, 62 p., 2004.

Soil-pile-structure seismic interaction considering the non-linear behaviour of soil and reinforced concrete

Interação sísmica solo-estaca-estrutura considerando o comportamento não linear do solo e do betão armado

Guilherme Pisco
Jaime Santos

Abstract

The aim of this article is to investigate the soil-pile-structure interaction during earthquake loading. The non-linear behaviour of the materials, soil and reinforced concrete is taken into account in the analysis. Both kinematic soil-pile interaction and inertial pile-structure interaction are studied separately and together, as well as the design of reinforced concrete pile subjected to prescribed displacement field. The soil-pile interaction was modelled using CINEMAT computational program. This software integrates the Beam on a Dynamic Winkler Foundation model (BDWF), a one-dimensional seismic wave propagation model and the linear equivalent method to account for the soil's non-linear behaviour. The non-linear behaviour of reinforced concrete pile subjected to prescribed displacements is modelled with the PIER computational program. The effect of the kinematic interaction is evaluated for particular scenarios as well as the seismic global response of a soil-pile-structure system in an alluvium formation. Seismic interaction effects are analysed, and some design considerations are presented.

Resumo

Neste artigo é estudado o comportamento de estacas de betão armado sob ações sísmicas, considerando o comportamento não linear dos materiais, solo e betão armado. Estudam-se os efeitos de interação cinemática e inercial, em separado e como fenómeno conjunto. Também se analisa o dimensionamento estrutural da estaca de betão armando sob um campo de deslocamentos imposto. A modelação do comportamento não linear do solo é realizada através do programa CINEMAT, que resulta da combinação do modelo Beam on a Dynamic Winkler Foundation (BDWF) e de um modelo de propagação unidimensional das ondas de corte sísmicas. O programa PIER é utilizado para avaliar a capacidade de deformação da estaca de betão armado através de análises fisicamente não lineares. É estudada a influência da interação cinemática em casos particulares e a resposta global da interação sísmica de um sistema solo-estaca-estrutura atravessando uma formação aluvionar. Analisam-se os efeitos de interação solo--estaca-estrutura e apresentam-se algumas recomendações para o dimensionamento de estacas de betão armado.

Keywords: Seismic soil-pile-structure interaction / BDWF (beam on dynamic winkler foundation) / Non-linear behaviour of soil / Non-linear behaviour of reinforced concrete

Palavras-chave: Interação sísmica solo-estaca-estrutura / Modelo BDWF / / Comportamento não linear do solo / Comportamento não linear do betão armado

Guilherme Pisco

Civil Engineer
Instituto Superior Técnico
Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
guilherme.pisco@gmail.com

Jaime Santos

Associate Professor
Instituto Superior Técnico
Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
jaime.santos@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

PISCO, G. [*et al.*] – Soil-pile-structure seismic interaction considering the non-linear behaviour of soil and reinforced concrete. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 17-26.

1 Introduction

Earthquakes are among the most destructive forces that occur in nature. The earthquake in Japan's Kobe region in 1995, caused extensive damage, and ever since, several studies have been conducted to better understand all the phenomenon involved. One of the most important is the soil-pile-structure interaction.

Despite all the scientific work produced and all the studies carried, it has yet failed to reach a consensus for a globally accepted methodology in pile design subjected to seismic actions. Most studies conducted considered the materials' behaviour as linear elastic which is inaccurate since they assume a non-linear behaviour.

The aim of this paper is to study the seismic soil-pile-structure interaction, disregarding the effect of soil liquefaction, by analysing the inertial forces and imposed displacements given by the soil response. This phenomenon is generally known as inertial and kinematic interaction. The soil-pile-structure interaction is modelled based on the BDWF model ("Beam on Dynamic Winkler Foundation") and the soil's non-linear behaviour is modelled through the linear equivalent method. The non-linear behaviour of reinforced concrete is considered by implementing adequate constitutive laws.

As studied in previous work [1], the structural pile's response is analysed by kinematic variables as opposed to static ones by comparing the seismic induced curvatures and ultimate curvatures of the reinforced concrete sections.

2 Seismic soil-pile-structure interaction

The propagation of seismic waves through the soil causes it to vibrate, and, consequently, the vibration of a structure with a set foundation. When a structure is designed to be supported over piles, a natural interaction occurs between soil, pile and structure. This phenomenon results in additional horizontal loadings that need to be accounted, as, if not, may result in extensive damage to the piles. In the elastic domain this phenomenon can be divided into two types of loading, kinematic and inertial forces.

The kinematic forces result from the imposed displacement along the pile length due to the vertical seismic waves propagation in surrounding soil. This phenomenon is especially severe near the interface between soil layers with highly contrasting stiffness due to the high imposed curvatures.

The inertial forces result from the seismic displacements of the superstructure. These forces are proportional to the mass and acceleration of the structure and are transmitted to the foundation as concentrated horizontal forces and bending moments at the head of the pile.

2.1 BDWF model (Beam on Dynamic Winkler Foundation)

To model the interaction between soil and pile, the Beam on Dynamic Winkler Foundation model was implemented. In the BDWF model, a set of springs $k(x)$ and dampers $c(x)$ are applied through the length of the pile to replicate the effect of the soil over the pile displacement during an earthquake. By relating the free field displacements of the soil, and the above-mentioned springs and dampers, it is possible to obtain the pile's displacements and therefore to simulate the kinematic soil-pile interaction (Figure 1).

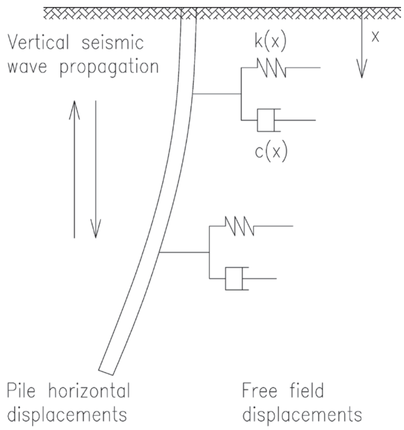


Figure 1 BDWF Model

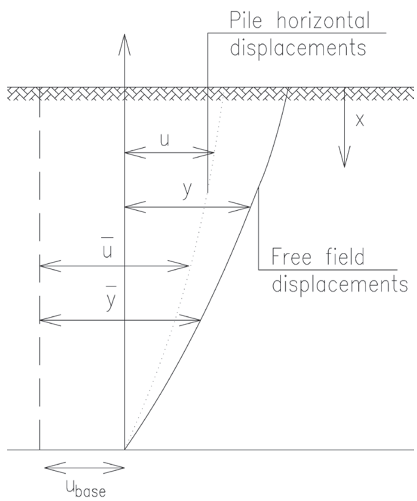


Figure 2 Flores-Berrones and Whitman Model

The model was proposed by Flores-Berrones e Whitman [2], Figure 2, and was considered for the case of a single pile in an elastic soil media with no damping. Several improvements were implemented, from which stand out the soil damping [3], the soil layering and the frequency domain analysis [4]. Santos [5] considered the non linear behaviour of soil by implementing the equivalent linear method.

In the BDWF model, the pile movement, y, is obtain by the following equations. The first one is in time domain and the second one in the frequency domain.

$$E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \overline{m}\frac{\partial^2 \overline{y}}{\partial t^2} + c\frac{\partial(\overline{y}-\overline{u})}{\partial t} + k(\overline{y}-\overline{u}) = 0 \quad (1)$$

$$E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + (k - \overline{m}\omega^2 + ic\omega)\overline{y} - (k + ic\,\omega)\overline{u} = 0 \quad (2)$$

$E_p I_p$ is the pile's bending stiffness, $\overline{m}$ is the distributed mass, c the soil damping coefficient and k is the spring's stiffness of the model.

The soil damping can be obtained by the sum of hysteretic soil damping and radiation damping:

$$c(x) \approx c_m(x) + c_r(x) \quad (3)$$

The radiation damping coefficient can be obtained following Gazetas and Dobry's formulation ([6] and [7]). The hysteretic damping coefficient is calculated with the following expression:

$$c_m = \frac{2k(x)\xi}{\omega} \quad (4)$$

Based on [7], the spring's stiffness depends on pile head's fixity conditions and the elastic modulus of the soil:

$$k(x) \approx \delta E_s(x) \quad (5)$$

- Free head pile: $\delta = 2.1$
- Fixed head pile (no rotation): $\delta = 1.2$

The BDWF model, associated with an one-dimensional seismic wave propagation model to determine the soil displacement field u, was implemented in the code CINEMAT, [5]. This program was used in this study to determine the effect of the non-linear behaviour of the soil on the kinematic interaction between the pile and the surrounding soil.

3 Design of reinforced concrete structural elements subjected to prescribed displacements

The behaviour of reinforced concrete elements is clearly non-linear when subjected to large imposed displacements or curvatures. The usual verification of resistant capacity, based on linear elastic response and the behaviour factor, is not valid is this scenario. In the non-linear domain, static variables are not enough to characterize the $M - X$ (bending moment-curvature) values for a given section. The verification must rely on kinematic variables (deformations or curvatures) instead of static ones (stresses and forces).

In this study, the resistant capacity of a reinforced concrete section is defined by the ultimate curvature of the pile section, which is compared to the imposed curvature in order to determine the structural failure of the pile.

The non-linear response of the reinforced concrete section (concrete+steel) was modelled based on realistic constitutive laws, [8] and [9]. Additionally, it is fundamental to understand how the geometric characteristics and the materials influence the ductility of a reinforced concrete section. According to [1], the ultimate curvature of a section is function of:

- Section confinement – The ultimate concrete compressive strain, and so the ultimate curvature, is proportional to the section confinement.
- Section dimensions – The yielding and ultimate curvatures are inversely proportional to the dimension in the flexural direction.

The perpendicular one has a smaller effect on the above-mentioned characteristics.

- Material resistance – In accordance with the previous point related to section dimension, to achieve smaller areas both concrete and steel resistance should be higher in order to verify safety to the other load cases.
- Axial forces – The axial forces have a high impact in the ultimate curvature. The axial forces and the ultimate curvature have a reverse relation. This aspect is contrary for the yielding, but the impact is much lower.
- Reinforcing steel bars' design – The amount of reinforcement of a section has almost no effect in the yielding curvature. For the ultimate one, higher percentage of longitudinal reinforcement results in a decrease of the ductility.

A proper computational code was used in order to incorporate the constitutive law of each element section based on geometric and material properties, FLEXAO [1]. A second program was used in order to analyse the structural behaviour of the pile, PIER [1] for a prescribed displacement field. The imposed curvatures were determined based on the displacements and the sections characterized in FLEXAO.

4 Iterative calculation process

The material's non-linear behaviour implies a relation of dependence between impose curvature, stiffness of the soil and stiffness of the pile. In order to calculate one of the mentioned variables is necessary to determine the others, so the process is iterative.

In a simplified way, the procedure begins with the definition of the $G/G_0 - \gamma$ $\xi - \gamma$ curves and the elastic properties of the pile in the CINEMAT code. In this first phase, pile elastic displacements are calculated considering the non-linear behaviour of the soil (kinematic interaction). In the second stage, the reinforced concrete sections are defined, and the constitutive laws are calculated in the code FLEXAO. In the PIER code the displacement field is imposed to the pile. The constitutive laws of all sections of the pile are considered in the calculation in order to obtain the imposed curvatures and the new pile equivalent stiffness. In this stage the non-linear behaviour of both reinforced concrete and soil are considered. The process converges when the variation of the pile stiffness is less than 1% between consecutive iterations. The calculation process is represented in Figure 3.

5 Kinematic soil-pile seismic interaction – analysis of the behaviour of a single pile in an alluvial formation

Following [5] and [10], the study of the kinematic interaction effects on piles for several combinations of pile diameters, longitudinal and transversal reinforcement in a typical alluvial formation, a pair of new scenarios were considered in order to understand the behaviour of the pile in extreme situations regarding its ductility. [10] concluded that for typical piles diameters, seismic intensity and steel reinforcement, the imposed curvatures due to the kinematic interaction were smaller than the ultimate curvature of the section.

In this paper a first scenario was studied considering a continuous flight auger (CFA) pile without reinforcement in a specified length. This span was placed in an interval between the interface of two layers with high contrast in stiffnesses. In the second scenario, a pile with low ductility was considered. In this case, all characteristics that influence the pile ductility were chosen in order to lower it. These scenarios were established in order to understand if the kinematic interaction could lead to the pile failure in extreme situations, since in normal scenarios that seems to be not expectable.

5.1 Geotechnical profile and seismic action

The geotechnical profile considered was defined by [5]. The characteristics of each layer and $G/G_0 - \gamma$ (normalised shear modulus versus distortion), $\xi - \gamma$ (damping ratio versus distortion) curves are represented in Table 1 and Figure 4.

Table 1 Soil parameters

Layer	Thickness (m)	Behaviour	Unit weight γ (kN/m³)	Poisson ratio ν	Initial shear modulus G_0 (MPa)
1 – Fill or overconsolidated layer	5	Non-Linear	19	0.3	80
2 – Alluvial clayed layer	10	Non-Linear	17	0.5	Variable 20 to 30
3 – Miocenic layer I	5	Linear w/ ξ = 1%	22	0.3	200 ($V_s \approx$ 300m/s)
4 – Miocenic layer II	–	Rigid	–	–	–

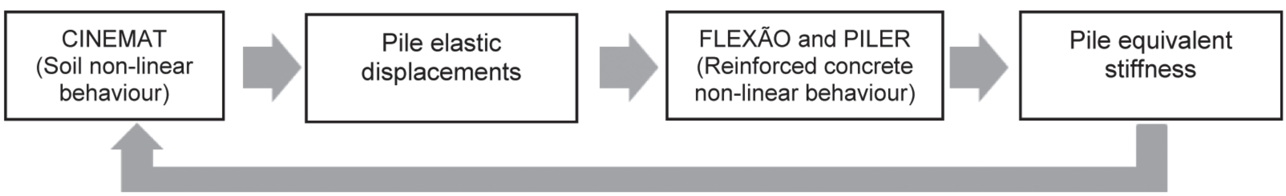


Figure 3 Iterative process

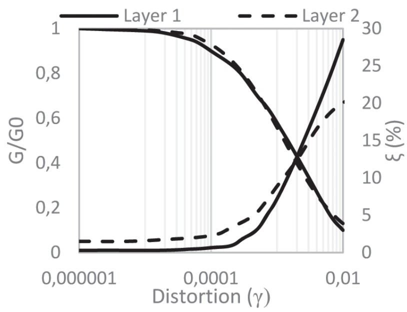


Figure 4 $G/G_0 - \gamma$ $\xi - \gamma$ curves [5]

The seismic action considered at layer 4 was the acceleration record of Kobe JMA earthquake (1995) scaled to different values of peak ground acceleration (PGA), represented in Figure 5.

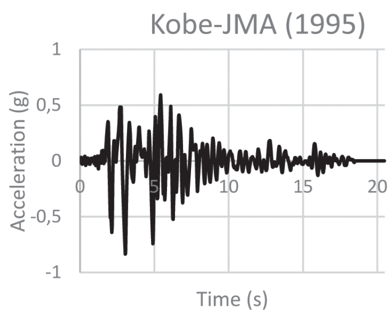


Figure 5 Kobe-JMA seismic record [5]

5.2 Distribution of pile reinforcement

As prescribed in the EC8, [10] divided the pile length in plastic zones and elastic zones. The plastic zones were placed where the imposed curvatures are higher, the pile head and the interfaces between soil layers. In the CFA pile, the first 12 m were reinforced with section S1 and the remaining part does not have any reinforcement. In Figure 6 and Table 2 are represented the different sections considered in the case of the pile with low ductility.

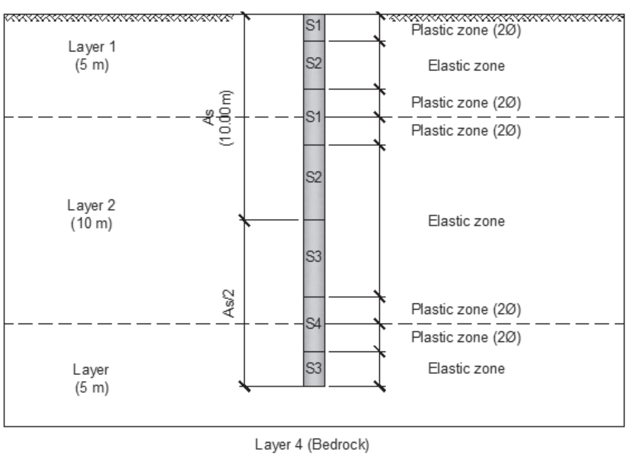


Figure 6 Pile sections

Table 2 Sections reinforcement

Section S1 and S4	Longitudinal – 18∅25
	Transversal – Plastic Zone ∅12//0.10
Section S2 and S3	Longitudinal – 18∅25
	Transversal – Elastic Zone ∅12//0.175

In Table 3 are represented the obtained values for yielding and ultimate variables for the three sections in analysis.

Table 3 Yielding and ultimate sections properties

	χ_c (‰/m)	χ_u (‰/m)	M_{ced} (KNm)	M_u (KNm)
Section S1/S4	3.66	23.28	3837	4485
Section S2/S3	3.77	16.05	3702	4164
Without reinforcement	3.29	6.98	2224	2282

5.3 Case studies

5.3.1 CFA pile with non-reinforced length

Continuous flight auger (CFA) piles is one of the most used techniques to execute pile foundations. With this type of technique, the reinforced length is usually limited to 12 m but since is a less expensive solution is commonly employed. In terms of seismic response, the mention drawback may compromise the integrity of the pile. Since is a technique often used, is important to understand how it behaves and if the ultimate curvature is achieved under seismic loading. Only the kinematic interaction was considered because, at this depth, the effects from the inertial forces are almost null. In Table 4 and Figure 7 represents the pile curvature diagrams and the obtained curvatures for the several peak ground acceleration values on bedrock.

Table 4 CFA pile case results

	$\chi_{imposed}$ (‰/m)	$\frac{\chi_{imposed}}{\chi_c}$	$\frac{\chi_{imposed}}{\chi_u}$
PGA = 0.05 g	0.28	0.09	0.04
PGA = 0.10 g	3.25	**0.99**	0.47
PGA = 0.15 g	7.61	2.31	**1.09**
PGA = 0.30 g	16.73	5.10	2.40

The results show that, for small to medium PGA values, the impose curvatures are higher than the ultimate curvature of the non-reinforced length. Another important aspect is the small difference between PGA values that correspond to the quasi-elastic behaviour, the yielding point and the collapse of the pile. For a peak ground acceleration of 0.10 g the yielding is reached and for 0.15 g the pile collapses, showing the brittle behaviour of the element. Considering these results, piles with a non reinforced length should not be considered in seismic zones.

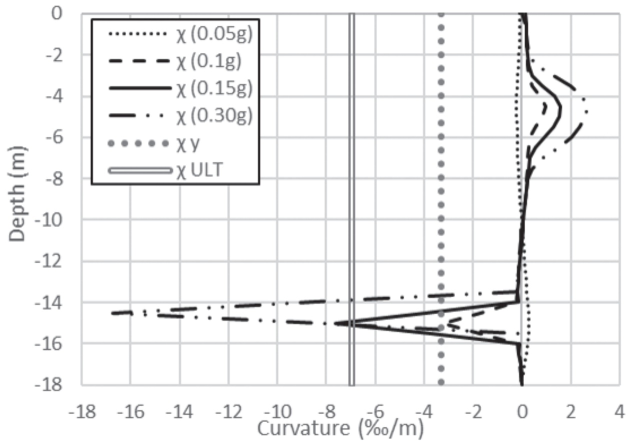


Figure 7 Curvature distribution – CFA pile

5.3.2 Pile with low ductility

In this case a pile with low ductility was simulated: large diameter (1.30 m), low percentage of confinement reinforcement, medium-high compression stress (7 MPa) and high seismic acceleration (PGA = 0.5 g). The most important calculation results in terms of curvatures are resumed in Table 5. Figure 8 represents the diagrams of curvatures of the pile for linear elastic behaviour and non-linear behaviour. For the non-linear behaviour, two curves are plotted: i) the maximum curvature at the upper interface (NL SUP) and ii) the maximum curvature at the lower interface (NL INF).

Table 5 Pile with low ductility case results

	$\chi_{imposed}$ (‰/m)	χ_y (‰/m)	χ_u (‰/m)	$\frac{\chi_{imposed}}{\chi_c}$	$\frac{\chi_{imposed}}{\chi_u}$
Section S1/S4	6.51	3.66	23.28	1.78	0.28
Section S2/S3	2.30	3.77	16.05	0.61	0.14

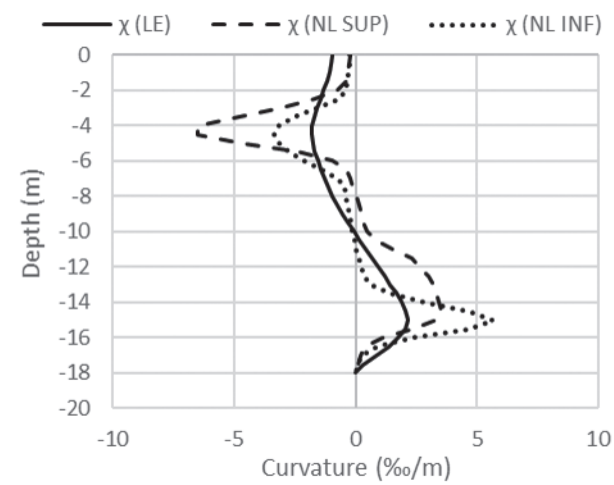


Figure 8 Curvature distribution – Pile with low ductility

For the case of a pile with low ductility is possible to concluded that, despite reaching the plastic zone, the imposed curvature is still smaller than the ultimate curvature of the pile. Even for extreme conditions, if a pile is designed for the other loads it may be subjected to kinematic effects without collapsing. However, due to the level of plastic deformation, damages and local plastic hinges are expected.

6 Validation of the BDWF model applied to the global seismic interaction soil-pile-structure phenomenon

The BDWF model, previously applied to the kinematic interaction, was generalized to consider the inertial effect of the structure in the pile. In this new model, the structure was represented by single degree of freedom oscillator with a concentrated mass at the top of a single beam element with 9 m length. To consider the structure in the model, some modifications were implemented in the BDWF model and in the CINEMAT code:

- Introduction of concentrated masses in the nodal points to simulate the structure's mass.
- Introduction of parameters to control the effect of the model springs, F_k, the soil damping, F_c, and soil mass, F_m. These three parameters range from 0 to 1. For a zero value the soil action is not considered in the nodal points and for the value of 1 the soil influence is fully activated.
- Variation of the proportionality factor, δ, between the spring model stiffness and the Young modulus of the soil. As mentioned before, this factor depends on the boundary conditions at the pile head. Since the structure is now implemented, the pile head is between free and fixed condition. This parameter is a new variable in the model.

Based on these changes, the equation (1) assumes a new form:

$$E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + F_m \times \bar{m} \frac{\partial^2 \bar{y}}{\partial t^2} + F_c \times c \frac{\partial(\bar{y} - \bar{u})}{\partial t} + F_k \times k(\bar{y} - \bar{u}) = 0 \qquad (6)$$

The concentrated masses are simulated as applied nodal forces that depend on the node's acceleration.

In order to validate the newer version of the model, a single degree of freedom (s.d.f.o.) oscillator with a piled foundation in an elastic soil layer was simulated with CINEMAT and a three-dimensional finite element model (SAP software [11]). The response of the system depends on the relation between the frequencies of the soil and the structure, and the s.d.f.o. response was obtained from the theoretical solution presented by [12]. The considered model is represented in Figure 9.

The model was validated based on the next comparisons:

1) Kinematic interaction for pile with distributed mass versus concentrated mass on the nodes;
2) Single degree of freedom oscillator in both CINEMAT and 3D model;
3) Global soil-pile-structure seismic response in both CINEMAT and 3D model for different soil/structure frequency ratios.

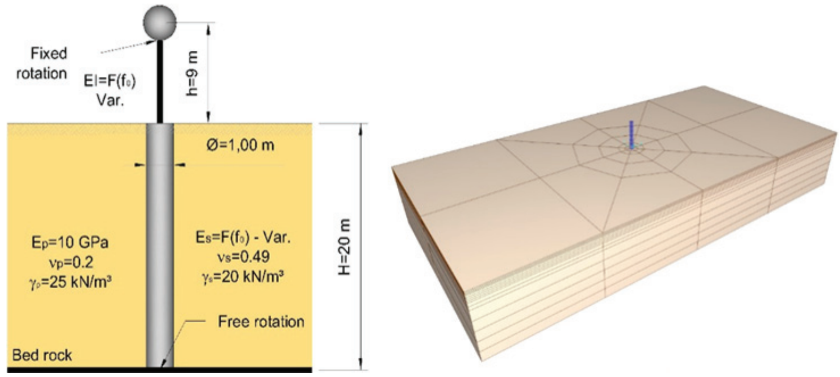


Figure 9 Model properties and finite element mesh

In the first two comparisons, both models show very good agreement. In the third comparison, considering that the behaviour of the system strongly depends on the relation between the soil and structure frequencies, three different scenarios were analysed. In the first, the fundamental frequencies of the soil and of the structure were the same. In the second, the fundamental frequency of the soil was 3 times the frequency of the structure. In the last one, the ratio was 1/3.

As expected, the results showed a high sensitivity to the coefficient δ, which depends on the pile head fixity conditions. In the global interaction, since the structure is directly modelled, the previous considerations were no longer valid. For instance, the coefficient δ depends on the fundamental frequencies and their ratio. Considering this, in all simulations the coefficient δ was chosen in order to achieve the best possible match in the results of the two models. In Figure 10 to Figure 15 are represented the transfer functions obtained for both models. The small differences observed in terms of amplitude and frequencies are related to the high sensitivity to the coefficient δ, as explained before, and with the different methods to model the system damping.

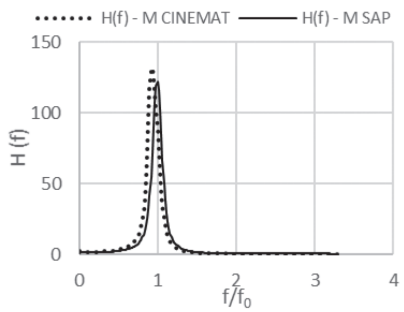


Figure 10 Bending moments transfer function for the pile head $f_{STR} = f_{SOIL}$

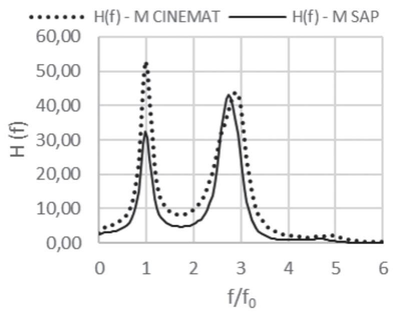


Figure 12 Bending moments transfer function for the pile head $f_{STR} = 3 \times f_{SOIL}$

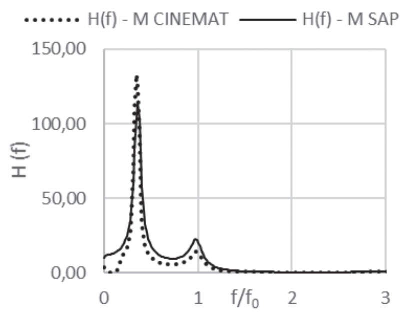


Figure 14 Bending moments transfer function for the pile head $f_{STR} = f_{SOIL}/3$

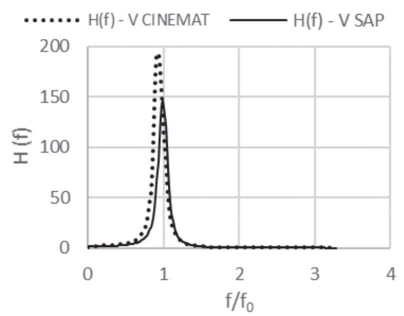


Figure 11 Shear forces transfer function for the pile head $f_{STR} = f_{SOIL}$

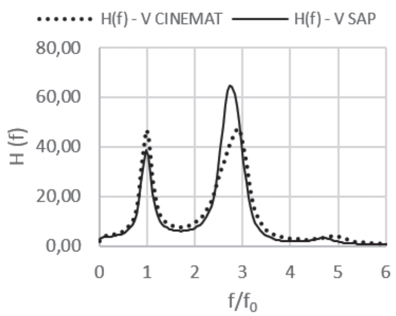


Figure 13 Shear forces transfer function for the pile head $f_{STR} = 3 \times f_{SOIL}$

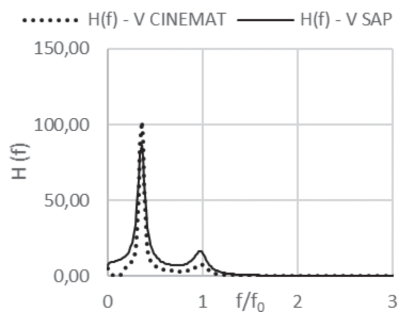


Figure 15 Shear forces transfer function for the pile head $f_{STR} = f_{SOIL}/3$

Both models provided expected results in every scenario. When the frequency of the structure is higher than the soil, both kinematic and inertial effects are in phase. When the structures have a smaller frequency both phenomena are out of phase. In the last case the inertial part governs the behaviour of the system.

In terms of δ, for the case in which the frequencies were the same or the structure's was smaller the value was about $\delta = 1.2$. When the soil fundamental frequency was higher the value that corresponded to the best match was $\delta = 2.1$.

The results confirm that the updated BDWF model can provide reliable results for the study of the seismic soil-pile-structure interaction.

7 Seismic soil-pile-structure interaction

The effect of the global seismic interaction phenomena was studied considering a pile with low ductility in a multi layered media. The geotechnical profile and seismic action were the same applied before in the kinematic interaction study. Considering the previous results, the initial soil and structure frequencies were kept the same. The structure was simulated by a single degree of freedom oscillator with 9 m high, with linear elastic behaviour. The peak ground acceleration on bedrock was 0.05 g and 0.10 g. Figure 16 presents the results obtained in terms of curvatures.

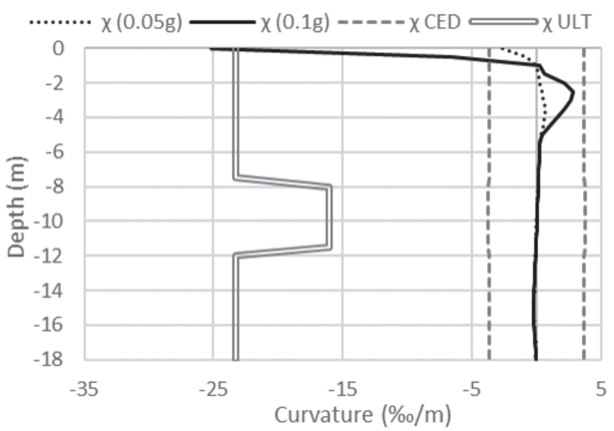


Figure 16 Curvature distribution considering soil-pile-structure interaction

It is clear from Figure 16, the pile collapses when considering the global seismic interaction phenomenon. The inertial and kinematic effects are out of phase, since there is almost no peak in the imposed curvatures near the layer's interface. This aspect may be explained by the non-linear behaviour of the soil that caused a change of the fundamental frequency. This observation shows that the non-linearity is also important in order to understand how the different parts of the interaction may occur during the earthquake. Another important observation is the sensibility of the structure to the ground acceleration. In this case study, a variation of two times in the PGA value leads to an increase in the maximum curvature of ten times, passing from a yielding situation to the collapse of the pile.

The non-linear behaviour of the soil and pile are fundamental to the correct understanding of the effects of seismic soil-pile-structure interaction.

8 Conclusions

Results from the study on kinematic interaction and global seismic soil-pile-structure interaction were presented and discussed, highlighting several important issues. The main conclusions from this study are:

Kinematic interaction

- If the pile is correctly designed for the other loads it can yield but will not collapse and the level of damage is inversely proportional to the ductility of the reinforced concrete pile.
- Concrete piles with non-reinforced lengths should not be used in medium to high seismic hazard zones.

Soil-pile-structure interaction

- The updated BDWF is accurate and can be a useful design tool for current practice. The model is quite sensitive to the parameter δ. More studies about the impact of this parameter in the global response of the system should be carried out.
- The kinematic and inertial effects when combining together can lead to the collapse of the pile. More studies should be carried out for diverse geotechnical scenarios and with other type of structures to support the conclusions of this study.

References

[1] Brito, A.J.B. – *Dimensionamento de estruturas subterrâneas de betão armado sujeitas a acções sísmicas*. Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2011.

[2] Flores-Berrones, R.F.; Whitman, R.V. – "Seismic response of end-bearing piles". *Journal of Geotechnical Engineering*, 1982, 108(4), 554-569.

[3] Makris N.; Gazetas, G. – "Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: lateral and seismic response". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1992, 21, 145-162.

[4] Kavvadas, M.; Gazetas, G. – "Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil". *Géotechnique*, 1993, 43(2), 207-222.

[5] Santos, J.A. – *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção: aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 1999.

[6] Gazetas, G.; Dobry, R. – "Horizontal response of piles in layered soils". *Journal of Geotechnical Engineering*, 1984a, 110, 20-40.

[7] Gazetas, G.; Dobry, R. – "Simple radiation damping model for piles and footings". *Journal of Engineering Mechanics*, 1984b, 110, 937-956.

[8] Mander, J.B.; Priestley, M. J.; Park, R. – "Theoretical stress-strain Model for confined concrete". *Journal of Structural Engineering*, 1998, 114, 1804-1826.

[9] Pipa, M. – *Ductilidade de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas. Influência das Características Mecânicas das Armaduras*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico de Lisboa, 1993.

[10] Lagareiro, C.M. – *Dimensionamento de estacas sob ações sísmicas*. Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, 2015.

[11] Computers and Structures, Inc. – CSI analysis reference manual for SAP2000, ETABS, SAFE, and CSi Bridges, 2017.

[12] Clough, R. W.; Penzien, J. – *Dynamics of Structures (3rd ed.)*. Berkeley: Computers & Structures, Inc, 1995.

Assessment of earthquake resistant techniques in the out-of-plane behaviour of stone masonry walls

Influência de técnicas sismo-resistentes no comportamento para fora do plano de paredes de alvenaria de pedra

Antonio Murano
Javier Ortega
Graça Vasconcelos
Hugo Rodrigues

Abstract

FE method is a useful and powerful tool widely applied to the structural analysis of masonry constructions. One of the main challenges related to the numerical simulations is the use of adequate constitutive materials models able to replicate, in an accurate way, the non-linear behaviour of masonry. Thus, the experimental characterization of the masonry can allow overcoming the uncertainties regarding the material mechanical properties.

Macro-modelling is a very popular FE approach that approximates masonry as a homogeneous isotropic continuum, in order to obtain simpler and larger meshes, because the model does not have to describe the internal structure of masonry. Hence, macro-modelling provides a good balance between accuracy and efficiency.

This work presents a methodology applied to the calibration of two numerical macro-models reproducing the OOP response of reduced scale (1:2) U-shaped stone masonry walls built with earthquake resistant techniques embedded at the corners (WALL 1 – steel ties and WALL 2 – timber lath beams), which were previously tested experimentally by using an airbag to simulate the seismic load.

The outcomes, provided by this work, represent a useful contribution in order to assess the effectiveness of the macro-model approach for the analysis of masonry buildings.

Keywords: Stone masonry / Numerical modelling / Earthquake resistant technique / Out-of-plane behaviour

Resumo

Um dos desafios principais do uso do método de elementos finitos (FE) para a análise estrutural de construções de alvenaria é o uso de modelos constitutivos que sejam capazes de replicar apropriadamente o comportamento não linear da alvenaria. A caracterização experimental da alvenaria permite diminuir as incertezas relacionadas com as propriedades mecânicas do material. Este trabalho apresenta a metodologia aplicada para a calibração de dois modelos FE que reproduzem duas paredes de alvenaria de pedra em forma de U ensaiadas no laboratório. Os modelos seguem uma abordagem macro-modelo. As paredes ensaiadas foram construídas com dois dispositivos sismorresistentes tradicionais inseridos nos cunhais, nomeadamente tirantes de aço (WALL 1) e vigas de madeira (WALL 2), e foram ensaiadas fora do plano mediante o uso de airbags para a simulação da carga sísmica. Os resultados deste trabalho contribuem para avaliar a eficácia da abordagem macromodelo para a análise estrutural de edifícios de alvenaria.

Palavras-chave: Alvenaria de pedra / Modelação numérica / Técnicas sismorre-sistentes / Comportamento fora do plano

Antonio Murano

PhD Student
University of Minho
Guimarães, Portugal
antoniomurano1987@gmail.com

Javier Ortega

Postdoc Researcher
University of Minho
Guimarães, Portugal
javier.ortega@civil.uminho.pt

Graça Vasconcelos

Assistant Professor
University of Minho
Guimarães, Portugal
graca@civil.uminho.pt

Hugo Rodrigues

Assistant Professor
Polytechnic Institute of Leiria
Leiria, Portugal
hugo.f.rodrigues@ipleiria.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.

MURANO, A. [*et al.*] – Assessment of earthquake resistant techniques in the out-of-plane behaviour of stone masonry walls. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 27-34.

1 Introduction

Due to its heterogeneity and its complexity in terms of material properties, several numerical techniques have been deployed by researchers over time, in order to adequately deal with a complex task such as masonry structures modelling [1].

Two are the main FE-based approaches to model masonry intended as a composite material [2]:

- Equivalent continuum idealization (macro-modelling);
- Equivalent discontinuous idealization (micro-modelling and meso-modelling).

The numerical analyses presented in this paper have been carried out using a macro-modelling approach, which is typical of practice-oriented engineering activities. Masonry is approximated as a homogeneous isotropic continuum. Therefore, no detailed simulation of the interaction between stone units and mortar is provided [3].

The continuum parameters must be determined by means of tests on specimens of sufficiently large size subjected to homogeneous states of stress.

This approach has significant practical advantages related to the fact that FE meshes are simpler and with a larger size because they do not have to accurately describe the internal structure of masonry. Hence, macro-modeling provides a good compromise when a balance between accuracy and computational efficiency is required.

1.1 Objective and methodology of the present work

This paper presents the approach followed in order to calibrate a numerical model starting from the outcomes of experimental campaigns previously carried out in order to assess the out-of-plane (OOP) performances of stone masonry walls built with and without earthquake resistant techniques.

The reference experimental data used during the calibration procedure are provided in Maccarini *et al.* (2018 [4]) and in Murano *et al.* (2018) [5]. The work carried out by Maccarini *et al.* (2018) [4], addressing the OOP characterization of plain walls, has been further extended in order to evaluate the influence of different earthquake resisting techniques on the out-of-plane response of stone masonry walls. To this end, two U-shaped reduced scale stone masonry prototypes (1:2) were built with earthquake-resistant techniques, namely WALL 1 (steel ties) and WALL 2 (timber lath beams) [5].

In order to enable a direct comparison with the results related to the plain wall (WALL 0, see [4]), the same geometry for the wall prototypes, testing setup and instrumentation were used.

Once the construction of the reduced scale stone masonry walls was completed, their mechanical and dynamic characterization was carried out by means of sonic tests and dynamic identification tests respectively [5]. Preliminarily, an accurate geometrical characterization and an assessment of the mortar properties was conducted in order to monitor the overall quality of the construction process and, at the same time, in order to use the data to empirically evaluate the prototypes density.

The out-of-plane performance of the stone masonry walls was assessed using an airbag, which simulated the horizontal seismic load acting on the rear surface of the tested prototype. A supporting steel frame was placed between the reinforced concrete reaction wall of the laboratory and the airbag. The out-of-plane test was carried out under displacement control. The control point was located at the top of the frontal wall at its mid-span where the highest displacement was expected. The monitoring of the displacements of the frontal wall during the out-of-plane test was carried out using linear variable differential transducers (LVDTs). Figura 1 depicts a comparison among the cyclic envelope related to reinforced (WALL 1/WALL 2) and unreinforced (WALL 0) stone masonry wall prototypes tested using same cyclic procedure, characterized by similar masonry bond and similar stone/mortar mechanical properties.

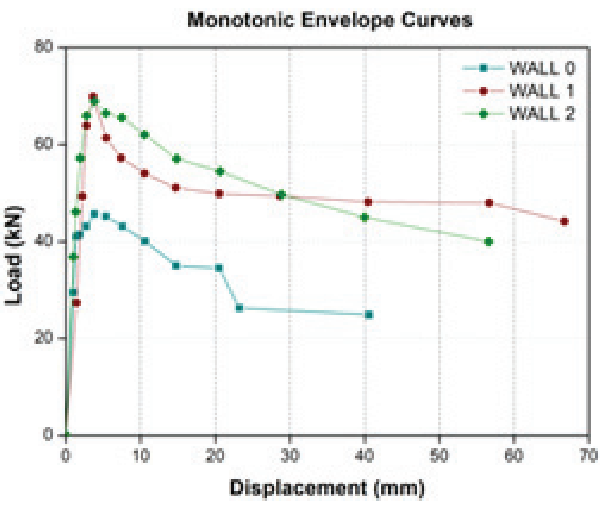


Figure 1 Monotonic envelope curves WALL 0, WALL 1, WALL 2

Once the OOP characterization of the prototypes was completed, numerical simulations were carried out in order to compare the experimental envelope and the numerical capacity curves defined by means of static nonlinear analysis (pushover method) assessing, at the same time, the effectiveness of the applied modelling approach (macro-model).

2 Numerical simulation

A methodology aimed at the calibration of a numerical model, based on the experimental data collected before the out-of-plane (OOP) airbag test, is herein presented. Successively, a pushover analysis reproducing the OOP test has been carried out, in order to compare the numerical and experimental results. Further considerations, have been realized pointing out, where it was possible, the main differences in terms of crack pattern and load capacity regarding reinforced and unreinforced prototypes.

2.1 Finite element model

The numerical model of the wall was constructed with DIANA software (TNO 2106) [6] using twenty-node tetrahedron solid 3D elements (CHX60). Plane quadrilateral interface elements (CQ48I) in a three-dimensional configuration were applied in order to reproduce the connection between the concrete base of the prototypes and the strong floor of the laboratory. Wall and concrete base are considered to be fully connected. Steel and timber reinforcing elements were modelled using tetrahedron solid 3D elements (CHX60); the reinforcing elements were subtracted to the model's geometry by means of Boolean operation.

Moreover, an adequate connection among the nodes of the embedded elements (CL18B) and the solid elements (CHX60) mesh must be ensured. Both steel and timber elements have been analysed assuming a linear elastic behaviour. Steel Young modulus was assumed equal to 210,000 MPa, whereas 7800 kg/m^3 and 0.3 are the selected values for density and Poisson ratio respectively. Timber Young modulus was assumed equal to 10,000 MPa; timber density and Poisson ratio are equal to 600 kg/m^3 and 0.2 respectively [7] [8]. The cross-section dimensions of the reinforced elements have been presented in section Murano *et al.* (2019) [5].

Figure 2 shows the reference models prepared. In order to have a good representation of the strain and stress distribution, the overall size of the finite elements mesh is equal to 0.10 m. On the other hand, the mesh size for the reinforcing elements was reduced according to their geometrical characteristics. In the steel reinforcements, the mesh has been generated so that at least three finite elements defined the thickness of the solid, whereas the mesh size in the timber elements is equal to 0.05 m.

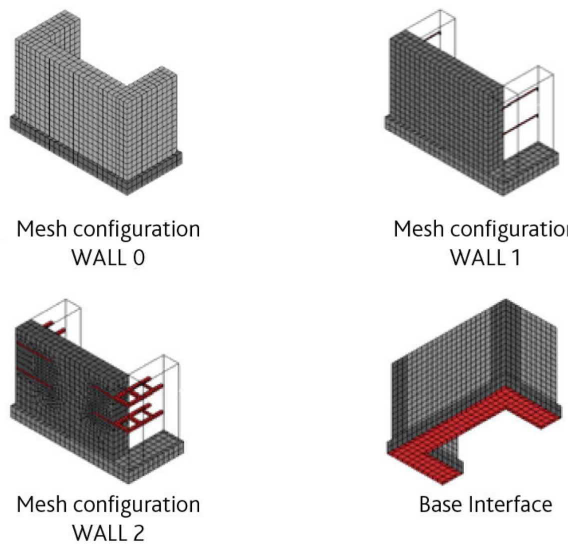


Figure 2 Reference model and embedded elements

The material model adopted to represent the non-linear behaviour of the stone masonry is a standard isotropic Total Strain Rotating Crack Model (TSRM) [6]. The model describes the tensile and compressive behaviour of the material with one stress-strain relationship and assumes that the crack direction rotates with the principal strain axes. Moreover, it is very well suited for analyses predominantly governed by cracking or crushing of the material [9].

The non-linear behaviour of the material in tension is simulated by means of an exponential softening function, whereas the compressive function selected to model the crushing behaviour is parabolic [6].

2.2 Calibration of the numerical model

The calibration process followed three steps:

- Reference material elastic properties were estimated based on the results of the sonic tests (see [4] and [5]);
- The properties were further adjusted based on the comparison between the numerical and experimental frequencies;
- The nonlinear material properties were adjusted based on the comparison of the force displacement envelope obtained in the out-of-plane experimental test with the nonlinear static (pushover) analysis performed on the numerical model.

A linear elastic behaviour was assumed for the concrete base, with a modulus of elasticity and a Poisson's ratio equal to 31 GPa and 0.2 respectively.

The adjustment of the interface elastic properties was based on the initial stiffness of the base shear-out-of-plane displacement curve obtained on the LVDT placed at the inferior corner (WALL 1) and at the mid-span of the concrete base (WALL 2), see [5]. The calibration of the numerical model was done by changing the values of the normal and tangential stiffness of the elastic interface elements in order to obtain values of natural frequencies and mode shapes compatible with the experimental results.

WALL 0 tangential stiffness in both directions (X and Y) was set equal to 3.97 X 108 N/m^3; the stiffness in the normal direction was equal to 9.92 X 108 N/m^3 [4].

At the end of the calibration phase related to WALL 1, an interface tangential stiffness of 2.47 × 108 N/m^3 was obtained for both directions. The normal stiffness was set at 6.175 × 108 N/m^3. In WALL 2 calibration, an interface tangential stiffness of 2.57 × 108 N/m^3 was obtained, whereas the stiffness in the normal direction was set at 6.40 × 108 N/m^3. Once this calibration stage was completed, a preliminary pushover analysis was carried out.

The comparison between the resulting capacity curve and the experimental envelope made it possible to further modify other materials mechanical properties, such as Young modulus and tensile strength, in order to have a more accurate approximation regarding the linear behaviour and the peak load. Therefore, in both walls, the experimental value of the Young modulus underwent a 20% reduction and, consequently, all the materials properties were defined based on the update parameter.

The compressive strength was assumed using the range proposed by Tomaževič (1999) [10], where it can be estimated as a function of the modulus of elasticity previously updated: $E\alpha fc$, where α ranges from 200 to 1000. A value of 1000 was assumed for this work. The tensile strength (f_t) was initially established at 10% of the compressive strength, and then reduced up to 2%, 3% and 2.5% for WALL 0, WALL 1 and WALL 2 respectively after calibration with the experimental tests. The compressive fracture energy was calculated by multiplying the compressive strength by a ductility index of 1.6 mm, based on recommendations of Lourenço (2009) [3]. The mode I fracture energy was set equal to 12 N/m, following the same set of recommendations.

Table 1 summarizes linear and non-linear properties obtained after the calibration procedure.

Table 1 Linear and non-linear material properties after calibration procedure

	Linear material properties			Non-linear material properties			
	E (MPa)	ν	ρ (kg/m^3)	f_c (MPa)	G_{fc} (N/m)	f_t (MPa)	G_{f1} (N/m)
WALL 0	3600	0.39	2495	3.60	5760	0.072	12
WALL 1	2450	0.34	2513	2.45	3917	0.073	12
WALL 2	2974	0.37	2482	2.97	4759	0.074	12

Table 2 compares the numerical frequencies, obtained numerically by means of an eigenvalue analysis with updated parameters, to the experimental ones. A modal participation in the out-of-plane direction of 75.55% and 75.85% were calculated in WALL 1 and WALL 2 respectively. Furthermore, WALL 0 first mode frequency was equal to 25.847 Hz, with a modal participation in the out-of-plane direction of 74.68% (Maccarini *et al.*, 2018 [4], section 5.2.1). The frequency related to unreinforced wall are slightly higher than the reinforced wall, but the mode shapes are the same (see Table 2).

The validation of the frequencies was calculated based on the Modal Assurance Criterion (MAC). An average value of 0.98 for the first mode, 0.91 for the second mode and 0.90 for the third mode were calculated regarding WALL 1. MAC values related to WALL 2 are 0.84 (first mode), 0.86 (second mode), 0.72 (third mode).

Despite the asymmetry characterizing the experimental mode shapes, which slightly differ from the numerical results, it is possible to conclude that the MAC obtained values validate the models realized.

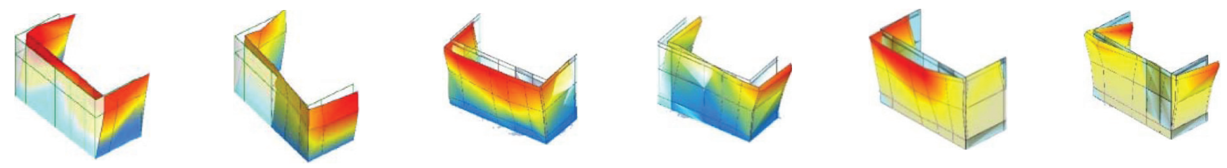
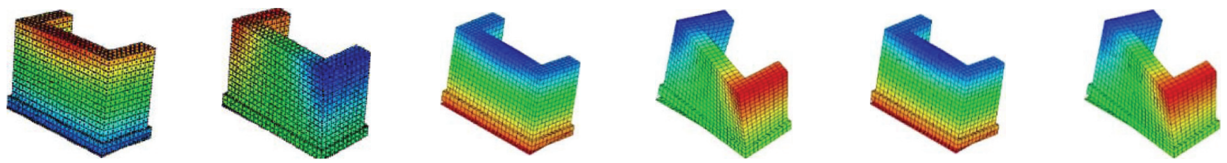
2.3 Numerical vs. experimental results

The numerical model was analysed by means of nonlinear static (pushover) analysis, considering the boundary and loading conditions adopted in the experimental tests [5]. The vertical actions applied to the model were the self-weight of the structure and the additional uniformly distributed load on the transversal walls (10 kN on each side). The uniformly distributed load on the transversal walls in WALL 2 numerical model was set equal to 20 kN in order to take into account some variations in terms of load distribution detected during the testing procedure.

In order to simulate the airbag action, a uniformly distributed horizontal load was incrementally applied until collapse on the rear surface of the frontal wall.

A capacity curve, resulted from the pushover analysis, describes the response of the structure. It represents the horizontal load *versus* the

Table 2 Experimental vs. numerical mode shapes and frequencies (wall 1, wall 2 and UR wall)

Experimental results					
WALL 0		WALL 1		WALL 2	
Mode 1	Mode 2	Mode 1	Mode 2	Mode 1	Mode 2
					
26.70 Hz	34.85 Hz	20.60 Hz	31.25 Hz	21.29 Hz	33.40 Hz
Numerical results					
WALL 0		WALL 1		WALL 2	
Mode 1	Mode 2	Mode 1	Mode 2	Mode 1	Mode 2
					
25.85 Hz	30.87 Hz	20.27 Hz	25.15 Hz	21.01 Hz	26.30 Hz
Err (%)					
3.10	11.40	2	24	1	27
MAC					
0.94	0.80	0.98	0.91	0.84	0.86

displacement of a control point detected in the same position where the control LVDT was placed during the experimental test (top mid-span of the frontal wall, see Murano *et al.* section 4.1 [5]).

Hence, the pushover curve can be directly compared with the experimental force-displacement envelope (Figure 3).

In Figure 3 is clearly visible an accurate simulation of the elastic behaviour in all the tested prototypes (WALL 0, WALL 1 and WALL 2) up to the peak load. The numerical post-peak branch in WALL 0 differs from the experimental curve. A similar behaviour is clearly visible in WALL 1, which is characterized by a significant section highlighting increasing displacements for relatively constant load levels (ranging from 50 to 47 kN). This trend could be representative of a sliding displacement occurred in a large portion of the front wall where the reference LVDT (control point) was placed. Therefore, the aforementioned local mechanism prevails over the global response of the prototype, in terms of data recording. On the other hand, WALL 1 numerical curve highlights a decreasing trend in terms of load capacity for increased displacement levels.

WALL 2 post-peak numerical branch is slightly closer to the trend characterizing the experimental envelop. In this case, the global

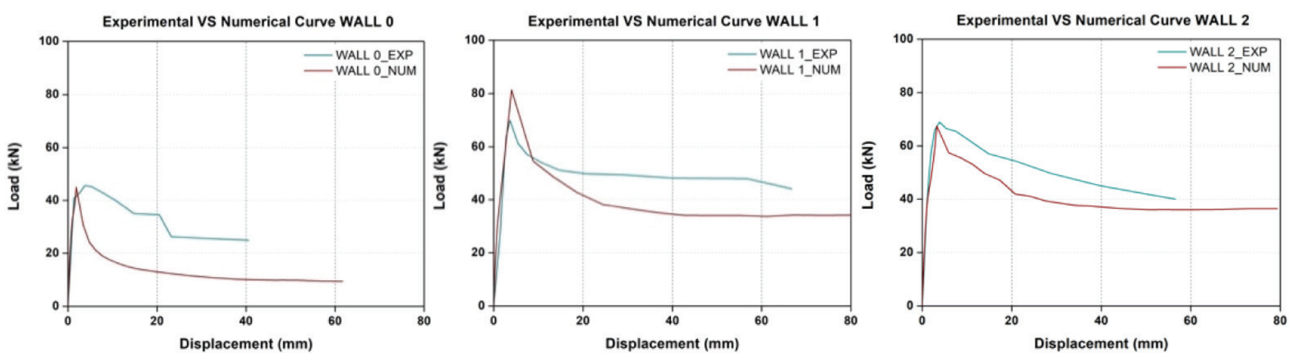


Figure 3 Experimental vs. numerical capacity curve (WALL 0, WALL 1, WALL 2)

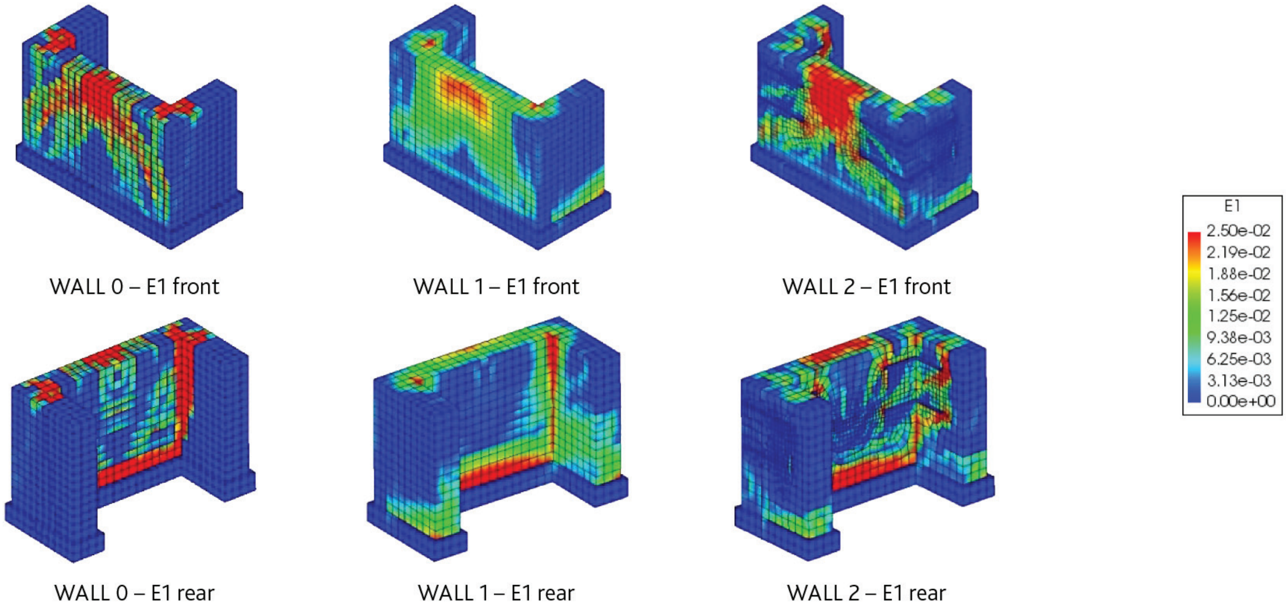


Figure 4 Maximum principal strain distribution (E1)

response of the masonry prototype subjected to horizontal load is representative of a response closer to the "ideal" one, which can be, for this reason, easier simulated using numerical methods.

The maximum load in WALL 0 numerical model (45.04 kN) is extremely close to the experimental load detected (45.64 kN). In WALL 1 numerical model the maximum load is 16% higher than experimental result (81.43 kN against 69.91 kN). On the other hand, the experimental (68.91 kN) and numerical (67.50 kN) maximum loads detected in WALL 2 are almost the same. These errors are most likely related to the uncertainties of the effective contact area between the airbag and the wall, as well as to strength degradation in the experimental tests due to the cyclic load, which was not considered in the numerical analysis.

Figure 4 presents the maximum principal strains distribution (E1) for all the tested walls, related to a level of displacement equal to 40 mm. The highest values of strain can be associated to the development of cracks.

According to the numerical models, one of the most critical areas is located at the top part of the frontal wall, at mid-span, associated with the highest displacements observed and with the bending failure of the walls. Significant strain levels can be also detected in the intersections between front and transversal walls, showing the formation of cracks that can eventually lead to the separation of the walls. This phenomenon is significant in the plain wall (WALL 0), whereas a reduction in terms of strain concentration is visible in WALL 1 and WALL 2, due to the presence of the reinforcements. Moreover, looking at WALL 2 model, it is clear that a high level of deformation characterizes the interface between timber elements and mortar joints. This trend is also confirmed by the crack pattern detected after the OOP test (see Figure 5).

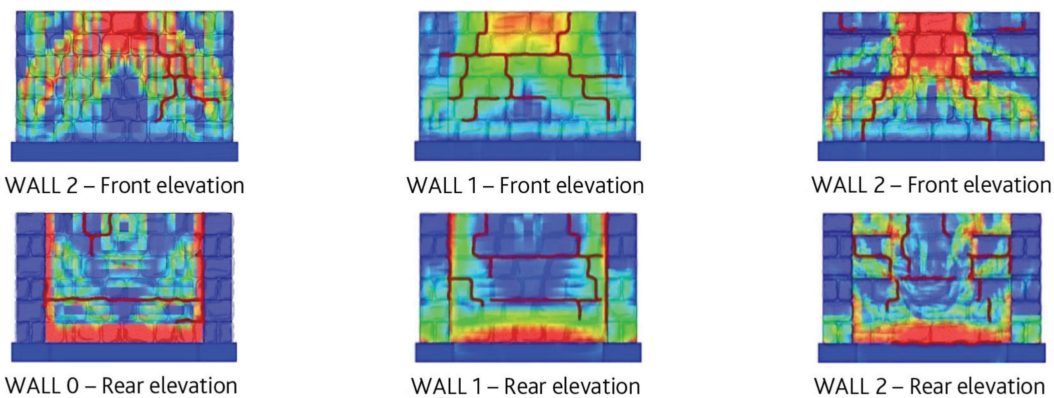


Figure 5 Crack pattern reinforced and unreinforced prototypes

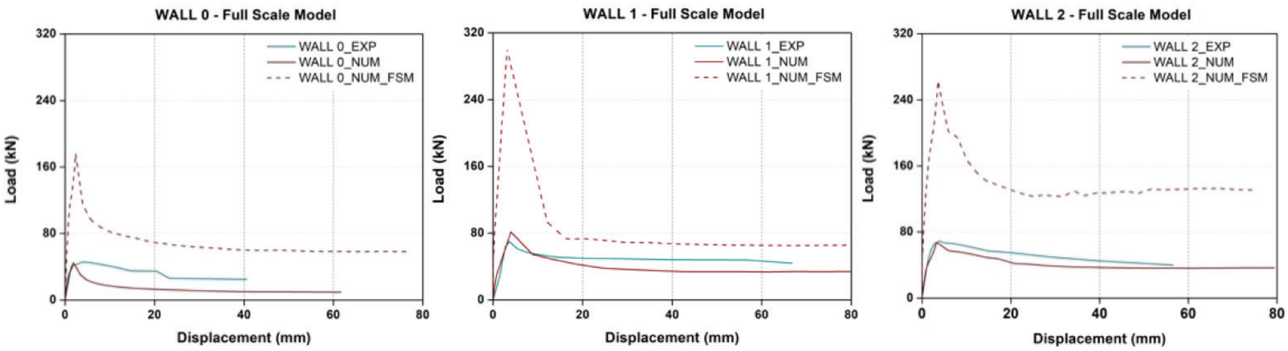


Figure 6 Numerical push-overs curves full scale models (WALL 0, WALL 1, WALL 2)

Finally, damage is also widespread at the connection between the walls and the concrete base, showing the eventual failure given by the out-of-plane rotation of the wall. This overturning damage pattern is common in buildings where there is no diaphragm action.

It should be noted that during the experimental tests, due to setup limitation, the damage pattern at the inner side of the walls could not be observed. Thus, some cracks, such as those at the base, may be closed and hidden at the end of the test, due to the self-weight of the structure.

Figure 5 compares the maximum principal strains obtained with the numerical analyses with the crack pattern observed in the experimental tests. Despite the modelling limitations and the visual limitations during the experiment, the areas of higher concentration of tensile strains are rather consistent with the crack pattern observed in the inner and outer side of the frontal wall, as well as with the cracks observed at the intersection between orthogonal walls after the test.

The experimental crack pattern in unreinforced wall is quite asymmetric. On the other hand, looking at the crack distribution in reinforced walls, it is clearly visible the result of the confinement action exerted by the reinforcing elements. Despite the occurrence a local mechanism acting on a central portion of the façade, WALL 1 shows a symmetrical distribution of the damages which can be considered an evidence of the steel reinforcement effectiveness (Figure 5).

In WALL 2, the damage distribution is governed by the reinforcements configuration, which led to the formation of inclined symmetric cracks affecting a reduced portion of façade delimited by the timber elements (Figure 5).

Numerical simulations were also performed to full scale models. To this end, WALL 0, WALL 1 and WALL 2 numerical models were scaled (2:1) with respect to the reference prototypes in order to have dimensions close to real stone masonry walls. The reference scale factors were determined according to the Cauchy law used to define small-scale models [4].

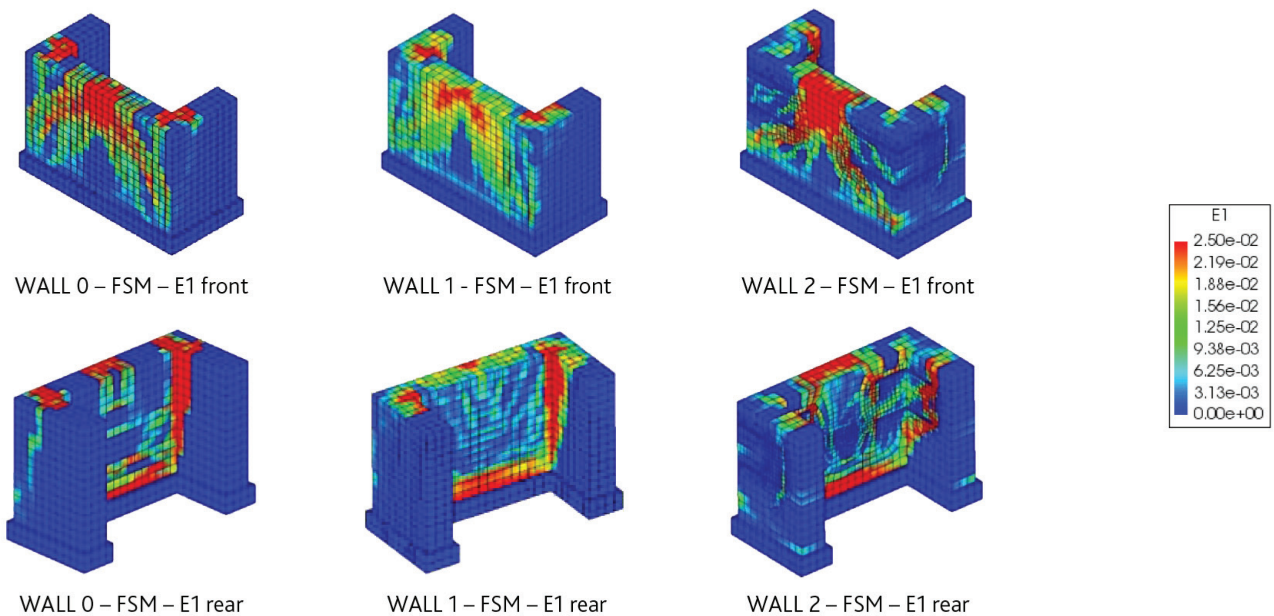


Figure 7 Maximum principal strain distribution full scale models (E1)

The variation of the scale resulted in a peak load equal to 176.42 kN, 300.80 kN and 262.80 kN in WALL 0, WALL 1 and WALL 2 respectively, which is in agreement with the Cauchy scale factor (λ 2 = 4), see Figure 6.

Figure 7 shows the maximum principal strain distribution (E1) in the full-scale models (FSM) related to a displacement level equal to 80 mm, according to the correlation between displacement and strain levels provided by the Cauchy law (λ = 2).

Figure 7 clearly shows that the strain concentration in WALL 0 is higher if compared to WALL 1 and WALL 2 strain patterns. Façade and inner corners appear to be the areas experiencing more significant damages. Moreover, the application of reinforcing elements in WALL 1 and WALL 2 resulted in a reduction of strain levels in the aforementioned areas of the walls. Overall, it is possbile to say that the outcomes of the full scale models are consistent to the numerical results of the reduced scale prototypes.

3 Conclusions

This paper presents the results of numerical analyses carried out in order to simulate the out-of-plane behaviour of stone masonry walls prototypes built with earthquake resistant technique and tested by means of an airbag simulating the seismic load.

The numerical models, prepared using a FE macro-model approach, were calibrated with the results of the experimental tests (sonic and dynamic). The numerical pushover curves obtained from the numerical analyses showed a good correlation with the force-displacement envelopes obtained from the out-of-plane tests. A good correlation was also obtained in terms of maximum load capacity, stiffness, deformation and damage pattern. WALL 1 and WALL 0 post peak behaviour showed a slight difference if compared to the experimental data, whereas WALL 2 post peak behaviour appeared more accurately captured.

In order to assess the overall performances of the reinforcing elements, numerical simulation have been carried out using full-scale models and taking into account the Cauchy scale factors.

To conclude, it can be said that this work highlights the importance of a good characterization of the walls typology to correctly understand their structural behaviour. Moreover, the strategy applied to realize the models of the tested prototypes (FE macro-modelling approach) proved to be a valuable tool in practice-oriented engineering analyses and a good compromise between results accuracy and computational efficiency.

Acknowledgements

The work presented in this paper was partially financed by FEDER funds through the Competitivity and Internationalization Operational Programme – COMPETE, and by national funds through FCT – Foundation for Science and Technology within the scope of the project POC1-01-0145-FEDER-007633. This work was also financed in the framework of the Portuguese Public Procurement Code, LOTE 3EC5 – Escola Secundária da Anadia e Gafanha da Nazaré. The authors would also like to thank FASSA BORTOLO (FASSA S.r.l., Italy) for providing the mortar used for the construction of the specimens.

References

[1] Roca, P.; Cervera, M.; Gariup, G.; Pelà, L. – "Structural Analysis of Masonry Historical Constructions – Classical and Advanced Approaches", *Arch Comput Methods Eng*, 299-325 July 2010.

[2] Ferreira, T.M.; Costa, A.; Costa, A. – "Analysis of the Out-Of-Plane Seismic Behavior of Unreinforced Masonry: A Literature Review", *International Journal of Architectural Heritage*, pp. 949-972, November 2014.

[3] Lourenço, P. – "Recent advances in Masonry modelling: micromodelling and homogenisation", in *Multiscale Modeling in Solid Mechanics: Computational Approaches*, London, Imperial College Press, 2009, pp. 251-294.

[4] Maccarini, H.; Vasconcelos, G.; Rodrigues, H.; Ortega, J.; Lourenço, P.B. – "Out-of-plane behavior of stone masonry walls: Experimental and numerical analysis", *Construction and Building Materials*, pp. 430-452, 2018.

[5] Murano, A.; Vasconcelos, G.; Rodrigues, H.; Ortega, J. – "Out-of-plane behaviour of stone masonry walls built with earthquake resistant techniques: Experimental characterization", in 11.º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sismica, Lisbon, 2019.

[6] DIANA – Finite Element Analysis, DIsplacement method ANalizer. User's Manual, release 10.2, Delft, The Netherlands: DIANA FEA BV, 2017.

[7] Ortega, J. – PhD Thesis, Guimaraes: University of Minho, 2018.

[8] Karanikoloudis, G.; Lourenço, P. – "Seismic assessment of Kuño Tambo Church (Perù): strengthening proposal", University of Minho, Guimaraes (Portugal), 2016.

[9] Lourenço, P.B. – "Masonry Modeling," in *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, Berlin, Springer Berlin Heidelberg, 2015, pp. 1-13.

[10] Tomazevic, M. – *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*, London: Imperial College Press, 1999.

Assessment of strengthening solutions for the out-of-plane collapse of masonry infills through textile reinforced mortars

Avaliação de soluções de reforço de reboco armado para o colapso para fora-do-plano de paredes de enchimento

Maria Teresa de Risi
André Furtado
Hugo Rodrigues
José Melo
Gerardo Verderame
António Arêde
Humberto Varum
Gaetano Manfredi

Abstract

Out-of-plane (OOP) collapse of infill masonry walls in existing reinforced concrete (RC) buildings due to earthquakes represents a paramount issue for life safety and seismic economic loss estimation. Few studies from literature deal with this topic, particularly regarding possible strengthening strategies to prevent the infills' OOP collapse. This work presents the first results of a proper experimental campaign about the assessment of different strengthening solutions designed to mitigate or avoid the out-of-plane collapse of masonry infills in existing RC buildings. The investigated strengthening techniques were based on the application of a very thin high-ductility mortar plaster and glass fibre-reinforced polymer nets with different types of anchorage to the surrounding RC frame. Each specimen was built with horizontal hollow clay bricks and was tested through the application of a semi-cyclic OOP displacement pattern by means of uniformly distributed small pneumatic jacks. Mechanical properties of the adopted materials, test setup and procedure are described herein. Tests results are presented and commented in terms of OOP force-displacement responses and damage evolution during the test. Details about the effectiveness of each retrofitting solution are provided and compared to support the selection of the best strategy for further investigations and future applications.

Keywords: Hollow masonry infills / Strengthening solutions / Textile reinforced mortar / Out-of-plane testing / Experimental results

Resumo

O colapso para fora-do-plano das paredes de alvenaria de enchimento em edifícios existentes de betão armado devido a sismos representa um assunto de extrema importância no que toca à salvaguarda de vidas e estimativa de perdas económicas. Este trabalho apresenta os resultados de uma campanha experimental relativa à avaliação de soluções de reforço desenhadas para mitigar ou evitar o seu colapso. As técnicas de reforço investigadas basearam-se na aplicação de uma camada muito fina de uma argamassa de elevada ductilidade e rede de armação em fibra de vidro com diferentes tipos de ancoragem ao pórtico de betão armado envolvente. As propriedades mecânicas dos materiais adotados, o setup experimental e o procedimento de ensaio serão apresentados ao longo do artigo. Detalhes relativos à eficiência de cada solução de reforço são fornecidos e comparados por forma a dar suporte para a seleção da melhor estratégia para investigações mais detalhadas e futuras aplicações.

Palavras-chave: Paredes de enchimento / Soluções de reforço / reboco armado / / Ensaios para fora-do-plano / Resultados experimentais

Maria Teresa de Risi
Professora Adjunta
Department of Structures for Engineering and Architecture
University of Naples Federico II
Naples, Italy
mariateresa.derisi@unina.it

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

Hugo Rodrigues
Professor Adjunto
RISCO-ESTG, Instituto Politécnico de Leiria
Leiria, Portugal

José Melo
Investigador Pós-Doutoramento
CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal

Gerardo Verderame
Professor Associado
Department of Structures for Engineering and Architecture
University of Naples Federico II
Naples, Italy

António Arêde
Professor Associado
CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal

Humberto Varum
Professor Catedrático
CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal

Gaetano Manfredi
Professor Catedrático
Department of Structures for Engineering and Architecture
University of Naples Federico II
Naples, Italy

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.

RISI, M. T. [*et al.*] – Assessment of strengthening solutions for the out-of-plane collapse of masonry infills through textile reinforced mortars. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 35-42.

1 Introduction

The presence of the infill masonry (IM) walls in reinforced concrete (RC) buildings is very common. However, even today, during the design process of new buildings and in the structural safety assessment of existing ones, infills are usually considered as non-structural elements, and their influence in the structural response is disregarded. The eventual infill walls out-of-plane (OOP) collapse can result in serious human injuries and casualties and high economic losses, as experienced in recent earthquakes [1-3].

The adequate knowledge of all the aspects related to the behaviour of infilled framed structures, of their components (structural and non-structural elements) and of the phenomena interaction is a fundamental issue to guide the practitioners in the assessment and strengthening of existing buildings. The infill walls are widely used for partition purposes and to provide thermal and acoustic insulation to the RC buildings. Their OOP vulnerability, when subjected to transversal loadings, resulted in several extensive damages or collapses that increased significantly the risk to the population and the rehabilitation' costs of the buildings. Due to their interaction with the surrounding RC frame, the infill panels can develop a higher OOP strength through arching mechanism, which mainly depends on the panel' slenderness, masonry compressive strength, boundary conditions and panel width support conditions [4, 5]. Other important variables such as previous damage and workmanship can play an important role in their OOP seismic performance. It is of utmost importance to validate some proposed retrofitting strategies available in the literature and develop new ones to reduce this seismic vulnerability and prevent the IM walls' collapse. Based on this motivation, an experimental testing campaign was carried out with the main aim of assess the efficiency of different strengthening solutions designed to mitigate or avoid the OOP of masonry infills in existing RC buildings. As a part of this wider campaign, three full-scale quasi-static OOP tests are presented herein, two of them on strengthened specimens. The investigated strengthening techniques were based on the application of a very thin high-ductility mortar plaster and fibre-reinforced polymer nets with different degree of connection with the surrounding RC frame. Tests results are presented and commented in terms of OOP force-displacement responses and damage evolution during the test.

2 Experimental campaign

2.1 Specimens' description

The testing campaign comprised a total of three nominally identical full-scale, one-bay-one-story RC frames infilled with a thin masonry wall made up of horizontal hollow clay units. The first specimen (herein designated specimen AB-OOP) was representative of the enclosure of a typical existing RC building in the Mediterranean region in its "as-built" condition. The remaining two specimens were strengthened to prevent the collapse by means of two different strengthening techniques based on the application of innovative systems made up of high-ductility mortar plaster and fibre-reinforced polymer nets. The infill panels' geometric dimensions were defined as 4.20 x 2.30 m (length and width respectively). The columns' and beams' cross sections were 0.30 x 0.30 m and 0.30 x 0.50 m, respectively. Figure 1 shows the schematic layout of the specimen geometry. All the infill panels have equal geometry with the above-mentioned dimensions, made of hollow clay horizontal bricks with 110 mm thickness. No reinforcement was used to connect the infill panel and the surrounding RC frame, and no gaps were adopted between the panel and the frame. A traditional mortar M5 class was considered a suitable choice for the construction of the panels.

Concerning to the RC frame material properties, it was assumed a concrete C20/25 and steel reinforcement A500 class. In the next sub-sections, the strengthening solutions adopted for each strengthened specimen (panels R1-OOP and R2-OOP) will be briefly described.

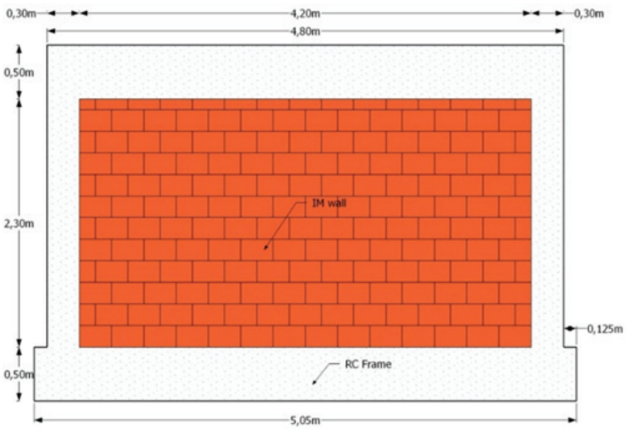
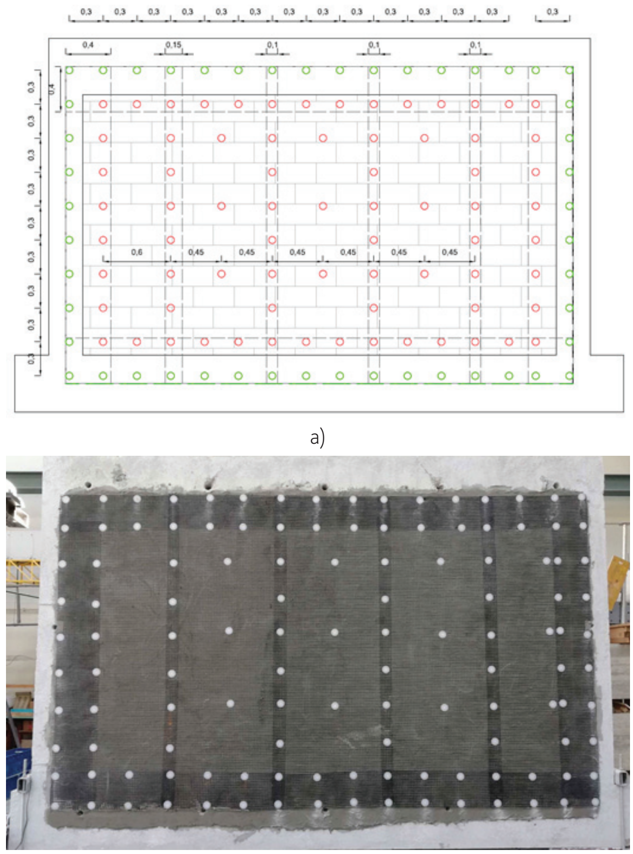


Figure 1 Infilled RC frame specimen general dimensions (units in meters)

2.1.1 Specimen R1-OOP

The strengthening solution adopted for the specimen R1-OOP was a textile reinforced mortar composed by a glass-fibre net designated "FASSANET ARG 40" commercialized by FASSA BORTOLO, with a matrix 4 x 4 cm, a tensile strength equal to 56.25 kN/m and a maximum ultimate strain equal to 3%. The mortar used for the plaster was a ductile one, designated "SISMA" and commercialized also by FASSA BORTOLO. The mean compression and tensile strengths of the plaster mortar at the day of the test were around 24.4 MPa and 6.7 MPa, respectively. The net was fixed to the RC frame and to the panel with plastic connectors. Thus, the application procedure of this strengthening strategy started by the application of 1 cm plaster. Then the net was positioned and fixed with the plastic connectors. The roll of net was provided with 1 meter width and 50 meters length. Five vertical strips were used to strengthen the wall, as can be observed in Figure 2. The overlap length used between each vertical strip were assumed to be 10 cm, and for the transition RC frame-infill panel it was assumed a duplicate net with an overlap equal to 30 cm (15 cm for the RC frame and 15 cm for the infill panel). The disposition and distribution of the connectors is shown in Figure 2a, and the general view of the specimen R1-OOP is shown in Figure 2b. At the end, an additional 1 cm layer of ductile mortar is applied, so that the final thickness of the retrofitting plaster is equal to 2 cm.



a)

b)

Figure 2 Specimen R1-OOP: a) Strengthening schematic layout; b) general view

2.1.2 Specimen R2-OOP

The strengthening solution selected for specimen R2-OOP was similar to the one adopted for specimen R1-OOP. The only difference among them was related to the anchorage of the net to the frame. In this case, L-shape connectors were used to fix the net to the RC frame (Figure 3). The application procedure adopted to apply this connectors was: 1) application of the first layer of plaster with thickness equal to 1 cm; 2) application of the net; 3) drilling a hole with ϕ 6 mm diameter and 10 cm length for each connector; 4) full filling of the hole with epoxy resin (provided by the manufacturer); 5) application of the L-shape connector; and 6) application of the second layer of 1 cm plaster. The net and the plaster were the same used in the specimen R1-OOP.

Figure 3 Specimen R2-OOP: Detail of the L-shape connector

2.2 Test setup, instrumentation and loading protocol

The OOP test setup consists in the application of a distributed OOP loading through 28 pneumatic actuators that mobilized the entire infill panel surface resorting to wood plates with dimensions 0.5 x 0.5m^2 placed between the actuators and the panel. The pneumatic actuators were linked to four horizontal alignments performed by HEB140 steel shapes which reacted against five vertical alignments performed by HEB200 steel shapes. The horizontal alignments were coupled with hinged devices that allow lateral sliding. This steel reaction structure is a self-equilibrated structure designed with a concept similar to the previous experimental campaigns carried out by Furtado et al. [6, 7]. The steel structure is attached to the RC frame in twelve points (5 in the bottom and 5 in the top beam and 2 in middle-height columns) with steel bars that are coupled with load cells that allow monitoring the OOP loadings. Figures 4a and 4b show the schematic layout and the general view of the test setup.

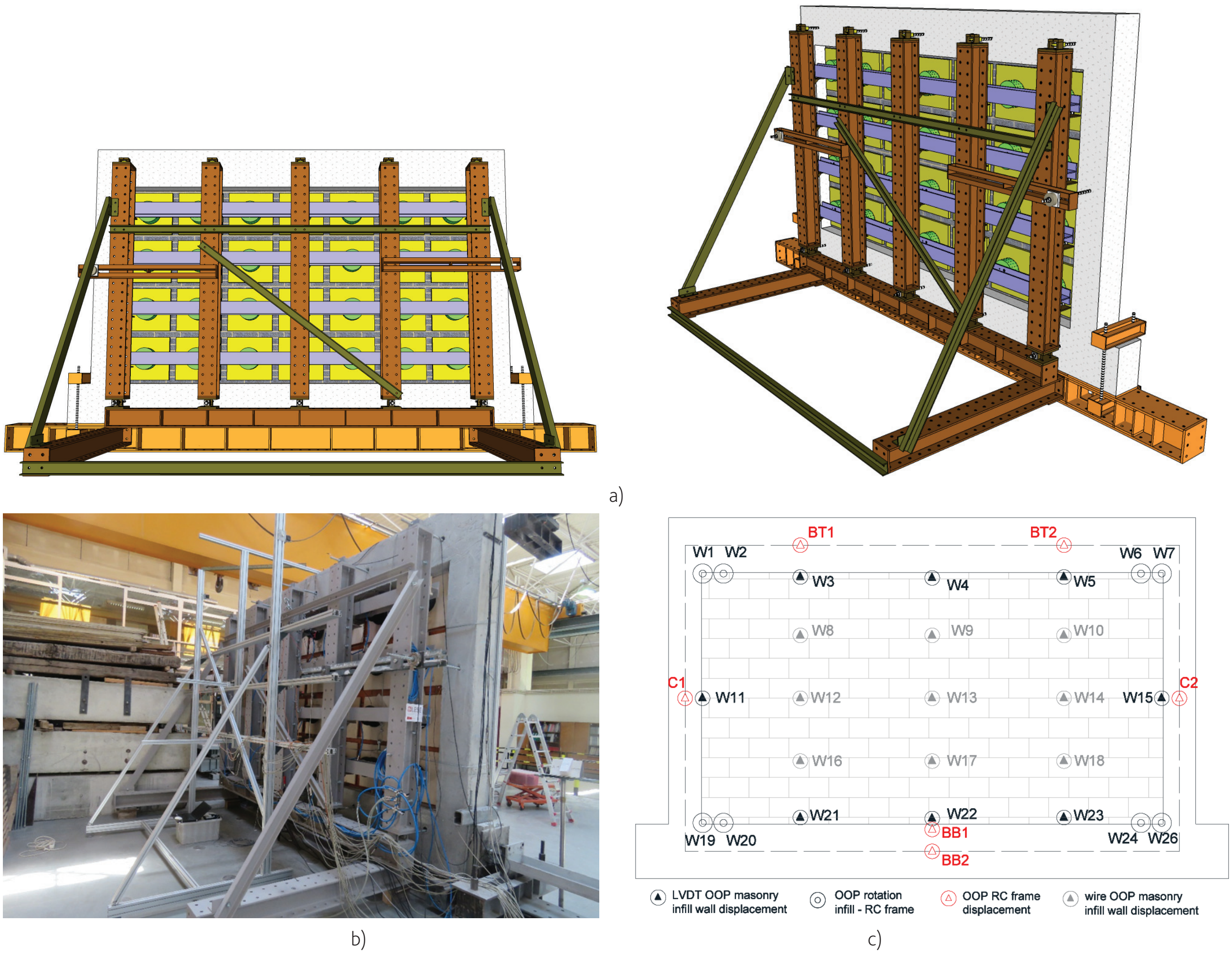


Figure 4 Experimental campaign: a) Test setup schematic layout; b) Test setup general view; c) Instrumentation

Concerning to the instrumentation assumed for all the tests (Figure 4c), 34 displacement transducers were used to measure the OOP displacements of the panel, OOP displacements of the frame, relative displacements between the panel and the frame and vertical displacement of the top beam.

Lastly, the loading protocol consisted on the application half-cyclic OOP displacements (loading-unloading) that were imposed with steadily increasing displacement levels, targeting the following nominal peak displacements: 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3.5; 5; 7.5; 10; and so on 5 by 5 mm until a maximum OOP displacement of 120 mm. Two half-cycles were repeated for each lateral deformation demand level at the control node.

3 Experimental results

The results obtained by each specimen are analysed in this section in terms of OOP force (F_{OOP}) – displacement in the centre of the infill panel ($d_{OOP,center}$) hysteretic curves, cracking pattern and observed damage, and compared to each other.

3.1 Specimen AB-OOP results

Figure 5 shows the semi-cyclic OOP force-displacement response for the as-built specimen AB-OOP. First, note that the OOP displacement used in this plot (and in the similar ones in the following analyses) is the displacement monitored by the displacement transducer located in the geometrical centre of the panel (see LVDT 64 in Figure 4c). The initial (secant) stiffness of this response – calculated as the ratio between F_{OOP} and $d_{OOP,centre}$ at the first peak related to the first applied displacement level – is equal to $k_{OOP,sec,in}$ = 8.89 kN/mm. By increasing the applied OOP displacement, a first visible (macro-) cracking was observed on the panel for an applied OOP displacement in the centre equal to 2.5 mm, at $F_{OOP,cr}$ = 21.81 kN (see Figure 5). At this stage, a horizontal crack along a mortar bed joint occurred in the middle of the panel, as shown in Figure 6a. The secant stiffness related to this first cracking is thus slightly lower than the initial one, and in particular equal to 8.72 kN/mm. Secant stiffness progressively reduced during the test, and progressively wider cracks appeared in the panel, drawing on it a quite clear "pavilion" shape until the peak load is reached (Figure 6b). The "pavilion" deformed shape highlights the existence of a double-arch (horizontal and vertical) resisting mechanism, as expected for an infill panel connected with the surrounding frame along four-edges [3]. The maximum OOP load corresponding to this stage was equal to $F_{OOP,max}$ = 52.68 kN at $d_{OOP,centre,max}$ = 39.55 mm. The corresponding secant stiffness thus reduced to 1.33 kN/mm.

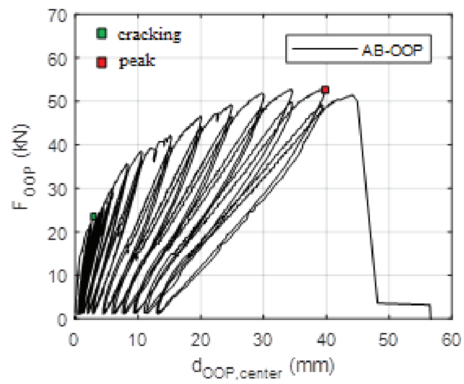


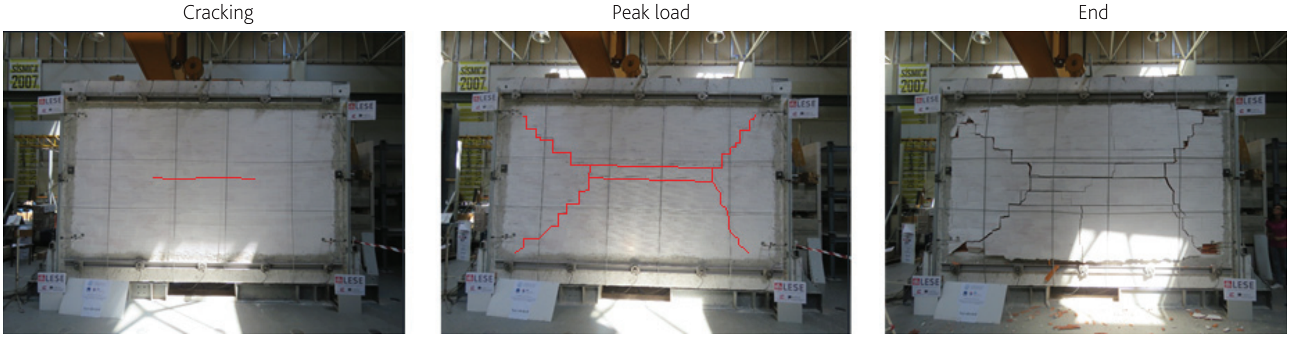
Figure 5 Test AB-OOP: F_{OOP} - d_{OOP} response

At about 45 mm of applied OOP displacement, the infill panel totally collapsed out of its plane, after its detachment from the top beam, and the crushing of the hollow clay bricks in the compressed portions of the panel (Figure 6c).

3.2 Specimen R1-OOP results

Figure 7 shows the OOP force-displacement response for the first retrofitted specimen (R1-OOP). For this test, the initial (secant) stiffness of the response – calculated as explained before – is equal to $k_{OOP,sec,in}$ = 29.15 kN/mm, namely significantly higher (+228%) than the $k_{OOP,sec,in}$ related to the specimen AB-OOP. Such a difference is mainly ascribable to the presence of the plaster for the specimen R1-OOP. By increasing the applied OOP displacement, first visible (macro-) cracks were observed on the panel for an applied OOP displacement in the centre equal to 3.6 mm, at $F_{OOP,cr}$ = 70.47 kN (see Figure 7). At this stage, hairline horizontal and vertical cracks appeared in the middle of the panel, as shown in Figure 8a. The secant stiffness related to this first cracking thus reduced to 19.58

Cracking | Peak load | End



a) b) c)

Figure 6 Test AB-OOP: a) First cracking; b) peak load; c) end of the test kN/mm. Secant stiffness progressively reduced during the test, and progressively wider cracks appeared in the panel, with additional diagonal cracks in the bottom portion of the panel, until the peak load was reached (Figure 8b). The maximum OOP load corresponding to this stage was equal to $F_{OOP,max}$ = 95.95 kN at $d_{OOP,centre,max}$ = 15.00 mm. At peak load, a significant detachment from the top beam was observed.

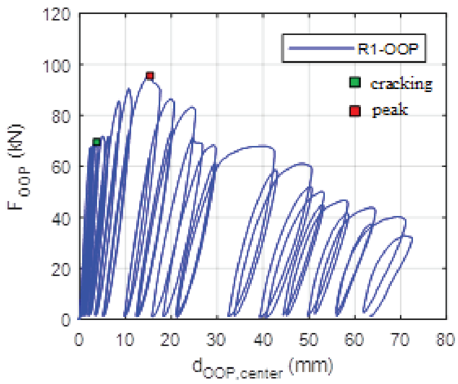


Figure 7 Test R1-OOP: F_{OOP} - d_{OOP} response

During the after-peak load phase, there were a progressive widening of the central cracks, the detachment of the reinforcing plaster for the top part of the frame, and a pronounced slippage of the plastic connectors from the top beam and from the lateral columns (Figure 8c).

3.3 Specimen R2-OOP results

Figure 9 shows the OOP force-displacement response for the retrofitted specimen R2-OOP and the corresponding deformed shape at the peak load, as for the previous tests. For this test, the initial secant stiffness – calculated as explained before – is equal to $k_{OOP,sec,in}$ = 34.85 kN/mm, namely slightly higher (about +20%) than the $k_{OOP,sec,in}$ related to specimen R1-OOP, likely due to the stronger degree of connection between the retrofitting plaster on the panel and the RC frame. For increasing applied OOP displacement, a first visible (macro-) cracking was observed on the panel, at $F_{OOP,cr}$ = 89.73 kN and a corresponding displacement $d_{OOP,center}$ equal to about 3 mm (see Figure 10a). At this stage, a hairline horizontal crack appeared in the middle of the panel together with some smaller vertical cracks on the bottom, as shown in Figure 10a. Secant stiffness progressively reduced, and progressively wider cracks appeared in the panel, with additional diagonal cracks in the bottom portion of the panel, vertical central cracks, and horizontal cracks at the infill-top beam interface, until the peak load was reached (Figure 10b). The maximum OOP load corresponding to this stage was equal to $F_{OOP,max}$ = 116.70 kN at $d_{OOP,centre,max}$ = 15.34 mm. The above-mentioned horizontal cracks at the infill-top beam interface highlighted the increasing OOP sliding of central bricks on the top of the panel (visible on the backside of the wall and measured by the top displacement transducers) involving "monolithically" bricks and retrofitting plaster.

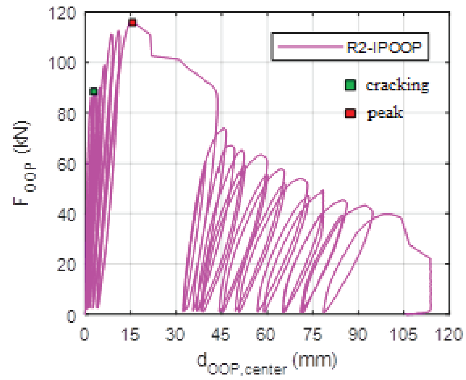
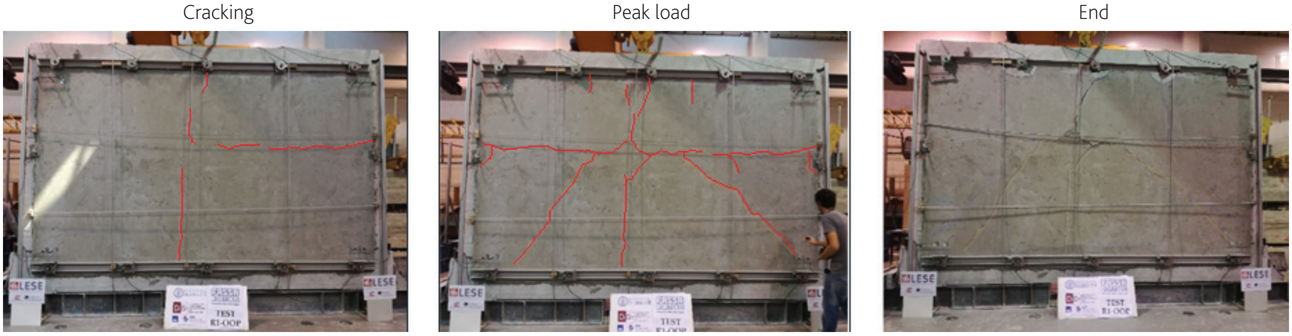


Figure 9 Test R2-OOP: F_{OOP} - d_{OOP} response

From the achievement of the peak load to the end of the test, there were the progressive widening of the central cracks, the crushing of some clay bricks in the bottom and a slight OOP sliding also along the infill-bottom beam interface. The damage state at the end of this test, at $d_{OOP,centre}$ practically equal to the infill wall thickness (110 mm), is shown in Figure 10c. It is worth noting that, at the end of the test, the system "infill panel + retrofitting plaster" detached from the upper part, but it remained still connected along the columns and to the bottom part of the frame. In the top of the panel, where the sliding was observed, at the end of the test, the connectors were still in situ, whereas the glass fibre net was locally cut around the connectors.

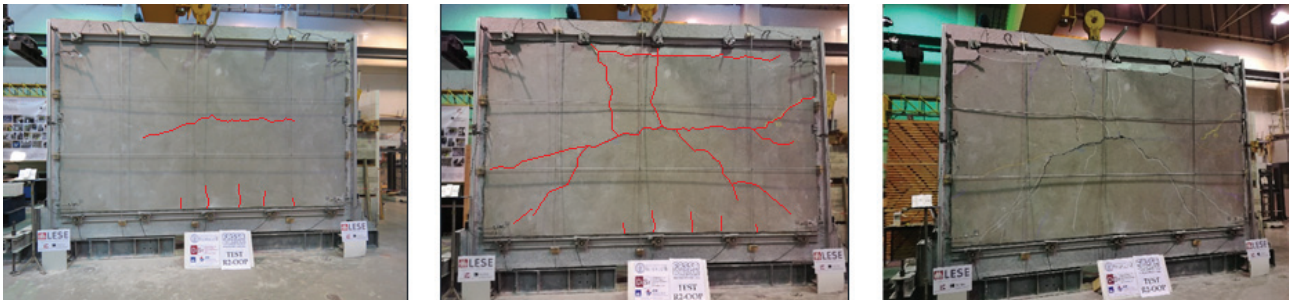
Cracking Peak load End



a) b) c)

Figure 8 Test R1-OOP: a) First cracking; b) peak load; c) end of the test

Cracking Peak load End

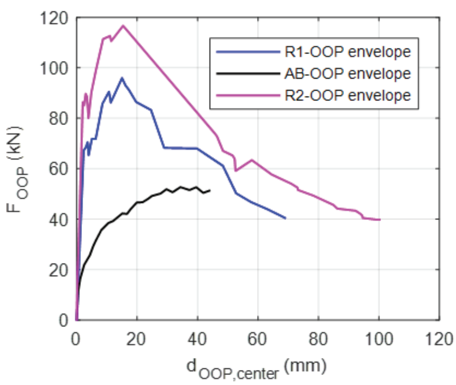


a) b) c)

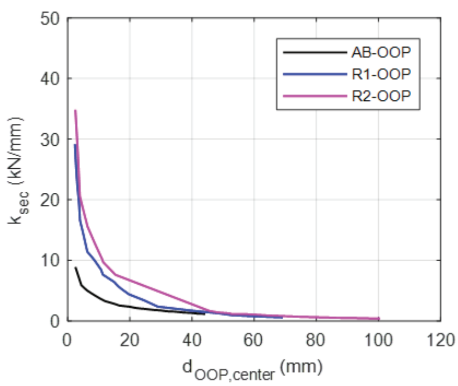
Figure 10 Test AB-OOP: a) First cracking; b) peak load; c) end of the test

3.4 Comparison of results

Figure 11 shows a comparison among the test results presented above, in terms of F_{OOP} - $d_{OOP,center}$ envelope (Figure 11a) and of secant stiffness (k_{sec}) evolution (Figure 11b). Note that the envelopes in Figure 11a are shown until the last first-cycle peak for each test. Additionally, Table 1 provides a summary of the results commented above.



a)



b)

Figure 11 Comparison of the results: a) F_{OOP} - d_{OOP} envelopes; b) secant stiffness evolutions

It can be noted that the maximum F_{OOP} for the retrofitted specimens are 1.82 and 2.22 times the $F_{OOP,max}$ related to the AB-OOP specimens, for tests R1-OOP and R2-OOP, respectively. This aspect assumes particular importance for typical code-based safety checks regarding the out-of-plane collapse of masonry infills, which are generally carried out in terms of strength (e.g. [4,5]).

Higher force increment is observed at the first (macro-) cracking condition: $F_{OOP,cr}$ is 3.23 and 4.11 times the related value for the AB-OOP specimen, for tests R1-OOP and R2-OOP, respectively, mainly due to the significant tensile strength of the adopted fiber-reinforced mortar.

Secant stiffness is also significantly affected by the presence of the retrofitting plaster, by increasing of at least of +228% with respect to AB-OOP specimen.

On the contrary, the OOP displacement at the peak OOP load ($d_{OOP,center,max}$) is about the 40% of the related displacement of AB-OOP specimen for both the retrofitted tests. The displacements corresponding to the 20% of strength reduction (namely, corresponding to the 80% of the maximum load) on the envelopes ($d_{OOP,center,u,80\%}$) are also reported in Table 1. The corresponding ductility, calculated as the ratio between $d_{OOP,center,u,80\%}$ and $d_{OOP,center,max}$, are 53% and 43% higher than the reference specimens AB-OOP, for specimens R1-OOP and R2-OOP, respectively.

Table I Comparisons of the results

Parameter	AB-OOP	R1-OOP	R2-OOP
$F_{OOP,max}$ (kN)	52.68	95.95	116.70
$F_{OOP,cr}$ (kN)	21.81	70.47	89.73
$k_{OOP,sec,in}$ (kN/mm)	8.89	29.15	34.85
$d_{OOP,center,max}$ (mm)	39.55	15.00	15.34
$d_{OOP,center,u,80\%}$ (mm)	45.46	26.47	25.32
$\mu_{OOP,center,u,80\%}$ (-)	1.15	1.76	1.65

An additional interesting comparison among the presented test results can be carried out in terms of observed "failure mode", described in the previous sub-sections. Certainly, the most critical point of this kind of retrofitting strategy is the connection between the system "ductile mortar plaster + fibre-net" and the surrounding frame. An effective connection is necessary to prevent a premature physical collapse of the panel out of its plane. Actually, for the retrofitted specimen with an effective plaster-frame connection (R2-OOP), the system "infill panel + retrofitting plaster" did not collapse out of its plane for an OOP displacement equal to the infill thickness. Nevertheless, to improve the ductility of this retrofitting system, particular care should be still paid to the proper definition of the typology of the connectors and their spacing. To this aim, future desirable experimental tests should provide additional useful data.

4 Conclusions

This paper presented an experimental work performed in the Laboratory of Earthquake and Structural Engineering of the Civil Engineering Department of the University of Porto in cooperation with the Department of Structures for Engineering and Architecture of the University of Naples Federico II, about the assessment of possible strengthening solutions designed to mitigate or avoid the out-of-plane collapse of hollow clay infills in existing RC buildings.

Three nominally identical full-scale one-bay-one-story RC frames were built and infilled with a thin masonry wall. The first specimen was representative of the "as-built" condition. The remaining two specimens were strengthened to prevent the out-of-plane collapse by means of two different strengthening techniques based on the application of high-ductility mortar plaster and fibre-reinforced polymer nets. All the tests consisted in the application of a semi-cyclic (loading-unloading-reloading) history of imposed displacements in the OOP direction by means of small pneumatic jacks through a uniform distributed load.

The experimental results have been shown in terms of OOP force-displacement responses, and damage evolution, and compared to each other. It was observed that the OOP strength capacity at OOP load at first cracking significantly increases (of more than +200%) for the retrofitted specimens with respect to the as-built reference test, mainly due to the significant tensile strength of the adopted fibre-reinforced mortar. Similarly, the OOP secant stiffness significantly increases, as expected. On the contrary, the infill OOP displacement at peak load reduces in retrofitted infills by about 60%. Nevertheless, note that, for the retrofitted specimen with an effective plaster-frame connection, the system "infill panel + retrofitting plaster" did not collapse out of its plane for an OOP displacement equal to the infill thickness.

In conclusion, certainly the presented data can be useful to provide a support towards the choice of the best strategies for future further investigations and applications. Additional experimental data will be certainly important to improve the OOP retrofitting system for masonry infills, with particular care to plaster-frame connection system.

Acknowledgements

This work was developed under the support of AXA Research Fund Post-Doctoral Grant "Advanced nonlinear modelling and performance assessment of masonry infills in RC buildings under seismic loads: the way forward to design or retrofitting strategies and reduction of losses". This support is gratefully acknowledged.

This work was financially supported by: UID/ECI/04708/2019-CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções funded by national funds through the FCT/MCTES (PIDDAC), and specifically through the research project POCI-01-0145-FEDER-016898 – ASPASSI - Safety Evaluation and Retrofitting of Infill masonry enclosure Walls for Seismic demands.

The authors would like also to acknowledge to the Laboratory of Earthquake and Structural Engineering (LESE) technicians, Mr. Guilherme Nogueira and Mr. Nuno Pinto for their support in the experimental activity reported in this research work. Finally, the authors would like to specially acknowledge FASSA BORTOLO for the provision of strengthening materials used in these experimental tests.

References

[1] 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.

[2] De Luca, F.; Verderame, G. M.; Goméz-Martinez, F.; Pérez-Garciía, 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.

[3] Romão, X. *et al.* – "Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake", *Engineering Failure Analysis*, vol. 34, pp. 670-692, 2013.

[4] Di Domenico, M.; Ricci, P.; Verderame, G. M. – "Experimental Assessment of the Influence of Boundary Conditions on the Out-of-Plane Response of Unreinforced Masonry Infill Walls", *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 1-39, 2018.

[5] Ricci, P.; Di Domenico, M.; Verderame, G. M. – "Experimental investigation of the influence of slenderness ratio and of the in-plane/out-of-plane interaction on the out-of-plane strength of URM infill walls", *Construction and Building Materials*, vol. 191, pp. 507-522, 2018/12/10, 2018.

[6] Furtado, A.; Rodrigues, H.; Arêde, A.; Varum, H. – "Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls", *Engineering Structures*, vol. 111, pp. 48-63, 2016.

[7] Furtado, A.; Rodrigues, H.; Arêde, A.; Varum, H. – "Effect of the Panel Width Support and Columns Axial Load on the Infill Masonry Walls Out-Of-Plane Behavior", *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 1-29, 2018.

Avaliação experimental de solução de reforço para melhoramento do comportamento para fora-do-plano de paredes de enchimento com recurso a reboco armado com rede em fibra de vidro

Experimental assessment of retrofitting solutions to improve the out-of-plane behaviour of infill masonry walls with fiberglass reinforced plaster

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, motivada 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 prática comum na construção em Portugal. É unânime o reconhecimento de que o comportamento sísmico das paredes de enchimento influencia a resposta dos edifícios de betão armado. Com base nesta motivação foram realizados 2 ensaios quase-estáticos para fora-do-plano de paredes de enchimento à escala real, com o objetivo principal de avaliar a eficiência de uma solução de reboco armado com rede de armação em fibra de vidro.

Abstract

It is widely consensual that further and deeper research is required concerning the out-of-plane seismic response of masonry walls to reduce their vulnerability of such elements and to develop effective retrofit strategies for preventing panel collapse, increasing human life protection and reducing economic losses. Different authors report that the masonry infill walls' out-of-plane behaviour are strongly affected by the following issues: existence or not of connection between the panel and the reinforced concrete frame elements; existence or not of connection between leafs (in case of double-leaf infill walls); inadequate panel' width support (very common constructive procedure adopted for thermal bridges' prevention), boundary conditions, panel slenderness, inadequate construction execution of the last horizontal bed joint and lastly, the existence of previous damage. With this aim, the present manuscript presents the main results of two tests carried out at the Laboratory for Earthquake and Structural Engineering (LESE) of the University of Porto to assess the efficiency of a strengthening solution through textile reinforced mortar (TRM) technique to reduce the infill walls' out-of-plane vulnerability.

Palavras-chave: Paredes de enchimento / Comportamento para fora-do-plano / / Solução de reforço / Reboco armado com rede em fibra de vidro

Keywords: Infill walls / Out-of-plane behaviour / Retrofitting solutions / / Fiberglass reinforced plaster

André Furtado

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

António Arêde

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

José Melo

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

Hugo Rodrigues

Professor Adjunto
RISCO-ESTG, Instituto Politécnico de Leiria
Leiria, Aveiro
hugo.f.rodrigues@ipleiria.pt

Humberto Varum

Professor Catedrático
CONSTRUCT-LESE
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
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 solução de reforço para melhoramento do comportamento para fora-do-plano de paredes de enchimento com recurso a reboco armado com rede em fibra de vidro. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 43-50.

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 consequentemente 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 dois 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 Campanha experimental

2.1 Descrição dos provetes

A presente campanha experimental é composta por dois 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 (Figura 1) são 4,20 × 2,30 m (comprimento e largura, respetivamente), representativas 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 cm^2 e vigas superiores e inferiores com secção igual a 30 × 50 cm^2.

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.

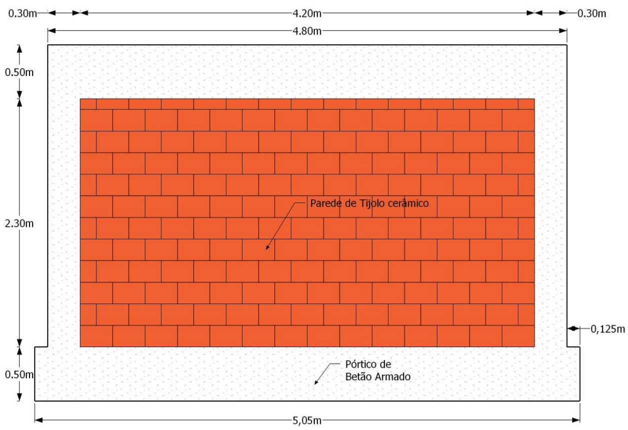


Figura 1 Dimensões geométricas do pórtico de betão armado com parede de enchimento (unidades em metros)

A parede não reforçada, aqui designada Inf_09, foi construída em laboratório e testada até ao seu colapso. Após a sua remoção foi construída uma nova parede Inf_10, que foi reforçada 12 dias após a sua construção. Para o seu reforço foi escolhido um reboco armado com rede de armação em fibra de vidro. Foi selecionada a rede FASSANET ARG 40, comercializada pela Fassa Bortolo, que apresenta uma matriz de 4 × 4 cm e uma resistência à tração de 56,25 kN/m. A ligação da rede ao painel foi conseguida através de conectores metálicos tipo *tapits* de ϕ6 mm e 8 cm (Figura 2a e 2b) de comprimento com o objetivo de atravessar, no mínimo, os septos de duas caneluras do tijolo. Por forma a garantir uma melhor fixação da rede à parede foram utilizados discos plásticos de diâmetro igual a 6 cm. Relativamente à ancoragem da rede ao pórtico de betão armado foi dimensionada uma solução composta por buchas metálicas M8 da "Fisher" com um disco plástico de 6 cm para melhor garantir a fixação da rede (Figura 3a e 3b).

O processo de reforço da parede de enchimento seguiu as seguintes etapas: 1) aplicação de chapisco; 2) posicionamento da rede de armação; 3) fixação da rede de armação com os conetores; e 4) aplicação de camada de 2 cm de argamassa. Para o reboco foi utilizada uma argamassa corrente de classe M5. Foram aplicadas 5 faixas verticais de rede com 1 m de largura cada, tendo as zonas de sobreposição entre faixas de rede um comprimento de 10 cm. A transição entre o painel e os elementos de betão armado foi reforçada com uma dupla camada de rede, como sugerido pelo fornecedor, com uma delimitação total de 30 cm de largura (15 cm na zona do painel e 15 cm na zona dos elementos de betão armado). O esquema geral adotado para a distribuição dos conetores é apresentado na Figura 3.

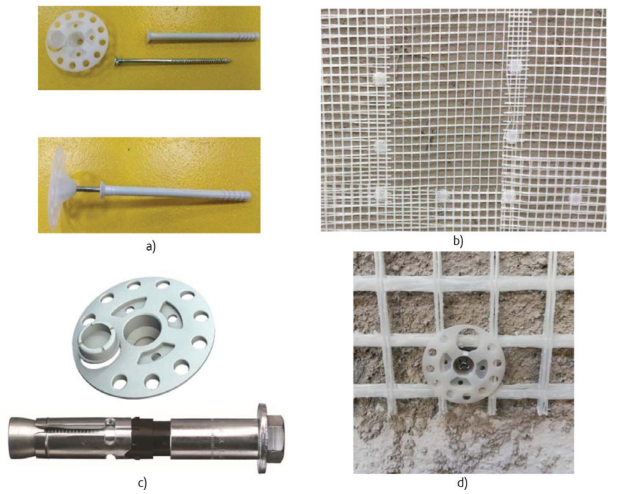


Figura 2 Aplicação do reforço: a) Detalhe dos *tapits* e do disco plástico; b) Pormenor da aplicação dos conectores no painel; c) Detalhe das buchas metálicas e disco plástico utilizado; e d) Pormenor da fixação da rede em elemento de betão

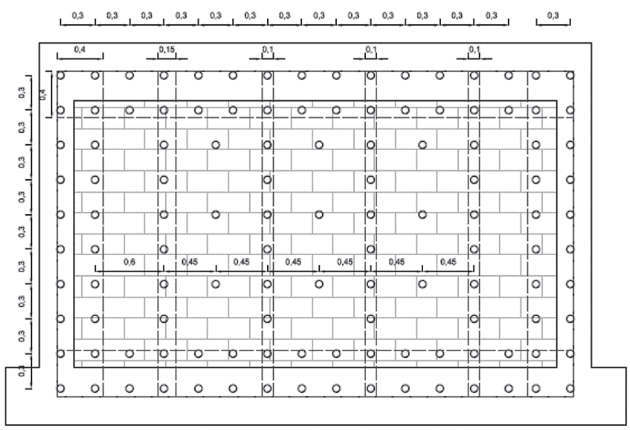


Figura 3 Esquema geral da solução de reforço (unidades em metros)

2.2 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.

2.3 Instrumentação e protocolo de carregamento

A parede foi instrumentada no total com 21 transdutores de deslocamento (Figura 5), 13 deles destinados à medição dos deslocamentos para fora-do-plano do painel e os restantes 8 para medição da rotação entre o painel e os elementos de betão armado. 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 ocorrerem as deformações maiores.

Figura 4 *Setup* experimental: a) Esquema geral; b) Vista lateral; e c) Vista frontal

O protocolo de carga obedeceu à aplicação de dois semiciclos (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; 50; 55; 60; 65 e 70 mm.

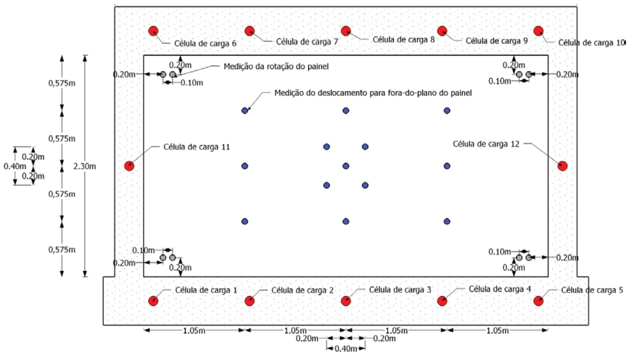


Figura 5 Esquema geral da instrumentação

3 Resultados experimentais

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 verifica-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)

Durante a realização do ensaio, não se verificou qualquer tipo de dano até um 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 6 Parede não reforçada Inf_09: Danos observados a) Padrão de fissuração; b) Vista lateral pré-colapso; c) Vista lateral pós-colapso

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.

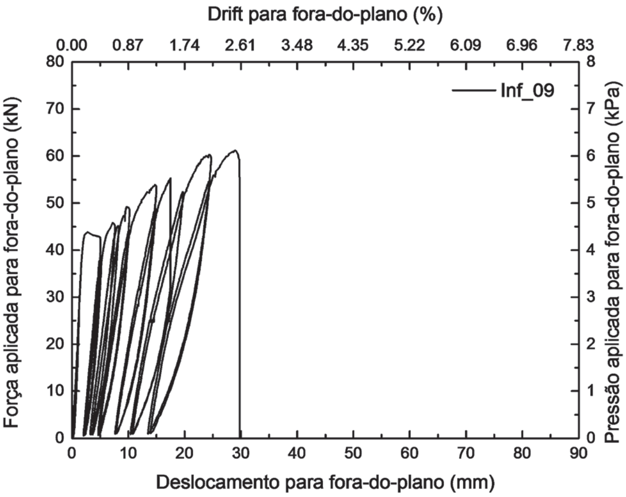


Figura 7 Parede Inf_09: resposta força-deslocamento

3.2 Parede Inf_10 (Reforçada)

Durante a realização do ensaio da parede reforçada Inf_10, não se verificou qualquer tipo de dano até ao deslocamento para fora-do-plano igual a 2 mm aquando da ocorrência de um ligeiro destacamento do reboco. Aos 10 mm de deslocamento surgiu uma fissura horizontal situada à mesma cota da verificada na parede Inf_09 (cerca de 1/3 da altura do painel). Seguidamente, aos 20 mm de deslocamento surgiram 2 fissuras horizontais paralelas à primeira e situadas a metade e a 2/3 da altura do painel, respetivamente, a que se seguiu o aparecimento de fissuras diagonais em direção aos quatro cantos do painel. Quando o deslocamento para fora-do--plano totalizou 30 mm, evidenciaram-se as duas fissuras horizontais principais (1/3 e 2/3 da altura do painel) e as respetivas diagonais que delas afluíam. Finalmente, a parede atingiu um deslocamento para fora-do-plano de 70 mm tendo-se verificado o aparecimento de uma fissura horizontal junto à interface painel-viga inferior correspondente ao destacamento do painel. Não ocorreu colapso do painel, tendo-se verificado um bom desempenho das ancoragens da rede no pórtico de betão armado e não tendo sido observada qualquer rotura ou destacamento. A Figura 8 mostra a fissuração final do painel.

Na Figura 9 é apresentada a resposta força-deslocamento da parede Inf_10, da qual é possível observar que a força aumenta progressivamente até atingir um valor máximo de 77,5 kN para um deslocamento para fora-do-plano de 30,6 mm (d = t/5), momento em que ocorreu uma cedência do painel. Os transdutores não foram capazes de registar o valor máximo desse deslocamento (que se estima que tenha sido na ordem dos 50 mm), por terem ultrapassado a sua gama de medição, no entanto foi possível medir o valor do deslocamento residual da parede (cerca de 41,9 mm) e reiniciar o ensaio a partir desse ponto. A partir desse instante, a perda de rigidez foi notória, mas ainda assim foram efetuados mais dez ciclos até um deslocamento máximo de 71,7 mm sem perda de resistência visível. O valor relativo à força última do ensaio é de cerca de 39 kN.

Figura 8 Parede Inf_10: Padrão de fissuração

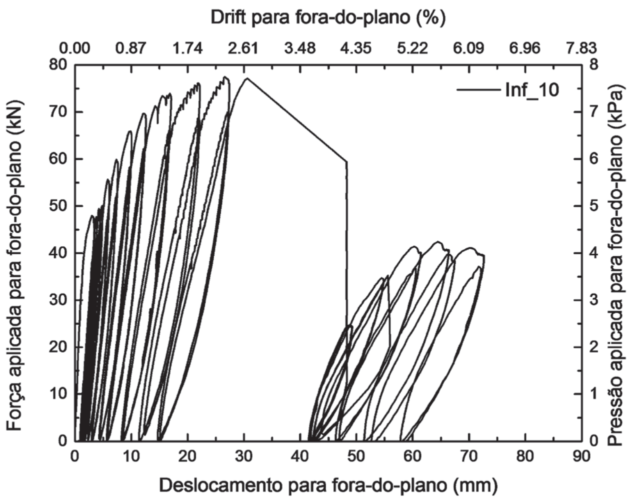


Figura 9 Parede Inf_10: resposta força-deslocamento

3.3 Comparação global

Feita a análise individualizada de cada um dos ensaios, torna-se importante fazer a comparação para melhor perceber a eficiência do reforço. Através da Figura 10, onde são apresentadas ambas as respostas força-deslocamento é possível verificar que a rigidez inicial foi semelhante em ambas as paredes, a força na parede Inf_10 correspondente ao aparecimento da primeira fissura foi aproximadamente igual e para o mesmo nível de deslocamento. No que concerne à resistência máxima, o reforço permitiu um ganho próximo de 30% para um deslocamento para fora-do-plano cerca de 5% superior. A grande mais-valia do reforço adotado foi a prevenção do colapso da parede, através da melhoria da sua capacidade de deformação, tendo-se atingido um deslocamento 2,5 vezes superior ao da parede original com uma força residual significativa.

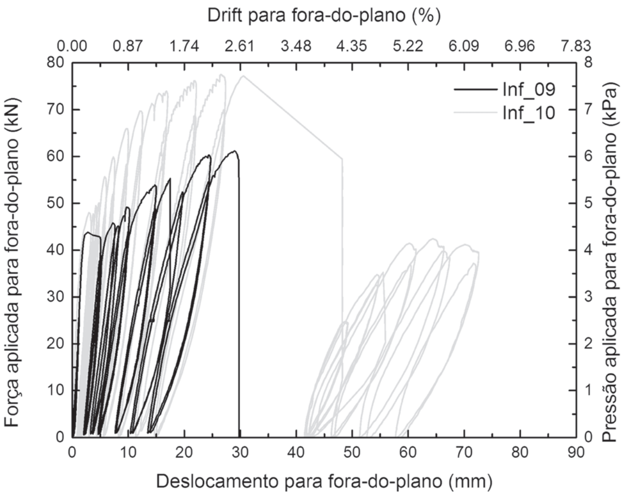


Figura 10 Comparação global: resposta força-deslocamento das paredes Inf_09 e Inf_10

4 Conclusão

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 uma parede de enchimento à escala real e sujeita 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 destacamento do painel relativamente ao pórtico de betão armado. De seguida, foi testada uma parede reforçada 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% e uma capacidade de deformação 2,5 vezes superior sem ocorrência de colapso.

Agradecimentos

Os autores agradecem aos técnicos do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – LESE Sr. Guilherme Nogueira e Dr. Nuno Pinto pelo apoio na preparação dos ensaios. Os autores agradecem às empresas PRECERAM e FASSA BORTOLO pela cedência dos tijolos e material de reforço necessários e fundamentais para o presente estudo.

Este trabalho teve suporte financeiro da Unidade de Investigação UID/ECI/04708/2019 – CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções, financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi objeto de um financiamento específico da FCT através do projeto PTDC/ECMEST/3790/2014 – Safety Evaluation and Retrofitting of Infill Masonry Enclosure Walls for Seismic Demands (ASPASSI).

Referências

[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*, vol. 168, pp. 831-848, 4/20/ 2018.

[2] Ricci, P.; Domineco, 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.; Goméz-Martinez, F.; Pérez-Garciía, 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.

Avaliação do efeito das alvenarias no espetro de resposta de piso de edifícios de betão armado

Assessment of the infill masonry walls effect in the floor spectra response of RC structures

André Furtado
Hugo Rodrigues
António Arêde

Resumo

As paredes de alvenaria de enchimento podem influenciar, favoravelmente ou não, a resposta de um edifício de betão armado quando sujeito a uma dada ação sísmica. Torna-se então imprescindível uma avaliação e quantificação do efeito da sua presença na resposta sísmica de edifícios de betão armado. O objetivo do presente trabalho é estudar o efeito da presença das paredes de alvenaria de enchimento no espetro de resposta de piso de um edifício de betão armado com 8 pisos. Este estudo procura avaliar a variação do espetro de resposta de piso usando diferentes metodologias de modelação numérica, considerando ou não os painéis de alvenaria de enchimento e, quando estes são considerados, avaliando as diferenças entre o comportamento no plano e fora do plano.

Abstract

The presence of the infill masonry walls in reinforced concrete buildings is very common. However, and even today, during the design process of new buildings and in the structural safety assessment of existing ones, infills are usually considered as non-structural elements, and their influence in the structural response is disregarded. The infill walls' presence is recognized to have an important role in the global structural behaviour and in the RC framed building structures performance when subjected to earthquake demands, as proved in the most recent earthquakes in Europe where it was observed a poor seismic performance of many RC buildings with extensive damages in the structural and non-structural elements. The major goal of this paper is to present a numerical study on the effect of the infill walls in the floor response spectra of an 8-storey building that was subjected to incremental dynamic analyses. Two different models, with and without infill panels, were built in the software OpenSees and the results analyzed were the floor accelerations and velocities. Those results are compared with the limits and reference values suggested by the international codes, particularly with Eurocode 8 recommendations.

Palavras-chave: Estruturas de betão armado / Paredes de enchimento / Elementos não-estruturais / Espetro de resposta de piso / Modelação numérica

Keywords: RC structures / Masonry infill walls / Numerical modelling / Floor response spectra

André Furtado

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

Hugo Rodrigues

Professor Adjunto
RISCO-ESTG, Instituto Politécnico de Leiria
Leiria, Portugal
Hugo.f.rodrigues@ipleiria.pt

António Arêde

Professor Associado
CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia
Universidade do Porto
Porto, Portugal
aarede@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 do efeito das alvenarias no espetro de resposta de piso de edifícios de betão armado. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 51-60.

1 Introdução

Durante os últimos anos têm sido conduzidos diversos estudos científicos para avaliar a influência das paredes de alvenaria de enchimento na resposta sísmica dos edifícios de betão armado. É sabido que esta contribuição pode ser favorável ou não, dependendo de uma série de parâmetros tais como a resistência e rigidez relativa entre as paredes e os elementos envolventes de betão armado, existência de ligação mecânica aos elementos de betão armado e das suas propriedades materiais e mecânicas [1].

Relatórios de observação de danos pós-sismo têm associado a *performance* dos edifícios de betão armado com a presença e distribuição dos painéis de alvenaria de enchimento. Por exemplo, a distribuição irregular em altura dos painéis de enchimento desencadeia o mecanismo de piso flexível, caracterizado pela concentração da deformação nos pisos vazados. Este mecanismo tem resultado no colapso de um número significativo de edifícios. De igual modo, a existência de aberturas nos painéis de enchimento próximas dos pilares envolventes pode resultar, aquando da ocorrência de um sismo, no mecanismo de pilar-curto onde estes são sujeitos a forças de corte em zonas onde não foram dimensionados para tal (armadura transversal insuficiente) e consequentemente na sua rotura. Obviamente que a ocorrência do colapso dos painéis de enchimento (devido à ação sísmica combinada no seu plano e fora do seu plano) resulta em possíveis irregularidades verticais e/ou em planta [2, 3]. A avaliação da segurança de um edifício de betão armado face a uma ação sísmica deve ser realizada considerando a presença das paredes de enchimento.

No presente estudo é avaliado o efeito da presença de paredes de enchimento na resposta de um edifício de 8 pisos de betão armado. Esta avaliação terá particular incidência na comparação dos espetros de resposta de piso considerando ou não a presença dos painéis. Para isso foram realizadas análises não-lineares dinâmicas incrementais nas quais foram analisados os seguintes parâmetros: *drift* máximo entre pisos (IDR_{max}), aceleração de piso máxima, velocidade de piso máxima, aceleração de paredes máxima, velocidades de paredes máxima e por fim espetro de resposta de piso. A apresentação e discussão dos resultados serão apresentadas ao longo deste artigo.

2 Caso de estudo

2.1 Descrição do edifício

O caso de estudo selecionado para este trabalho trata de um edifício de 8 pisos com dimensões em planta de 20 m x 15 m, que é composto por módulos de 4 m x 5 m, com uma altura entre pisos de 3 m (Figura 1). Este edifício foi dimensionado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para proceder à aplicação das disposições presentes na regulamentação, relativa à ação dos sismos em edifícios comuns, de acordo com as prescrições do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, de forma a auxiliar os projetistas no dimensionamento de edifícios [4].

Um conjunto de 2 edifícios 3D foram gerados na ferramenta de cálculo OpenSees [5] de acordo com as seguintes estratégias de modelação: (i) modelo não considerando a presença dos painéis de enchimento – modelo BF; (ii) modelo considerando a presença dos painéis de enchimento e o comportamento combinado no plano e fora-do-plano – modelo IP_OOP.

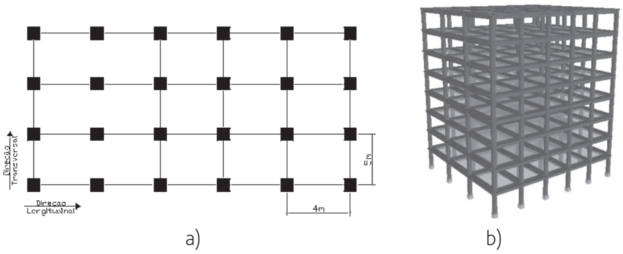


Figura 1 Caso de estudo: a) Dimensões em planta (em metros); b) visão geral do modelo numérico 3D

2.2 Estratégias de modelação

Os elementos de betão armado foram modelados através de elementos Force-based BeamColumns disponível na biblioteca do OpenSees [5], e foi considerado um comprimento de rótula plástica com valor igual a metade da maior das dimensões da secção transversal. Esta decisão foi baseada em estudos realizados por diferentes autores que concluíram que o comprimento da rótula plástica não tem forte influência na afetação desta última por um carregamento biaxial [6]. Foi atribuída a lei de comportamento Concrete02 para representar o comportamento do betão, que na realidade é a lei de comportamento proposta por Mander *et al.* [7], baseada no modelo uniaxial de Madas [8] e que segue as regras cíclicas propostas por Martinez-Rueda e Elnashai [9]. Na Tabela 1 são apresentadas as características mecânicas do betão adotadas para o modelo numérico.

Tabela 1 Propriedades mecânicas do betão adotadas para o modelo numérico

Resistência à compressão f_c (MPa)	Resistência à tração f_c (MPa)	Extensão máxima (%)
25	3,94	0,36

Relativamente ao aço foi atribuída a lei de comportamento steel02, que é a lei de comportamento proposta por Menegotto e Pinto [10], um modelo que representa satisfatoriamente a degradação da rigidez de elementos de betão armado quando sujeitos a carregamentos cíclicos. Na Tabela 2 são apresentadas as propriedades mecânicas do aço adotadas para o modelo numérico.

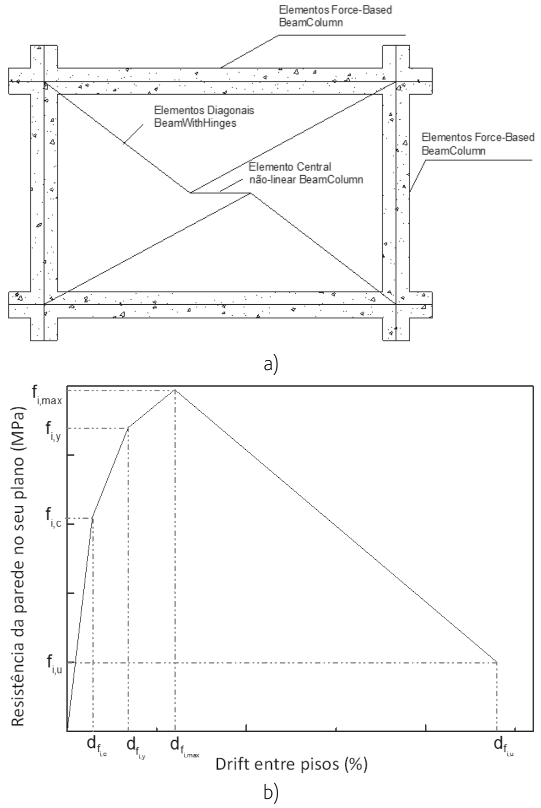


Figura 2 Caso de estudo: Estratégia de simulação numérica das paredes de enchimento a) dupla biela diagonal equivalente; b) lei de comportamento histerético no plano

Finalmente, as paredes de alvenaria foram modeladas com recurso a um modelo de dupla biela diagonal equivalente que considera o comportamento para fora-do-plano, assim como a interação entre o comportamento no plano e fora-do-plano. O presente modelo numérico inclui um algoritmo de remoção do painel quando este ultrapassa limites de *drift* previamente definidos nas duas direções da parede. Este modelo simula cada parede de enchimento através de 4 bielas diagonais rígidas, e um elemento central onde se concentra o comportamento não linear deste elemento. Com o objetivo de simular o comportamento para fora-do-plano a massa do painel foi concentrada nos dois nós centrais, como se pode observar na Figura 2a. Assim, as 4 diagonais e o elemento central são constituídos por elementos *BeamWithHinges* e o central por um elemento não linear *BeamColumn*. Todos estes elementos

Tabela 2 Propriedades mecânicas do aço adotadas para o modelo numérico

Módulo de elasticidade	Resistência à cedência	Parâmetro de tensão *hardening*	Parâmetro da forma inicial da curva de transição	Parâmetro da forma da curva de transição		*Hardening* isotrópico	
E_s (MPa)	f_y (MPa)	r (%)	R_0	a_1	a_2	a_3	a_4
194,7	3,94	0,36	20	18,5	0,15	0,025	2

Tabela 3 Propriedades mecânicas das alvenarias adotadas para o modelo numérico

Resistência à compressão horizontal	Resistência à compressão vertical	Resistência ao deslizamento nas juntas de argamassa	Resistência ao deslizamento sob compressão diagonal	Módulo de elasticidade	Peso volúmico
f_{wh} (MPa)	f_{wv} (MPa)	f_{wu} (MPa)	f_{ws} (MPa)	E_s (MPa)	W (kN/m^3)
1,18	2,02	0,44	0,55	1873	6,87

encontram-se disponíveis na bilbioteca do *software* selecionado. O comportamento no plano do painel de enchimento é considerado através da calibração da não linearidade axial do elemento central, que é caracterizada através de uma curva quadrilinear (Figura2b), definida por 4 parâmetros, nomeadamente: a) fissuração (Força de fissuração $f_{i,c}$ e *drift* correspondente $d_{fi,c}$); b) cedência (Força de cedência $f_{i,y}$ e *drift* correspondente $d_{fi,y}$); c) máxima resistência (Força máxima $f_{i,max}$ e respetivo *drift* $d_{fi,max}$); e finalmente d) resistência residual (força residual $f_{i,u}$ e *drift* correspondente $d_{fi,u}$). As regras de histerese calibradas para representar o comportamento das alvenarias de enchimento são controladas através dos seguintes parâmetros adicionais: degradação da rigidez – α; efeito de *pinching* – β; e degradação da resistência – γ. Desta forma, foi adotado para a lei de comportamento uniaxial *Pinching4* para o elemento central do modelo proposto e que deste modo representa o comportamento não-linear no plano. Esta lei de comportamento do material uniaxial é usada para representar efeitos tais como a degradação da resistência e rigidez ao longo de cargas cíclicas. Esta degradação pode ocorrer de três modos: degradação de rigidez de descarga, degradação de rigidez de recarga e degradação de resistência.

Para o presente trabalho assumiu-se que as paredes de enchimento seriam constituídas por tijolos cerâmicos de furação horizontal e foram adotadas as propriedades mecânicas para a sua modelação apresentadas na Tabela 3. Foram definidos os seguintes limites de *drift*: no plano 1,5% e fora-do-plano 3%. Podem ser encontrados mais detalhes relativos à estratégia de modelação numérica adotada para simular os painéis de enchimento em [11].

As frequências naturais do modelo BF são 0,89 Hz (1º modo de translação segundo a direção *X*) e 1,07 Hz (2º modo de translação segundo a direção *Z*). Por seu lado, as frequências naturais do modelo IP_OOP são 1,99 Hz e 2,08 Hz, respetivamente 1º modo e 2º modo. A frequência correspondente ao primeiro modo para fora-do-plano dos painéis de enchimento é 24 Hz.

2.3 Análises não-lineares dinâmicas incrementais

A avaliação da influência das paredes de enchimento na resposta estrutural do edifício foi avaliada através da realização de análises não-lineares dinâmicas incrementais. Um total de 3 registos sísmicos foram selecionados de eventos sísmicos reais e foram progressivamente escalados, como ilustrado na Figura 3. Mais de 60 análises numéricas foram realizadas para este estudo preliminar. Os resultados serão apresentados de forma individualizada para cada sismo por forma a melhor analisar o efeito da presença das alvenarias de enchimento.

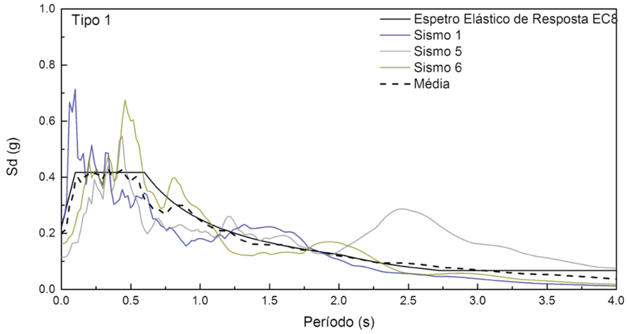


Figura 3 Espetro elástico de resposta dos registos sísmicos selecionados

3 Discussão dos resultados

3.1 Análise global

Primeiramente é apresentada a resposta dos dois modelos numéricos em relação à evolução do *drift* entre pisos (IDR_{MAX}), ilustrado na Figura 4. Da análise deste parâmetro é possível observar que para ambas as direções do edifício e para todos os níveis de PGA (*peak ground acceleration*) o modelo BF registou níveis superiores de *drift*. Verifica-se que, como expectável, os níveis de *drift* aumentam com o incremento de PGA para todos os sismos e para ambos os modelos numéricos. Verifica-se que para o sismo 1, o modelo BF é entre 2 a 3 vezes superior ao modelo IP_OOP, sendo as diferenças para os sismos 5 e 6 entre 1,5-2,5 vezes superior. Para o sismo 2 o modelo IP_OOP aproxima-se da resposta do modelo BF para PGA inferiores a 0,1 g. Por fim, é de assinalar que o IDR_{max} do modelo IP_OOP a partir de níveis de PGA superiores a 0,2 g aumenta significativamente (devido ao dano/colapso dos painéis de enchimento) e que aproxima assim a sua resposta do modelo BF.

Da análise dos resultados relativos à aceleração de piso máxima ($A_{max,piso}$), plotados na Figura 5a e 5b, pode-se verificar que a presença das paredes de enchimento aumentou as acelerações de piso quando comparadas com os valores registados no modelo BF. Por exemplo, os resultados relativos ao sismo 6 (direção X) mostram que para valores de PGA inferiores a 0,15 g o modelo IP_OOP apresenta valores de $A_{max,piso}$ entre 10-20% inferiores ao modelo BF, no entanto para valores superiores a 0,2 g o modelo IP_OOP apresenta valores 1,5 a 2,25 vezes superiores ao modelo BF. Na direção Z verifica-se a mesma tendência, mas para valores ligeiramente inferiores, nomeadamente cerca de 1,5 a 2 vezes superior (PGA superior a 0,2 g). Resultados semelhantes são observados para os sismos 1 e 5.

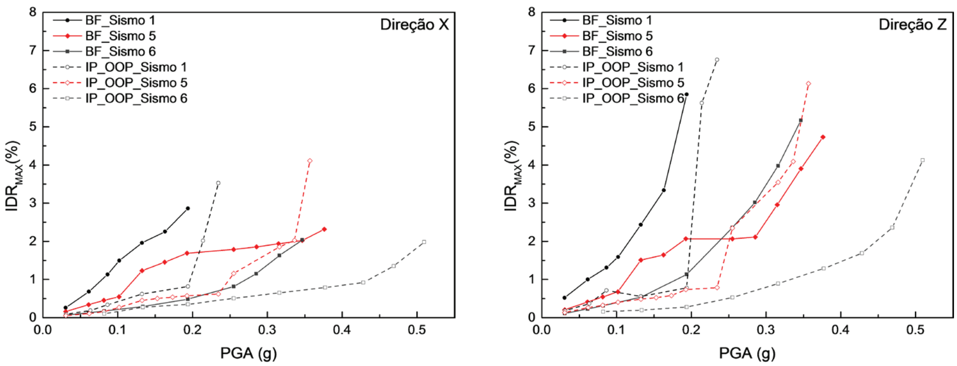
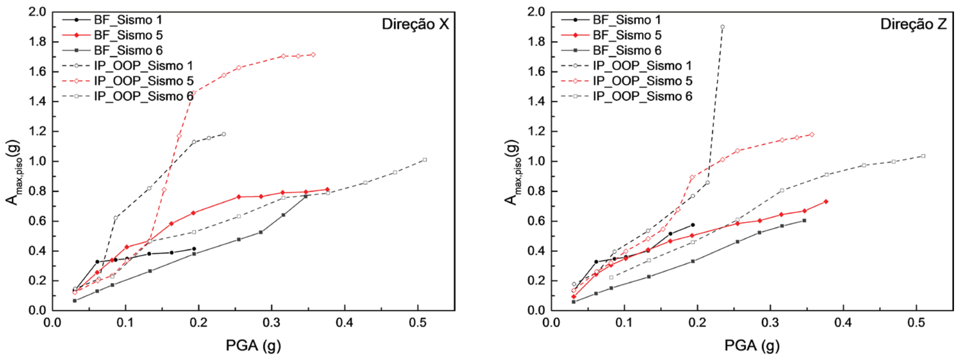
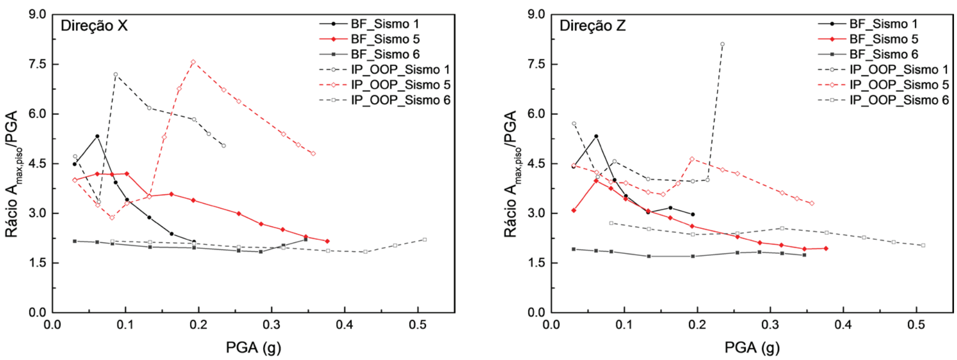


Figura 4 Resultados numéricos: *Drift* máximo entre pisos a) Direção X e b) Direção Z



a) b)



c) d)

Figura 5 Resultados numéricos: Aceleração máxima de piso $A_{max,piso}$ a) Direção X e b) Direção Z e rácio $A_{max,piso}$/PGA c) Direção X e d) Direção Z

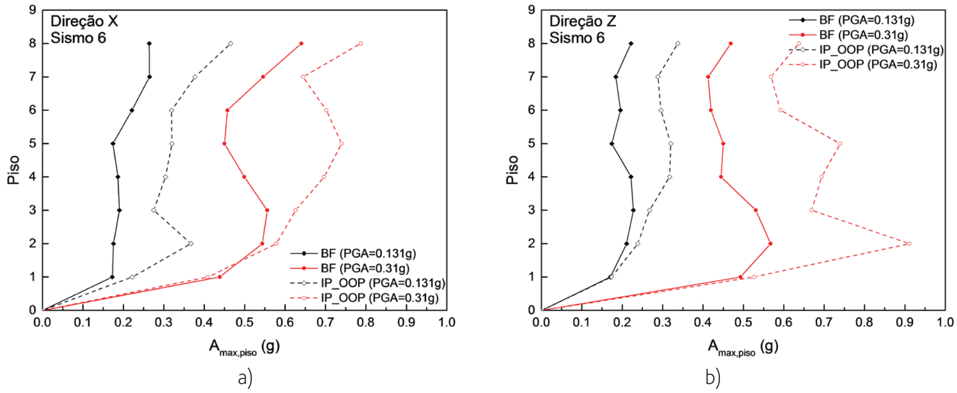


Figura 6 Resultados numéricos: Envolvente de acelerações máximas de pisos a) Direção X; b) Direção Z

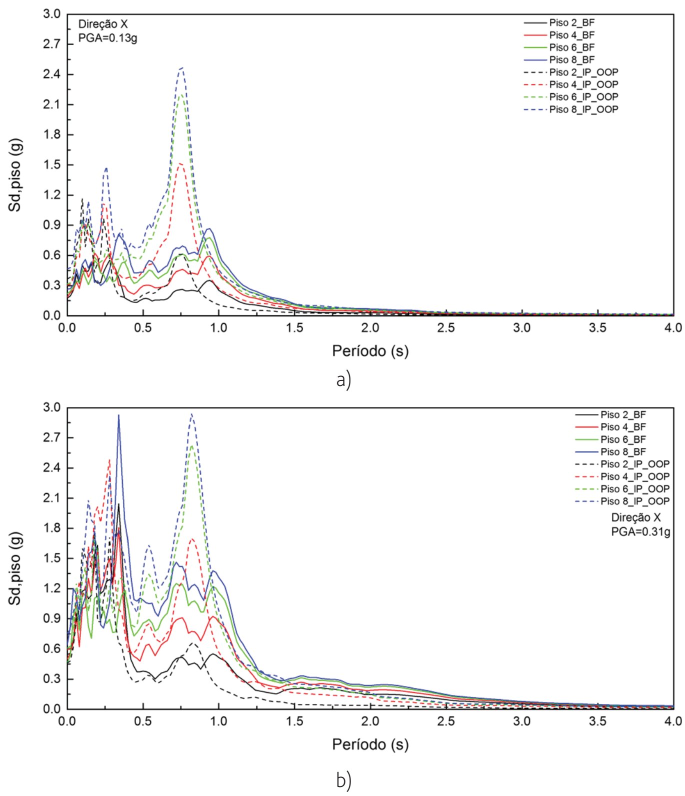


Figura 7 Resultados numéricos: Espetro de resposta de piso (sismo 6) a) PGA = 0,13 g; b) PGA = 0,31 g

Importa agora comparar o valor da aceleração de piso máxima com a PGA correspondente. Para isso foi calculado o rácio $A_{max,piso}$/PGA como se pode observar na Figura 5c e 5d. Da análise destes resultados observa-se que o rácio é sempre superior a 1,5 e que os valores máximos são obtidos pelo modelo IP_OOP. Verifica-se que o modelo BF apresenta valores de maior grandeza para menores níveis de PGA (variando entre 1,6 a 4,5 vezes o valor da PGA correspondente) e para valores superiores de PGA ocorre a redução do valor deste rácio. Tendência semelhante ocorre para o modelo IP_OOP, mas para valores de rácio superiores, nomeadamente 1,7 a 6 para níveis de PGA inferiores a 0,1 g e cerca de 1,8 a 4 para níveis de PGA superiores a 0,35 g.

Analisando para o sismo 6 (PGA = 0,131 g e PGA = 0,31 g), a envolvente de acelerações máximas ao longo dos pisos do edifício, apresentada na Figura 6, verifica-se o efeito da presença das paredes de enchimento através do aumento $A_{max,piso}$ ao longo de todos os pisos do edifício. Verifica-se que no piso 1 este aumento é pouco significativo, no entanto este aumento amplifica-se para os restantes pisos, em particular o piso 3 e o piso 5 que curiosamente coincidem com os pisos onde ocorreu o colapso dos painéis durante as análises. Com o aumento da PGA, verificou-se um maior aumento da $A_{max,piso}$ para os pisos 4, 5 e 6 na direção X e para os pisos 2, 5 e 6 na direção Z. Importa salientar que este é apenas o resultado relativo a duas PGA de um único sismo. Será importante aprofundar este resultado para um maior número de sismos.

Na Figura 7 são apresentados os espetros de resposta de piso relativos a duas PGA do sismo 6, nomeadamente 0,13 g e 0,31 g. Neles pode ser observada a diferença da resposta entre o modelo BF e IP_OOP. Pode-se verificar que o pico de acelerações do modelo BF ocorre para uma gama de valores de período da estrutura entre 0-0,4 s e por volta de 1 s, enquanto por outro lado no modelo IP_OOP ocorre para 0,75 s (um pico bem destacado) e cerca de 0,25 s. Obviamente que da análise comparativa entre os dois níveis de PGA é percetível que o espetro de resposta de piso do modelo BF não modifica a sua forma. Por outro lado, o modelo IP_OOP varia ligeiramente, justificado pelo aumento do nível de dano das alvenarias que modifica as características globais da estrutura comparativamente com o existente para uma PGA igual a 0,13 g.

Por fim, foram extraídos das análises numéricas os resultados relativos às velocidades máximas de piso $V_{piso,max}$ obtidas por cada modelo numérico (Figura 8a e 8b). Na direção X, o modelo IP_OOP apresenta valores inferiores de $V_{piso,max}$ para os mesmos níveis de PGA, exceto para o sismo 6. O modelo BF, no sismo 1, apresenta valores de $V_{piso,max}$ entre 1,2 e 2,1 vezes superiores até 0,15 g, momento após o qual é ultrapassado pelo modelo IP_OOP (1,5 a 1,9 vezes superior).

Relativamente ao sismo 5 pode-se observar que o modelo BF é sempre superior ao modelo IP_OOP, embora ligeiramente, como se pode provar pelo ligeiro acréscimo de 1,05 a 1,35 vezes. Finalmente, a direção Z apresenta tendências semelhantes com o modelo BF a

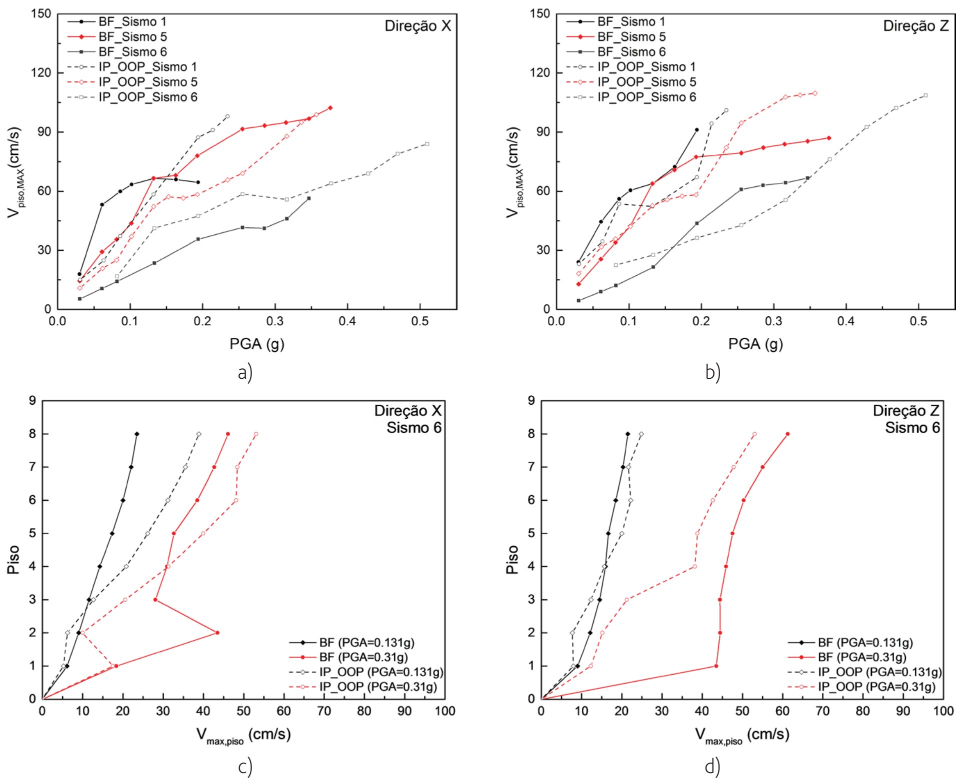


Figura 8 Resultados numéricos: Velocidades máximas de piso $V_{max,piso}$ a) Direção X e b) Direção Z; e perfil de $V_{piso,max}$ c) Direção X e d) Direção Z

registar os maiores valores de $V_{piso,max}$ para níveis de PGA inferiores a 0,2 g e depois ultrapassado pelo modelo IP_OOP apenas no sismo 5 para níveis de PGA superiores a 0,2 g.

Analisando o perfil de $V_{piso,max}$ ao longo dos diferentes pisos do edifício (Figura 8c e 8d), é visível que na direção X para os pisos 1, 2 e 3 o modelo BF atinge $V_{piso,max}$ entre 1,1 a 2 vezes superiores ao IP_OOP. No entanto, para os pisos 5, 6, 7 e 8 $V_{piso,max}$ apresenta valores 15% superiores no modelo IP_OOP. A direção Z do edifício apresenta um resultado ligeiramente diferente, uma vez que para PGA igual a 0,131 g o modelo IP_OOP atinge valores de $V_{piso,max}$ inferiores ao modelo BF nos pisos 1, 2 e 3 e superiores nos pisos 5, 6, 7 e 8. Já para uma PGA igual a 0,31 g o modelo BF apresenta $V_{piso,max}$ sempre superior ao modelo IP_OOP (desde 4 vezes superior no piso 1 até 1,3 vezes superior no piso 8).

3.2 Análise das paredes de enchimento

Incidindo este estudo numérico sobre a influência das paredes de alvenaria de enchimento na resposta sísmica de um edifício de

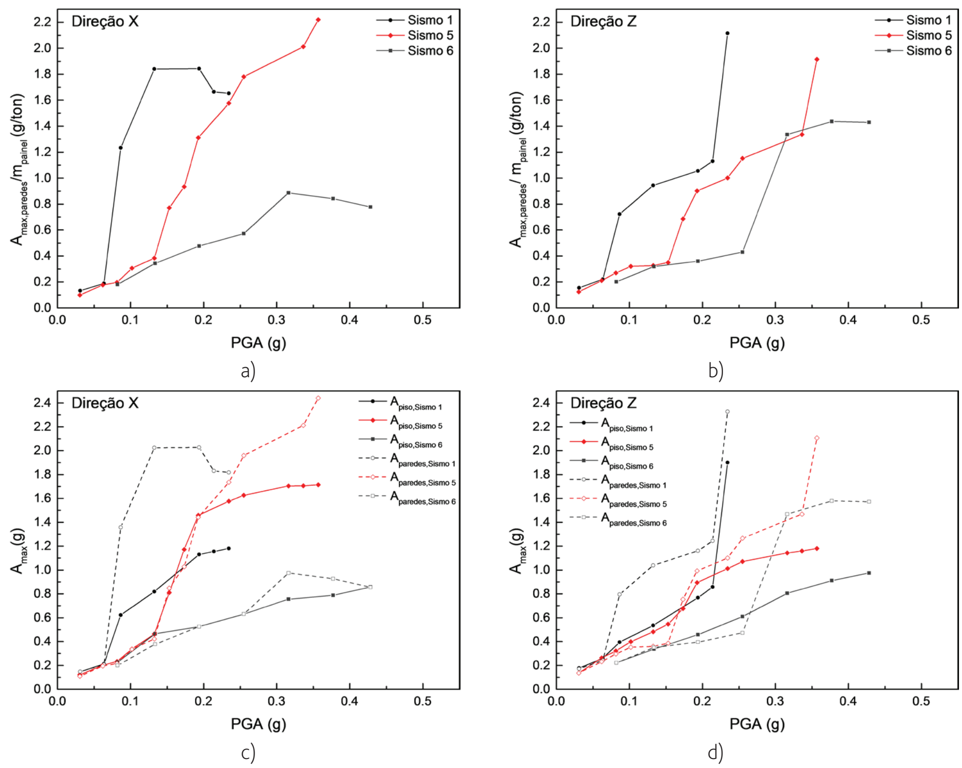


Figura 9 Resultados numéricos: Acelerações máximas das paredes para fora-do-plano $A_{max,parede}$ a) Direção X; b) Direção Z; comparação entre $A_{max,parede}$ e $A_{max,piso}$ c) Direção X; d) Direção Z

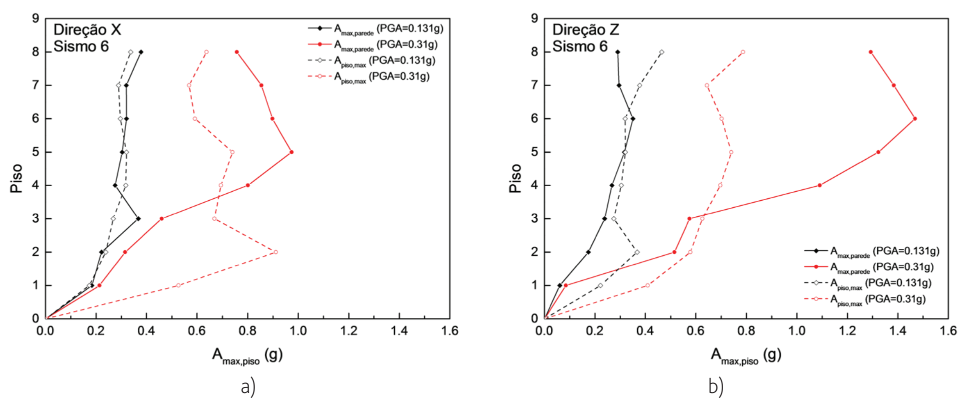


Figura 10 Resultados numéricos: Envolvente de acelerações máximas de paredes para fora-do-plano e de pisos a) Direção X; b) Direção Z

betão armado, realizou-se o estudo em particular das variações das acelerações para fora-do-plano das paredes ao longo das diversas análises realizadas. Na Figura 9a e 9b são apresentados os valores máximos das acelerações para fora-do-plano ($A_{max,parede}$). A este valor foi realizada a divisão pela massa do painel (foi assumido um valor de 142 kg/m^2). Verifica-se a tendência crescente deste valor com o incremento de PGA, como seria de esperar. Os maiores valores foram registados para o sismo 5 na Direção X e 1 na Direção Z. Para valores de PGA inferiores a 0,2 g, o valor de $A_{max,parede}/m_{painel}$ é inferior a 1, sendo após isso sempre superior a 1 (exceto para a direção X do sismo 6). Através da comparação entre a $A_{max,parede}$ para fora-do-plano e a respetiva $A_{piso,max}$ nessa mesma direção (Figura 9c e 9d) é possível observar que as acelerações registadas nos painéis são quase sempre superiores aos valores de piso. Verifica-se que esta superioridade é particularmente visível para níveis de PGA superiores a 0,2 g.

Através da análise da envolvente de acelerações máximas para fora-do-plano das paredes de enchimento e o valor registado relativamente às acelerações de piso na respetiva direção, é visível que na direção X as acelerações de piso são semelhantes aos valores registados nos painéis para um nível de PGA igual a 0,131 g (Figura10). Para PGA igual a 0,31 g, as paredes apresentam valores inferiores às acelerações de piso até ao piso 4 (menos 60% no piso 2) onde se pode ver que as paredes registaram uma aceleração cerca de 1,25 vezes superior à do piso. Na direção Z, verifica-se que para a menor PGA as paredes atingem sempre níveis de aceleração inferiores às verificadas nos pisos e por outro lado para PGA igual a 0,31 g ocorre o mesmo que na direção X uma vez que até ao piso 3 (inclusive) as acelerações de piso são superiores às da parede em cerca de 1,1 vezes a 3 vezes. Do piso 4 até ao 8, as acelerações atingidas para fora-do-plano dos painéis de enchimento são sempre superiores às do piso, com particular destaque para o piso 6 onde atinge um valor máximo 2 vezes superior.

Na Figura 11 é apresentado o espetro de resposta relativo às paredes de enchimento (acelerações para fora-do-plano) obtido a partir de duas PGA do sismo 6. Analisando os espetros para uma PGA igual a 0,13 g é possível observar que o pico é atingido para um período de cerca de 0,05 s, 0,35 s e 0,8 s e que o valor de *Sd* é cerca de 5 vezes superior ao registado no piso 1. Da mesma maneira que é possível observar que a forma dos espetros de resposta das paredes do mesmo piso modificam para os dois níveis de PGA, o que se deve ao nível de dano existente.

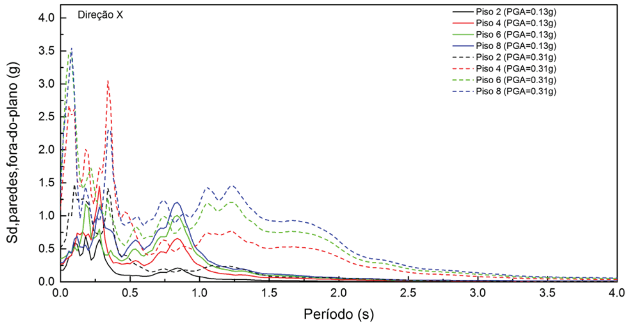


Figura 11 Resultados numéricos: Espetro de resposta das paredes de enchimento (acelerações fora-do-plano)

4 Conclusões

O presente trabalho apresenta um estudo numérico relativo ao efeito da presença das paredes de enchimento na resposta sísmica de um edifício de betão armado de 8 pisos, e em particular nas acelerações de piso e no seu respetivo espetro de acelerações. Para isso foram construídos na ferramenta numérica OpenSees dois modelos numéricos tridimensionais com e sem alvenarias. Foram realizadas análises não-lineares dinâmicas incrementais de onde foram extraídos os valores de aceleração e velocidade ao nível dos pisos e dos painéis de enchimento.

Ao longo do presente artigo foram apresentados os resultados preliminares deste estudo numérico, dos quais é possível tecer as seguintes conclusões:

- A presença das paredes de enchimento introduz um aumento das acelerações máximas de piso (até 2,5 vezes superiores ao modelo sem alvenaria);
- As acelerações máximas de piso registadas pelo modelo com alvenarias atinge valores 1,6 a 6 vezes superior ao valor da PGA correspondente;
- O modelo sem alvenarias atingiu acelerações máximas de piso sempre superiores a 1,5 vezes o valor da PGA correspondente;
- A presença das paredes de enchimento introduz um aumento da aceleração máxima de todos os pisos quando comparada com a situação desprezando a sua presença. Verifica-se que a menor e maior diferença ocorrem ao nível do piso 1 e 8, respetivamente;

- Não se verificou uma influência significativa da presença das alvenarias na velocidade máxima de piso;
- As acelerações para fora-do-plano das paredes de enchimento são superiores aos valores atingidos pelas acelerações de piso nos pisos superiores (4 até ao 8).
- Os espetros de resposta de piso considerando a presença das alvenarias é diferente dos espetros gerados não considerando a sua presença;
- Os espetros de resposta das paredes correspondentes às suas acelerações para fora do plano atingem valores máximos de *Sd* para períodos de 0,6 e 0,85 s.

Por fim, é importante ressalvar que os resultados apresentados refletem o estudo de apenas um caso de estudo que foi sujeito a 3 sismos. Futuramente serão realizadas análises não-lineares dinâmicas complementares para validação dos presentes resultados e que serão comparados com o estudo de edifícios com diferentes números de pisos.

Agradecimentos

Este trabalho teve suporte financeiro da Unidade de Investigação UID/ECI/04708/2019- CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções, financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi objeto de um financiamento específico da FCT através do projeto PTDC/ECMEST/3790/2014 – Safety Evaluation and Retrofitting of Infill Masonry Enclosure Walls for Seismic Demands (ASPASSI).

FCT
Fundação para a Ciência e a Tecnologia
MINISTÉRIO DA CIÊNCIA, TECNOLOGIA E ENSINO SUPERIOR

Referências

[1] Fardis, M. – "Experimental and numerical investigations on the seismic response of RC infilled frames and recommendations for code provisions ECOEST/PREC 8", LNEC, Lisbon, vol. 6, 1996.

[2] Romão, X. *et al.* – "Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake", *Engineering Failure Analysis*, vol. 34, pp. 670-692, 2013.

[3] Varum, H.; Furtado, A.; Rodrigues, H.; Dias-Oliveira, J.; Vila-Pouca, N.; Arêde, A. – "Seismic performance of the infill masonry walls and ambient vibration tests after the Ghorka 2015, Nepal earthquake" *Bulletin of Earthquake Engineering, journal article* vol. 15, no. 3, pp. 1185-1212, March 01 2017.

[4] Carvalho, E.; Coelho, E. – *Análise Sísmica de estruturas de edifícios segundo a nova regulamentação - Análise Estrutural de um conjunto de 22 edifícios*. Lisboa, Portugal, 1984.

[5] Mckenna, F.; Fenves, G.; Scott, M.; Jeremic, B. – *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*, ed. Berkley, CA, 2000.

[6] Rodrigues, H.; Varum, H.; Arêde, A.; Costa, A. – "A comparative efficiency analysis of different non-linear modelling strategies to simulate the biaxial response of RC columns", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 11, pp. 553-566, 2012.

[7] Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; Park, R. – "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, no. 8, pp. 1804-1826, 1988.

[8] Madas, P. M.; Elnashai, A. S. – "A new passive confinement model for transient analysis of reinforced concrete structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 21, pp. 409-431, 1992.

[9] Martinez-Rueda, J. E.; Elnashai, A. S. – "Confined concrete model under cyclic load", *Materials and Structures*, vol. 30, no. 197, pp. 139-147, 1997.

[10] Menegotto, M.; Pinto, P. E. – "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending" presented at the *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, 1973.

[11] 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.

a

Análise experimental *pushover* de um edifício em Madeira Lamelada Colada Cruzada (MLCC)

Experimental pushover analysis of a building in Cross Laminated Timber (CLT)

Filipe T. Matos
Patrício Rocha
Jorge M. Branco
Paulo B. Lourenço
Hélder S. Sousa
Nuno Mendes

Resumo

O Eurocódigo 8 está em revisão e a possibilidade de aplicar uma análise *pushover* a edifícios de MLCC está entre os inúmeros melhoramentos que a próxima versão incluirá. Na verdade, a atual versão é muito parca na informação relativa a estruturas de madeira. Além disso, a MLCC é um derivado da madeira que é recente, pelo que há ainda muita carência de investigação ao nível do material, sistemas de ligação e comportamento global dos sistemas estruturais. Tendo por base ensaios laterais de um edifício de MLCC à escala real, de dois pisos com dimensões em planta de 4,5 × 9,1 m^2, realizados nos Laboratórios de Engenharia Civil da Universidade do Minho, apresenta-se neste trabalho uma análise experimental *pushover* do edifício. Apresentam-se aqui os resultados dos dois ensaios monotónicos realizados com aplicação da carga lateral na direção longitudinal e transversal do edifício.

Abstract

Eurocode 8 is under revision and the possibility to apply a pushover analysis to CLT buildings is within the several improvements that the next version will include. In fact, the current version is limited in terms of seismic analysis of timber structures. Moreover, CLT is a recent wood-based material that requires further research at the material level, connections systems and global behaviour of structural systems made of CLT. In this context, a 2-story full-scale model of a CLT house, of 4.5 × 9.1 m^2 in-plane, with a height of 5.04 m, was tested, under quasi-static monotonic (pushover). Two tests were performed, one in the longitudinal direction and one in the transverse direction. Here the main steps of the tests are presented and the overall response of the structure is analysed focusing the local behaviour of the metal connectors.

Palavras-chave: Madeira laminada colada cruzada / Análise experimental / Pushover / Eurocódigo 8

Keywords:

Filipe T. Matos
Aluno de Doutoramento
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
filipetmatos@gmail.com

Patrício Rocha
PhD / Professor Adjunto
proMetheus, CONSTRUCT, Instituto Politécnico de Viana do Castelo
Viana do Castelo, Portugal
procha@estg.ipvc.pt

Jorge M. Branco
PhD / Professor Auxiliar
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
jbranco@civil.uminho.pt

Paulo B. Lourenço
PhD / Professor Catedrático
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
pbl@civil.uminho.pt

Hélder S. Sousa
PhD
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
sousa.hms@gmail.com

Nuno Mendes
PhD
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
nunomendes@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.

MATOS, F.T. [*et al.*] – Análise experimental *pushover* de um edifício em Madeira Lamelada Colada Cruzada (MLCC). **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 61-70.

1 Introdução

O sector da construção em madeira está em crescimento. O interesse na preservação dos sistemas construtivos presentes no património construído é real. Hoje procura-se manter as soluções construtivas em madeira que proliferam no nosso património. Por outro lado, as novas soluções à base de derivados de madeira têm despertado muito interesse, principalmente, da Arquitetura. Já se fala em construir alto em madeira. Entre estes novos materiais, derivados da madeira, é de destacar a madeira lamelada colada cruzada (MLCC). Trata-se de um material inovador, de secção laminada com várias camadas de madeira, orientadas ortogonalmente, e que tem tido um forte desenvolvimento na Europa e América do Norte. Este material promove uma construção rápida, tendo por base painéis maciços de madeira que podem desde logo incluir as aberturas minimizando deste modo as operações em obra. Os painéis têm grande capacidade resistente no plano e fora do plano. São utilizados enquanto elementos de laje, parede e mesmo vigas.

Nos últimos anos, são vários os estudos experimentais e numéricos realizados ao nível do material, o painel propriamente de MLCC, das suas ligações, havendo já estudos ao nível do comportamento de sistemas e de edifícios de MLCC, em particular, sob ação de cargas laterais. Entre estes, são de destacar os testes em mesa sísmica realizados no âmbito do projeto SOFIE, no qual um edifício de 3 pisos, com 7,0 × 7,0 m^2 em planta e 10 m de altura total, foi testado considerando três diferentes configurações (variação de aberturas). O edifício foi submetido a uma série de 26 sismos, incluindo o grande sismo de Hanshin-Awaji (em Kobe, 1995), no Laboratório NIED, em Tsukuba (Japão), em julho de 2006. Em termos de resultados, o edifício resistiu a um total de 15 sismos destrutivos não sofrendo qualquer dano relevante, e nenhuma torção significativa foi registada [1].

Outro edifício com sete andares foi testado, em 2007, na mesa sísmica do laboratório de E-Defense em Miki, Japão. O edifício, com uma planta de 13,5 × 7,5 m^2 e uma altura total de 23,5 m, foi submetido aos sismos JMA Kobe, Nocera Umbra e Kashiwazaki. Relativamente aos painéis usados, as paredes do edifício tinham 142 mm no 1.º e 2.º andar, 125 mm no 3.º e 4.º andar e 85 mm nos restantes, incluindo a cobertura. Todos os pisos tinham 142 mm de espessura. Os testes realizados proporcionaram aos investigadores excelentes resultados, pois o edifício resistiu perfeitamente a sismos de grande escala, com danos estruturais irrelevantes [2].

Da mesma forma, dois edifícios MLCC com apenas um andar foram testados em 2006, no Laboratório do Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Universidade de Ljubljana, na Eslovénia, onde foram sujeitos a diferentes registos sísmicos com PGA de 0,6 g. Conforme o esperado, nenhum dano relevante foi encontrado [3].

Mais recentemente, outro edifício em grande escala foi testado na mesa sísmica do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em Portugal. A análise experimental fez parte de um projeto SERIES destinado à avaliação de edifícios altos de madeira, onde participaram investigadores da Universidade de Graz, da Universidade do Minho e do LNEC. O edifício MLCC tinha 3 andares com 5,17 × 6,79 m^2 em planta e 7,74 m de altura total, incluindo o telhado

(5,36 m no segundo andar). Relativamente aos painéis de MLCC, as paredes tinham 100 mm (3 camadas), os pisos apresentavam 150 mm (5 camadas) e a cobertura 99 mm (3 camadas). Os principais conetores metálicos utilizados foram os AE116 e os HTT22 da Simpson Strong-Tie® com os respetivos pregos e parafusos. O edifício foi submetido a 32 sismos, sendo a aceleração máxima atingida do solo de 0,5 g. Relativamente aos resultados, tal como os outros edifícios, não apresentaram danos relevantes (localizados em alguns conetores metálicos nas paredes), resultando numa diminuição da frequência fundamental de 3,98 Hz para 3,75 Hz [4]. Numa abordagem diferente, baseada agora em testes estáticos, Popovski e Gavric (2015) testaram um edifício de MLCC com 6,0 × 4,8 m^2 em planta e com uma altura de 4,8 m. A maioria dos conetores metálicos utilizados foi BMF 116 × 48 × 3 × 116 e HTT4, e o seu número e localização foram variáveis em cada teste realizado. O edifício foi testado sob carga lateral monotónica e cíclica, num total de cinco ensaios. Neste caso, ao contrário dos edifícios referidos acima, resultaram em danos mais gravosos. De referir a rotura dos conetores localizados na fundação através dos pregos inseridos nas paredes, em todos os testes, como consequência de deformações laterais e levantamento das paredes. Relativamente às frequências fundamentais do edifício, mediram-se os valores de 13,5 Hz (E-W) e 11 Hz (N-S) previamente aos testes programados. Após todos os testes realizados, registou-se uma diminuição para 10,13 Hz e 7,63 Hz, respetivamente [5, 6].

No presente trabalho apresenta-se o programa experimental desenvolvido utilizando um edifício de MLCC com 2 pisos, submetido a forças laterais estáticas e cíclicas, na Universidade do Minho, com o objetivo principal de analisar o desempenho do sistema 3D quando sujeito a cargas laterais. As principais variáveis assumidas na campanha experimental foram: i) a análise da resistência lateral e capacidade de deformabilidade; ii) comportamento global da estrutura; iii) as frequências fundamentais da estrutura; e iv) o desempenho dos conetores metálicos (em particular, AE116 e HTT22 da Simpson Strong-tie®). O edifício foi concebido com o objetivo de obter uma estrutura assimétrica, com uma clara distinção entre o eixo longitudinal (mais rígido) e o eixo transversal, onde o centro de massa e de rigidez não eram coincidentes. Adicionalmente, para evitar uma possível sobreposição de efeitos e assim para uma melhor aferição dos resultados obtidos, os conectores metálicos (AE116 e HTT22) apenas foram introduzidos nas paredes de corte na direção (longitudinal ou transversal) do carregamento lateral. No presente artigo, os testes monotónicos realizados e os resultados obtidos, incluindo os trabalhos de preparação, são apresentados e discutidos. Todavia, é importante salientar que os resultados apresentados neste artigo serão importantes para a previsão numérica dos testes realizados, visando a implementação do método *pushover* de estruturas de MLCC nos códigos e recomendações de dimensionamento sísmico.

2 Campanha experimental

O edifício sob análise foi submetido a três ensaios, um monotónico para cada uma das direções (longitudinal e transversal) e um cíclico apenas para a direção transversal. No entanto, é importante referir que apenas os testes monotónicos são apresentados e discutidos. O edifício tinha em planta 4,5 × 9,1 m^2, dois andares e uma altura total de 5,04 m. Os painéis de MLCC foram produzidos pela empresa Stora Enso Wood Products Ltd., com madeira de abeto (*Picea abies*). Os painéis de parede tinham 100 mm de espessura (5 camadas de 20 mm) e os pisos 120 mm (3 camadas com 40 mm). Relativamente aos conetores metálicos, foram instalados vários espalhados pela estrutura, mas são de destacar os conetores de corte AE116 e os conetores de tração HTT22 ambos da Simpson Strong-Tie®. No entanto, é importante salientar que, tendo estes um papel importante nos resultados finais e querendo evitar uma possível sobreposição de efeitos, apenas foram aplicados nas paredes de corte com a direção sob a qual o ensaio estava a ser realizado. Uma imagem panorâmica e as plantas do edifício com a localização dos principais conetores metálicos (AE116 e HTT22) podem ser visualizadas na Figura 1.

Foram criadas diversas paredes divisórias e várias aberturas (ver Figura 2), com o intuito de obter uma estrutura assimétrica propensa à torção e com representação real de uma tipologia T2. Todavia, por motivos de transporte, as paredes e os pisos foram segmentados, sendo a conexão realizada através de uma tábua laminada colada com a introdução de parafusos para garantir a sua continuidade.

Para a definição e conceção das ligações de resistência ao corte AE116 utilizadas no edifício de MLCC, foi adotada a metodologia proposta pelo Eurocódigo 8 [7], que resultou num corte basal de 138 kN para ambas as direções. Por outro lado, as ligações de resistência ao levantamento HTT22 foram introduzidas na proximidade de todas as aberturas e em todos os cantos das paredes de corte em contacto com os pisos (Figura 1). Dentro desse mesmo processo e para quantificação das frequências naturais do edifício em estudo, foi utilizado o método de Rayleigh. Obtiveram-se frequências de 3,6 Hz e 2,6 Hz, para as direções longitudinal e transversal, respetivamente.

2.1 Ensaios monotónicos

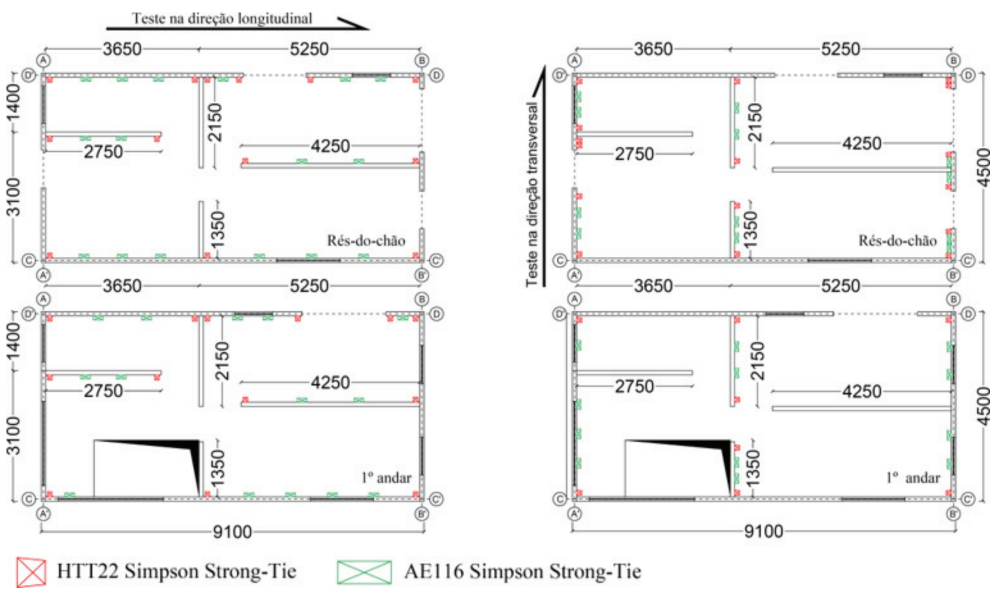
Os ensaios monotónicos consistiram na aplicação de um deslocamento a uma taxa constante, respeitando a norma ISO/FDIS 21581:2010 [8]. Dois hidráulicos foram utilizados, um por piso, com a aplicação de deslocamentos sob uma taxa constante de 0,08 mm/s e 0,04 mm/s no segundo e no primeiro piso, respetivamente. Devido a limitações técnicas, nomeadamente pela capacidade de carga do hidráulico instalado no segundo piso, o critério de paragem adotado foi de 300 kN.

2.2 Instrumentação e esquema de ensaio

De forma a assegurar a qualidade da campanha experimental, o esquema de ensaio e a instrumentação foram definidos com muito cuidado e detalhe. Nesse contexto, as principais preocupações do esquema de ensaio foram:

i) uma base de aço rígida para garantir uma fixação adequada do edifício ao piso de reação do laboratório, incluindo a fixação dos conetores AE116 e HTT22 presentes nas paredes MLCC (Figura 3a);

a)



b) c)

Figura 1 Imagem panorâmica a) e plantas do edifício (dimensões em mm) com localização dos principais conectores metálicos nos ensaios na direção longitudinal b) e transversal c)

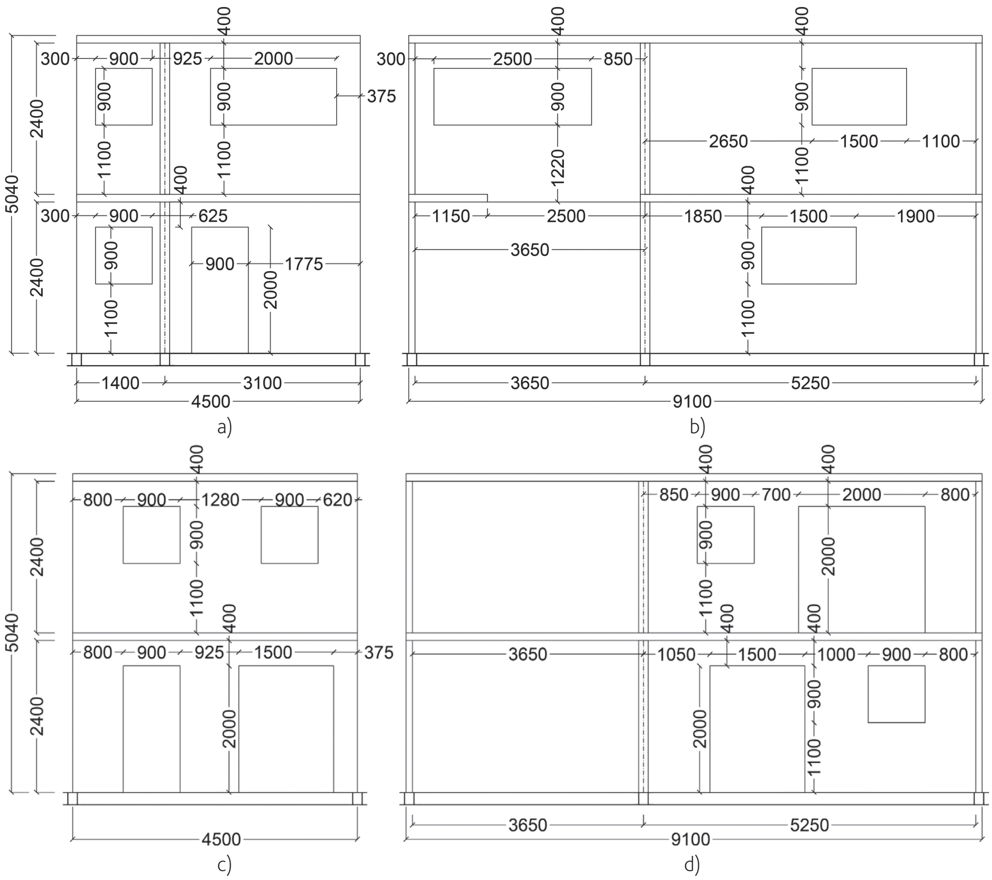


Figura 2 Fachadas do edifício (dimensões em mm). a) A-A'; b) C-C'; c) B-B'; d) D-D'

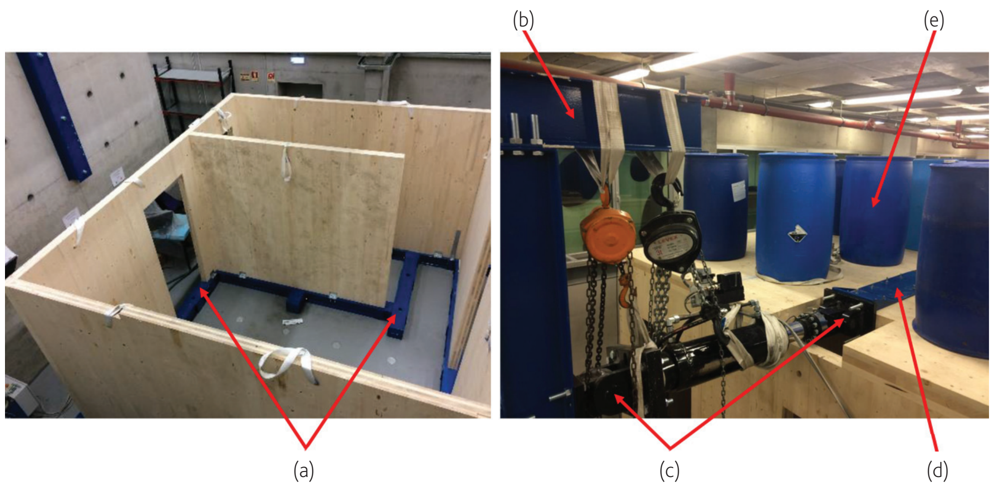


Figura 3 Base metálica (a), estrutura para fixação dos hidráulicos (b), rótulas inseridas nos hidráulicos (c), chapas metálicas sobre os pisos do edifício (d) e massa adicional usada nos testes (e)

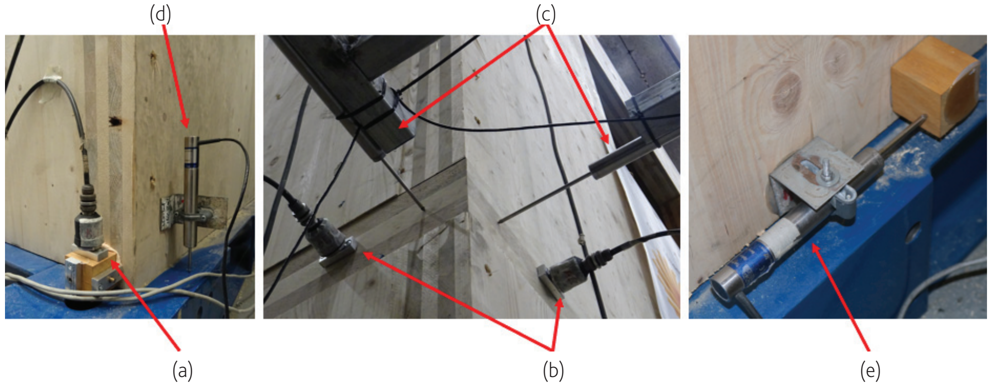


Figura 4 Exemplos de acelerómetros (a e b) e LVDTs instalados no edifício: c) deformação no plano e rotação dos pisos; d) elevação dos painéis de parede; e e) deslizamento

ii) estrutura metálica para fixação dos dois hidráulicos responsáveis pela aplicação das cargas laterais nos dois eixos do edifício (Figura 3b). Os hidráulicos foram colocados no centro das fachadas, e incluíram uma rótula em cada extremidade, com o intuito de evitar deformações e tensões parasitas (Figura 3);

iii) chapas metálicas aparafusadas ao longo dos pisos, de forma a garantir uma boa distribuição das cargas horizontais aplicadas (Figura 3d);

iv) introdução de bidões de água sob os dois pisos do edifício, com um total de 2 kN/m^2 e 1,7 kN/m^2 para o primeiro e segundo piso do edifício, respetivamente (Figura 3e). As cargas são representativas de um edifício real, às quais foi adicionada uma percentagem das cargas variáveis pertencentes à combinação da ação sísmica, como define o Eurocódigo 8.

A instrumentação incluiu 12 acelerómetros (Figura 4a e 4b), colocando 4 em cada nível do edifício, fundamentais na obtenção das frequências naturais do edifício, utilizadas com o intuito de deteção dos danos provocados à estrutura após cada ensaio.

Para a medição de deslocamentos, foram colocados 21 transdutores (LVDTs) em posições definidas, garantindo que fossem registados, não apenas a deformação global do edifício em cada direção, mas também a deformação no plano (Figura 4c), rotação dos pisos (Figura 4c), elevação dos painéis de parede (Figura 4d) e deslizamento horizontal (Figura 4e).

3 Resultados e discussão

Esta secção apresenta os principais resultados dos ensaios monotónicos. A Figura 5 exibe as curvas experimentais da força atingida por cada um dos hidráulicos em relação ao tempo despendido em cada um dos ensaios. É importante salientar que os ensaios foram interrompidos quando atingidos os 300 kN no macaco hidráulico do segundo piso.

A análise dos gráficos da Figura 5 apresentou, como esperado, uma maior capacidade de carga da direção longitudinal. Além disso, é possível observar a plastificação dos conectores metálicos na base (cerca de cinco minutos nos dois testes). No entanto, o mesmo comportamento não ocorreu nos conectores do 1.º andar devido à limitação do macaco hidráulico do 2.º andar.

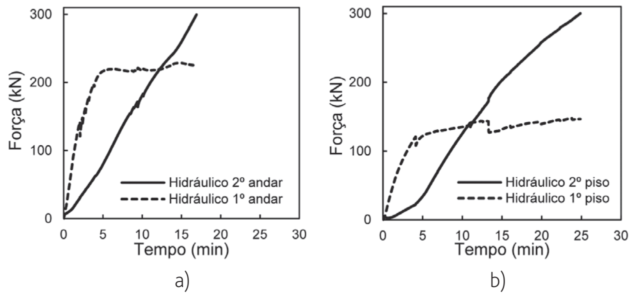


Figura 5 Força-tempo registados nos hidráulicos durante os ensaios monotónicos

Tal como se esperava, sobrepondo as curvas de capacidade dos ensaios realizados (ver Figura 6), estas demonstram que o edifício é mais rígido na direção longitudinal quando comparada com a direção transversal, com um aumento significativo da capacidade de carga da estrutura nessa direção. Como se poderia esperar, mesmo para a capacidade máxima registada, nenhum dano considerável foi observado no sentido longitudinal. O mesmo não aconteceu no ensaio realizado com aplicação da carga lateral na direção transversal, sendo visíveis danos nos painéis de parede e conetores metálicos.

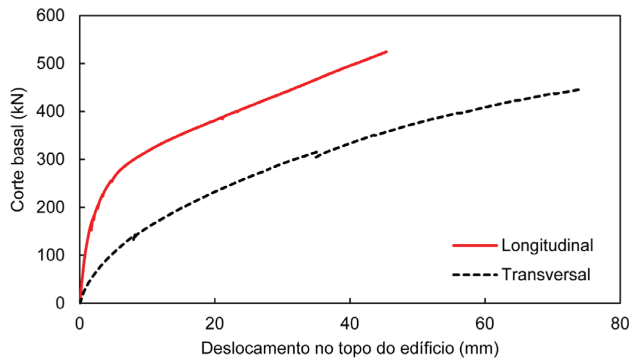


Figura 6 Curva de capacidade registada no teste longitudinal e transversal

A Tabela 1 apresenta os resultados mais relevantes registados pelo sistema de instrumentação, ou seja, o deslocamento horizontal ao nível dos pisos, levantamento registado entre os painéis, deslizamento entre andares, forças atingidas em cada um dos hidráulicos e o corte basal para uma melhor perceção da capacidade de carga de cada um dos testes. Da mesma forma, a Figura 7 mostra a deformação no plano do edifício nos diferentes níveis. No entanto, é importante referir que os dados foram todos retirados da região onde estavam localizados os macacos hidráulicos.

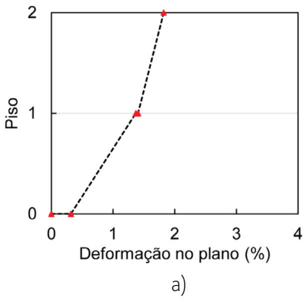
Tabela 1 Principais resultados dos ensaios monotónicos realizados

Teste	Longitudinal	Transversal
Força de corte 1º piso (kN)	228,4	147,7
Força de corte 2º piso (kN)	300,0	300,0
Corte basal (kN)	528,4	447,7
Deslocamento horizontal 1º piso (mm)	34,5 (1,4% h)	47,4 (1,9% h)
Deslocamento horizontal 2º piso (mm)	45,9 (1,8% h)	74,3 (3,0% h)
Deslizamento horizontal 1º andar (mm)	8,0 (0,3% h)	14,1 (0,6% h)
Deslizamento horizontal 2º andar (mm)	0,9 (0,0% h)	2,2 (0,1% h)
Levantamento paredes 1º andar (mm)	7,9 (0,3% h)	16,6 (0,7% h)
Levantamento paredes 2º andar (mm)	1,6 (0,0% h)	2,7 (0,1% h)
h – Altura por piso		

h Altura por piso

Com base nos valores globais medidos durante os dois ensaios para os deslocamentos horizontais, foi possível concluir que os valores de deformação são relativamente baixos, mesmo para valores altos das forças aplicadas. Novamente, é possível visualizar a diferença de rigidez do edifício em ambas as direções. Em relação ao levantamento das paredes de corte, ambos os ensaios tiveram elevação nas paredes do 1.º andar, no qual o maior valor foi atingido na direção transversal. Como era esperado, e pelos baixos valores de levantamento do 2.º andar, os valores atingidos são praticamente irrelevantes. Todavia, é importante salientar que o ensaio na direção longitudinal obteve um comportamento com maior presença de atrito entre a base de aço e as paredes MLCC e, por outro lado, na direção transversal verificou-se uma maior rotação global do edifício.

Relativamente aos resultados dinâmicos registados pelos acelerómetros colocados no edifício, a Tabela 2 apresenta as frequências naturais para os casos com e sem massas adicionais e antes e após cada ensaio realizado.



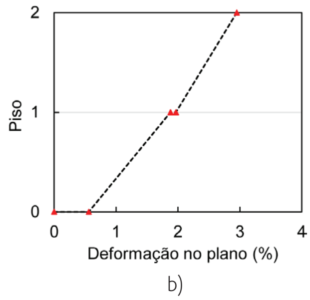


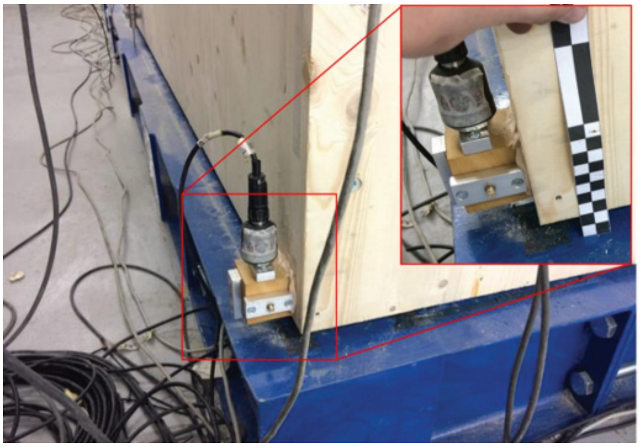
Figura 7 Deformação lateral do edifício nos diferentes níveis no teste longitudinal (a) e transversal (b)

Tabela 2 Frequências naturais obtidas durante os testes

Teste	Frequências (Hz)					
	Direção Transversal			Direção Longitudinal		
	Antes	Depois	Δ (%)	Antes	Depois	Δ (%)
Identificação*	8,2	5,0	38,6	19,2	12,5	34,9
Longitudinal	5,0	4,9	2,4	12,5	11,0	12,2
Transversal	6,0	4,9	18,5	6,4	5,8	9,8

* antes e após a introdução de massas adicionais

A partir dos valores apresentados na Tabela 2, como era esperado, para a direção em que os testes foram realizados, o teste transversal



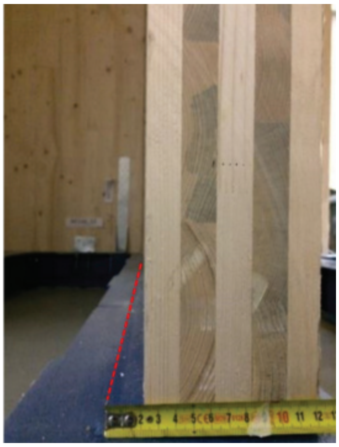
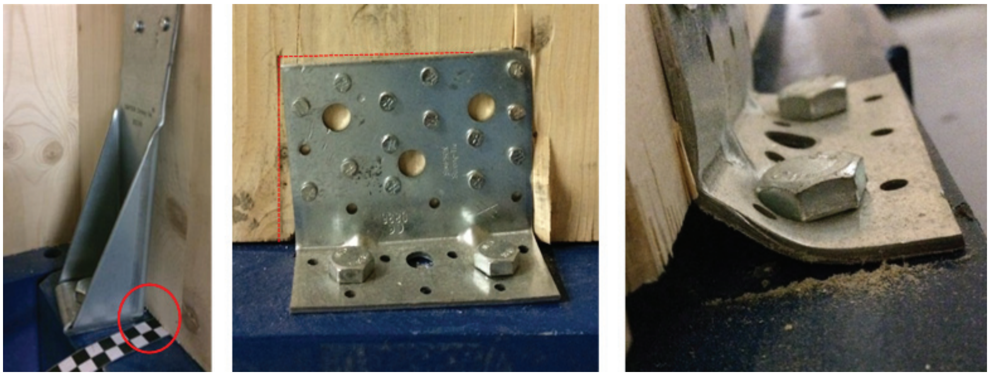


Figura 8 a) Rotação global do edifício; b) translação das paredes interiores sem a presença dos conetores AE116 e HTT22



a) b) c)

Figura 9 Principais danos observados nos conetores na base: a) rotação do conetor HTT22; b) rotação e deslizamento do conetor AE116; c) levantamento do conetor AE116

a) b)

Figura 10 Danos observados no ensaio na direção transversal: a) levantamento e deslizamento do conetor AE116; b) fissuras nas paredes do rés do chão na fachada B-B’

obteve maior dano quando comparado com o teste longitudinal. No sentido longitudinal obteve uma redução de rigidez de 12,2%, enquanto no sentido transversal obteve 18,5%. Relativamente ao aumento da massa, resultou num decréscimo de frequência de 38,6% e 34,9% para a direção transversal e longitudinal, respetivamente.

Por último, os danos observados foram bastante semelhantes para todos os testes realizados, onde a principal diferença foi dada pelo nível de dano imposto ao edifício. O edifício sofreu levantamento global localizado na base do edifício (Figura 8a). Em termos de rotação do edifício, como o centro de massa e de rigidez não coincidiam e os conetores AE116 e HTT22 apenas foram introduzidos nas paredes de corte alinhadas na direção de aplicação da carga lateral, o edifício sofreu uma translação lateral significativa nas paredes interiores (Figura 8b).

Como se poderia esperar, a maioria dos danos observados foi encontrada nos conectores AE116 e HTT22, em consequência do deslocamento horizontal e rotação, como é possível observar na Figura 9. Além disso, em alguns casos, os conectores AE116 sofreram uma pequena elevação, embora os parafusos que conectam à estrutura de aço da base não apresentaram qualquer dano (Figura 9c).

Consequentemente, como o teste na direção transversal apresentava menor rigidez no plano, já foi possível visualizar danos localizados nos conetores AE116 entre o primeiro piso e as paredes do segundo andar (Figura 10a) e fissuras perpendiculares ao fio nos lintéis sobre as aberturas da parede do rés do chão da fachada B-B’ (Figura 10b).

4 Conclusões e recomendações

Analisados os resultados obtidos na campanha experimental aqui apresentada, é possível concluir que os edifícios de MLCC continuam a apresentar um bom desempenho sob ação de cargas laterais. No entanto, como era esperado, obteve-se uma grande diferença de desempenho nas diferentes direções de carregamento. No caso longitudinal, uma vez que a estrutura era mais rígida, nenhum dano significativo foi observado. Foram observados alguns danos reduzidos nos conectores metálicos (AE116 e HTT22), com sinais de deslocamento horizontal, rotação e elevação. Por outro lado, no sentido transversal, com menor rigidez, foi possível observar danos mais gravosos. A rotação da estrutura foi bastante visível e foram encontradas fissuras provenientes de tensões perpendiculares ao fio.

As frequências fundamentais do edifício MLCC foram identificadas com e sem massas adicionais, antes e após cada ensaio realizado, de forma a quantificar a redução de peso e rigidez, respetivamente. Como era esperado, a menor frequência é sempre proveniente do sentido transversal. Todavia, é de salientar, na análise dos resultados, o sentido transversal evidenciou-se sempre como o mais fiável no tratamento de dados.

Agradecimentos

Um agradecimento muito especial à Simpson Strong-Tie®, pelo fornecimento de todos os conectores metálicos utilizados, e aos técnicos do Laboratório de Estruturas (LEST) do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, pelo tempo e dedicação dados, durante todo o programa experimental.

Referências

[1] Ceccotti, A.; Follesa, M. – "Seismic behavior of multi-story X-Lam buildings", in: *Int. Workshop on Earthquake Engineering on Timber Structures*, 2006. 2006; 81-95.

[2] Ceccotti, A. *et al.* – "SOFIE project - 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated building". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2013; 42 (13) 2003-21. https://doi.org/10.1002/EQE.2309.

[3] Dujic, B. *et al.* – "Experimental Investigation of Massive Wooden Wall Panel Systems Subjected to Seismic Excitation", in: *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismicity*, Geneva, Switzerland 2006.

[4] Costa, A.C. *et al.* – "Seismic perfomance of multi-storey timber buildings: TUGraz building". Series Report, Lisbon, Portugal 2013a.

[5] Popovski, M.; Gavric, I. – "Performance of a 2-Story CLT House Subjected to Lateral Loads". *Journal of Structural Engineering* 2016; 142 (4) E4015006.
https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001315.

[6] Popovski, M. *et al.* – "Performance of two-storey CLT house subjected to lateral loads". *Proceedings of the 12th World Conference on Timber Engineering* WCTE 2014, Quebec, Canada. 2015.
https://doi.org/10.13140/RG.2.1.3582.9280.

[7] European Committee for Standardization (CEN) – EN 1998-1:2004, Eurocode 8, *Design of structures for earthquake resistance, part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings*, CEN, Brussels, 2004.

[8] ISO/FDIS 21581 – *Timber structures – Static and cyclic lateral load test methods for shear walls*, 2010.

Seismic performance of dual concentrically braced steel frames accounting for joint behavior

Desempenho sísmico dos pórticos metálicos duais com contraventamentos centrados incluindo comportamento das juntas

Melaku Seyoum Lemma
Carlos Rebelo
Luís Simões da Silva

Abstract

Beam-to-column joints play an important role in the overall seismic behavior of steel frame structures, since the deformations in the panel zone of the beam-to-column joint region significantly affects the seismic behavior of steel joints. This paper aims to assess the seismic performance of dual concentrically braced steel frames (D-CBF) through static and incremental dynamic nonlinear analyses using different strategies to detailed modelling of the joints. A case study building with 6-storeys and 4 bays is used to illustrate the design of a D-CBF with different joint performance levels and to assess the influence of the joints. The frame studied is a perimeter seismic resistant system while the inner frames are designed for gravity loads only. The design and seismic performance of the joints is based on the pre-normative design recommendations achieved in the scope of the EQUALJOINTS project where different design procedures for beam-to-column joints are proposed in order to render different performance objectives. The study explores the effects of the joint models and provides recommendations for the design of such frames specifically accounting for the different joint typologies.

Keywords: Steel joints / Seismic performance / Stiffness / Dual frames

Resumo

As juntas viga-pilar desempenham um papel importante no comportamento sísmico global das estruturas em aço, uma vez que as deformações na zona do painel da alma da coluna afetam o comportamento estrutural. Este trabalho tem como objetivo avaliar o desempenho sísmico de pórticos metálicos duais com contraventamentos centrados através de análises não-lineares dinâmicas incrementais usando diferentes estratégias para modelação das juntas. Um caso de estudo constituído por um edifício de 6 pisos e 4 vãos com pórticos resistentes duais compostos por pórtico simples e vão com contraventamentos centrados é usado como exemplo para a análise e avaliação dos diferentes níveis de desempenho das ligações. O dimensionamento e o desempenho cíclico das ligações baseiam-se nas recomendações de projeto pré-normativas desenvolvidas no âmbito do projeto europeu EQUALJOINTS. As regras de dimensionamento desenvolvidas incluem procedimentos para diferentes objetivos de desempenho. O sistema estrutural sismorresistente é composto por um sistema de resistência sísmica no perímetro do edifício e vãos internos dimensionados somente para cargas gravíticas. São abordadas as recomendações para o projeto deste tipo de estruturas no que se refere às diferentes tipologias de ligações.

Palavras-chave: Juntas viga-pilar metálicas / Desempenho sísmico / Rigidez / / Pórticos duais

Melaku Seyoum Lemma

PhD Student
ISISE, University of Coimbra
Coimbra, Portugal
melaku.seyoum@uc.pt

Carlos Rebelo

Associate Professor
ISISE, University of Coimbra
Coimbra, Portugal
crebelo@dec.uc.pt

Luís Simões da Silva

Professor
ISISE, University of Coimbra
Coimbra, Portugal
luisss@dec.uc.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

LEMMA, M.S. [*et al.*] – Seismic performance of dual concentrically braced steel frames accounting for joint behavior. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 71-82.

1 Introduction

In the point of assembly where a beam is connected to a column, the term "connection" refers to the physical component which mechanically fastens the beam and column and it is concentrated at the location where the fastening action occurs. While the term "joint", on the other hand, refers to the connection plus the corresponding zone of interaction between the connected members (i.e. the panel zone in the column web) [1].

Eurocode 3 part 1-8 [2] states that the effects of the behavior of the joints on the distribution of internal forces and moments within a structure, and on the overall deformations of the structure, may generally be neglected, but where such effects are significant (such as in the case of semi-continuous joints) they should be taken into account. It identifies three simplified joint models as simple, continuous, and semi-continuous. Furthermore, it gives correlations for the joint modelling type depending on the joint classification and method of global analysis as shown in Table 1 where joints are classified in terms of their rigidity and strength.

Table 1 Type of joint models according to EN 1993 1-8

Method of global analysis	Classification of joints		
Elastic	Nominally Pinned	Rigid	Semi-rigid
Rigid-plastic	Nominally pinned	Full-strength	Partial-strength
Elastic-plastic	Nominally pinned	Rigid and full-strength	Semi-rigid and partial-strength
			Semi-rigid and full-strength
			Rigid and partial-strength
Type of joint model	Simple	Continuous	Semi-continuous

Dissipative structures demand a good level of ductility in the joints as the global performance of steel structures in seismic scenario is highly influenced by the post-elastic behavior of the connections. Ductile joints are crucial in seismic resistant steel structures due to their role in absorbing and dissipating energy in addition to dampening vibrations.

An effort was made to assess the level of influence that semi-rigid joints have on different frame typologies in the scope of the EQUALJOINTS+ project [3]. Current modelling practices by practicing design engineers vastly implement a simple center line to center line model possibly incorporating end offsets and rigid ends. Researchers, on the other hand, implement explicit panel zone modelling methods of varying complexity such as the Scissors-type model, and the Krawinkler model [4], [5] via the use of springs and rigid elements.

The pre-normative research project EQUALJOINTS [6] implemented an additional classification of joints termed "equal strength" – that ranges between full and partial strength connections. Accordingly, joints have been classified based on strength as either weak, equal or full strength, while the web panel is classified as either weak, balanced or strong. Publications from the project recommended a set of coefficients and ratios for the estimation of joint and connection stiffness and strength for prequalified joints. Furthermore, it considers the use of semi-rigid connections in seismic conditions. This paper experiments with different joint modelling procedures/ /techniques available and these stiffness values in order to assess the effect of different connection typologies on the global performance of a dual concentrically braced steel frame in case study. Firstly, the frame is analyzed and designed disregarding the joint dimensions. The frame's performance is then assessed for both the simplified models and the refined ones using three extended stiffened end-plate connection typologies of varying connection strength and joint stiffness values. At last, design is repeated – this time – based on analysis results obtained from the refined models, and is compared against the initial design.

2 Case study

2.1 Building configuration

The case study building is a 6-storey office building with 4 bays in each principal direction. It has a typical storey height of 3.50 m and the total height of the building is 21 m. The width of the building is 24 m with each bay measuring 6 m. The seismic resistance of the building is provided by the perimeter frames. As a result, the inner bays in both directions are to be designed for gravity loads only. The perimeter frame is composed of a moment resisting frames and a concentrically braced bay. An arrangement of these lateral force resisting systems was made such that the joints in three of the four perimeter bays are moment resisting while the last bay is hinged. The braced bay is situated at the centre of the three moment resisting bays. It is assumed that the vertical transport access facilities, such as stairs and elevators, are provided by an external independent structure.

The seismic resistance scheme of the building and the tributary area for the perimeter frames in the Y-direction are depicted in Figure 1 (a). Figure 1 (b) shows an elevation view of the perimeter frame where the beams in the last bay are hinged at the ends, and the braces are assumed to be pinned.

A steel grade of S355 have been used for the beams and columns, while an S235 grade steel was used to model the braces. Owing to the planar and vertical regularity of the building, a 2D frame analysis was carried out to calculate the design actions. In doing so, tributary gravity loads are transferred to the perimeter 2D frames that are responsible of carrying the lateral forces in this building. The columns are assumed fixed at the base level and are continuous throughout the building height. The beams in the first three bays are assumed to be moment resisting while the one in the last bay is pinned at both ends (gravity beam). The diagonal bracings have been modelled as pin-pin connected at both ends, thus are modelled as bar elements taking axial forces only. The tributary seismic mass was lumped at nodes and rigid diaphragms were assumed to model the floor diaphragms. In addition, leaning columns were modelled and loaded with the seismic gravity loads that are not directly applied to the 2D frame model in order to capture the overall overturning effect. The analysis model was developed in SAP2000 [7].

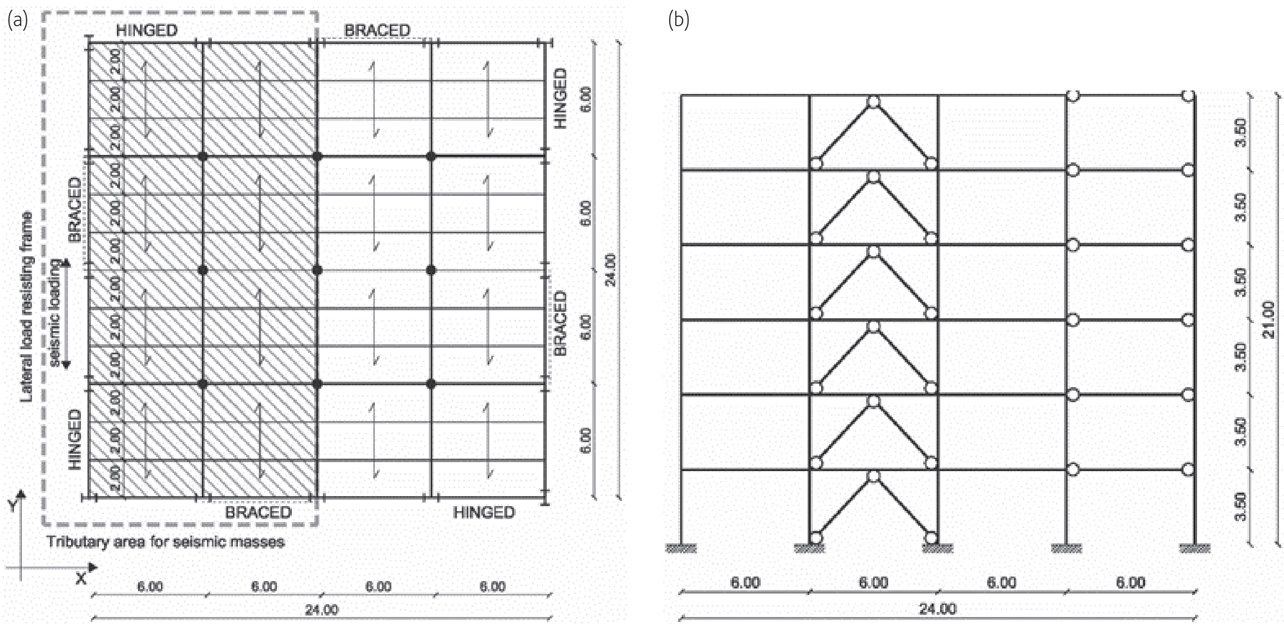


Figure 1 (a) Plan view and tributary area, (b) Elevation view of the perimeter frame

2.2 Frame design

The frame was designed according to Eurocodes [8], [9] recommendations, however, disregarding the joint dimensions initially. Design checks were made for the design resistance of members in the two subsystems that constitute the D-CBF, i.e. the MRF and the CBF. In addition, a separate analysis was conducted to check the dual systems' performance. AISC 341 [10] was used to check the contribution of each subsystem to the dual-frame. According to this code, it is necessary to guarantee that the MRF system has a minimum lateral strength equal to 25%. The braced parts of dual systems were designed to resist at least the 75% of the design lateral forces, as indicated by AISC 341. An approach adopted from [11] [12] was implemented where the MRF zones were not designed to resist the complementary 25% of the design forces, but to resist at least the 25% of the plastic lateral strength at each storey thus leading to the following design inequality:

$$V_{Rd,i}^{MRF} \geq 0.25 \times V_{Rd,i}^{DUAL} \qquad V_{Rd,i}^{DUAL} = \frac{1}{0.75} \times V_{Rd,i}^{CBF} = \frac{1}{0.75} \times \left(N_{pl}^{+} + 0.3 \times N_{pl}^{-}\right) \times \cos\alpha_i$$

The designed sections obtained are presented in Table 2.

Table 2 Design sections of the frame

Storey	Beam sections		Column sections		Brace sections
	Braced bay	Others	Axes C1, C4 & C5	Axes C2 & C3	
1	HEB500	IPE300	HEB220	HEM400	CHS 273 × 10
2	HEB500	IPE300	HEB220	HEM360	CHS 273 × 10
3	HEB500	IPE300	HEB200	HEM320	CHS 273 × 10
4	HEA450	IPE300	HEB200	HEM320	CHS 244.5 × 8
5	HEA450	IPE300	HEB180	HEB300	CHS 219.1 × 8
6	HEA400	IPE300	HEB180	HEB300	CHS 139.7 × 8

3 Non-linear analysis

In non-linear analysis, the mathematical model used for the usual elastic analysis is extended to include the strength of structural elements and their post-elastic behavior. The two methods, i.e., nonlinear static pushover analysis and nonlinear time-history dynamic analysis, are commonly used to evaluate the structural performance of buildings in the non-linear range.

3.1 Non-linear static (pushover) analysis

Pushover analysis is a non-linear static analysis carried out under conditions of constant gravity loads and monotonically increasing horizontal loads. The output of pushover analysis is a response curve of the structure expressed as a plot of base shear versus roof displacement. EN 1998-1 clause 4.3.3.4.2.2(1) requires the use of two lateral force distributions:

- a "uniform" pattern, based on mass proportional lateral forces, regardless of elevation (uniform response acceleration);
- a "modal" pattern, where the lateral forces are proportional to the fundamental mode of vibration weighted with the masses at each storey. This distribution corresponds to lateral forces determined as in the lateral force method.

In general, the "uniform" pattern leads to larger demand estimates at the lower storeys, while the "modal" pattern overestimates the demand for the upper storeys.

The formation of the plastic hinges is evaluated by the structural analysis program based on the plastic behaviour of the structural elements described in the form of a force – displacement or moment-rotation curves for each element. Annex B of EN 1998-3 [13] defines criteria for the acceptable damage state condition of the plastic hinges associated to three limit states: Damage Limitation (DL), Significant Damage (SD), and Near Collapse (NC) (see Figure 2). The parameters shown in Table 3, which are obtained from Tables B1, B2 and B3 of EN 1998-3 [13], were used to define Limit states for class 1 sections.

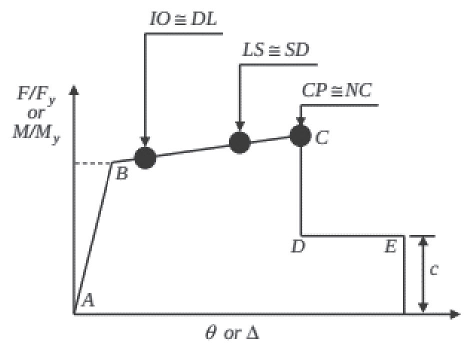


Figure 2 Generalized acceptance criteria – damage state conditions [14]

Table 3 Member deformation capacities at different limit states EN 1998-3 [13]

Limit state	Drift	Brace ductility in tension	Brace ductility in compression	Beam rotation
DL	0.75%	0.25 Δ_t	0.25 Δ_c	1 θ_y
SD	2.50%	7.00 Δ_t	4.00 Δ_c	6 θ_y
NC	3%	9.00 Δ_t	6.00 Δ_c	8 θ_y

3.2 Non-linear incremental dynamic analysis (IDA)

Incremental Dynamic Analysis (IDA) is a nonlinear time-history dynamic analysis where one or various seismic inputs (ground motion records) are applied to a building model, each at different intensities – termed Intensity Measure "IM" – signifying different limit states/performance levels in order to evaluate the seismic performance of structures. These intensities are selected in such a way that it is possible to examine the structural behaviour from the initial elastic response to the inelastic response and finally to overall dynamic instability, which corresponds to collapse. IDA curves are the output of such analysis where the seismic intensity is reported against the structural response parameter (e.g. interstorey drift ratio) for each ground motion record.

In the current study, IDA analyses have been carried out for three increasing values of peak ground acceleration (PGA) corresponding to the three limit states: Damage limitation (DL), Severe Damage (SD) and Near Collapse (NC). The values of the multiplier of accelerograms are assumed equal to 0.59, 1 and 1.73 for DL, SD and NC, respectively. Record-to-record variability has been accounted for by considering 10 recorded accelerograms (see Table 4). These recorded accelerograms have been selected and scaled in such a way that the average value of the spectra of the accelerograms is approximately compatible with the linear elastic response spectrum of EN 1998-1 (see Figure 3), for soil type B and PGA of 0.35 g.

Table 4 Accelerograms and scaling factors used

No.	Recorded accelerogram	Scaling factor
R1	Accumuli bevagna N-S	55.43
R2	ACHAIA Transversal	12.75
R3	AMATRICE E-W	9.81
R4	Brienza N-S	39.24
R5	Castelluccio Norcia N-S	15.21
R6	Castelsantangelosulnera E-W	5.89
R7	GEMONA L-T	11.97
R8	STURNO L-T	12.26
R9	TOLMEZZO Transversal	15.70
R10	Mirandola N-S	15.70

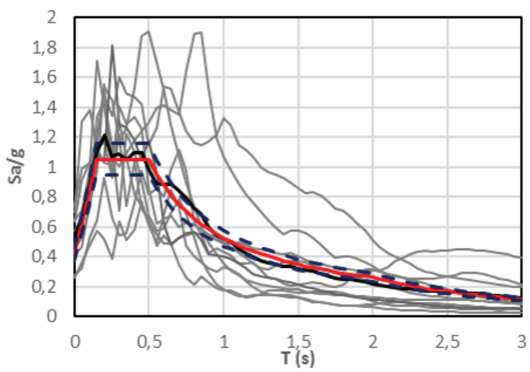


Figure 3 EC8 response spectrum compared to the avg. spectrum of the ground motion records

3.3 Modelling strategies

The frame was modelled in Seismostruct [15] and the following general modelling strategies were implemented.

3.3.1 Element and material model

As recommended in [16], columns, beams and diagonal bracings are modelled with Inelastic force based frame elements with fibre sections (InfrmFB). The Menegotto-Pinto (stl_mp) material available in Seismostruct is adopted representing the well-known uniaxial constitutive nonlinear hysteretic material model for steel. For each element, the cross section is meshed with at least 150 fibres and at least two of them across the thickness of the plate components (namely flange, web or walls). And at least 5 integration sections have been adopted for each member.

3.3.2 Leaning columns and masses

The gravity loads directly applied by the tributary area of loads acting on the planar frame do not reflect the actual amount of vertical forces producing overall overturning effects. Hence, in order to account for the influence given by the complement of vertical loads, a leaning column was modelled and loaded. Lumped mass elements are included in the nodes of the main frame representing the seismic mass of that particular frame on each storey.

3.3.3 Links

Link elements are used to model moment releases in the braces and beams in the last bay. They are also used in modelling in the leaning columns, as previously stated. Bi-linear (bi-kin) links are used to model the connection between the brace intercepted beams and supporting columns without the dissipative property. The bi-linear property includes the initial stiffness, the yielding moment and the post yield strain hardening rate taken as 1%. The strength and stiffness properties of the joints are calculated based on the values recommended in the EQUALJOINTS project (see Table 5). Zero-length M-θ springs accounting for the dissipative and degrading behaviour of the beams are placed at both ends of the beams outside of the braced bay. The hysteretic behaviour is modelled by links with the "smooth model" available in Seismostruct. The modelling parameter of the smooth model were calibrated using the software "Multi-Cal" [17] starting from the data of the experimental tests carried out in the framework of the EQUALJOINTS project.

3.3.4 Initial imperfection of braces

As recommended by [16] the brace members are subdivided into two. An initial imperfection of $e_0 = L/250$ is applied to the CHS braces out of plane for class 1 sections of buckling curve 'a' in plastic analyses.

The definition of the terms and symbols used in Table 5 is presented as follows:

h_{rib} Rib height
s_{rib} Rib width
h_b Beam depth
z_{wp} Web panel zone height
$M^n_{j,Rd}$ Bending moment capacity of joint (nominal)

$M^{e}_{pl,b,cf,Rd}$ Plastic moment of beam calculated at the column face (expected)

$V^{n}_{wp,Rd}$ Shear capacity of the panel zone (nominal)

$s_{con,ini}$ Initial rotational stiffness of connection

$s_{wp,ini}$ Initial rotational stiffness of web panel zone

s_b Flexural stiffness of beam

In the case of pushover analysis, lateral loads of either pattern (uniform or modal) are applied at structural nodes as shown in Figure 4 (a). While loading for the incremental dynamic analysis is applied on the bottom node of columns in the form of accelerations at the base level Figure 4 (b).

Table 5 Extended stiffened joints properties [6]

Joint type	Geometry	Strength: Connection	Strength: Panel zone	Stiffness: Connection	Stiffness: Panel zone
ES-S-E: Equal-strength with strong panel zone	$\frac{h_{rib}}{h_b}=0.35$	$\frac{M^{n}_{j,Rd}}{M^{e}_{pl,b,cf,Rd}}=1.0$	External nodes: $\frac{V^{n}_{wp,Rd}\cdot z_{wp}}{M^{e}_{pl,b,cf,Rd}}=1.15$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b}=34$	External nodes: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b}=35$
	$\frac{s_{rib}}{h_b}=0.45$		Internal nodes: $\frac{V^{n}_{wp,Rd}\cdot z_{wp}}{2\cdot M^{e}_{pl,b,cf,Rd}}=1.15$		Internal nodes: $\frac{s_{wp,ini}}{2\cdot s_b}=35$
	$z_{wp}=h_b+0.6h_{rib}$				
ES-S-F: Full-strength with strong panel zone	$\frac{h_{rib}}{h_b}=0.45$	$\frac{M^{n}_{j,Rd}}{M^{e}_{pl,b,cf,Rd}}=1.5$	External nodes: $\frac{V^{n}_{wp,Rd}\cdot z_{wp}}{M^{e}_{pl,b,cf,Rd}}=1.65$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b}=68$	External nodes: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b}=56$
	$\frac{s_{rib}}{h_b}=0.55$		Internal nodes: $\frac{V^{n}_{wp,Rd}\cdot z_{wp}}{2\cdot M^{e}_{pl,b,cf,Rd}}=1.6$		Internal nodes: $\frac{s_{wp,ini}}{2\cdot s_b}=56$
	$z_{wp}=h_b+0.6h_{rib}$				
ES-B-E: Equal-strength with balanced panel zone	$\frac{h_{rib}}{h_b}=0.35$	$\frac{M^{n}_{j,Rd}}{M^{e}_{pl,b,cf,Rd}}=1.0$	External nodes: $\frac{V^{n}_{wp,Rd}\cdot z_{wp}}{M^{e}_{pl,b,cf,Rd}}=1.0$	$\frac{s_{con,ini}}{s_b}=37$	External nodes: $\frac{s_{wp,ini}}{s_b}=30$
	$\frac{s_{rib}}{h_b}=0.45$		Internal nodes: $\frac{V^{n}_{wp,Rd}\cdot z_{wp}}{2\cdot M^{e}_{pl,b,cf,Rd}}=1.0$		Internal nodes: $\frac{s_{wp,ini}}{2\cdot s_b}=30$
	$z_{wp}=h_b+0.6h_{rib}$				

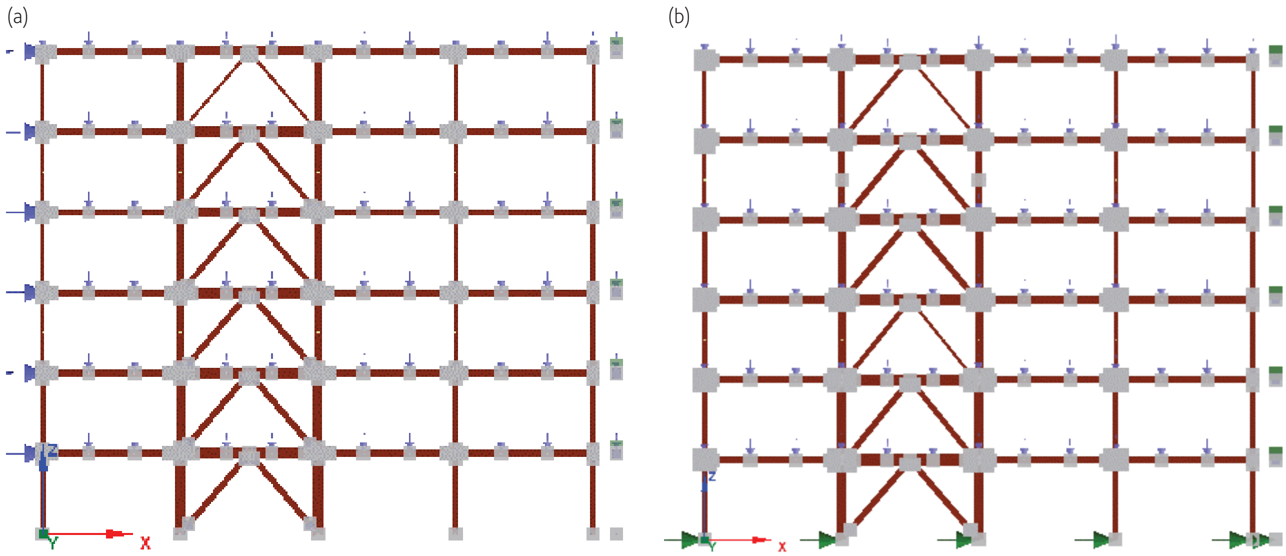


Figure 4 Loading for (a) pushover and (b) IDA

4 Numerical analysis

4.1 Simplified models

These models disregard the size of the panel zone. As a result, the structural elements are modelled in a similar fashion to the centreline models despite that, in this case, the behaviour of the connection is modelled with a bilinear moment rotation spring. This zero-length spring (link element) is in turn connected to another link representing the hysteretic behaviour of the beams. Notice, however, that the hysteretic property of the brace intercepted beams in the braced bay are not modelled as they are not considered dissipative elements.

4.2 Refined models

The refined models take the dimensions of the joint into consideration. Two distinct models are used in modelling two different joint behaviours based on the stiffness and strength of the web panels: Balanced and Strong. The panel zones of extended stiffened joints with strong web panels (ES-S-E and ES-S-F) are modelled using rigid elements to represent the web panels that are assumed stiffened and sufficiently rigid as not to undergo deformations (see Figure 5). It should be noted that the dimensions (height and width of the panel) are properly accounted for by the dimensions of the rigid elements. In addition to the web panel, the stretches of the beams that are stiffened by the stiffening ribs are also modelled with rigid elements. Diagonal brace elements are modelled pinned at both ends with their actual points of intersection properly considered.

For joints with balanced web panels, on the other hand, a more detailed model that implements the Krawinkler-Gupta model is applied as shown in Figure 6. This model, too, accounts for the web panel dimensions. In fact, the whole panel zone is approximated by a set of rigid elements that make up the web quadrilateral. The three ends of the rectangle formed are allowed for free rotation while on one corner two springs are used to model the joint behaviour. This allows for the geometric transformation of the panel from a quadrilateral at right angles to a parallelogram after deformation.

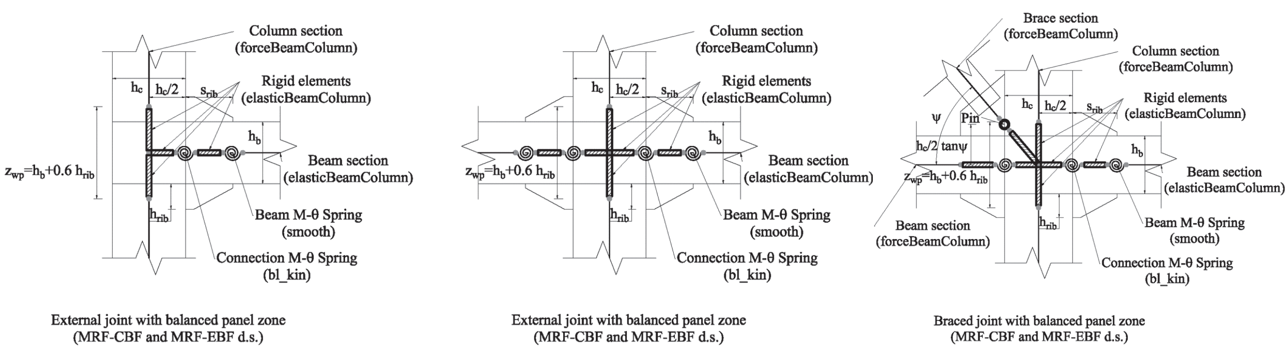


Figure 5 Rigid element models for joints with strong web panels (ES-S-E and ES-S-F)

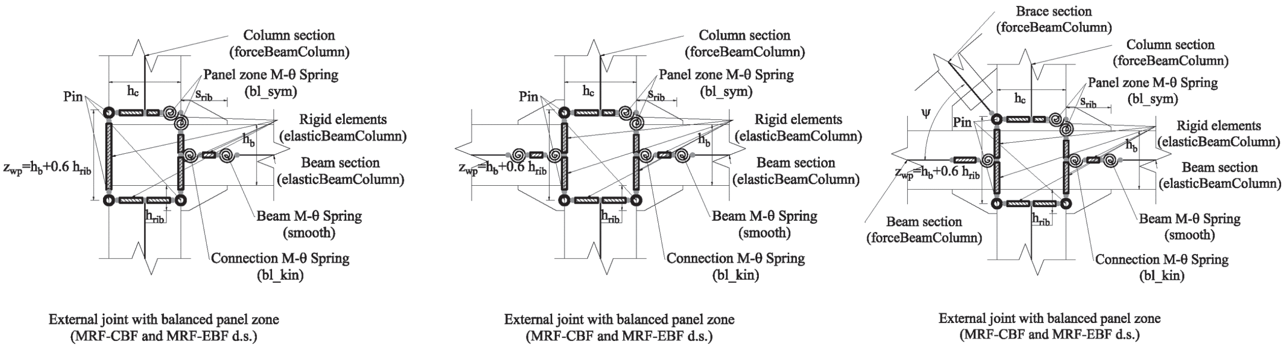


Figure 6 ES-B-E joint model

4.3 Results and discussion

The outcomes of the analyses performed are presented as follows. Figure 7 shows the results from the pushover analyses for the three different connections types assessed disregarding the joint size and behaviour in (a) and considering it in (b).

Figures 8 to 10 present the results from the IDA analysis. The plots show the interstorey drift ratio on each floor for the three limit states, i.e., damage limitation, severe damage and near collapse limit states. In addition, the results have been plotted separately for the simplified and refined models. Note that since the IDA plots for the two typologies with strong web panel (ES-S-E and ES-S-F) are vastly similar except for negligible differences.

The following can be deduced from results of the analyses presented above:

- Pushover analysis: the simplified modelling can lead to relatively flexible structures since it disregards additional stiffness in the case of ES-S-E and ES-S-F.
- The MRF is actively engaged in plastification after the braces yield. The fact that the MRF acts as a reserve resisting system is an advantage to structural redundancy. It was observed that the beams in the braced bay also formed plastic hinges at later stages.
- Considering the refined models, the models with balanced web panel showed higher global over-strength compared to the two cases with strong web panel.

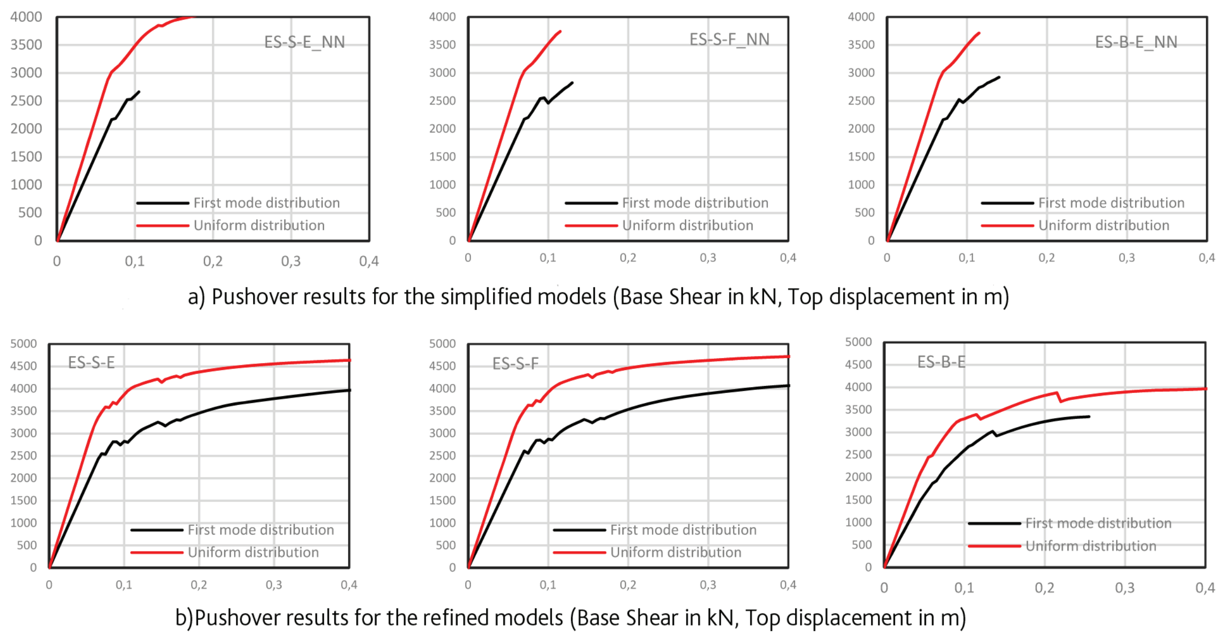


Figure 7 Pushover curves for the frames

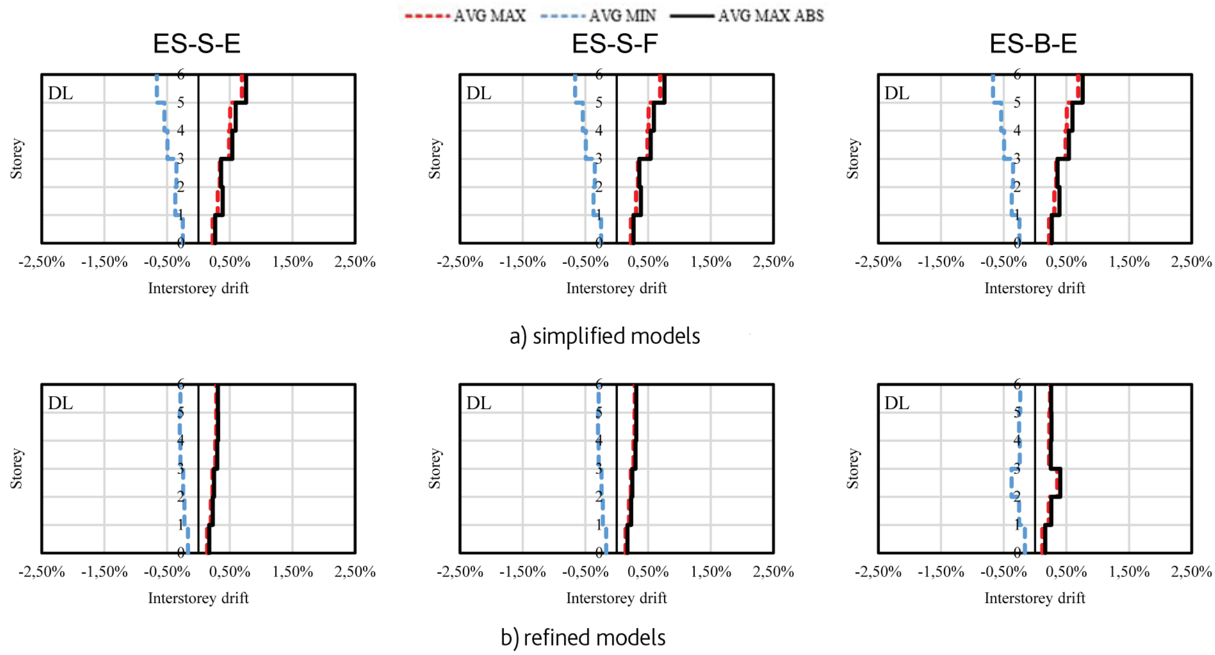


Figure 8 IDA – interstorey drift ratio at damage limitation limit state

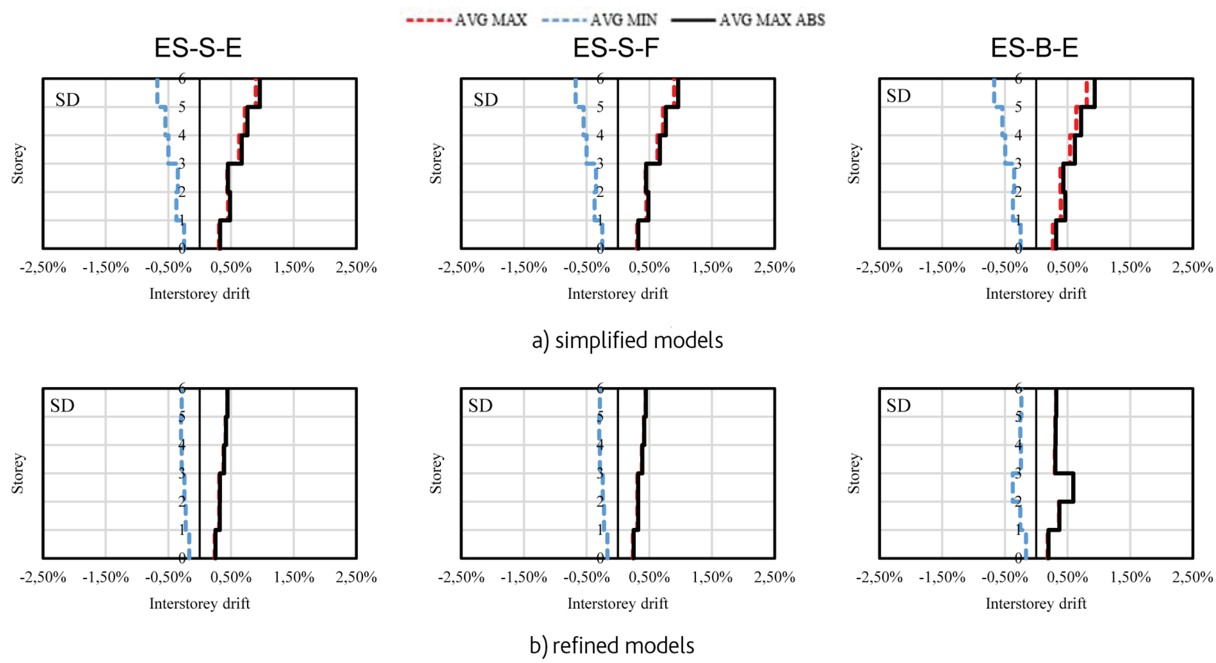
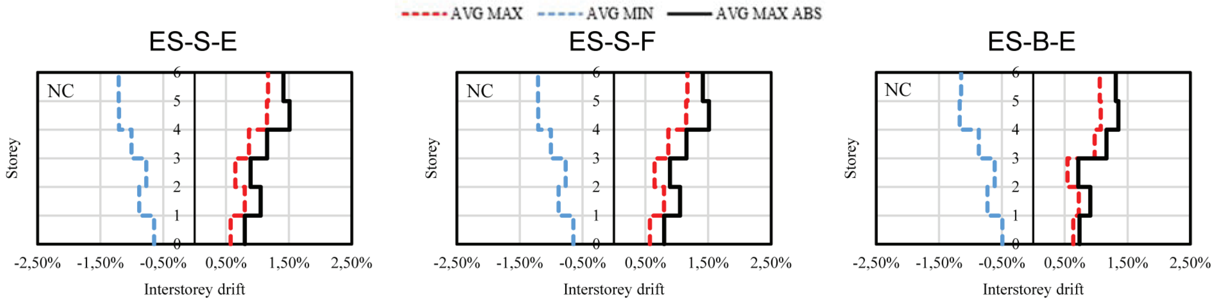
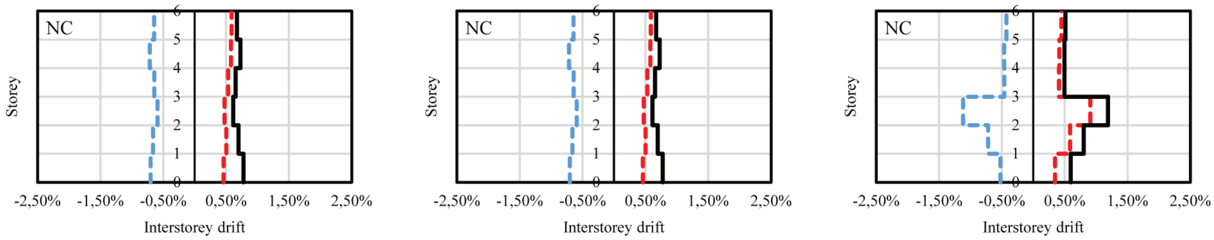


Figure 9 IDA – interstorey drift ratio at severe damage limit state



a) simplified models



b) refined models

Figure 10 IDA – interstorey drift ratio at near collapse limit state

- However convenient, the simplified modelling technique, where the use of links in parallel was employed disregarding the joint dimension, is prone to numerical instability. In the current study, multiple analyses termination at an early stage were observed compared to the refined approach.
- The IDA results show that the frames designed are adequately satisfying the Interstorey drift limits at times even in the SD and NC limit states. This proves that the framing typology's good performance.
- Comparing the performance of the frames with ES-B-E type joints (balanced web panel and equal strength) to the other two (strong web panels), it can be seen that higher interstorey drifts are registered for the former. In addition, the use of a refined model enabled for the capture of a potential soft storey mechanism in the ES-B-E frame.
- The IDA results also show that, due to the asymmetric placement of the pinned bay, results of the interstorey drift seem to be slightly different for drifts in either direction. However, the differences are not exaggerated.

5 Design considering the joints

Table 6 shows that the structure gained relative stiffness with the use of rigid panel zone elements in the model, and the fundamental period of vibration decreased whilst the total base shear increased. Evidently, the design forces for the bracings show some increment as compared to the ones obtained from the analysis that disregards the joint. In spite of the minor increase in the design forces, the brace sections designed disregarding the joints remain unchanged as they possess sufficient resistance to bear the new design actions.

Table 6 Comparison of period and base shears for the frames

	Disregarding the joints	Considering the joints' size, strength and stiffness		
	C/L	ES-B-E	ES-S-E	ES-S-F
1st period (s)	0.6226	0.5976	0.5721	0.5705
Base Shear (kN)	1507.6	1564.64	1608.5	1612.8

The design action effects for the brace intercepted beams depend on the axial resistance of the braces in tension and compression. Since the design with the refined model did not lead to changes in the brace section sizes, the design forces for the brace intercepted beam remained the same. For the MRF, except for minor increases in utilization ratio, the designed sections did not change in the frame either. In addition, the design made to fulfil the 25% resistance contribution of the moment resisting frame governed the design.

6 Conclusions

The assessment of the effect of modelling techniques on the global performance of dual concentrically braced steel frames designed with different connection typologies has been performed. The frames were analyzed and designed in two stages: firstly, disregarding the effect of the joints, and secondly accounting for the joint dimensions and behavior. The frames' performances were assessed using three extended stiffened end-plate connection typologies of varying connection strength and joint stiffness values. It was observed that the refined models resulted in relatively stiffer frames and increased total base shear. However, the minor increases in seismic input had negligible overall effect on the case study D-CBF. As the braced structure was the dominant lateral force resisting system, effects of changes in the stiffness of joints the structural behaviour were not significant. Pushover analyses proved the framing's good seismic performance with the MRF acting as a reserve system compounding structural redundancy. The incremental dynamic analyses showed that the frames adequately satisfy the interstorey drift limits given in Eurocode 8. Furthermore, the refined modelling technique is recommended as it posed advantages such as identifying potential soft storey formation which were not observed with the simplified model.

Acknowledgements

The authors acknowledge financial support from Research Fund for Coal and Steel (RFCS-754048/2017). This research was also financed by FEDER through COMPETE and by national funds through FCT within the scope of POCI-01-0145-FEDER-007633 and through the Regional Operational Programme CENTRO2020 within the scope of CENTRO-01-0145-FEDER-000006.

References

[1] ECCS – TC 13 Seismic Design, *ECCS Manual 76 - Design of Steel Structures in Seismic Zones*. Brussels, Belgium, 1994.

[2] European Committee for Standardization (CEN), – "Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-8: Design of joints, Incorporating Corrigenda Nos. 1 and 2", 2005.

[3] Landolfo, R. *et al.* – "EQUALJOINTS+: Volume with pre-normative design recommendations for seismically qualified steel joints", 2018.

[4] Krawinkler, H.; SAC, "FEMA 355c: The state-of-the-art report on system performance of moment resisting steel frames subjected to earthquake ground shaking", Washington, D.C., 2000.

[5] Charney, F.A.; Downs, W.M. – "Modeling Procedures for Panel Zone Deformations in Moment Resisting Frames", *Connect. steel Struct. V. ESSC/AISC Work. Amsterdam, June 3-4*., no. 3, pp. 121-130, 2004.

[6] Landolfo, R.; D'Aniello, M.; Augusto, H. – "EQUALJOINTS: European Pre-Qualified Steel Joints – Final Report", European Commission, Brussels, Belgium, 2017.

[7] Computers and Structures Inc. – "SAP2000", SAP2000. 2018.

[8] European Committee for Standardization (CEN) – "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", Brussels, 2006.

[9] European Committee for Standardization (CEN) – "Eurocode 3: Part 1-1: General rules and rules for buildings", 2002.

[10] American Institute of Steel Construction – *ANSI/AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, no. 1. 2016.

[11] Andre Tenchini, R.L.; Rebelo, C.; Luis Simöes, S.; D'Aniello, M. – "Seismic Performance of Dual Steel Concentric Braced Frames In Simple And Dual Configuration", in *Application of High Strength Steels in Seismic Resistant Structures*, 2013, pp. 31-40.

[12] Dubina, D.; Stratan, A.; Vulcu, C.; Ciutina, A. – *High strength steel in seismic resistant building frames - HSS SERF*, vol. 7, no. 3. 2014.

[13] European Committee for Standardization (CEN) – "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings". European Committee for Standardization, Bruxelles, Brussels, 2004.

[14] Landolfo, R.; Mazzolani, F.; Dubina, D.; Simões da Silva, L.; D'Aniello, M. – *Design of Steel Structures for Buildings in Seismic Areas: Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Action and Rules for Buildings*, 1st ed. Brussels, Belgium: ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, 2017.

[15] Seismosoft – "SeismoStruct 2018 – A computer program for static and dynamic nonlinear analyses of framed structures". 2018.

[16] D'Aniello, M.; La Manna Ambrosino, G.; Portioli, F.; Landolfo, R. – "Modelling aspects of the seismic response of steel concentric braced frames", *Steel Compos. Struct.*, vol. 15, no. 5, pp. 539-566, 2013.

[17] Chisari, C.; Francavilla, A.B.; Latour, M.; Piluso, V.; Rizzano, G.; Amadio, C. – "Critical issues in parameter calibration of cyclic models for steel members", *Eng. Struct.*, vol. 132, 2017.

a

Using sensitivity analyses to evaluate behaviour factor for mixed masonry-RC buildings in Lisbon

Fator de comportamento de edifícios mistos alvenaria-BA em Lisboa – recurso a análises de sensibilidade

Jelena Milosevic Ilic
Rita Bento
Serena Cattari

Abstract

The reliable estimation of the behaviour factor is still nowadays a relevant issue, since linear analysis is certainly one of the most used procedure for the seismic design or assessment of structures in the engineering offices. Even that a range of values for structural behaviour factor for different construction system is provided in the document of the code, detailed values for each typology should be defined regarding the characteristic of masonry structures. Therefore, in this work, the behaviour factor is evaluated for mixed masonry-reinforced concrete ("Placa") buildings in Lisbon. The behaviour factor is estimated by nonlinear static sensitivity analyses. Within sensitivity analyses, aleatory (in terms of mechanical parameters) and epistemic (in terms of structural and construction characteristics) uncertainties are considered. Considered uncertainties are important, due to the wide variety of material and construction details for masonry and mixed masonry-reinforced concrete buildings. The main results of the performed study are presented in this paper.

Resumo

Atualmente, a estimativa cuidada do fator de comportamento é ainda um assunto relevante, uma vez que as análises lineares são um dos procedimentos mais utilizados nos gabinetes de engenharia civil para o dimensionamento e a avaliação sísmica de estruturas. Apesar de uma gama de valores dos coeficientes de comportamento estrutural para diferentes sistemas de construção ser fornecida nos Eurocódigos, estes também deveriam ser definidos de forma detalhada para cada tipologia atendendo às características das estruturas de alvenaria. Deste modo, neste estudo, o fator de comportamento é avaliado para estruturas mistas de alvenaria-betão armado existentes na cidade de Lisboa. Este fator é definido com base nos resultados obtidos de análises estáticas não lineares sob a forma de análises de sensibilidade. Dentro das análises de sensibilidade consideraram--se incertezas aleatórias (relativamente aos parâmetros mecânicos) e epistémicas (relativamente às características estruturais e construtivas). Estas incertezas são importantes, devido à grande variedade do material e dos detalhes construtivos utilizados nos edifícios de alvenaria e nos edifícios mistos de alvenaria-betão armado. Os resultados mais relevantes deste estudo encontram-se apresentados neste artigo.

Keywords: Mixed masonry-RC buildings / Sensitivity nonlinear static analyses / / Behaviour factor

Palavras-chave: Edifícios mistos alvenaria-BA / Análises de sensibilidade estáticas não lineares / Fator de comportamento

Jelena Milosevic Ilic

PhD degree
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisbon, Portugal
jelena.milosevic@tecnico.ulisboa.pt

Rita Bento

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

Serena Cattari

Assistant Professor
Department of Civil, Chemical and Environmental Engineering (DICCA), University of Genoa
Genoa, Italy
serena.cattari@unige.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.

ILIC, J. M. [*et al.*] – Using sensitivity analyses to evaluate behaviour factor for mixed masonry-RC buildings in Lisbon. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 83-96.

1 Introduction

Old masonry and mixed masonry-reinforced concrete (RC) buildings in Lisbon are one of the most vulnerable building types, since they were built considering only simple rules of construction, without reference to any particular seismic code. Since these buildings represent an important part of the building stock and still serve for housing and services, lately higher effort has been placed on engineering developments to understand better their seismic behaviour and to provide strengthening solutions to preserve these buildings, but also to protect the people.

To assess the behaviour of masonry buildings, different analysis methods have been progressively developed. The seismic assessment of the masonry or mixed masonry-RC structures can be obtained by performing static or dynamic analysis with linear or nonlinear behaviour. The adoption of linear methods for seismic analysis is considered mainly as a conventional approach and the most used and familiar among practicing engineers; thus, particular care should be taken on the definition of the behaviour factor (q-factor approach) and overstrength ratio (OSR) [1]. Due to the absence of specific q-factors for different masonry typologies, it is recommended that the assessment of the behaviour factor of a specific class should always be careful evaluated.

In the European context, static and dynamic experimental tests for the evaluation of the behaviour factors for different types of masonry buildings have been carried out by different authors (e.g. [2, 3, 4, 5, 6, 7]. Da Porto et al. [8] define the value of behaviour factor by using the cyclic lateral resistance test of walls. Moreover, the probabilistic approach [9] have been derived the behaviour factor for reinforced concrete structures. However, any of these structures correspond completely to the structures under investigation.

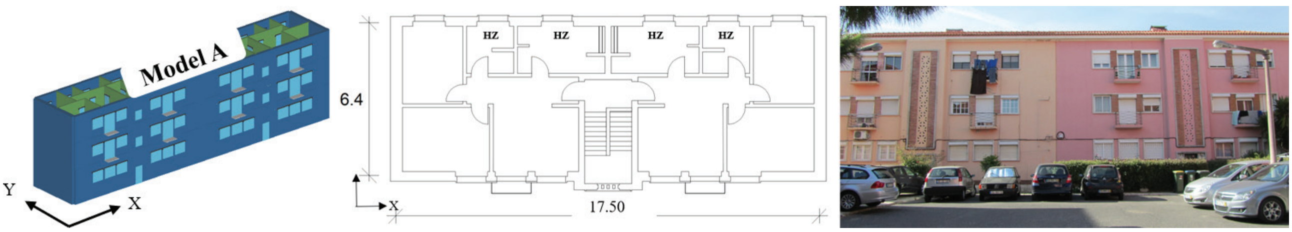
In this study, in order to enhance the existing information regarding the possible ranges of values of structural behaviour factor (q) and overstrength ratio, the seismic behaviour of mixed masonry-RC structures located in Lisbon with different structural configurations and masonry materials has been investigated. Then, behaviour factor and overstrength ratio are defined based on the nonlinear static sensitivity analysis, following the different methods proposed in EC8 [10] and in the related research (e.g. [11], [12]). For the sensitivity analysis, both types of uncertainties are considered, epistemic and aleatory in order to account, as much as possible, to different material and structural elements. On this way, more correct value of behaviour factor is assessed. After obtaining the values of the q-factor for each direction (X and Y), for two load patterns (uniform and triangular) and for all considered models, values are compiled and the final ones for the q-factor for the typology under study are proposed. The main results of performed study are presented and discussed in this paper. It should be mentioned that for the seismic evaluation of these buildings, all the steps of an interdisciplinary approach have been followed [13, 14].

2 Case studies and definition of uncertainties

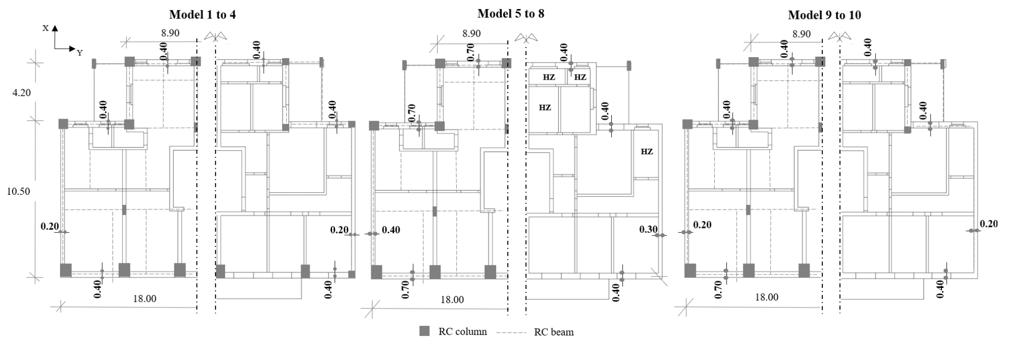
Mixed structure of masonry and RC exist all over the city of Lisbon, although they are predominant in streets or areas urbanized during the 30s and 40s. The detailed structural characterization as well as the data need for the study of the structural seismic behaviour of these buildings, are available in [14, 15, 16]. In this section, only the main data regarding the case studies (three different ones, "rectangular", "Rabo de Bacalhau" and "corner" type building) and uncertainties definition are provided.

2.1 First case study and considered uncertainties

The first case study (herein refer as well as first building class) corresponds to the buildings which are quite standardized in terms of material, geometry, number of floors and structural details [16, 14]. Namely, the high percentage of these buildings consists of rectangular shape in plan, three floors with constant storey height, with two flats per floor and residential area in the ground floor. Façade walls thickness is 0.5 m on the ground floor, while they are thinner at the upper levels (walls thickness on the last floor is 0.4 m); side walls are with the thickness of 0.5 m without openings, constant in height. Rubble stone masonry and hydraulic mortar characterize the exterior walls, whereas the interior walls were built mainly with hollow bricks and cement mortar. The part on the façades below the window was constructed with hollow brick with 0.15 m thickness. RC elements are placed on the external walls, which are strengthened (belted) on all floors by RC beams at the height of the window lintels with the thickness of the wall and 0.2 m in height; small RC lintels were found of each doorway. There are two types of floor



(a) 3D Model (left); plan (middle) and main façade (right)



(b) Position of the RC elements and thickness of the walls of ground and top floor (left and right of each plan) for Models 1 to 4 (left), 5 to 8 (middle) and 9 and 10 (right)

(c) 3D Model (left); plan (middle) and main façades (right)

Figure 1 Case studies: (a) "rectangular"; (b) "Rabo de Bacalhau"; (c) "corner" (dimensions in [m]) construction used in these buildings: timber floors in the rooms and concrete floors in the services areas (denoted as HZ in Figure 1(a)). Figure 1(a) illustrates the representative structures with rectangular shape in plan, where the block of two prototype buildings is chosen with the aim to consider the effect of adjacent buildings. These structures are characterized mainly with the shared side wall.

Regarding the uncertainties, two types are considered: aleatory (related to the mechanical parameters) and epistemic (related to the structural details). In terms of aleatory uncertainties, eleven variables are considered for the sensitivity analyses (2N+1, N is the number of variables or group of variables) – see details in Annex A. These variables include mechanical properties in terms of Young and shear modulus and compressive strength of rubble stone and hollow brick masonry (aleatory uncertainties X1 and X3, respectively) and shear strength of rubble stone and hollow brick masonry (X2 and X4), then the parameters which control the drift and strength decay of piers and spandrels, respectively (X5 and X6), the parameters which control the degradation for the initial elastic stiffness (X7), the parameters related to the stiffness of the timber and RC floor, respectively (X8 and X9), the parameters which control the connection between external walls (X10) and the parameters which control the different thickness of the RC slab (X11). To each variable, it is defined a plausible range of variation – a minimum, median and maximum value – used to the sensitivity analysis, where in total 23 models were defined (M1 to M23). The mechanical properties were defined based on the values from Italian standard (as initial parameters) and updated by using the Bayesian approach with the values obtained from experimental tests performed on the similar buildings. Detailed explanation about this procedure, and gravity and live loads considered in the model are presented in [14, 15].

One of the main vulnerabilities of this building's typology is the connection between exterior/exterior and exterior/interior walls and between walls and floors. Thus, epistemic uncertainties considered in this study are related to the connections between exterior/interior walls. Thus, two models were adopted: (i) model with bad connections between exterior/interior and intermediate connections between exterior/exterior walls (model A) and (ii) model with good connections between walls (model B). Connection between exterior/exterior walls and between walls and floors, were considered as aleatory uncertainties, i.e. X10 and X8/X9, respectively. As model A is considered the more representative and realistic, in this work only the q-factor for this model is provided (for model B, see [13]]. For information about modelling of connections refer to [15].

2.2 Second and third case studies and considered uncertainties

For the second ("Rabo de Bacalhau") and third ("corner") case studies (i.e. second and third building classes), the variety in terms of material, geometry and constructive details is higher than for the first case study, as clarified more in detail in the following. Specifically, from the constructive point of view, the main variations inside the "Rabo de Bacalhau" (marked as B1 in Figure 1(c, left) and "corner" (marked as B2 in Figure 1(c, left)) types can be summarized:

- Ground floor occupation: (a) commercial or (b) residential;
- Side walls solution: (a) shared or (b) not shared between adjacent buildings;
- Façade walls materials: (a) solid brick; (b) hollow brick and (c) rubble stone masonry. Independently of the type of material, cement mortar was used;
- Side walls material: (a) solid brick; (b) hollow brick; (c) rubble stone masonry; (d) cement block and (e) RC wall. For all materials, cement mortar was used;
- Floors type: (a) only RC slabs; (b) combination of RC slabs (denoted as HZ in Figure 1) and timber floors;
- Position of RC columns and beams: (a) all over the height of the structure on both façades (Figure 1(b, left)); (b) only in the ground floor as external frame (Figure 1(b, middle)) or (c) only on the back façade (Figure 1(b, right)); (d) some internal RC elements are placed only in the ground floor.

Based on the Building Regulation from 1930 [17], for interior walls, the hollow brick was used on the last two floors and solid bricks on the lower floors of the building. The thickness of such walls varies between 0.25 m and 0.15 m.

Based on all these variations, in total 10 possible models for each building type (B1 and B2, considered as case studies) are defined and presented in the logic-tree (Figure 2). Correspondingly, Figure 1(b) exemplify the position of RC elements, as well as the thicknesses of the walls for defined building models for ground and top floor [17]. Despite, these data are presented only for B1, the same thicknesses and position of RC elements correspond to the B2. In this study, only buildings with the ground floor for shops/commercial area were examined, due to the higher vulnerability when compared with buildings with residential ground floors.

As for rectangular buildings, connections between exterior/interior and exterior/exterior walls for the "Rabo de Bacalhau" and "corner" buildings were considered as bad and intermediate, respectively. It should be mentioned that for the models defined in the logic tree (Figure 2), i.e. "Rabo de Bacalhau" and "corner" buildings, aleatory uncertainties (described by random variables, see Section 2.1) were not considered and all models were run considering only median values for the mechanical parameters.

It is worth noting that in order to explicitly model the interaction effect among buildings, the whole aggregate, which consists of four buildings, is modelled (Figure 1(c)). Afterwards, with the aim of defining the behaviour of the building by taking into account adjacent buildings, only the results for two buildings (B1 and B2) are considered.

3 Analysis of the global behaviour

3.1 Modelling approach

Nonlinear static analyses are performed to assess the global behaviour of the structures. Pushover analyses were performed by considering each main direction (parallel and perpendicular to the façades) including positive and negative orientation.

As recommended in EC8 [10], NTC [18] and [19], two load patterns

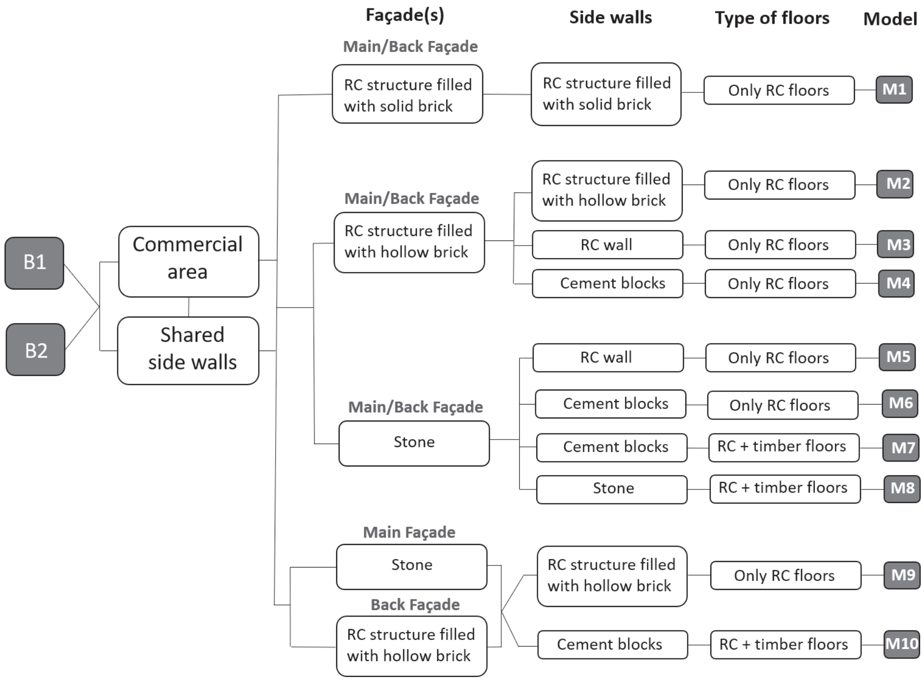


Figure 2 Logic-tree

(uniform, proportional to the mass, and triangular, proportional to the product between mass and height) are adopted. For the examined case studies, only the global seismic response is analysed, while the local flexural behaviour of floors and the out-of-plane walls' response are not explicitly computed due to the presence of RC ring beams which reduce the vulnerability to the out-of-plane failure modes of masonry walls.

To the aim to define the behaviour of the structure, three-dimensional models of the block of two and four buildings, for "rectangular" and "Rabo de Bacalhau"/"corner" shape in plan respectively, are defined in 3Muri [20] (used to generate the equivalent frame idealization of walls) and Tremuri [21], to perform the nonlinear analyses. The response of masonry panels (piers and spandrels) is described through nonlinear beams characterized by piecewise force-deformation constitutive law [22]. For detailed explanation of modelling and adopted criteria for strength refer to [15, 16].

It should be mentioned that results are presented only for the most representative case in terms of load pattern, as concluded in [15, 16]: (i) for the first building class, the triangular for the X direction (along the façades) and the uniform for Y direction (direction of side walls); (ii) for the second and third building classes, uniform is considered as more appropriate for both directions.

3.2 Definition of damage limit states and intensity measure

The definition of the Damage Levels (DLs) from the results of nonlinear static (pushover) analyses is a critical issue that is tackled in a different way in literature and codes.

In the presented study, four damage limit states (DLi, i = 1…4) are defined on the pushover curves according to the criteria proposed in [22] by correlating the behaviour of the structure at three scales (element, macroelement and global). It may be mentioned that reference is made to the attainment of damage levels 2, 3, and 4 assumed to correspond to damage levels defined in the part 3 of Eurocode 8 [23]. According to the multiscale approach, the DLi is defined by the minimum displacement threshold obtained from the verification of conventional limits at the three scales.

Among the possible choices for Intensity measure (IM_{DL}), Peak Ground Acceleration (PGA_{DL}) was selected that produces the attainment of specified damage states (DL_S).

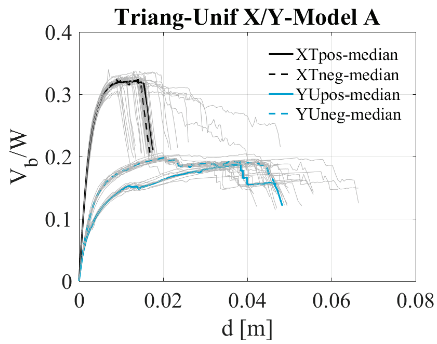
The Capacity Spectrum Method with overdamped spectrum is adopted to define the PGA. Detailed explanation about the definition of PGA is presented in [15, 16]. To calculate PGA_{DL}, the type of seismic action, type 1 (far-field, [24]) with PGA equal to 1.5 m/s^2 was adopted, since it corresponds to the more demanding in comparison with earthquake type 2 (near-field, [24]), as it was confirmed in [15, 16]. As concern the type of soil, types B (S = 1.29) and C (S = 1.5) are adopted, representing the types of soils for area of study.

3.3 Pushover curves

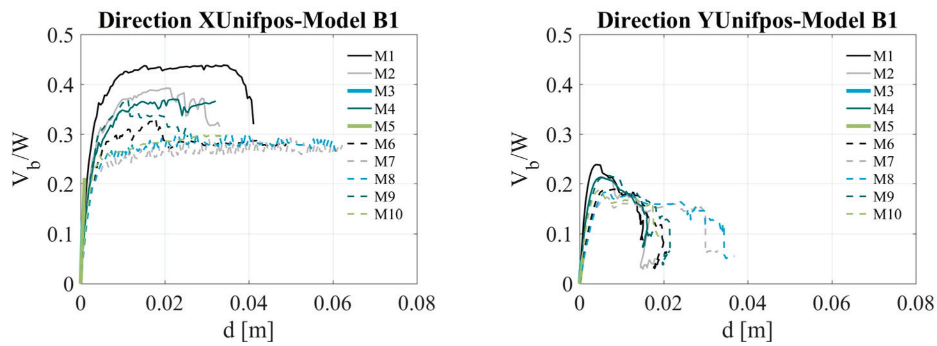
In this section, only the main results and conclusions are presented. For more detailed explanations refer to [16]. The resulting difference in terms of pushover curves between the adopted models for considered case studies, is plotted in Figure 3, considering directions X and Y and appropriate load patterns. Pushover curves are presented as the ratio between the base shear force (V_b) and the weight of the model (W), as a function of the average displacement of the roof weighted by the seismic modal mass of all nodes (d).

As mentioned, regarding the first building class, the values of mechanical parameters are varied between min-median-max values. In order to observe the variability of the behaviour of the structure, considering different values of mechanical parameters, next to the pushover curve obtained with median values of mechanical parameters (black and blue for X and Y direction, respectively), pushover curves obtained for all models (represented in grey colour) considered in the sensitivity analysis are also presented (Figure 3(a)). It is possible to observe that both, stiffness and base shear capacity, are higher in case of the X direction, whereas the higher ductility is obtained for Y direction due to the flexural behaviour (damage) of the walls in such direction. The comparison of the pushover curves obtained for the X direction (positive and negative) shows that the median curve is not so different in the two cases, since the building is quite symmetric in this direction, while in Y direction, the capacity slightly differs in terms of initial stiffness and maximum strength.

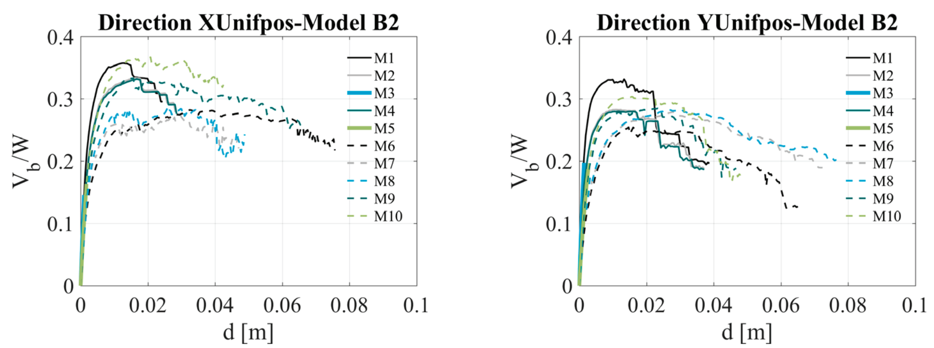
In general, for the second and third building classes (Figure 3(b)(c)), comparing the behaviour between the models defined above, it is concluded that M6, M7 and M8 are characterized with the lowest stiffness and strength, whereas the highest strength and stiffness are found in case of M1, M2 and M4 due to the material used for their exterior walls. For example, observing the second building class, Model M1 has respectively 3.4- and 1.6-times higher stiffness and strength in case of the Y direction in comparison to the M7. Comparing M1 and M9, around 1.2 times higher strength is obtained in case of M1 for both directions, while 1.2- and 1.9 times higher stiffness for X and Y direction, respectively.



(a) First building class



(b) Second building class



(c) Third building class

Figure 3 Pushover curves for considered case studies

Concerning the second building class, it is clearly noticed that the response in the X direction is characterized by higher strength and initial stiffness for all models due to the presence of side blind walls in this direction.

4 Structural behaviour factor

In general, the definition of factor q corresponds to the one semi-empirical value for a large group of structures, which does not always represent the real structural response. Thus, behaviour factor should be evaluated for a specific class and a particular structural building type. In the following the method used to evaluate behaviour factor in this study is explained briefly.

4.1 Procedures to define the behaviour factor

Based on the definition in Figure 4, where the resistance curve of an actual structure (pushover curve), idealized with ideal elastic-ideal plastic relationship, is compared to the response of equivalent ideal elastic one with the same initial stiffness characteristics, the behaviour factor is defined as:

$$q = \frac{V_{el,max}}{V_y} = q_0 \tag{1}$$

where V_y corresponds to the strength of idealised bilinear system equivalent to the 'true' nonlinear behaviour and $V_{el,max}$ is the expected elastic strength capacity. The actual resistance (pushover) curve is idealized by mean of a bilinear approximation based on equal energy criterion. An equivalent initial stiffness is defined following the procedure in the NTC [18], as the secant stiffness in the first point of the seismic resistance curve attaining 70% ($V_{y,70\%}$) and 60% ($V_{y,60\%}$) of the maximum lateral strength. By adopting these two percentage (70% and 60%), it is observed how q-factor is influenced by the definition of V_y. The ultimate displacement (d_u) has been identified in correspondence with the value of DL4 defined by multilinear constitutive law. In this study this criterion refers to the first criterion.

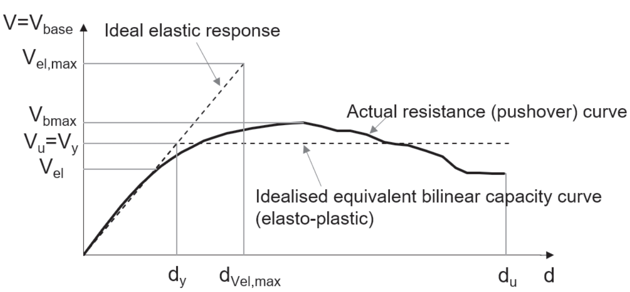


Figure 4 Parameters for the definition of the behaviour factor q

Since the elastic analysis methods do not take into consideration the redistribution of seismic loads after yielding of individual structural elements, the "ultimate" state of the structure, which corresponds to the attainment of the strength capacity in at least one structural element, is only approximation of the actual maximum resistance [25]. In fact, this state does not correspond to the ultimate strength of the system. The ultimate strength capacity (V_{max} or V_y) is reached at values higher than the base shear at which the element would reach its strength capacity according to linear elastic analysis (V_{el}) [25]. This is due to the limited (but existing) deformation capacity in the nonlinear regime, which is sufficient to allow the system to withstand increased seismic load. In this case, the reserve strength (overstrength), expressed in terms of overstrength ratio (OSR), results into increased value of behaviour factor. A correct definition of behaviour factor q would be:

$$q = \frac{V_{el,max}}{V_{el}} = \frac{V_{el,max}}{V_y}\frac{V_y}{V_{el}} = q_0\ OSR \tag{2}$$

Moreover, the q-factor can be also defined as the ratio between the ground acceleration leading the structure to its ultimate limit state and the ground acceleration leading to the elastic limit (Criterion 2). Herein, the acceleration which corresponds to the ultimate limit state is related to the value of DL4 ($a_{g,DL4}$), whereas the value of DL2 is considered as the acceleration to the elastic limit ($a_{g,DL2}$). The q-factor (q_{ag}) would be as in Equation 3:

$$q_{ag} = \frac{a_{g.DL4}}{a_{g.DL2}} \tag{3}$$

It is worth noting that DL1 could also be considered for the definition of the elastic limit of the acceleration; indeed, it is more similar with the concept of the first element that attains the nonlinear behaviour. In this study, DL2 was adopted as will lead to q-factor values on the safe side. For discussion about this issue refer to [13].

It should be noted that other approaches suggested for example by [2 and 26] are also appropriate for calculating the structural behaviour factor, but they are not examined in the present paper.

4.2 Evaluation of the behaviour factor for mixed masonry-RC buildings

In EC8-1, the ranges of values proposed for structural behaviour factor q, for unreinforced masonry, is between 1.5 and 2.5. Besides, the values for the structural behaviour factor were obtained also by other authors [7, 26] satisfying the range proposed by EC8-1 [10].

Even the use of values at the lower limits of proposal is recommended, the National Annexes may specify the values to be used in individual countries. Using advantage of the nonlinear static sensitivity analysis performed for the typology under study, an attempt has been made to propose the values for mixed masonry-RC buildings. The values of q-factors are defined from the pushover curves considering different sources of uncertainties (explained in Section 2) that influence the global seismic behaviour.

Figures 5 to 7 exemplify the values of behaviour factor for three building classes which belongs to the mixed masonry-RC buildings typology. It should be mentioned that q-factor was calculated for all models defined for each building class (see Section 2); however, herein only minimum and maximum values, as well as standard deviation are presented. Values of q-factor are presented only for the most representative cases in terms of load pattern, as previously defined.

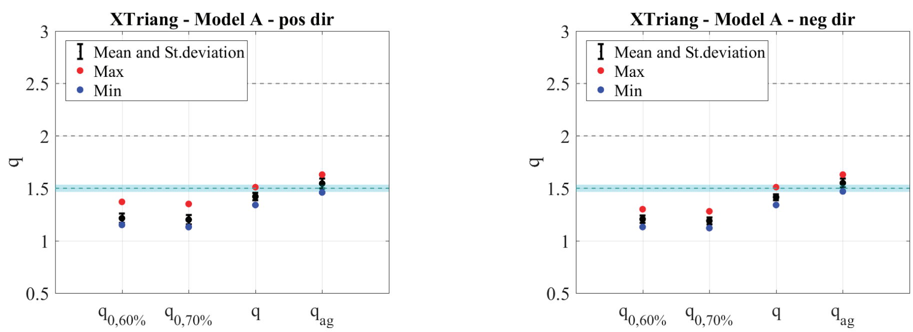
The obtained results in terms of q-factor, for three different classes of buildings indicate that different geometrical configurations ("rectangular", "Rabo de Bacalhau" and "corner" shape in plan), different masonry materials and structural system between these classes, influence (but not significantly in this case) the values of such factor. Explicitly, in the case of the third building class, the values are smaller than in the case of the first and second building class, particularly in the case of the Y direction (direction defined in Figure 1 (c, left)). However, if the values of the q-factor are evaluated with second criterion, the differences in factor q, evaluated for three building classes, are not significant. In terms of standard deviation, it can be seen that higher standard deviation is attained for the second and third building class, than for the first one. Actually, this was expected since, in case of the second and third building classes, adopted and analysed models (Figure 2) differentiate in terms of structural configuration, material and geometry for exterior walls, type of floors and position of the RC elements. On the other side, the first building class is more uniform and standardized, as defined above.

In general terms, the evaluation of the values of behaviour factor q on the basis of the ratio between accelerations (second criterion) resulted into smaller values than the evaluation on the basis of correlation of theoretical elastic and observed base shear responses (first criterion). This occurs particularly in Y direction for the first and second building class. This difference is due to the fact that in the first criterion the q-factor is calculated with the elastic force $V_{el,max}$ (defined for an elastic stiffness), while the values of the q-factor for the second criterion correspond to the stage of the buildings DL4 where the structural elements (side or façade walls) which mainly contributed for the global building's behaviour, in the Y direction, are damaged. Moreover, for the examined typology, the difference between the values calculated with $V_{y,60\%}$ and $V_{y,70\%}$ is irrelevant (Figures 5 to 7).

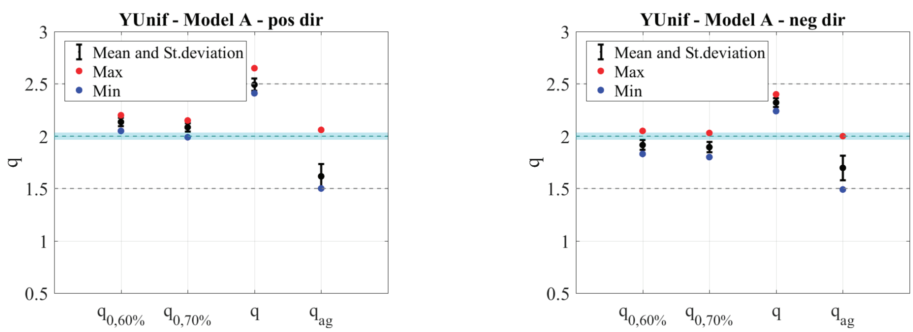
Regarding the first building class, the values of the standard deviation of the behaviour factor are greater in Y than in X direction, particularly in case of the second criterion. This is related to the different behaviour of the models analysed in the current study varying the mechanical parameters as abovementioned. In fact, the higher dispersion in terms of capacity was also obtained for Y direction [14].

Moreover, despite the differences observed in the behaviour between models considered as representative for the second and third building classes, i.e. M1 to M10 (see Figure 3), the range of values for behaviour factor is not significant. In fact, the maximum standard deviations of 0.25 and 0.17 are observed for second and third building class, respectively.

Lastly, the values proposed for behaviour factor for these building classes are: (i) for first building class the q-factor is equal to 1.5 in the direction of the façades and equal to 2 in case of the side walls; (ii) for the second building class, in the direction of the façades



(a) X direction



(b) Y direction

Figure 5 Mean, maximum and minimum values and standard deviation of the behaviour factor for first building class.Note: doted lines represent the values proposed by NTC; blue line represents the adopted value for q factor

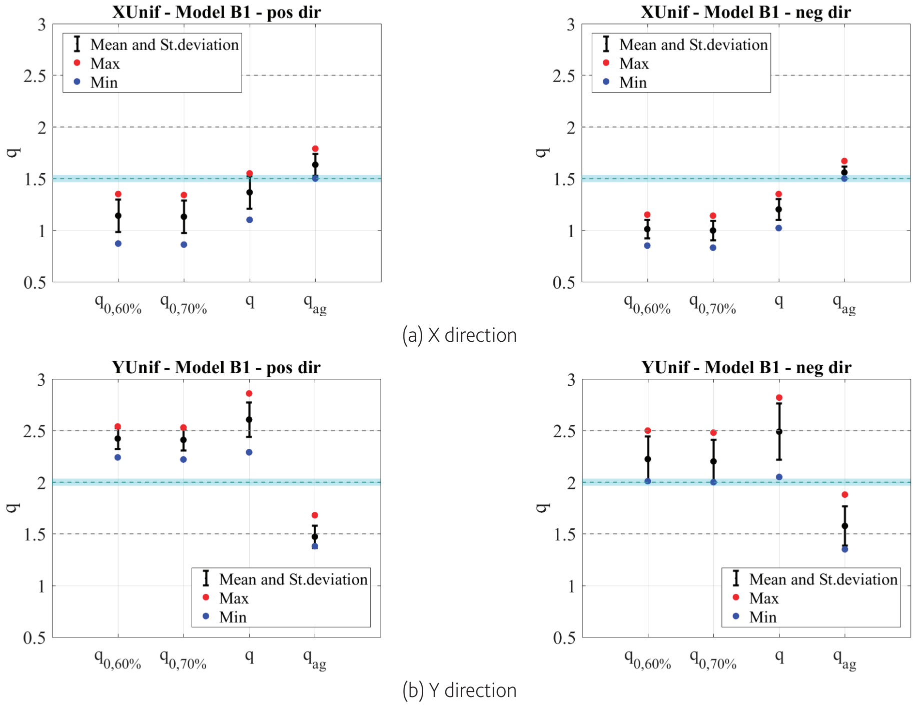


Figure 6 Mean, maximum and minimum values and standard deviation of the behaviour factor for second building class. Note: doted lines represent the values proposed by NTC; blue line represents the adopted value for q factor

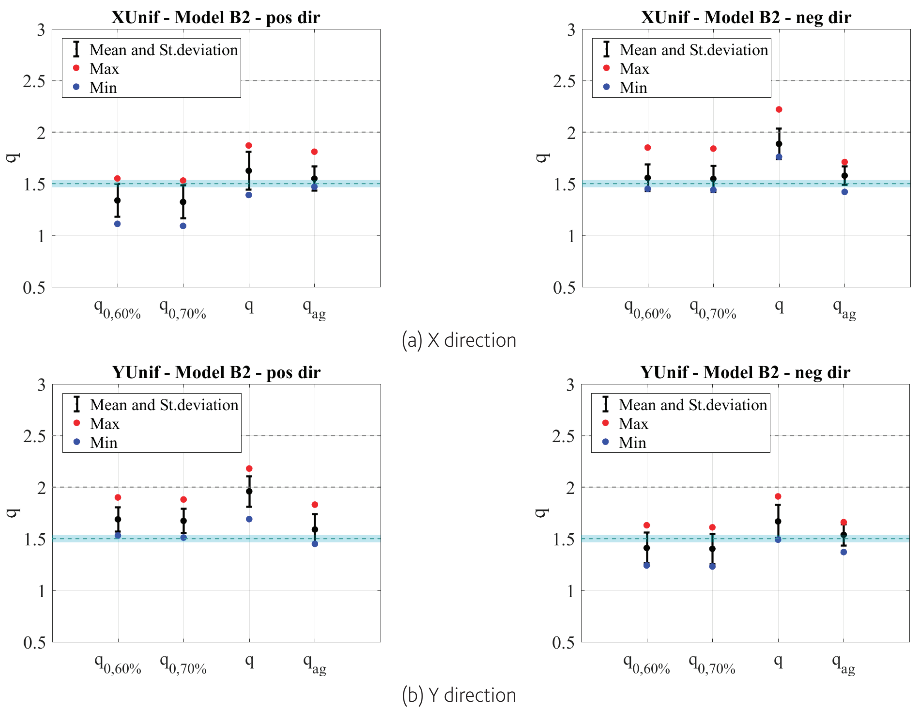
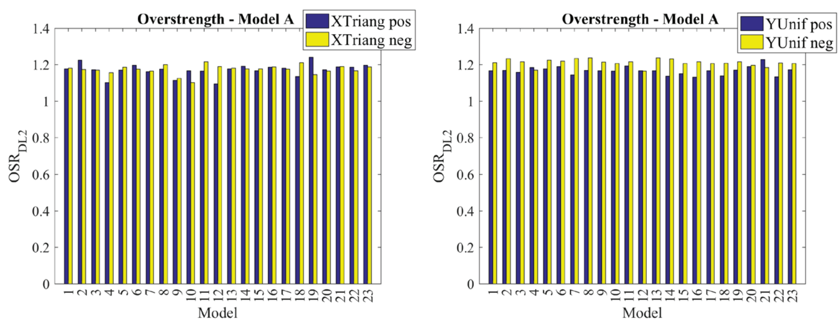


Figure 7 Mean, maximum and minimum values and standard deviation of the behaviour factor for third building class. Note: doted lines represent the values proposed by NTC; blue line represents the adopted value for q factor

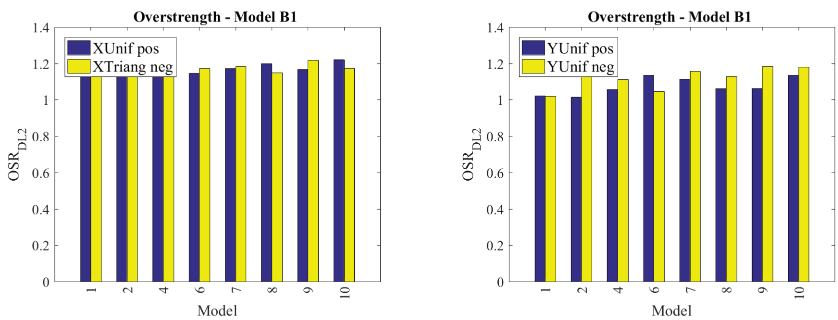
q-factor is equal to 2, while in the direction of the side walls q-factor is equal to 1.5; (iii) in case of the third building class the q-factor is equal to 1.5 in both directions.

Regarding the OSR, which depends on a series of factors varying from the structural configuration and associated redundancy to modelling assumptions [28], the current state of the art presents the different approaches for its evaluation. Namely, in [29, 30, 11], the OSR was evaluated numerically by nonlinear static analyses from nonlinear capacity curves, for several low-rise reinforced and unreinforced masonry buildings. Additionally, experimental evaluation of OSR have been also reported in the literature [5, 6, 7, 11, 25]. In this study, the availability of sufficiently reliable models for the nonlinear static sensitivity analyses of the most representative case studies allows to evaluate the OSR. Results are presented for first building class by considering all aleatory uncertainties (M1 to M23) and for all models defined by logic-tree in case of the second and third building classes (M1 to M10).

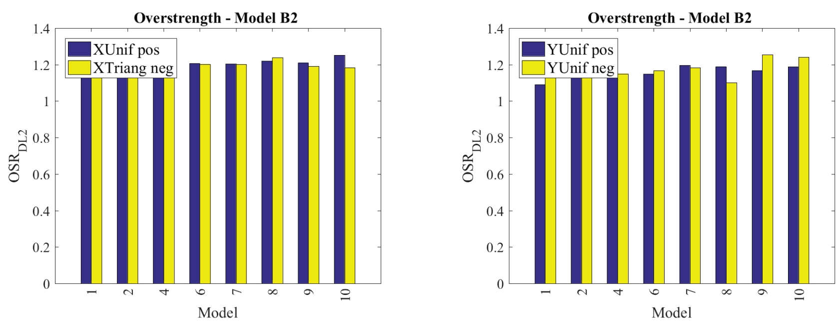
Figure 8 shows that based on analyses of three group of buildings which belong to the mixed masonry-RC structures, the values of overstrength factor is around of 1.2. As reported in [28], the unreinforced masonry structures are usually characterized by higher values of OSR. For example, it was reported that after twenty building configurations, the obtained range of OSR is wide, i.e. between 1.2 and 3.8. However, the structures under study are mixed masonry-RC buildings and all reinforced elements are characterized for weak concrete and very low ratios of vertical and transversal steel reinforcement which can decrease, in average, the typical values of OSR in unreinforced masonry buildings. Moreover, it can be noticed that different geometrical characteristics (shape of plan, different thickness of the walls) and variation of mechanical parameters of the materials do not affect the value of OSR in this typology. Thus, based on the obtained results, it is recommended to adopt an OSR = 1.2 for the mixed masonry-RC typology studied. Further research should be performed to consider the structures with different number of levels.



(a) First building class



(b) Second building class



(c) Third building class

Figure 8 Overstrength ratio for three building classes

5 Conclusions

Despite the significant progress in nonlinear methods of analyses of old building structures in the last decades, there is still considerable resistance to use nonlinear procedures in practical engineering offices. Thus, it would be important to define values for the behaviour factor (q) for each specific typology. Therefore, the main aim of this work is to contribute to the technical community and to attain a better insight on the value for behaviour factor for mixed masonry-RC buildings in Lisbon.

The results of nonlinear static sensitivity analyses have been used for the evaluation of values of structural behaviour factor (q factor) for these structures. Three building classes, represented by "rectangular", "Rabo de Bacalhau" and "corner" shape in plan have been analysed, representing the most characteristic structures for this typology. The seismic behaviour of the buildings was evaluated by considering the aleatory and epistemic uncertainties. Then behaviour factor was defined by using two different criterions. Based on the obtained results, the value of behaviour factor was recommended for each building class and presented in the following:

- for first building class, the q-factor is equal to 1.5 in the direction of the façades and equal to 2 in case of the side walls;
- for the second building class, in the direction of the façades q-factor is equal to 2, while in the direction of the side walls q-factor is equal to 1.5;
- in case of the third building class the q-factor is equal to 1.5 in both directions.

As can be observed, the analysis of numerical results shows that the obtained values of structural behaviour factor are in the range with the values for unreinforced buildings proposed by EC8.

Moreover, as already mentioned, the definition of the behaviour factor must consider the overstrength ratio. Thus, this factor was also evaluated following the procedure based on nonlinear static sensitivity analyses and obtained value is equal to 1.2 for all building classes. Although this value is smaller than what was expected for masonry structures, the values of behaviour factor (q) are of the same order of magnitude as values proposed by codes and current state of the art.

Acknowledgements

This work was supported by the Portuguese Foundation for Science and Technology (FCT) [grant number SFRH/BD/102713/2014].

References

[1] Magenes *et al.* – "In-plane cyclic shear tests of undressed double leaf stone masonry panels". *14tth European Conference of Earthquake Engineering*, 2010.

[2] Tomaževic, M.; Weiss, P. – "Seismic behaviour of plain-and reinforced-masonry buildings", *Journal of Structural Engineering*, 1994, Vol. 120, Issue 2, p. 323–338, doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:2(323).

[3] Tomaževic, M. – "Earthquake-resistant design of masonry buildings", in *Series on Innovation in Structures and Construction*. World Scientific, Imperial College Press, London, Volume 1, 1999.

[4] Tomaževic, M. *et al.* – "Structural behaviour factor for masonry structures". 13th *World Conference on Earthquake Engineering*, 2004.

[5] Benedetti, D.; Castoldi, A. – "Dynamic and static experimental analysis of stone masonry buildings". *7th European Conference of Earthquake Engineering*, 1982.

[6] Benedetti, D. *et al.* – "Experimental evaluation of seismic provisions for stone masonry buildings". *8th World Conference on Earthquake Engineering*, 1984.

[7] Benedetti, D. *et al.* – "Shaking table tests on 24 simple masonry buildings". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics Journal*, Vol. 27, Issue 1, p. 67–90, 1998, doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199801)27:1<67::AID-EQE719>3.0.CO;2-K.

[8] Da Porto *et al.* – "Estimation of load reduction factors for clay masonry walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal*, Vol. 38, Issue 10, p. 1155-1174, 2009, doi:10.1002/eqe.887.

[9] Thomos, G.; Trezos, C. – "Behaviour factor of RC structures: a probabilistic approach" in *WIT Transactions on The Built Environment*, Vol. 81, 2005.

[10] CEN Eurocode 8 – *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. EN1998-1:2004, Comité Européen de Normalisation, Brussels, 2004.

[11] Magenes, G.; Menon, A. – "A review of the current status of seismic design and assessment of masonry buildings in Europe". *Journal of Structural Engineering*, SERC Madras, Vol. 35, Issue 6, p. 247-256, 2009.

[12] Senaldi *et al.* – "The effect of stiffened floor and roof diaphragms on the experimental seismic response of a full-scale unreinforced stone masonry building", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 18, Issue 3, p. 407-443, 2015, doi: 10.1080/13632469.2013.876946.

[13] Milosevic *et al.* – "Seismic behaviour of Lisbon mixed masonry-RC buildings with historical value: a contribution for the practical assessment", *Frontiers in Built Environment Journal*, p. 4:43, 2018, doi: 10.3389/fbuil.2018.00043.

[14] Milosevic *et al.* – "Sensitivity analyses of seismic performance of ancient mixed masonry-RC buildings in Lisbon". *Journal of Masonry Research and Innovation*, Vol.3, Issue 2, p.108–154, 2018, doi: 10.1504/IJMRI.2018.092459.

[15] Milosevic *et al.* – "Definition of fragility curves through nonlinear static analyses: procedure and application to a mixed masonry-RC building stock", J*ournal of Bulletin of Earthquake Engineering*, 2019, https://doi.org/10.1007/s10518-019-00694-1.

[16] Milosevic, J. – *Seismic vulnerability assessment of mixed masonry-reinforced concrete buildings in Lisbon*, PhD Thesis. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa. Lisbon, Portugal, 2019.

[17] GRUC – General Regulation of Urban Construction for the City of Lisbon. Lisbon City Hall, Lisbon, Portugal, 1930 (in Portuguese).

[18] NTC Italian Code for Structural Design (Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC) D.M. 14/1/2008, *Official Bulletin Nº 29* of February 4, 2008 (In Italian).

[19] Lagomarsino *et al.* – "Seismic assessment of existing irregular masonry buildings by nonlinear static and dynamic analyses". In: Pitilakis K (ed) *Recent advances in earthquake engineering in Europe*. ECEE 2018. *Geotechnical, geological and earthquake engineering*, Vol 46, p. 123-151, 2018, doi.org/10.1007/978-3-319-75741-4_5, Springer, Cham.

[20] STA Data, 3Muri program: Seismic analyser of 3D masonry buildings, 2015. Release 5.5.110.

[21] Lagomarsino *et al.* – "TREMURI program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 56, p.1787-1799, 2013, doi:10.1016/j.engstruct.2013.08.002.

[22] Lagomarsino, S.; Cattari, S. – "Seismic performance of historical masonry structures through pushover and nonlinear dynamic analyses" in: Ansal A (ed) *Perspectives on European earthquake engineering and seismology. Geotechnical, geological and earthquake engineering*, Vol 39, p. 265-292, 2015, doi.org/10.1007/978-3-319-16964-4_11, Springer, Cham.

[23] CEN Eurocode 8 – *Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. EN1998-3:2005, Comité Européen de Normalisation, Brussels, 2005.

[24] IPQ - Eurocódigo 8 – *Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. NP EN 1998-1:2010, Instituto Português Da Qualidade (IPQ), Caparica, 2010 (In Portuguese).

[25] Tomazevic, M.; Weiss, P. – "Displacement capacity of masonry buildings as a basis for the assessment of behaviour factor: an experimental study", *Journal of Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol.8, Issue 6, p.1267-1294, 2010, doi: 10.1007/s10518-010-9181-y.

[26] Fajfar, P. – "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra", *Earthquake Engineering Structural Dynamics Journal*, Vol. 28, Issue 9, p. 979–993, 1999, doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199909)28:9\979:AID-EQE850[3.0.CO;2-1.

[27] Tomazevic, M.; Weiss, P. – "Displacement capacity of masonry buildings as a basis for assessment of behaviour factor: an experimental study", *Journal of Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 8, Issue 6, p. 1267–1294, 2010, doi.org/10.1007/s10518-010-9181-y.

[28] Magenes, G. – "Masonry building design in seismic areas: recent experiences and prospects from an European standpoint". *1st European conference on earthquake engineering and seismology*, 2006.

[29] Magenes, G. – "Prospects for the revision of the national seismic code with regard to masonry constructions". Assemblea ANDIL, 2004.

[30] Magenes, G.; Morandi, P. – "National and European masonry codes: Eurocode 8 and evolution of the OPCM 3274". EUCENTRE Report, 2006.

Annex A

In reference to Section 2.1, aleatory uncertainties used to perform nonlinear static sensitivity analysis and afterwards to define the behaviour factor and overstrength ratio, are defined in Table A.1.

Table A.1

Set Pk	Variable	X_{min}	X_{median}	X_{max}
X1	E [GPa]	0.69	0.82	0.98
	G [GPa]	0.23	0.27	0.33
	f_m [MPa]	2.07	2.33	2.63
X2	T_0 [MPa]	0.064	0.077	0.092
X3	E [GPa]	2.3	2.95	3.73
	G [GPa]	0.77	0.98	1.24
	f_m [MPa]	1.45	1.66	1.89
X4	T_0 [MPa]	0.24	0.28	0.32
X5	$\theta_{P,S3}/\theta_{P,S4}/\theta_{P,S5}$	0.0023/0.0039/0.0056	0.0029/0.0049/0.0069	0.0037/0.0061/0.0084
	$\theta_{P,F3}/\theta_{P,F4}/\theta_{P,F5}$	0.0046/0.0078/0.0120	0.0058/0.0098/0.0147	0.0074/0.012/0.01796
	$\beta_{P,S3}/\beta_{P,S4}/\beta_{P,F4}$	0.6/0.25/0.8	0.7/0.4/0.85	0.8/0.55/0.9
X6	$\theta_{S,S3}/\theta_{S,S4}/\theta_{S,S5}$	0.0015/0.0045/0.015	0.0019/0.0058/0.0194	0.0025/0.0075/0.025
	$\theta_{S,F3}/\theta_{S,F4}/\theta_{S,F5}$	0.0015/0.0045/0.015	0.0019/0.0058/0.0194	0.0025/0.0075/0.025
	$\beta_{S,S3}/\beta_{S,S4}/\beta_{S,F4}$	0.4/0.4/0.4	0.6/0.6/0.6	0.8/0.8/0.8
X7	$k_0 - k_{el}$	0.5 – 1.25	0.65 – 1.50	0.8 – 1.75
X8	G_{timber} [MPa]	6.136	9.88	15.91
X9	$G_{concrete}$ [MPa]	1208.3	3820.98	12083
X10	A [m^2]	0.001	0.000282843	0.00008
	I [m^4]	0.0005	0.000141421	0.00004
X11	p_{floor} [kN/m^2]	0.683	0.826	1

Legend:
E – Young Modulus; G – shear modulus; fm – compressive strength; T_0 – shear strength; $\theta(_{P,\,S/F})$ and $\beta(_{P,\,S/F})$ – drift and residual strength for piers; $\theta(_{S,\,S/F})$ and $\beta(_{S,\,S/F})$ – drift and residual strength for spandrels (shear (S) and flexural (F)); k_0 - value of the shear for which starts the degradation of stiffness, normalized to the ultimate shear and k_{el} - the ratio between the initial and the secant stiffness; $G_{eq,timber\ floor}$ and $G_{eq,RC\ floor}$ – equivalent shear modulus for timber and RC floor, respectively; A and I – area and moment of inertia of "equivalent" beam

Notes:
X1 and X2– rubble stone masonry; X3 and X4 – hollow brick masonry; X5 and X6 – drift and residual strength for piers and spandrels, respectively; X7 – degradation of the initial elastic stiffness; X8 and X9 – stiffness of the timber and reinforced concrete floor, respectively: represent the uncertainties of mechanical properties and the quality of wall-to-floor connection; X10 – connection between external walls; X11 – different thickness of the reinforced concrete slab (this uncertainty was applied by changing the masses of intermediate floors: permanent and accidental loads (factorized) p_{floor}).

a

Análise não linear de um conjunto de edifícios em placa no bairro de Alvalade: avaliação preliminar de estabilidade e previsão dos mecanismos de colapso

Nonlinear analysis of "placa" building stock in bairro de Alvalade: preliminary stability analysis and failure modes

Vasco Bernardo
Paulo Candeias
A. Campos Costa
Aníbal Costa

Resumo

Os edifícios tipo "placa" pertencem à classe dos edifícios mistos de alvenaria e betão armado, caraterizados por paredes de alvenaria resistente onde apoiam lajes em betão armado. Esta tipologia, particularmente expressiva entre os anos de 1930 e 1960, marca um período de transição na história da construção em Portugal, onde a prevalência de elementos estruturais em madeira foi progressivamente substituída por soluções construtivas em betão armado. Em Portugal continental aproximadamente 33% do edificado existente pertence a esta classe, sendo que na Área Metropolitana de Lisboa representam cerca de 22% do parque. Pretende-se simular através de ferramenta avançada de cálculo não linear de estruturas, com base na formulação do Applied Element Method (AEM) [1], o comportamento até ao colapso de um conjunto de edifícios em "placa", dispostos em banda, no bairro de Alvalade em Lisboa. Os modelos serão calibrados com base em ensaios experimentais de identificação modal à vibração ambiente.

Abstract

The aim of the present work is to predict the collapse mechanisms associated to "placa" buildings in Portugal, which are characterized structurally for the concrete slab supported by resistance masonry walls. This typology was built between 1930 and 1960 and represents 32% of buildings in Portugal [2]. In their design the impact of earthquakes was not considered since the first national seismic design regulation appears only in 1958.

Palavras-chave: Edifícios tipo "placa" / Ensaios de caraterização dinâmica / *Applied Element Method* / Análise preliminar de estabilidade / Modos de colapso

Keywords: "Placa" buildings typology / Ambient vibration tests / Applied Element Method / Preliminary stability analysis / Collapse mechanisms

Vasco Bernardo

Bolseiro de Doutoramento
LNEC-NESDE / Universidade de Aveiro
vbernardo@lnec.pt

Paulo Candeias

Investigador Auxiliar
LNEC-NESDE
pcandeias@lnec.pt

A. Campos Costa

Investigador Principal
LNEC-NESDE
alf@lnec.pt

Aníbal Costa

Professor Catedrático
Universidade de Aveiro
agc@ua.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

BERNARDO, V. [*et al.*] – Análise não linear de um conjunto de edifícios em placa no bairro de Alvalade: avaliação preliminar de estabilidade e previsão dos mecanismos de colapso. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 97-106.

1 Instruções gerais

Os edifícios do tipo "placa", caraterísticos das décadas de 1930 a 1960, representam em Portugal continental aproximadamente 33% do edificado existente, sendo que na Área Metropolitana de Lisboa são cerca de 22% do parque habitacional [2]. Estes edifícios podem ser encontrados em diversas zonas de Lisboa, no entanto é no bairro de Alvalade e arredores que existe uma grande concentração desta tipologia.

Em 1930, com a criação do Regulamento Geral de Construção Urbana (R.G.C.U.), recomendava-se o recurso a elementos de betão armado no piso térreo, garantindo o travamento dos elementos de alvenaria, quando não era utilizada a "gaiola pombalina", o que pode ter impulsionado o surgimento destes edifícios: a utilização do betão foi-se expandindo para outros elementos construtivos, tais como consolas, elementos salientes, pavimentos de zonas húmidas (cozinhas e casas de banho). Posteriormente estendeu-se para as restantes divisões, acabando por substituir os pavimentos em estrutura de madeira, característicos da anterior tipologia construtiva designada por gaioleira ([3], [4]).

Estudos realizados em edifícios da tipologia "placa" indicam que estas estruturas podem ser particularmente vulneráveis face à ação sísmica, uma vez que a primeira regulamentação contra a ação dos sismos surgiu em 1958 – Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (R.S.C.C.S.). Este trabalho analisa um conjunto de edifícios em "placa", dispostos em banda, no bairro de Alvalade. A análise numérica dos edifícios foi efetuada com recurso à formulação do Applied Element Method (AEM) ([1], [5] e [6]). Este método vai permitir simular o comportamento não linear das estruturas desde a aplicação das cargas até ao eventual colapso. A calibração dos modelos teve por base ensaios de identificação dinâmica à vibração ambiental.

2 Localização e descrição geral dos edifícios

O conjunto é constituído por sete edifícios em banda de tipologia "placa" e de caraterísticas muito semelhantes, com data de construção entre 1949 e 1950, localizados na Rua Guilherme Faria n.º 1, 3, 5, 7, 9, 11 e 13 – Bairro de Alvalade em Lisboa (Figura 1). Os edifícios têm três pisos e uma cave. Cada piso é constituído por duas frações destinadas a habitação (dois quartos, sala de estar/jantar, cozinha e instalação sanitária). A cave é semienterrada e destinada a arrecadações. A dimensão em planta é aproximadamente de 17,5 × 6,8 m e a altura total é de 12,0 m. Devido à topografia do terreno existe uma diferença de aproximadamente 0,40 m entre as lajes de edifícios contíguos (Figura 1). O edifício n.º 13 encontra-se recuado 4,60 m em relação ao n.º 11.

3 Geometria dos edifícios

Os edifícios são constituídos por paredes de alvenaria e laje em betão armado (0,10 m), à exceção do edifico n.º 7 com laje nas zonas húmidas e pavimento de madeira nas restantes zonas. A distância dos vãos é aproximadamente regular, com largura entre 2,40 m e 3,50 m. As fundações são contínuas apresentando em geral uma largura de 0,40 m na zona onde descarregam as paredes interiores e

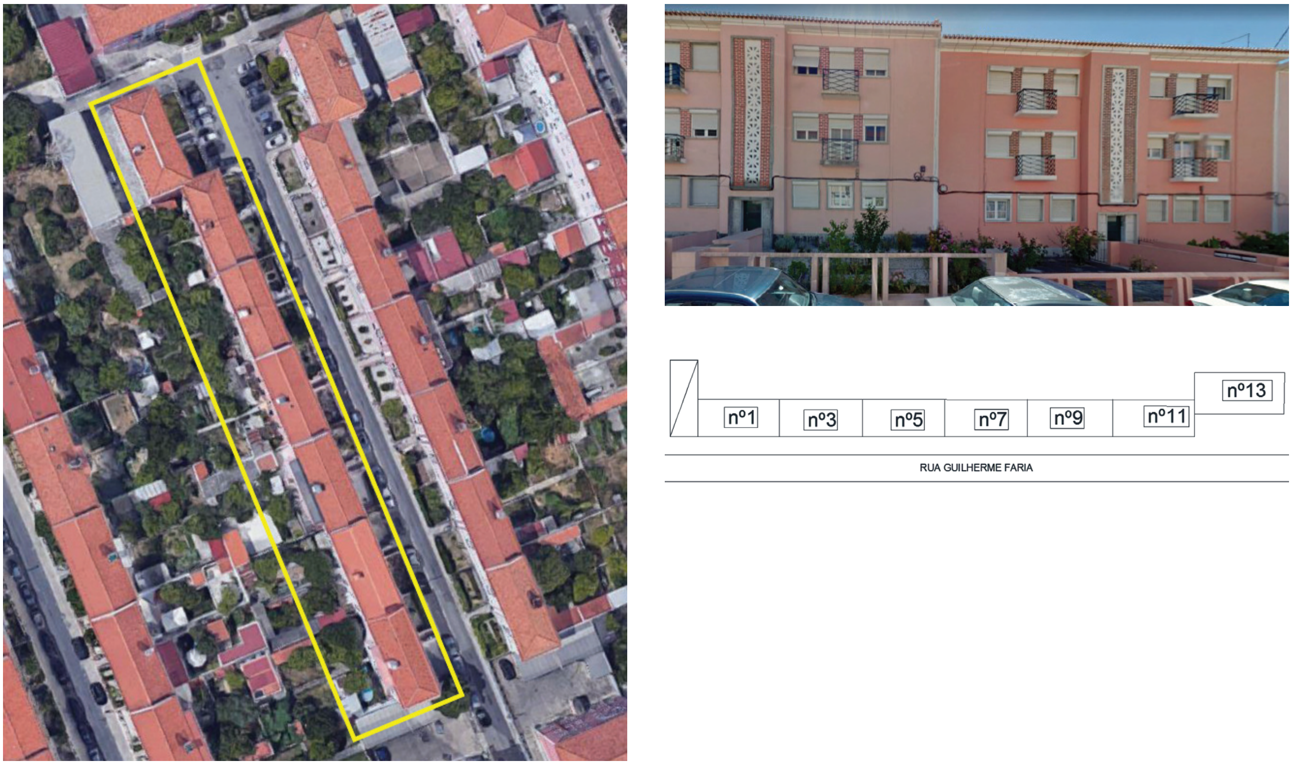


Figura 1 Planta de localização, alçado principal e o nº de porta dos edifícios

empenas, e 0,70 m nas fachadas principais e posteriores. As paredes interiores têm espessura de 0,18 m na cave e 0,15 m nos restantes pisos. Na caixa de escadas têm 0,25 m em toda a altura do edifício. As de empena têm 0,35 m na cave e 0,25 m nos restantes pisos. As paredes de fachada posterior também variam em altura – 0,60 m a 0,50 m, enquanto as da fachada principal têm 0,50 m. Os edifícios partilham de paredes meeiras, à exceção do edifico número 13. Na Figura 2 apresentam-se as peças desenhadas de um edifício tipo.

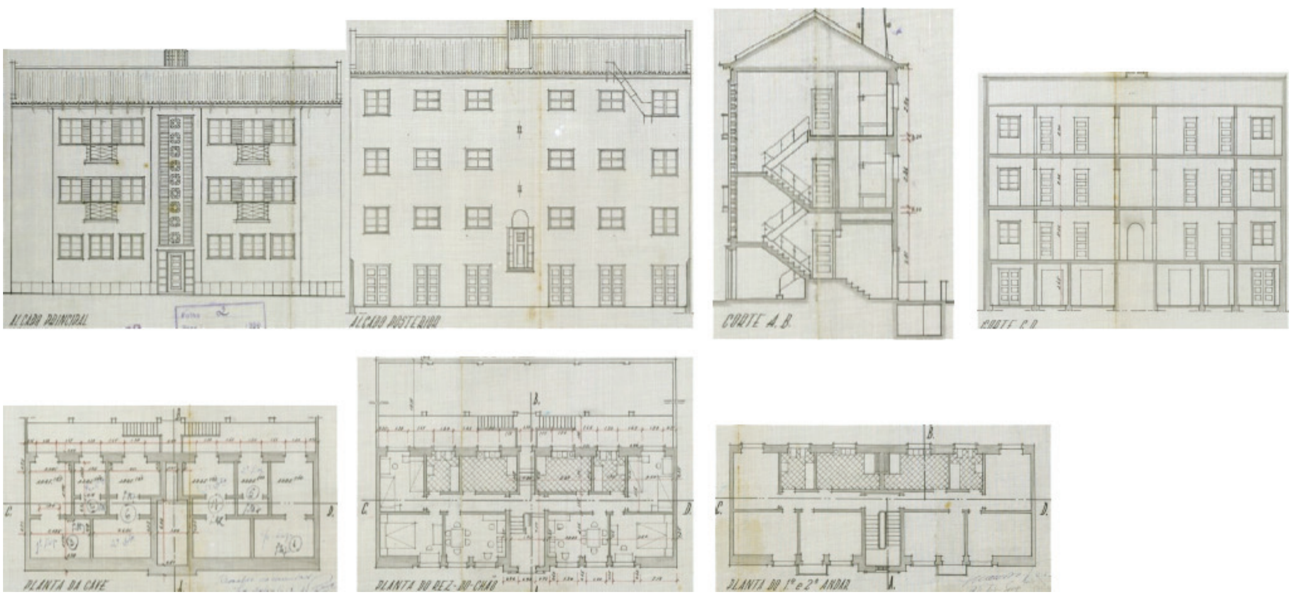


Figura 2 Alçados, plantas e cortes dos edifícios em estudo

4 Ensaios de caraterização dinâmica

Na campanha experimental realizada utilizou-se como excitação a vibração do ambiente. O principal objetivo foi identificar os parâmetros modais dos edifícios: frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento.

4.1 Descrição e procedimento do ensaio

O ensaio realizou-se com recurso a três unidades de equipamento da marca SYSCOM Instruments, cada uma constituída por um sensor de velocidade (MS2003+), uma unidade de aquisição de dados (MR2002) e respetivas antenas GPS para sincronização entre os dispositivos, Figura 3.

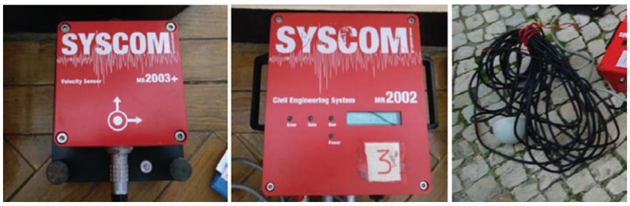


Figura 3 Equipamento de medição constituído por sensor de velocidades, aquisição de dados, antena GPS, respetivamente

Os sete edifícios foram instrumentados no patamar do piso 2 (geofone G3) e piso 1 (geofone G2), sendo estes os pontos mais elevados onde foi possível ter acesso. O geofone de referência (G1) foi mantido no piso 2 do edifício n.º 7 durante todo o ensaio e nos vários *setups*. No total dos ensaios foram realizados sete *setups*, colocando um dos equipamentos disponíveis num ponto de referência e os outros dois móveis, consoante o plano de instrumentação (Figura 4), tendo-se medido no total 14 pontos. Obtiveram-se registos de velocidades nas direções longitudinal, transversal e vertical para todos os pontos medidos. Cada *setup* teve uma duração de 15 minutos e frequência de amostragem de 100 Hz.

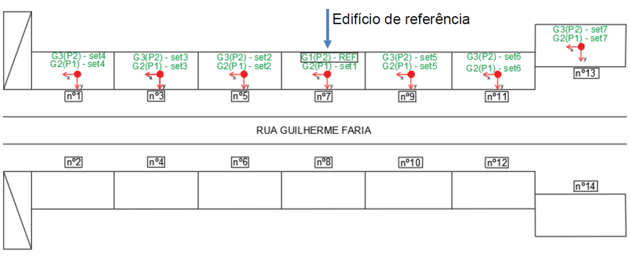


Figura 4 Plano de instrumentação

4.2 Resultados experimentais

As caraterísticas dinâmicas do conjunto de edifícios foram estimadas pelo método de decomposição em valores singulares da matriz dos espetros de resposta da estrutura em frequências – FDD e EFDD [7]. Na Figura 5 apresentam-se as principais frequências detetadas e os respetivos modos de vibração do conjunto.

O 1.º modo transversal do conjunto é praticamente puro, onde se verifica que as amplitudes e fases medidas são idênticas em todos os edifícios, à exceção do edifício n.º 1 (à esquerda) que vibra com maior amplitude, conforme ilustração de cores e distância ao referencial a tracejado. No 2.º modo transversal podemos observar que os dois edifícios de extremidade e o edifício central (n.º 1, 7 e 13) vibram em paralelo com amplitudes semelhantes e com fases opostas relativamente aos edifícios n.^{os} 3, 5 e n.^{os} 9, 11 que vibram aos pares. O 3.º modo transversal do conjunto apresenta vibrações com fases alternadas entre edifícios e com amplitudes idênticas. O 4.º modo identificado é claramente um modo misto, com vibrações na direção longitudinal e transversal, onde se verifica o efeito *pounding* dos edifícios.

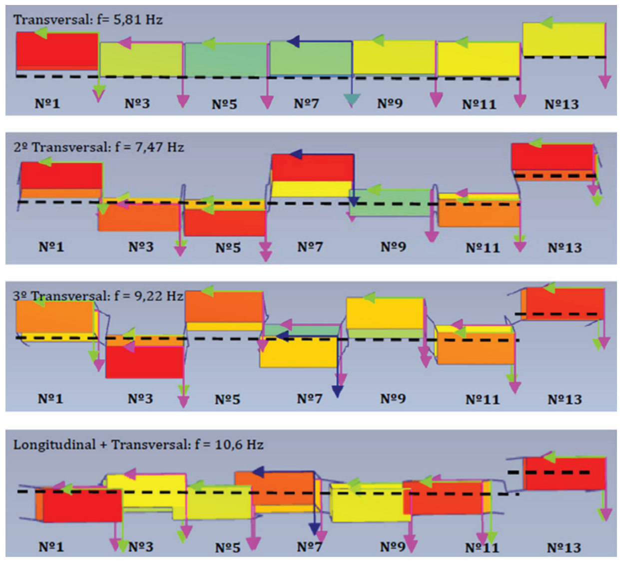


Figura 5 Vista em planta dos principais modos de vibração do conjunto

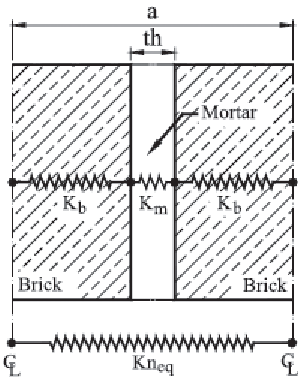
5 Modelo numérico

No presente estudo será analisado o conjunto de edifícios com recurso à formulação do *Applied Element Method (AEM)* [1]. Este método permite simular o comportamento não linear da estrutura desde a aplicação das cargas, abertura e propagação das fendas, separação dos elementos até ao eventual colapso.

5.1 Aplicação do Applied Element Method a estruturas de alvenaria

O *Applied Element Method (AEM)* foi desenvolvido na década de 90, na Universidade de Tóquio, por Kimiro Meguro e Tagel-Din ([1], [8] e [9]). O método consiste em dividir a estrutura num conjunto de elementos rígidos de menores dimensões, com massa e amortecimento concentrados. A ligação de cada elemento aos adjacentes é realizada por um par de molas (axiais e tangenciais), distribuídas ao longo da interface, que permitem determinar as respetivas tensões e deformações. Consoante o tipo de análise que se realiza (2D ou 3D) está associada a cada mola uma área ou volume de influência.

Na aplicação do *AEM* às alvenarias são gerados dois tipos de mola: as que representam os "tijolos" e as referentes à interface "tijolo-argamassa". A rigidez das primeiras, *kn* (axial) e *ks* (corte), como ligam elementos de caraterísticas idênticas, pode ser obtida através da formulação base implícita no *AEM* [1]. Por outro lado, as que simulam a interface "tijolo-argamassa" (Figura 6) são calculadas através de uma rigidez equivalente (axial e corte – kn_{eq} e ks_{eq}).



$$\frac{1}{kn_{eq}}=\frac{\alpha-th}{E_b\cdot t\cdot d}+\frac{th}{E_m\cdot t\cdot d} \quad (1)$$

$$\frac{1}{kn_{eq}}=\frac{\alpha-th}{G_b\cdot t\cdot d}+\frac{th}{G_m\cdot t\cdot d} \quad (2)$$

Figura 6 Modelo de cálculo utilizado no *AEM* para as alvenarias [9]. E_b, G_b, E_m e G_m: módulo de elasticidade e distorção do tijolo e argamassa, respetivamente; *t*: espessura do elemento.

No *AEM* o comportamento dos materiais do elemento tijolo e argamassa é linearmente elástico até ocorrer fendilhação sendo que toda a plasticidade ocorre ao nível da interface. Este pressuposto é baseado em evidências experimentais onde se observa o comportamento linear das alvenarias até à abertura de fendas [5]. Na lei constitutiva do material o comportamento linear é alterado assim que a força na mola alcança a superfície inicial de rotura, ilustrada na Figura 7. Após este limite ser excedido é definida uma superfície de rotura residual e as forças na mola são restringidas a essa resistência.

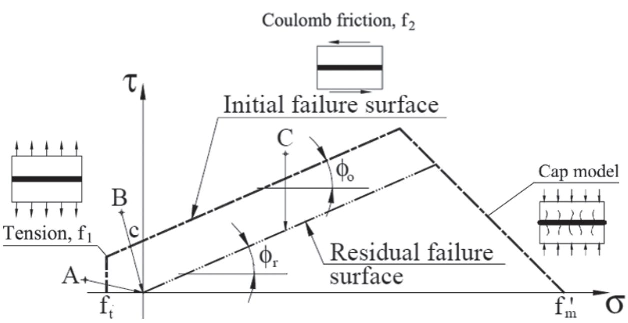


Figura 7 Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com extensão para tensão de tração (limitada) utilizado no *AEM* para molas de interface "tijolo-argamassa" (f_t: tensão de tração da argamassa; f_m: tensão de compressão da alvenaria; *c*: coesão; Φt e Φr: ângulo de atrito inicial e residual, respetivamente), adaptado de [5]

5.2 Descrição da modelação

5.2.1 Definição dos materiais e das massas

As propriedades mecânicas dos materiais adotados no modelo numérico resumem-se na Tabela 1. No caso da alvenaria teve-se como base os estudos realizados por ([10], [11]) em edifícios de igual tipologia e época de construção, e os valores de referência indicados na NTC 2008 [12].

Tabela 1 Propriedades mecânicas dos materiais utilizadas no modelo numérico

Material	ρ (kN/m³)	*E* (GPa)	ν (-)	F_c (MPa)	F_t (MPa)	*c* (MPa)	tan Φ (-)
Alvenaria	19,00	2,00	0,20	2,4	0,08	0,07	0,80
Betão C16/20	24,00	200	0,20	16,00	1,90	–	–

Para além do peso próprio dos elementos estruturais considerou-se o peso da cobertura (1,30 kN/m²), restantes cargas permanentes nos pisos (0,60 kN/m²) e sobrecargas de caráter quase-permanente (2,00 kN/m²) [13].

5.2.2 Definição dos elementos estruturais

Foram utilizados elementos prismáticos de quatro nós na definição da geometria das paredes e lajes. Ao nível das fundações foram restringidos os deslocamentos e rotações em todas as direções. Como parte da cave do edifício é semienterrada adotaram-se apoios simples na direção em que o terreno oferece confinamento ao edifício.

Na Figura 8 apresenta-se o modelo numérico dos edifícios.

6 Resultados numéricos

6.1 Análise modal

A análise modal aos edifícios (Tabela 2) permite concluir que os resultados obtidos para a primeira e segunda frequências transversais são satisfatórios (Tabela 3), com erros de 0,34% e 2,14%, respetivamente. Em relação ao modo longitudinal do conjunto, não foi possível identificá-lo através dos ensaios, uma vez que a energia transmitida ao conjunto pela vibração ambiental nem sempre é suficiente para excitar todos os modos da estrutura. Por outro lado, como os edifícios também estão ligados e partilham de paredes meeiras torna-se mais difícil excitar um modo nesta direção uma vez que é necessário transmitir à estrutura uma maior quantidade de energia. Neste caso o valor que se pode tomar como indicativo é na ordem dos 7,76 Hz, obtido pelo modelo numérico. O terceiro modo transversal numérico apresenta um erro elevado face ao experimental, pois, naturalmente, a calibração de modos de vibração superiores envolve processos mais complexos [14]

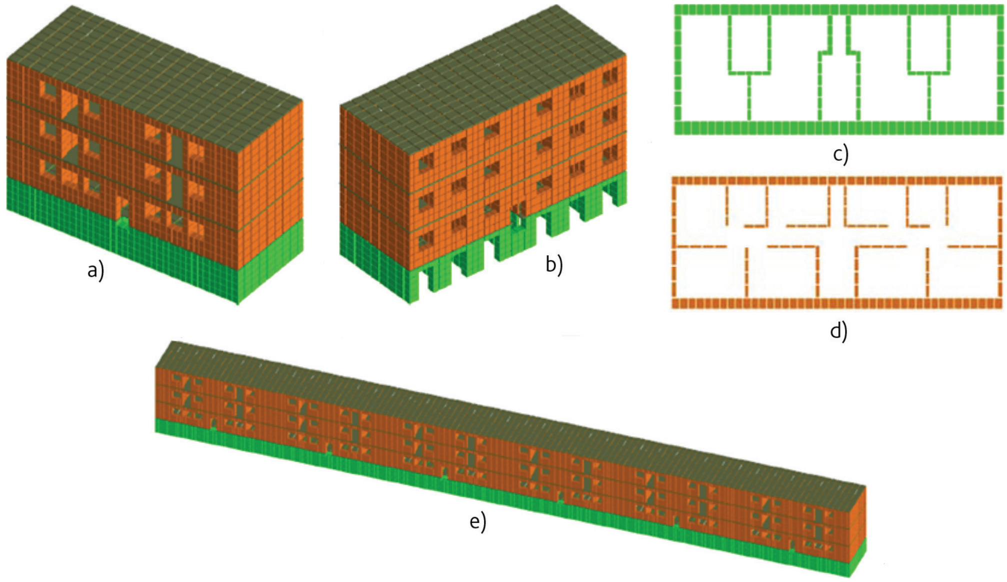


Figura 8 a) e b) Modelo global do edifício: vista frontal e posterior, respetivamente, c) e d) Planta da cave e piso tipo, e) Modelo do conjunto de edifícios

Tabela 2 Frequências e configurações dos principais modos do conjunto

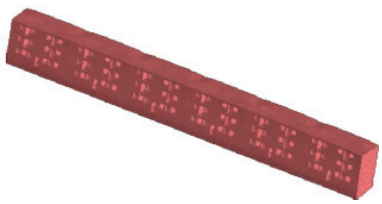
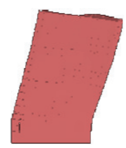
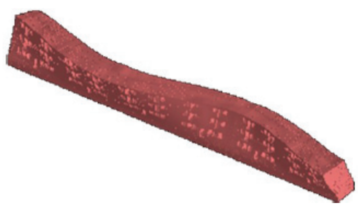
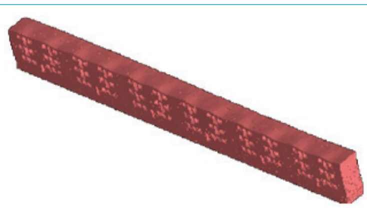
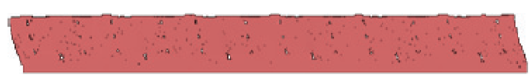
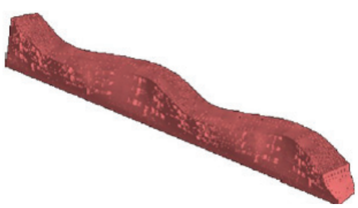
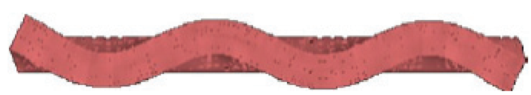
Vista 3D	Alçado/Planta
 f = 5,79 Hz	
 f = 7,31 Hz	
 f = 7,76 Hz	
 f = 11,6 Hz	

Tabela 3 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

Modo	Frequência (Hz)			Erro (%)	
	Experimental	Modelo numérico		Isolado	Conjunto
		Isolado	Conjunto		
1.º transversal	5,81	5,77	5,79	0,68	0,34
2.º transversal	7,47	–	7,31	–	2,14
1.º longitudinal	–	7,30	7,76	–	–
3.º transversal	9,22	–	11,6	–	25,81

6.2 Curvas de capacidade e análise preliminar de estabilidade

Foram explorados três tipos de metodologias para a análise *pushover*: imposição de aceleração crescente na base (acc); carregamento horizontal com distribuição uniforme em altura (uni) e carregamento horizontal com distribuição triangular invertida em altura (trg). Nas Figuras 9 e 10, apresentam-se as curvas de capacidade de um edifício e do conjunto com os respetivos coeficientes sísmicos (β), estimados para um período de retorno de 475 anos, ag_r = 1,7 m/s e coeficiente de amplificação de 2,5. Nas Tabelas 4 e 5 observam-se os mecanismos de colapso associados.

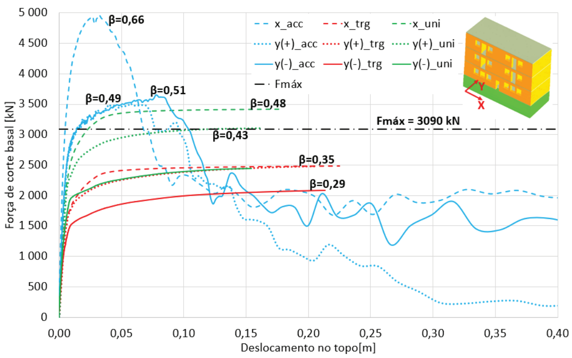


Figura 9 Cuvas de capacidade para o edifício isolado

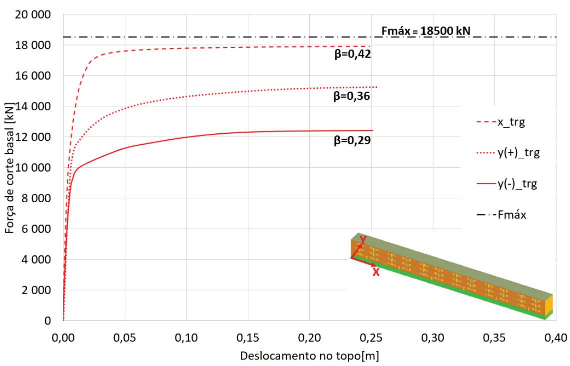


Figura 10 Cuvas de capacidade para o conjunto de edifícios – distribuição triangular de forças

7 Conclusões

As análises realizadas permitiram concluir que o padrão de carga considerado em análises deste tipo influencia a cedência dos elementos, os mecanismos de rotura associados e a redistribuição de esforços na estrutura.

A distribuição triangular de forças foi a mais adequada para os edifícios, pois aproxima-se mais da configuração do primeiro modo, o que conduz a forças de corte na base inferiores às obtidas pelas outras duas abordagens, que acabam por não ter amplificação ao longo da altura do edifício.

A estimativa da força de corte basal através da imposição de acelerações na base conduz a valores superiores em comparação com as restantes abordagens. Esta hipótese será mais realista, no caso de estruturas muito rígidas, no sentido em que o nível de aceleração é igual, ou seja, não existe amplificação em altura.

Para as curvas de capacidade obtidas através do carregamento uniforme, os valores deveriam ser mais próximos dos obtidos pela aceleração imposta à estrutura. Porém, as cargas impostas por esta abordagem estão aplicadas ao nível dos pisos, pelo que a massa das paredes não está a ser diretamente solicitada, resultando na diferença de resultados entre os dois métodos.

Os mecanismos de colapso considerando o edifício isolado ou o seu conjunto são idênticos. Na direção Y verificam-se principalmente fendas diagonais nas paredes cegas de empenas, que em alguns casos se propagam até às fachadas, levando ao derrubamento do edifício pelo piso 0. Na direção X e com imposição de aceleração na base e carga uniforme, verificam-se principalmente fenómenos de *rocking* dos nembos ao nível do piso 0 enquanto a aplicação da carga triangular conduz aos mesmos mecanismos no piso 2.

Os coeficientes sísmicos obtidos para a direção Y e com distribuição triangular são iguais considerando a análise do edifício isolado ou do conjunto. Já na direção X a análise ao conjunto permite obter coeficientes sísmicos superiores pois os edifícios partilham de paredes meeiras.

A análise preliminar de estabilidade ao conjunto indica uma força sísmica superior àquela a que os edifícios resistem. O cenário da ação sísmica considerado é o mais desfavorável para a estrutura pelo que, nesse sentido, análises mais rigorosas serão desenvolvidas no âmbito de Tese de Doutoramento.

Tabela 4 Mecanismos de colapso para o edifício tipo isolado

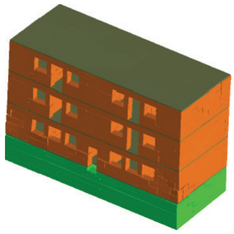
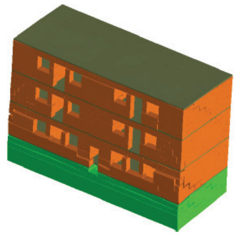
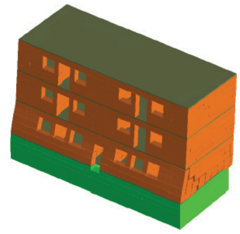
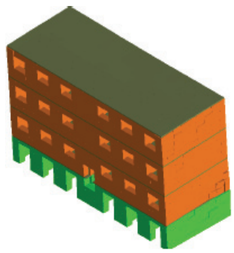
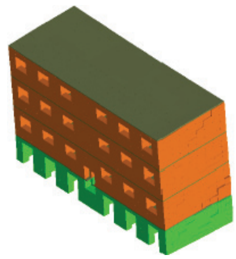
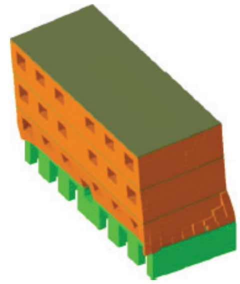
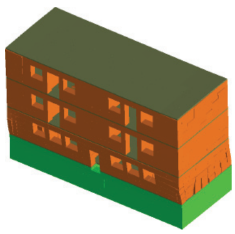
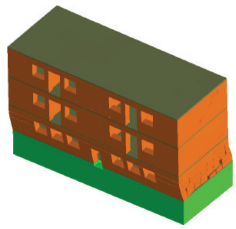
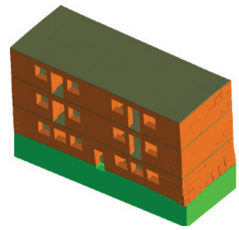
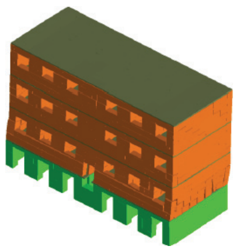
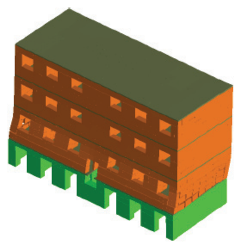
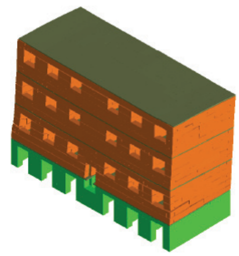
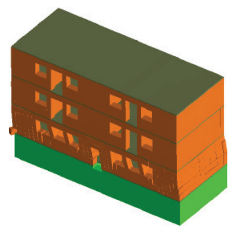
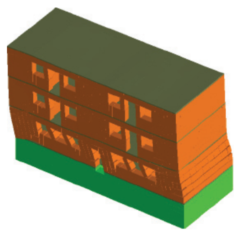
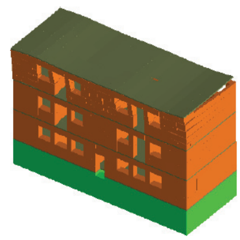
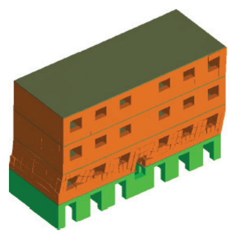
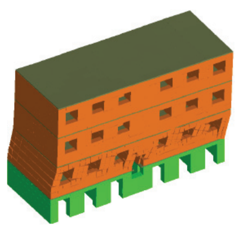
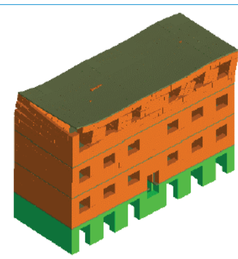
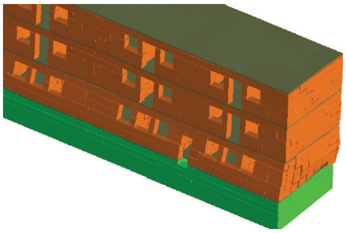
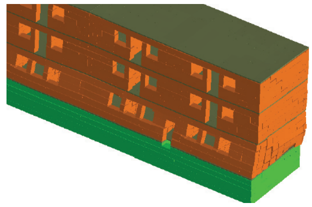
	acc	uni	trg
y(+)_frente			
y(+)_tardoz			
y(-)_frente			
y(-)_tardoz			
x_frente			
x_tardoz			

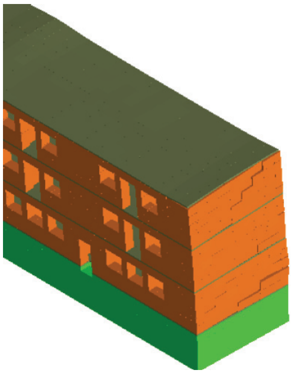
Tabela 5 Mecanismos de rotura – distribuição triangular de forças



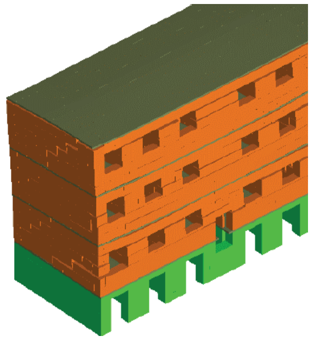
y(+)_frente



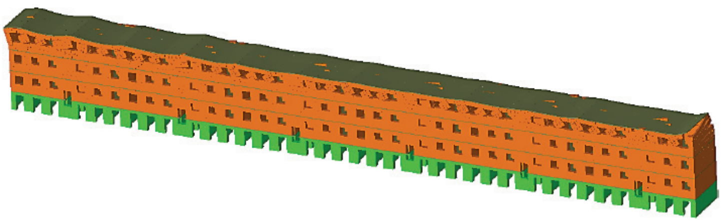
y(+)_tardoz



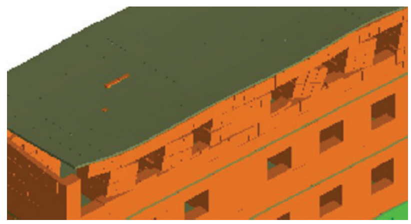
y(-)_frente



y(-)_tardoz



x_frente



Agradecimentos

Este trabalho foi realizado no âmbito da Tese de Doutoramento do primeiro autor financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) – PD/BD/135325/2017.

Ao Professor Corneliu Cismasiu da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa pela cedência do equipamento para identificação modal e respetivo software de análise modal operacional.

As análises numéricas em regime não linear baseadas na formulação do Applied Element Method foram realizadas durante o período de estágio do primeiro autor na Universidade Técnica de Praga (CTU) em 2019.

Referências

[1] Meguro, K.; Tagel-Din, H.S. – "Applied Element Method Used for Large Displacement Structural Analysis", *J. Nat. Disaster Sci.*, 2002.

[2] Portugal – "Censos 2011 Resultados Definitivos", Inst. Nac. Estatística, 2012.

[3] Costa, A. – "Reabilitação e reforço sísmico de construções antigas", *Sísmica 2010 8.º Congr. Sismol. e Eng. Sísmica*, 2010.

[4] LNEC – "Evolução das tipologias construtivas em Portugal", 2005.

[5] Mayorca, P.; Meguro, K. – "Modeling Masonry Structures using the Applied Element Method", Seisan-Kenkyu, pp. 581–584, 2003.

[6] Tagel-Din, H.; Meguro, K. – "Applied Element Method for Dynamic Large Deformation Analysis of Structures", *J. Struct. Mech. Earthq. Eng. JSCE*, 2000.

[7] Rodrigues, J. – "Identificação Modal Estocástica. Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil", 2004.

[8] Pandey, B.H.; Meguro, K. – "Simulation of brick masonry wall behavior under in-plane lateral loading using applied element method", *13th World Conf. Earthq. Eng. Vancouver, BC*, Canada, August, 2004.

[9] Karbassi, A.; Nollet, M.J. – "Performance-based seismic vulnerability evaluation of masonry buildings using applied element method in a nonlinear dynamic-based analytical procedure", *Earthq. Spectra*, 2013.

[10] Ferrito, T.; Milosevic, J.; Bento, R. – "Edifício 'de placa' do Bairro de Alvalade. Caracterização, modelação e avaliação sísmica com recurso a análises lineares", pp. 5–20, 2017.

[11] Ferrito, T.; Milosevic, J.; Bento, R. – "Seismic Vulnerability Assessment of a ' Placa ' Building Aggregate by Linear and Nonlinear analysis", *Bull. Earthq. Eng.*, 2016.

[12] Ministero delle Infrastrutture – "NTC 2008 – Norme tecniche per le costruzioni", Decreto Minist., 2008.

[13] Monteiro, M.; Bento, R. – "Seismic Assessment of a ' Placa ' Building," 2012.

[14] Santos, F.; Cismaşiu, I.; Bedon, C. – "Dynamic Characterisation and Finite Element Updating of a RC Stadium Grandstand", *Buildings*, vol. 8, no. 10, p. 141, 2018.

Feasibility of retrofitting solutions for an old RC wall-frame building in Lisbon

Viabilidade de soluções de reforço para um edifício antigo de BA em Lisboa

Claudia Caruso
Rita Bento
Miguel Castro

Abstract

This work addresses the problem of strengthening one of the most vulnerable class of existing reinforced concrete buildings in Lisbon, namely Reinforced Concrete (RC) wall-frame buildings, designed and built under old codes and engineering practices.

The seismic performance assessment of an old RC dual wall-frame structure is performed aiming to identify the deficiencies and failure modes of this building typology and to propose efficient retrofitting solutions. Shear failure in members can occur in old RC buildings designed without considering adequately the effect of horizontal actions or in buildings with low concrete strength or without sufficient transverse reinforcement. This failure mode impairs the deformation capacity of the structure and, hence, has an important influence on the seismic performance of the buildings. The effectiveness of different strengthening strategies to improve the seismic response of the structure is investigated, at the same time seeking for a solution with a low economic and structural impact.

Resumo

Este trabalho aborda o problema do reforço de uma das classes mais vulneráveis de edifícios existentes em betão armado em Lisboa, a saber, os edifícios em pórtico de betão armado (BA), dimensionados e construídos sob códigos e práticas antigas.

A avaliação do desempenho sísmico de uma estrutura antiga mista pórtico-parede de BA é realizada com o objetivo de identificar as deficiências e os modos de colapso desta tipologia de edifício e propor soluções eficientes de reforço. O colapso por corte dos elementos estruturais é esperado que ocorra em edifícios antigos de BA uma vez que: foram dimensionados sem considerar adequadamente o efeito de ações horizontais, foram contruídos com betão de baixa resistência e com insuficiente armadura transversal. Este modo de colapso, por corte, reduz a capacidade de deformação e a ductilidade da estrutura e, portanto, tem uma influência importante no desempenho sísmico dos edifícios. A eficácia de diferentes estratégias de reforço para melhorar a resposta sísmica da estrutura é investigada, procurando, simultaneamente, uma solução com baixo impacto económico e estrutural.

Keywords: RC building / RC wall / Seismic retrofit / Steel bracing / FRP

Palavras-chave: Edifício em BA / Parede em BA / Reforço sísmico / / Contraventamentos metálicos / FRP

Claudia Caruso

PhD Student
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisbon, Portugal
claudia.caruso@tecnico.ulisboa.pt

Rita Bento

Professora Associada com Agregação
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisbon, Portugal

Miguel Castro

Professor Auxiliar
Faculty of Engineering, University of Porto
Porto, 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.

CARUSO, C. [*et al*.] – Feasibility of retrofitting solutions for an old RC wall-frame building in Lisbon. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 107-114.

1 Introduction

In many cities, reinforced concrete (RC) frame and dual wall-frame building structures represent an important portion of the building stock. This is the case in Lisbon, Portugal, where many of these buildings were not seismically designed or were designed based on early seismic codes (pre-1980). Therefore, they have structural deficiencies that are reflected in high seismic vulnerability. Furthermore, many cities, such as Lisbon, are characterised by medium to high seismic hazard, which, combined with a large exposure of vulnerable buildings, results in high seismic risk. The vulnerability of this type of buildings was evident during the latest earthquake in Mexico, where most of the collapsed RC buildings were old (pre-1985) non-ductile structures [1]. In particular, RC walls designed to withstand low seismic forces (if any) are more vulnerable to brittle shear failure and tend to cause earlier collapse of the building.

Assessment of existing buildings is required to identify structural deficiencies at local and global levels. Then, the most adequate retrofitting strategy, or a combination of them, should be selected to improve the performance of the building [2,3]. Guidelines such as the fib Bulletin on Seismic Assessment and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings [2] and the ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings [4] provide guidance on the cases where each measure is most effective. Each technique has its own advantages and drawbacks and is selected based, primarily, on technical criteria. The choice depends on: (i) the locally available materials and technologies, (ii) cost considerations, (iii) the disruption of use it entails and the duration of the works, (iv) architectural, functional and aesthetic considerations or restrictions, etc. There are two main objectives in seismic retrofitting, mainly to reduce demand or to increase capacity, and three main properties to examine: strength, stiffness and deformation capacity.

In Di Ludovico *et al*. (2017) [5], a careful analysis and data collection of the reconstruction process after the L'Aquila earthquake was performed, showing that for RC buildings, the application of FRP composite systems was the most commonly used technique for local strengthening interventions, followed by RC jacketing of members and the application of steel bracings. Furthermore, in most buildings more than one strengthening technique was used to improve the seismic capacity of the structure; for instance the use of steel bracings to increase the lateral stiffness and strength of an existing building may imply the need for beam-column joint strengthening in order to ensure adequate resistance to the localized actions induced by the bracing system.

In the present study, the effectiveness of two strengthening methods involving diagonal X steel braces and the application of Fibre Reinforced Polymers (FRPs) are evaluated in a case study building, representative of a RC building typology in Lisbon. The evaluation of the seismic vulnerability of the structure is based on the performance-based assessment procedures and on the structural safety conditions prescribed by Part 3 of Eurocode 8 (EC8-3) [6] for the case of reinforced concrete buildings.

2 Case study building

For this work, a building belonging to the typology of RC wall-frame buildings built within 1960 and 1980 in Lisbon, is selected (Figure 1). The building is an eight-storey (ground floor plus seven storeys above ground) structure, characterized by an open ground storey and infills in the upper storeys. The structure is symmetric with respect to the Y direction and moderately asymmetric along the X direction. It features three main RC frames in the longitudinal direction (X) and two stiff RC cores that provide an acceptable lateral stiffness in the transverse (Y) direction. The building, which was designed according to the pre-70s building codes has non-ductile behaviour and insufficient detailing, e.g. (i) smooth longitudinal reinforcing bars; (ii) columns and RC walls with low confinement and tie reinforcement (lower than 1%); (iii) beams framing eccentrically to the columns.

The building was designed according to the old Portuguese codes for reinforced concrete and for earthquake resistant design. The first national standard to explicitly specify seismic resistance was the Construction Safety Standard against Earthquakes (RSCCS), introduced in 1958 [7]. Seismic loads were defined as horizontal static forces equivalent to the inertia forces induced by the earthquake and were obtained by multiplying the mass of the structure by a seismic coefficient. The base shear coefficient for the case study building is equal to 0.1, corresponding to seismic Zone A of the old 1958 RSCCS code. Thus, the design base shear can be estimated as 3552.8 kN, which corresponds to 10% of the total weight of the building, which amounts to 35527 kN.

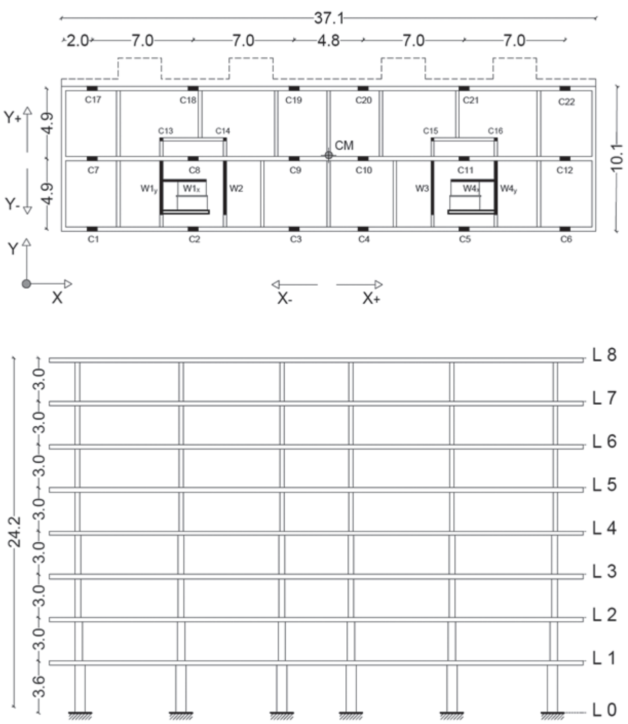


Figure 1 Case study building, dimensions in [m]: structural plan layout and cross-section variation along the height

The safety checks of the structural members were purely force-based, consisting in the comparison of internal force demands with the members' resistance. In the design of the RC frames, the structural actions (dead load, imposed loads, shrinkage, temperature variations and seismic load) were combined according to the code, in order to obtain the most unfavourable loading scenario. Thus, for the case study building (Figure 1) the horizontal forces are resisted in the longitudinal X-direction by the RC frames and in the transverse Y-direction by the RC walls of the staircase and lift core.

The dimensions and reinforcement properties of the two T-shaped RC walls (Wall 1 and Wall 4), in the X and Y direction, are shown in Table 1, where ρ_{long} is the longitudinal reinforcement ratio and ρ_h is the horizontal reinforcement ratio. The longitudinal steel reinforcement ratio for columns ranged between 0.2% and 4.3% of the gross section area, while the transverse reinforcement consisted of smooth steel stirrups, 6 mm in diameter, equally spaced at 20 cm along the entire member length (non-seismically detailed transverse reinforcement).

2.1 Structural modelling

The first step of the seismic performance assessment procedure consists of the development of a three-dimensional structural model. The RC wall-frame building is modelled in OpenSees [8].

Table 1 Summary of T-shaped wall's properties

Wall		Dimension (m)	ρ_{long} (%)	ρ_h (%)
W1y - W4y	L 0 - 1	0.25 x 4.00	0.65	0.16
	L 1 - 2	0.25 x 4.00	0.35	0.16
	L 2 - 8	0.25 x 4.00	0.27	0.16
W1x - W4x	L 0 - 1	0.15 x 3.00	0.18	0.17
	L 1 - 8	0.15 x 3.00	0.18	0.17

Force-based beam–column elements and a fibre modelling approach are employed for beams, columns and RC walls. In the model, only flexural nonlinear behaviour is considered. he main features of the building are replicated in the model, such as the infills and the smooth reinforcing bars, typical of RC structures built in the 60s. As for the smooth rebars, a simple approach is considered, involving the reduction of the Young modulus and the maximum strength of the reinforcing steel to simulate the increase of the member flexibility due to strain penetration effects. Based on the results of a previous work [9], it is decided to reduce the Young modulus of the rebars by 40% and the maximum strength of the rebars of the RC walls at the ground storey level by 30%.

2.2 Seismic safety assessment

The assessment is based on nonlinear static analysis. The target displacements of the structure are determined with the N2 method, the nonlinear static procedure prescribed in Part 3 of Eurocode 8 (EC8-3) [6]. To define the seismic action, the elastic response spectrum for soil type B defined in Part 1 of Eurocode 8 (EC8-1) [10] is adopted. The Significant Damage (SD) Limit State (LS) is considered for the seismic assessment. Thus, according to the Portuguese National Annex of EC8-1, the seismic hazard is represented by a ground motion with a return period of 475 years and a PGA of 0.153 g for seismic action Type 1, which corresponds to the most severe seismic action for the case study building.

The seismic performance evaluation is conducted based on the assessment procedures prescribed in EC8-3 which, in simple terms, consist of comparing chord rotations and shear demands with the values of ultimate chord rotation and shear strength defined in the European code. The results of a previous study [11] indicated that the most severe failure mode of the building corresponds to the shear failure (brittle failure mechanism) of the RC walls in both X and Y directions, while the columns exhibit reasonable flexural behaviour, developing a stable flexural response. The shear resistance of RC walls and columns is calculated by means of shear resistance to web crushing, $V_{Rd,max}$, and shear resistance as controlled by the stirrups, $V_{Rd,s}$. The minimum of the two values are adopted in the seismic performance assessment process. In Figure 2, the shear strengths obtained with the expressions provided by EC8-3 and EC2-1 and ATC-40 [12] are compared, showing very similar results. The shear failure of the wall in the X direction (Figure 2, left) is reached for a very low value of PGA. As stated before, this result is due to the very low amount of horizontal reinforcement (see Table 1).

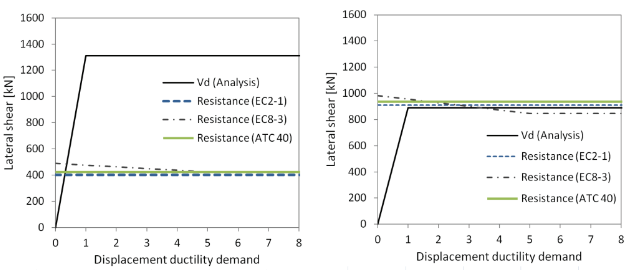


Figure 2 Comparison of shear demand and shear strength (obtained by different approaches) for the RC walls in the X direction (left) and Y direction (right)

3 Definition of retrofitting strategies

The effectiveness of two retrofitting strategies are evaluated with the aim of improving the performance of the RC walls in the X direction, which, as shown in Section 2.2, are more vulnerable to brittle shear failure and tend to cause earlier collapse of the building. This improvement of behaviour may be achieved by adopting one of the following approaches or strategies, or even combining them: (i) by reducing the seismic demands on members, (ii) by increasing the member capacities.

The deformation capacity and shear strength of individual members may be significantly upgraded through FRP-wrapping, without introducing a relevant change to their stiffness. This solution is investigated in Section 3.1. Reduction of seismic demand on the walls through retrofitting may be achieved by increasing the lateral stiffness. The lateral stiffness can be increased by adding a new lateral load resisting system to take almost all the full seismic demand, *e.g.*, steel bracing or new concrete walls. In this work, the effectiveness of applying steel braces at the ground storey level to reduce the shear demand on the RC walls is investigated (Section 3.2). This partial strengthening, as opposed to a global one, has the double aim to reduce the cost of intervention and allow the continued usage of the building during the retrofitting work.

3.1 Retrofitting using FRP

Externally bonded Fibre Reinforced Polymers (FRPs) are used in seismic retrofitting in order to enhance or improve: (i) the deformation capacity of flexural plastic hinges, (ii) deficient lap splices, (iii) shear resistance. To improve the shear capacity of brittle components, the FRP overlay should be applied with the fibres mainly in the direction in which enhancement of shear strength is pursued. Unlike beams, columns and walls are subjected to a constant shear force within each storey. Hence, if shear strengthening is needed, it should be uniform throughout the height of the vertical element in a storey. Moreover, as the shear demand alternates between opposite values, the main direction of the FRP should be horizontal [3].

According to Annex A of EC8-3, the total capacity, as controlled by the stirrups and the FRP, is evaluated as the sum of the contribution from the existing concrete member and the contribution from the FRP. The contribution of FRP to the shear capacity for full wrapping with FRP or side bonded FRP strips may be calculated, respectively, with Equations (1) and (2), which correspond to Equations A.22 and A.23 of EC8-3, respectively:

$$V_{Rd,f} = 0.9 \cdot d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot (\cot\theta + \cot\beta) \cdot \frac{W_f}{S_f} \tag{1}$$

$$V_{Rd,f} = 0.9 \cdot d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{\sin\beta}{\sin\theta} \cdot \frac{W_f}{S_f} \tag{2}$$

where d is the effective cross sectional depth, θ is the strut inclination angle and β is the angle between the strong fibre direction in the FRP strip (or sheet) and the axis of the member, t_f is the thickness, w_f is the width and s_f is the spacing of the strip (or sheet), $f_{fdd,e}$ is the design FRP effective debonding strength, which is different for fully wrapped or side bonded FRP (Equations A.24 and A.30 of EC8-3, respectively).

Table 2 Shear contribution of FRPs

	n_f	$V_{Rd,f}$ (kN)
Fully wrapped	1	986
	2	1697
Side bonded	1	746
	2	994
	5	1496

In this work, carbon FRP sheets are chosen. They are characterised by an elastic modulus of 240 GPa, thickness, t_f, of 0.167 mm and ultimate strength of 3800 MPa. In Table 2 the values of the FRP contribution to the shear resistance, $V_{Rd,f}$, are reported for different number of layers, n_f. Considering the shear demand in the X direction, as shown in Figure 2, to enhance the shear resistance of the wall it would be necessary to fully wrap the wall with two layers of FRPs. Alternatively, where required by architectural constraints, the U-shaped or side-bonded striped FRPs could be applied in more than two layers, for a maximum number of five layers [3].

3.2 Retrofitting with steel braces

The application of steel braces in selected bays of an existing RC building is effective for global strengthening, provided that a reliable, well detailed and technically sound connection between the steel elements and the existing concrete members is ensured [13,14]. Architectural constraints related to strengthening schemes can be addressed through alternative choices of bays to be braced. A strengthening solution could be achieved by using X, V or inverted V bracing. Alternative retrofitting methods of non-ductile RC frames include the use of eccentric steel braces with vertical shear links as energy dissipation elements. Among these alternatives, diagonal X bracing is the most common technique, providing a considerable increase in terms of lateral strength and stiffness of the building [15]. Nevertheless, the application of X bracing in an existing building can lead to possible side effects, particularly on columns attached to the bracing system [16].

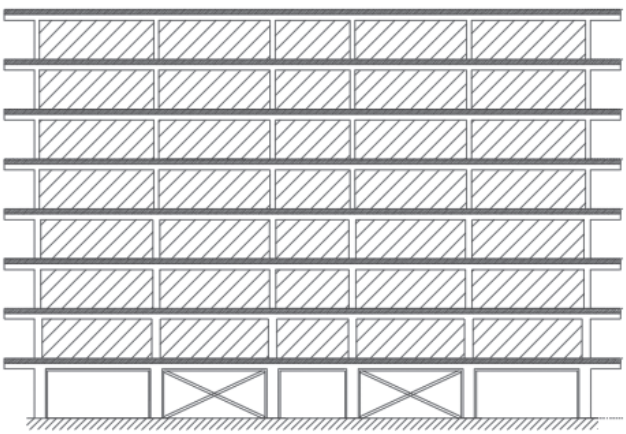


Figure 3 Retrofitting scheme

A strengthening intervention using concentric X-diagonal steel braces is proposed herein in order to make the analysed RC frame compliant with the performance requirements of the LS of SD, under the corresponding seismic action defined in the National Annex of EC8-3. Figure 3 shows a possible layout for the bracing system. The diagonals are composed by hot-rolled, circular hollow section (CHS) steel profiles, directly connected to the beam-column nodes of the bay of the RC frame. This connection is considered to behave as a "nominally pinned joint" as defined in Part 1-8 of Eurocode 3 [17], *i.e.* it can transmit the internal axial forces without developing significant moments. As no specific rules for the design of hybrid RC-steel systems exist in EC8-1, the provisions of the latter concerning steel frames with concentric braces were taken as a reference for the design of the new steel braces. Regarding the lower and upper limits for the non-dimensional slenderness $\bar{\lambda}$ of the braces, clause 6.7.3 (1) of EC8-1 states that $1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$, for buildings with more than two storeys. The lower limit is defined to avoid overloading the frame's columns in the pre-buckling stage (*i.e.*, when compressed and tensioned diagonals are active).

The braces' sections (listed in Table 3) were selected after a preliminary analysis with the objective to reduce the shear demand on the RC walls in the X direction, keeping these RC elements in the elastic region, as it will be shown in Section 3.3. For architectural reasons, no braces were applied in the Y direction. Moreover, a previous study [11] indicated that the building has an acceptable seismic performance in that direction.

Table 3 Section profile of steel braces

Bay's dimension [m]	Brace type	$\bar{\lambda}$	N_{cr} [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$N_{b,Rd}$ [kN]
7x3.6	CHS 219.1x5.9	1.30	716.4	983.7	681.3

N_{cr} – Euler's critical load; $N_{pl,Rd}$ – yield resistance of the gross section; $N_{b,Rd}$ – buckling load

3.2.1 Modelling options related to the steel braces

The modelling of the steel braces was based on the conclusions of the studies conducted by [18]. The inelastic force-based beam-column element available in OpenSees was used for simulating the hysteretic behaviour of the steel braces. This element accounts for large displacements by embedding the basic system in a corotational framework. A force-based finite element formulation with five integration sections was used to implement this model.

The connections between the steel braces and the RC frame are modelled as pinned regarding the out-of-plane rotation. In this approach, a zero-length element is defined in OpenSees. This element is defined by two coincident nodes that are connected by a linear elastic spring. The rigidity of the connection (*i.e.* the gusset plate) is modelled using rigid elastic elements as proposed by Hsiao *et al*. (2012) [19]. Concerning the constitutive law defining the cyclic behaviour of the steel material, the Menegotto and Pinto (1973) [20] model was employed, combined with the isotropic hardening rules proposed by Filippou *et al*. (1983) [21], with the following mechanical properties (mean values): (i) Modulus of elasticity (initial elastic stiffness): E_s = 210 GPa; (ii) Yield stress (mean value): f_{ym} = 343.75 MPa; (iii) Strain hardening parameter: μ = 0.005; (iv) Steel specific weight: Y_s = 7850 kg/m^3.

While the above-referred modelling aspects are consensual among authors, others like the number of finite elements per individual brace and the brace's initial camber, Δ0, are not. It is however widely accepted that braces should be divided at least in two FE's, that are offset (initial camber) at mid-length of the brace, as to trigger flexural buckling. Based on the results of a parametric study [18], in this work, the braces are modelled with four force-based elements, allowing the consideration of an initial geometrical imperfection with values within the range of 0.1% of the brace length, and 5 integration points per element.

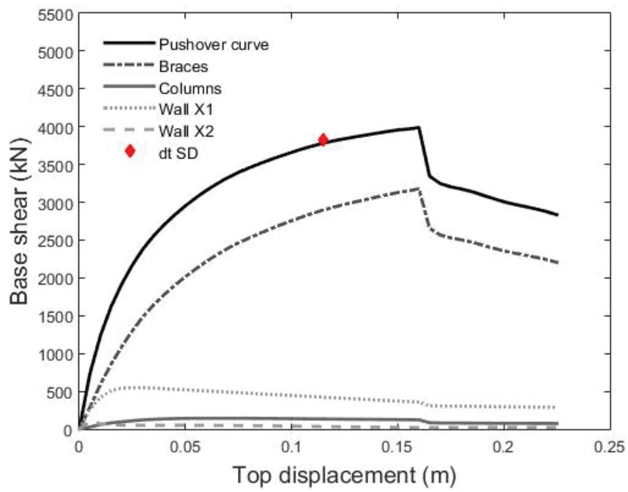
3.3 Results

Figure 4 shows the pushover curves, *i.e.* base shear *versus* top displacement at the centre of mass, for the X direction (the results in the positive and negative direction are identical, as the structure is symmetric with respect to the Y axis). A modal load pattern is used in both directions because it is more consistent when compared to the results of non-linear time history analysis, as shown in a previous study [1]. The strengthening solution which involves the application of the steel braces is depicted in Figure 4a, while the strengthening solutions which involves the application of FRP in the RC walls is shown in Figure 4b. The target displacements, obtained by applying the N2 method for the PGA prescribed in Lisbon for SD limit state, are depicted as a red dots in Figure 4. They amount to 0.11 m for the structure retrofitted with steel braces (Figure 4a) and to 0.118 m for the structure retrofitted with FRP. The latter is the target displacement also of the original structure.

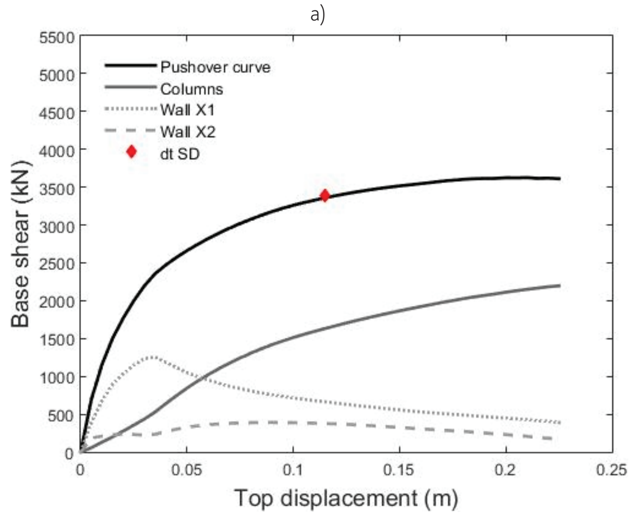
In Figure 4, the total base shear carried by the columns is labelled as "Columns", while the base shear carried by the first RC walls in the X direction is labelled as "Wall X1" and the second as "Wall X2" (assuming a positive direction of the load – Figure 1) and correspond to W1x and W4x in Figure 1. It is evident that the use of steel bracing significantly reduces the potential for shear failures in the walls at the ground storey level. The shear demand is reduced as to keep the RC walls in the elastic region (see Figure 2). The strengthening solution which involves the application of the FRP is represented in Figure 4b. As stated before, the application of the FRP does not modify the stiffness of the structural elements but increases the shear strength of the walls, allowing them to reach their flexural capacity without developing a brittle mechanism.

By comparing the two pushover curves (black solid lines) it is evident that the application of the steel braces at the ground storey did not result in a significant increase of the lateral strength (Figure 4a). It is also worth noting that the fundamental periods *f* the structure, which are 0.90 and 0.87 seconds in the longitudinal (X) and transverse (Y) directions, respectively, do not show any substantial difference after retrofitting. On the other hand, the absolute displacements at the lower stories are reduced. The distribution of the inter-storey drifts as well as the lateral displacements along the height of the structure are shown in Figure 5a and Figure 5b, respectively, where the results for building repaired with FRP are compared with the building retrofitted with braces.

The shear D/C ratio in the RC walls of the two retrofitted schemes at the SD limit state are plotted in Figure 6. All shear D/C ratios fall below unity, indicating the positive effects achieved with brace retrofitting in reducing the lateral demand imposed to the shear walls. A similar result can be observed for the FRP retrofitting, which increases the shear capacity of the walls leading to D/C ratios below one. It is noted that the partial retrofitting at the ground storey results in a decrease in wall shear at the lower storey, but it does not have a negative influence on the upper storeys of the building, where the D/C ratio is unchanged (although shear walls may experience higher demand from the effects of higher modes of vibrations).

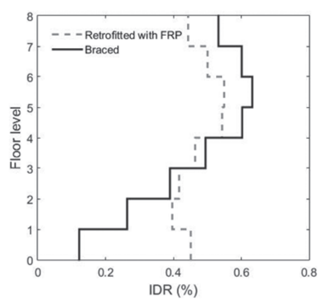


a)

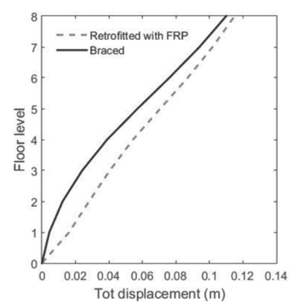


b)

Figure 4 Pushover curves in the X direction for the retrofitted building with (a) steel braces and (b) FRP



a)



b)

Figure 5 (a) Inter-storey drifts (IDR) and (b) lateral displacements profile in the X direction

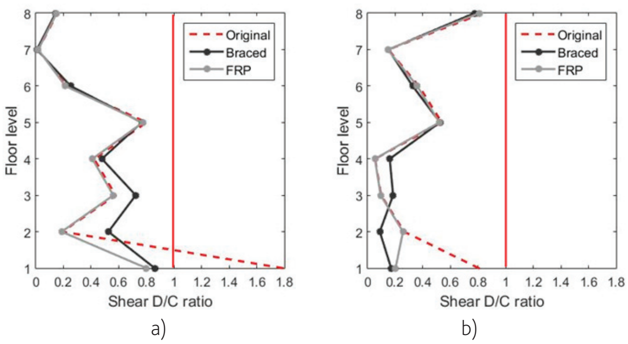


Figure 6 Shear D/C ratio in RC Wall1x (a) and Wall4x (b)

3.4 Costs of retrofitting

In the following paragraphs a description of the construction manufacturing costs, required to carry out the retrofitting operation using the two techniques examined, is reported. The unit price of each process includes the cost of materials, labour, transportation and rental, which must be added to the safety costs and profit of the construction companies. In order to consider reliable and realistic repair costs, the CYPE database [22], which contains detailed and up-to-date construction costs for the Portuguese construction practice, has been utilized. The prices not included in this database were deducted from the prices charged by construction companies operating with these techniques.

Table 4 shows a summary of the cost of retrofitting with C-FRP (carbon FRP) strips and sheets, including scaffolding, partial demolition and reconstruction of partition walls and finishing works. The estimated total cost of this intervention is 15829 Euro, considering full wrapping of the T-shaped RC walls at the ground storey with C-FRP sheet and strips.

Table 4 Cost of retrofitting with FRP

Description	Unit	Unit cost [Euro/unit]
Scaffolding	m^2	17.62
Demolition of interior partition wall	m^2	4.51
C-FRP laminates	m^2	97.88
C-FRP sheets	m^2	106.53
Reconstruction of interior partition wall	m^2	26.82
Plastering	m^2	4.29

Based on the indications provided by the manufacturers, the steel braces installation has an average unit price of 5.00 Euro / kg (varying from 3 to 9 Euro / kg), which includes material costs, production costs and on-site assembly costs (Table 5). Considering that four X - braces must be installed, two on each side of the structure (Figure 3), and that the weight of the CHS 219.1x5.9 is 31 kg/m, the total weight of the steel for these devices is 1984 Kg. The total cost for structural reinforcement through the installation of BRBs is estimated as 15277 Euro, thus a slightly more economic solution.

Table 5 Cost of retrofitting with steel braces

Description	Unit	Unit cost [Euro/unit]
Scaffolding	m^2	17.62
Steel Bracings	kg	4.30

4 Conclusions

The study reported in this paper addressed the issue of strengthening one of the most vulnerable class of existing reinforced concrete buildings in Lisbon, namely buildings with an open ground storey (pilotis), designed and built under old codes and engineering practices. The feasibility of performing partial strengthening of such buildings was examined, with the ultimate aim to develop an efficient retrofitting plan for this typology.

Two local methods of retrofitting were used, the first involving the partial strengthening at the open ground storey with steel braces, the second involving the FRP-wrapping of single elements (individual walls). FRP composite materials have received increasing attention in the past few decades as a potential solution for retrofitting of existing RC structures.

The purpose of this the study was to design two seismic local interventions, applied to a group of members that suffer from structural deficiencies in order to obtain the desired seismic performance. By means of nonlinear static analyses the seismic performance of the existing and retrofitted buildings was evaluated. By comparing the pushover curves, it was evident that the two solutions led to comparable results in terms of maximum strength and stiffness and allow mitigating the main vulnerabilities of the original building.

From the cost analysis, it turned out that the use of the technique steel bracing is the most economical solution and it also requires lower times of intervention. As a final consideration, local methods of intervention, as opposed to a complete strengthening to comply with current standards for new buildings, are perhaps the only retrofitting possibility that might be acceptable by the owners of such buildings, for two important reasons: (i) low cost of intervention and (ii) continued usage of the building during the retrofitting work.

Future developments of this work will include the implementation of a vulnerability loss assessment methodology, ideally in combination with a cost-benefit analysis framework to guide the decision regarding the retrofitting intervention.

References

[1] Galvis, F.; Miranda, E.; Heresi, P.; Dávalos, H.; Silos, J.,R. – "Preliminary Statistics of Collapsed Buildings in Mexico City in the September 19, 2017 Puebla-Morelos Earthquake", John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, 2017.

[2] fib bulletin 35 – *Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs (with emphasis on seismic applications)*, 2006.

[3] Fardis, M. – "Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings", Patras, Greece: Springer Science+Business Media B.V., 2009.

[4] ASCE standard, ASCE/SEI 41-17 – S*eismic evaluation and retrofit of existing buildings*, Published by American Society of Civil Engineers, 1801 Alexander Bell Drive, Reston, Virginia, p. 20191-4382, 2017.

[5] Di Ludovico, M. D.; Prota, A.; Moroni, C.; Manfredi, G., Dolce, M. – "Reconstruction process of damaged residential buildings outside historical centres after the L'Aquila earthquake: part II – heavy damage reconstruction". *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2017, 15:693-729. DOI 10.1007/s10518-016-9979-3.

[6] EC8-3 – EN 1998-3: 2010 – *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings*. ENV 1998-3, CEN: Brussels, 2010.

[7] RSCCS – Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos, Decreto-Lei n. 41658, Lisbon, Portugal, 1958.

[8] McKenna, F.; Fenves, G.,L.; Scott, H.,M. – "Open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES)". Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, CA, 2000.

[9] Caruso, C.; Bento, R.; Sousa, R.; Correia, A. A. – "Modelling strain penetration effects in RC walls with smooth steel bars", *Magazine of concrete research*, Vol. 71(17), pp. 894–906, 2018. doi: 10.1680/jmacr.18.00052.

[10] EC8-1 – EN 1998-1: 2004. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 2004.

[11] Caruso, C.; Bento, R.; Marino, E. M., Castro, J. M. – "Relevance of torsional effects on the seismic assessment of an old RC frame-wall building in Lisbon", *Journal of Building Engineering,* Elsevier, Vol. 19, p. 459-471, 2018. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2018.05.010.

[12] ATC – Applied Technology Council – "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", vol. 1 and 2, Report No. ATC-40, Redwood City, California, 1996.

[13] Varum, H.; Teixeira-Dias, F.; Marques, P.; Pinto A. V.; Bhatti A. Q. – "Performance evaluation of retrofitting strategies for non-seismically designed RC buildings using steel braces", B*ulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 11, p. 1129–1156, 2013. DOI 10.1007/s10518-012-9421-4.

[14] Castro, J. M.; Araújo, M.; D'Aniello, M.; Landolfo, R. – "Strengthening of RC buildings with steel elements". In A. Costa, A. Arêde and H. Varum (Eds.), *Strengthening and retrofitting of existing structures. Building Pathology and Rehabilitation*, Springer-Verlag Book Series, 2017. ISBN 978- 981-10-5857-8.

[15] Hemant, K. B.; Durgesh, R. C.; Sudhir, J. K. - "Effectiveness of some strengthening options for masonry infilled RC frames with open first story", *Journal of Structural Engineering-ASCE*, Vol. 135(8), p. 925-937, 2009. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:8(925).

[16] Rahimi, A.; Mahmoud, R. M. – "The effects of retrofitting RC frames by X-bracing on the seismic performance of columns", *Engineering Structures*, Vol. 173, p. 813-830, 2018. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.07.003.

[17] EC8- 3 – EN 1998-3: 2010 – *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings*. ENV 1998-3, CEN: Brussels, 2010.

[18] Uriz, P.; Filippou, F. C.; Mahin, S. – "Model for cyclic inelastic buckling of steel braces", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134(4), 2008. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:4(619).

[19] Hsiao, P.; Lehamn, D.; Roeder, C. W. – "Improved analytical model for special concentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 73, p. 80-94, 2012.

[20] Menegotto, M.; Pinto, P. – "Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending", *Proceedings of the IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*. Zurich, Switzerland, 1973.

[21] Filippou, F. C.; Popov, E. P.; Bertero, V. V. – "Modelling of RC joints under cyclic excitations", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 109(11): 2666-2684, 1983.

[22] CYPE – Available from: http://www.geradordeprecos.info/ (accessed in January 2019).

a

Seismic analysis of an ultra-high arch dam using the 3DFE program DamDySSA3.0. Study on the influence of the reservoir water level

Análise sísmica de uma barragem abóbada ultra-alta utilizando o programa de EF3D DamDySSA3.0. Estudo da influência do nível da água na albufeira

André Alegre
Sérgio Oliveira
Margarida Espada
Romano Câmara

Abstract

The seismic response of a 290 m high arch dam, located in a high seismicity zone in China, is studied in this paper. The goal is to evaluate the influence of the reservoir water level on the dam's seismic behaviour.

The numerical simulations are carried out using the 3DFE program DamDySSA3.0, developed in LNEC for linear dynamic analysis of dams, including a module for seismic analysis under applied base accelerations. The problem is solved by a Finite Element coupled formulation in displacements and pressures. The seismic response is computed in time domain for the dam-reservoir-foundation system using the Newmark method.

The seismic study is performed for two reservoir levels, considering 5% damping. A set of seismic accelerograms recorded in the Jiashi station (peak acceleration of 0.23 g) was used as input. Displacement and acceleration time histories, stress fields and the hoop and cantilever stress envelopes at the central section are presented.

Resumo

Neste artigo analisa-se a resposta sísmica de uma barragem abóbada com 290 m de altura, localizada numa zona de elevada sismicidade na China. O objetivo é estudar a influência do nível da água da albufeira no comportamento sísmico da obra.

As simulações numéricas são efetuadas com o programa de EF3D DamDySSA3.0, desenvolvido no LNEC para análise dinâmica linear de barragens, incluindo um módulo para análise sísmica sob acelerações aplicadas na base. O problema é resolvido utilizando uma formulação de Elementos Finitos em deslocamentos e pressões. A resposta sísmica calcula-se no domínio do tempo para o sistema barragem-fundação-albufeira com o método de Newmark.

O estudo sísmico realiza-se para duas cotas de água, considerando 5% de amortecimento e como input um conjunto de acelerogramas medidos em Jiashi, China (aceleração de pico de 0,23 g). Apresentam-se histórias de deslocamentos e acelerações, campos de tensões e envolventes de tensões segundo os arcos e as consolas na secção central.

Keywords: Seismic analysis of arch dams / Influence of the reservoir water level / / 3DFE program / Coupled formulation in displacements and pressures

Palavras-chave: Análise sísmica de barragens abóbada / Influência do nível da água / / Programa de EF3D / Formulação acoplada em deslocamentos e pressões

André Alegre

PhD Student
Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) / Instituto Superior Técnico (IST-ULisboa)
Lisboa, Portugal
andrefalegre92@gmail.com

Sérgio Oliveira

Assistant Researcher
Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)
Lisboa, Portugal
soliveira@lnec.pt

Margarida Espada

Junior Research Fellow
Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)
Lisboa, Portugal
marga.espada@gmail.com

Romano Câmara

Principal Researcher
Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)
Lisboa, Portugal
romano@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.

ALEGRE, A. [*et al.*] – Seismic analysis of an ultra-high arch dam using the 3DFE program DamDySSA3.0. Study on the influence of the reservoir water level. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 11. ISSN 2183-8488. (novembro 2019) 115-126.

1 Introduction

Large and ultra-high arch dams are civil engineering structures of great relevance for populations and with high potential risk [1]. This is a significant matter, considering that many of them are located in seismic zones all over the world, as is the case for several of the new ultra-high dams in China. Therefore, it is of the utmost importance to improve our knowledge about the seismic behaviour of these structures. This goal can be achieved based on monitoring data from Seismic and Structural Health Monitoring (SSHM) systems, installed in dams for continuously monitoring their dynamic response over time, under environmental/operational vibrations and during seismic events. With that aim, Seismic and Structural Health Monitoring (SSHM) systems have been installed in several large dams [2] and are being proposed for both older and more recent dams, to control the evolution of modal parameters over time [3,4,5] and to characterize the structural response under seismic vibrations [4,6,7].

Seeking to contribute to a better understanding of the seismic behaviour of dams, the investment in SSHM systems should be complemented with the development of new numerical models for simulating the seismic response as accurately as possible for various case scenarios. Provided they are properly calibrated and validated based on experimental results, numerical models are of great use for increasing knowledge about the dynamic response of dams during seismic events and for supporting seismic safety studies.

The numerical modelling of the dynamic behaviour of the dam-reservoir-foundation system is a research field that has been widely studied over the last decades, resulting in the development of various well-established formulations based on the Finite Element Method (FEM) [8]. Still, given the complexity of the problem, important challenges continue to arise, namely concerning the dynamic water-dam interaction, the hydrodynamic reservoir behaviour, the influence of water level variations, the foundation's dynamic behaviour, the dam-foundation interaction, the seismic input modelling and the global system damping.

To simulate the dynamic behaviour of the dam-reservoir-foundation system (Figure 1), it is common the use of added water mass models, based on Westergaard's pioneer solution to simulate the reservoir in a simplified way [9]. Although useful and easier to implement, these models present limitations in modelling the dynamic dam-reservoir interaction, especially for arch dams. Therefore, more complex coupled models are used, based on a formulation in displacements and pressures [8,10] that enables to simulate the dam-reservoir motion coupling, the propagation of pressure waves and the effects of radiation damping in the water, by defining specific boundary conditions at the main boundaries. Regarding the foundation, two approaches can be used. The massless approach [11] assumes that the foundation is simulated as an elastic, massless substructure, and thus only its flexibility is considered. The mass foundation approach [12] is more complex, because it enables the simulation of the dam-rock interaction and the foundation radiation damping, by considering Viscous-spring absorbing boundaries. As for the seismic input, in the massless foundation models the seismic accelerograms are applied uniformly along the dam base, while in the mass foundation models the seismic accelerations are applied at the foundation boundaries, so that the spatial variation of the ground motion along the dam-foundation interface is considered.

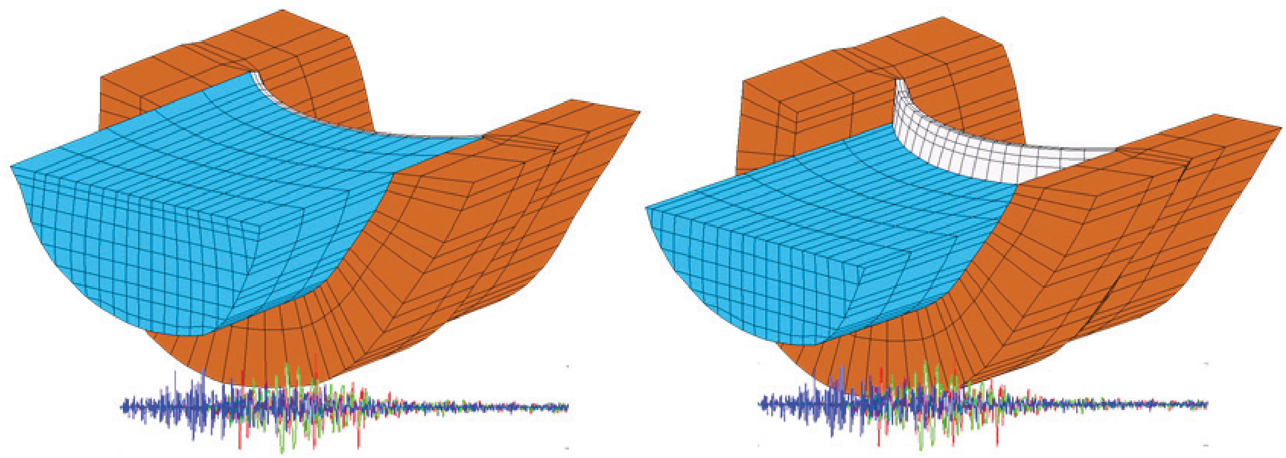


Figure 1 3DFE models of the dam-reservoir-foundation system for dynamic analysis of arch dams. Different reservoir water levels

For structural analysis of dams, under static and/or seismic loads, it is usual to assume the full reservoir condition given that it results in higher water pressures at the upstream face of the dam and consequently in greater displacements and stresses. However, the oscillatory movements of greater amplitude under seismic ground motion can occur for non-full reservoir conditions, as shown in [13], because the seismic response is influenced by the dynamic dam-water interaction and it also depends on the relation between the natural frequencies of the dam-reservoir-foundation system and the frequency content of the seismic accelerograms.

2 DamDySSA3D1.0: a program for linear dynamic analysis of arch dams

The numerical calculations presented in this paper were carried out with the 3DFE program *DamDySSA3.0*, which was developed in LNEC and optimized for linear dynamic analysis of concrete dams, including a module for seismic analysis. The hypothesis of isotropic materials with linear elastic behaviour is assumed, for the continuum and eventually at joints or cracks existing in the dam and the foundation. For the solid domain the hypothesis of proportional (Rayleigh) or non-proportional damping can be assumed, while in the fluid domain the damping effect is associated with radiation energy loss. The dam-reservoir-foundation system is simulated based on a coupled model, using a FEM formulation in displacements and pressures, and considering the massless foundation approach. The seismic response is calculated for the coupled system by direct time integration in global coordinates using the Newmark method. The calculations can be performed for several dynamic load combinations, including a) the self-weight (SW) of the dam, assuming the body load to be applied simultaneously, b) the hydrostatic pressure (HP) at the upstream face, and c) the seismic load, considering the seismic accelerograms to be applied at the base and uniformly distributed along the dam-rock interface.

2.1 Coupled problem in displacements and pressures

The dynamic coupled problem (Figure 2) for the dam-reservoir-foundation system is defined by a Boundary Values Problem (BVP), including the governing differential equations for the solid Ω_s and the fluid Ω_w domains and the respective boundary conditions, Equation 1.

The coupled problem's unknowns, to be calculated in time domain, are the displacement vector $\underset{\sim}{u} = \underset{\sim}{u}(x_1,x_2,x_3,t)$ on a point P_s in the solid domain and the hydrodynamic pressure $p = p(x_1,x_2,x_3,t)$ on a point P_w in the fluid domain.

In the equation for the solid domain, $\underline{L}$ is a differential operator for the displacement-strain relation, $\underline{D}$ is the elasticity matrix (stress--strain relation), and $\underset{\sim}{f} = \underset{\sim}{f}(x_1,x_2,x_3,t) = \rho_s\,\underset{\sim}{g} - \rho_s(\underset{\sim}{\ddot{u}} + \underset{\sim}{a}_s) - c_s\underset{\sim}{\dot{u}}$ (kN/m^3) is the vector of body forces, which includes the gravity, inertia and damping components, respectively - $\underset{\sim}{\dot{u}}$ and $\underset{\sim}{\ddot{u}}$ are the velocity and acceleration vectors, ρ_s (kg/m^3) is the mass density of the solid material, g (m/s^2), is the gravity acceleration vector, c_s (kN.s/m/m^3) is the specific material damping (kN.s/m/m^3), and finally $\underset{\sim}{a}_S = \underset{\sim}{a}_S(x_1,x_2,x_3,t)$ (m/s^2) is the applied seismic acceleration vector at the dam base. For the wave equation (2), the speed of sound in water (m/s) is $c_w = \sqrt{K_w/\rho_w}$ (m/s), where K_w is the bulk modulus (GPa) and ρ_w is the water density (kg/m^3).

Regarding the boundary conditions, the displacement boundary conditions $\underset{\sim}{u} = \overline{\underset{\sim}{u}}$ are defined by introducing null displacement values at the foundation bottom boundary Γ_f; the traction boundary conditions $\underset{\sim}{t} = \overline{\underset{\sim}{t}}$ are incorporated by applying the hydrostatic pressures at the upstream face of the dam (dam-water interface Γ_1). The boundary conditions for the reservoir are defined as in [8]: a) the solid-water motion coupling is defined at the dam-reservoir interface Γ_1, b) only horizontal motion exists at the reservoir bottom Γ_2, c) the free surface Γ_3 has null pressure, and d) only outgoing pressure waves are considering, by means of a radiation boundary at the end of the reservoir (water-water interface Γ_4). The normal vector to any surface Γ_i is represented by $\underset{\sim}{n}_{\Gamma_i}$.

$$\begin{cases} \underline{L}^{T}\left(\underline{D}\,\underline{L}\,\underset{\sim}{u}\right)+\underset{\sim}{f}=\underset{\sim}{0}, & \forall P_s(x_1,x_2,x_3)\in\Omega_s \\ \nabla^2 p-\dfrac{\ddot{p}}{c_w^2}=0, & \forall P_w(x_1,x_2,x_3)\in\ \Omega_w \end{cases}$$

$$\begin{cases} \underset{\sim}{u}=\underset{\sim}{0}, & \forall P_s\in(\Gamma_{s,u}=\Gamma_f) \\ \underset{\sim}{t}=\underset{\sim}{n}_{\Gamma}^{T}\gamma_w h_w, & \forall P_s\in(\Gamma_{s,t}=\Gamma_1) \end{cases};\quad \begin{cases} \ddot{\underset{\sim}{u}}=\underset{\sim}{a}_S & ,\Gamma_b \\ \dfrac{\partial p}{\partial \underset{\sim}{n}_{\Gamma_1}}=-\rho_w\,\underset{\sim}{n}_{\Gamma_1}^{T}\,\ddot{\underset{\sim}{u}} & ,\Gamma_1 \end{cases};\quad \begin{cases} \underset{\sim}{n}_{\Gamma_2}^{T}\ddot{\underset{\sim}{u}}=0 & ,\Gamma_2 \\ p=0 & ,\Gamma_3 \\ \dfrac{\partial p}{\partial \underset{\sim}{n}_{\Gamma_4}}=-\dfrac{1}{c_w}\dot{p} & ,\Gamma_4 \end{cases} \tag{1}$$

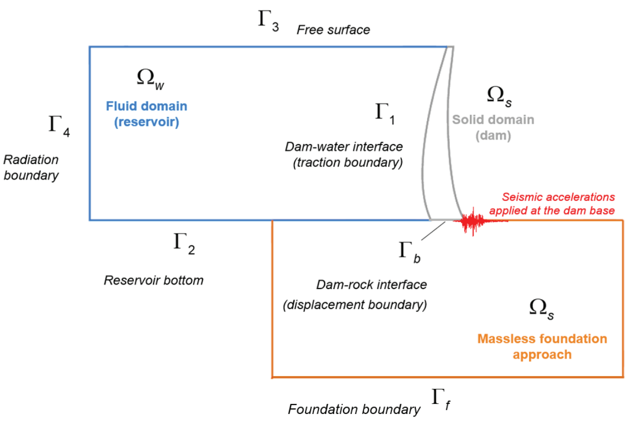


Figure 2 Coupled model. Solid and fluid domains and main boundaries

2.2 Discrete system. Finite element formulation

To solve the coupled problem, the system is discretized (Figure 3) using displacement finite elements (FE) for the dam and the foundation (solid domain) and pressure FE for the reservoir (fluid domain). The nodes within the solid domain have three displacement degrees of freedom, while the nodal points in the fluid domain have only one, the hydrodynamic pressure. In DamDySSA3.0, the FE mesh is achieved using 3D isoparametric elements with 20 nodes. Considering the massless foundation approach (the foundation stiffness is considered using a sub-structuration technique), the dynamic calculations are performed only for the dam-reservoir system.

Using a FEM formulation in displacements and pressures, based on a standard Galerkin procedure, the solution is approximated as $\underset{\sim}{u}=\underline{N}_u\,\underset{\sim}{u}^e$ for the displacements in a point P_s in the dam, and as $p=\underline{N}_p\ \underset{\sim}{p}^e$ for the pressures in a point P_w within the reservoir, where $\underset{\sim}{u}^e$ and $\tilde{\underset{\sim}{p}}^e$ are the corresponding nodal parameters, while $\underline{N}_u$ and $\underline{N}_p$ are the matrices containing the appropriate approximation functions.

The discretized form of the presented coupled problem is obtained by introducing the above approximations into the weak form of the governing differential equations and considering the outlined boundary conditions, using the Gauss integration method. Finally, the solid and fluid dynamic equations of motion for the discrete system are established in coupled matrix form:

$$\begin{bmatrix} \underline{m} & \underline{0} \\ \rho_w\underline{Q}^T & \underline{S} \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{\underset{\sim}{u}} \\ \ddot{\underset{\sim}{p}} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} \underline{c} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{R} \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \dot{\underset{\sim}{u}} \\ \dot{\underset{\sim}{p}} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} \underline{k} & -\underline{Q} \\ \underline{0} & \underline{H} \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \underset{\sim}{u} \\ \underset{\sim}{p} \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} \underset{\sim}{F}_s \\ \underset{\sim}{F}_w \end{bmatrix} \tag{2}$$

where $\underline{m}$, $\underline{c}$ and $\underline{k}$ denote the mass, damping and stiffness matrices for the solid domain, $\underline{S}$, $\underline{R}$ and $\underline{H}$ are the corresponding terms for the water domain and $\underline{Q}$ is the coupling matrix to simulate the dynamic dam-water [8,10]. The force vectors are obtained as $\underset{\sim}{F}_s=\underset{\sim}{F}_s(t)=-\underline{m}\ \underline{s}\ \underset{\sim}{a}_S(t)$ for the solid domain and as $\underset{\sim}{F}_w=\underset{\sim}{F}_w(t)=-\rho_w\ \underline{Q}^T\ \underline{s}\ \underset{\sim}{a}_S(t)$ for the fluid domain, resulting from the seismic acceleration time histories applied at the base $\underset{\sim}{a}_S$ [19] ($\underline{s}$ is a matrix used to obtain the corresponding nodal forces in the upstream-downstream, cross-valley and vertical directions).

The discrete coupled problem can be presented in its final, simple form as

$$\underline{M}\,\ddot{\underset{\sim}{q}}+\underline{C}\,\dot{\underset{\sim}{q}}+\underline{K}\,\underset{\sim}{q}=\underset{\sim}{F} \tag{3}$$

where $\underline{M}$, $\underline{K}$ and $\underline{C}$ are the global mass, damping and stiffness matrices for the whole coupled system, and

$$\underset{\sim}{q}=\underset{\sim}{q}(t)=\begin{bmatrix} \underset{\sim}{u} \\ \underset{\sim}{p} \end{bmatrix} \tag{4}$$

is the global coupled unknowns, which includes the problem's unknowns: the displacement vector $\underset{\sim}{u}=\underset{\sim}{u}(t)$ and the hydrodynamic pressures vector $\underset{\sim}{p}=\underset{\sim}{p}(t)$.

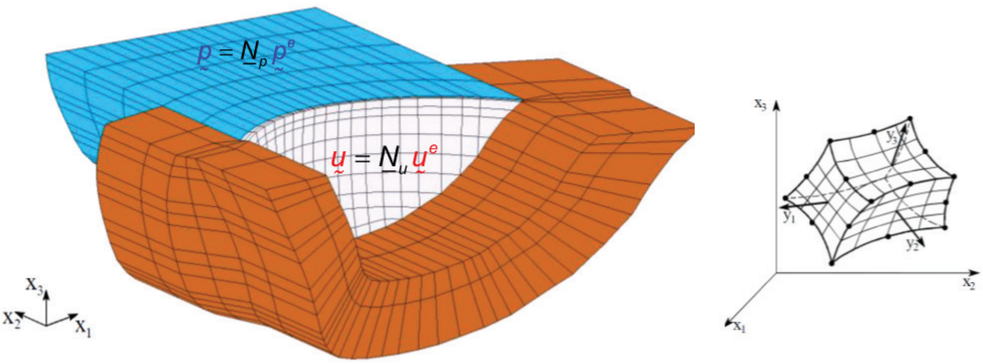


Figure 3 Coupled system: discretized form. Type of FE used in DamDySSA3.0

2.3 Seismic response calculation

In DamDySSA3.0, the forced vibration response is calculated by numerical integration using a time-stepping procedure based on the Newmark method, in order to approximate the solution for the dynamic coupled problem in time domain (Figure 4). The aim is to solve the governing dynamic equation at each time step $t + \Delta t$

$$\underline{M}\,\ddot{\underset{\sim}{q}}_{t+\Delta t} + \underline{C}\,\dot{\underset{\sim}{q}}_{t+\Delta t} + \underline{K}\,\underset{\sim}{q}_{t+\Delta t} = \underset{\sim}{F}_{t+\Delta t} \tag{5}$$

In the Newmark formulation [13], considering a time step Δt, the solutions for the displacements and velocities at time $t + \Delta t$ are obtained from Taylor Series expansions, while the accelerations are assumed to have a constant or linear variation within each time step. For the coupled problem, the global coupled unknowns and the respective first time derivatives at time $t + \Delta t$ can be written in the same manner,

$$\underset{\sim}{q}_{t+\Delta t} = \underset{\sim}{q}_t + \Delta t \cdot \dot{\underset{\sim}{q}}_t + \Delta t^2 \cdot \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \cdot \ddot{\underset{\sim}{q}}_t + \Delta t^2 \cdot \beta \cdot \ddot{\underset{\sim}{q}}_{t+\Delta t} \tag{6}$$

$$\dot{\underset{\sim}{q}}_{t+\Delta t} = \dot{\underset{\sim}{q}}_t + \Delta t \cdot (1-\gamma) \cdot \ddot{\underset{\sim}{q}}_t + \Delta t \cdot \gamma \cdot \ddot{\underset{\sim}{q}}_{t+\Delta t} \tag{7}$$

where β and γ are parameters introduced by Newmark to reflect the influence of the second time derivatives in the solutions for $\underset{\sim}{q}_{t+\Delta t}$ and $\dot{\underset{\sim}{q}}_{t+\Delta t}$ at time $t + \Delta t$, respectively. Using $\lambda = 1/2$ and $\beta = 1/4$ means that the constant acceleration hypothesis is regarded and the method is unconditionally stable.

Considering the above relations, the governing equation of the coupled system at each $t + \Delta t$ is expressed only in terms of the coupled unknowns $\underset{\sim}{q}_{t+\Delta t}$

$$\left(\alpha_0 \cdot \underline{M} + \alpha_1 \cdot \underline{C} + \underline{K}\right) \cdot \underset{\sim}{q}_{t+\Delta t} = \underset{\sim}{F}_{t+\Delta t} + \underline{M} \cdot \left(\alpha_0 \cdot \underset{\sim}{q}_t + \alpha_2 \cdot \dot{\underset{\sim}{q}}_t + \alpha_3 \cdot \ddot{\underset{\sim}{q}}_t\right) + \underline{C} \cdot \left(\alpha_1 \cdot \underset{\sim}{q}_t + \alpha_4 \cdot \dot{\underset{\sim}{q}}_t + \alpha_5 \cdot \ddot{\underset{\sim}{q}}_t\right) \tag{8}$$

with the integration constants

$$\begin{gathered}\alpha_0 = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \quad ; \quad \alpha_2 = \frac{1}{\beta \Delta t} \quad ; \quad \alpha_3 = \frac{1}{2\beta} - 1 \\ \alpha_4 = \frac{\gamma}{\beta} - 1 \quad ; \quad \alpha_5 = \frac{\Delta t}{2} \cdot \left(\frac{\gamma}{\beta} - 2\right) \quad ; \quad \alpha_6 = (1-\gamma) \cdot \Delta t \quad ; \quad \alpha_7 = \gamma \cdot \Delta t\end{gathered} \tag{9}$$

Finally, the seismic response of the dam-reservoir-foundation system is calculated by solving the equivalent equation below at each time step,

$$\underline{S}^* \cdot \underset{\sim}{q}_{t+\Delta t} = \underset{\sim}{F}^*_{t+\Delta t} \tag{10}$$

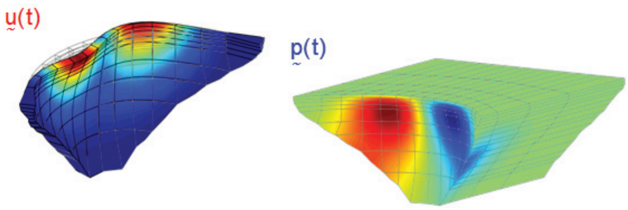


Figure 4 Discrete coupled problem. Dynamic response: displacements and pressures

2.4 Developed graphical user interface

An interactive and versatile graphical user interface was developed for DamDySSA3.0 (Figure 5), to enable a simple use of the program. The program also presents high quality graphical representations to facilitate the analysis and interpretation of the results obtained in the numerical calculations. As inputs, the program reads a data file, containing the mesh data (nodes and elements), the default material properties and the reservoir water level, as well as the acceleration time histories for the intended earthquake. The main properties and parameters can be changed by the user in the developed interface, allowing for multiple tests to be performed. As outputs, the program provides a 3D mesh of the dam-foundation-reservoir system, the seismic accelerograms for the applied seismic load and the main results of both static and seismic analysis, including displacements and stress fields, acceleration and displacement histories in control nodes, and stress envelopes in the central cantilever of the dam.

3 Case study: 290 m ultra-high arch dam

The case study in this paper is an ultra-high concrete arch dam (Figure 6) located on a tributary of the Yangtze River, in Southwest China, a zone of significant seismic activity. The dam has been under construction since 2008 and is expected to become operational in 2021. It is a double-curvature arch dam with a maximum height of 290 m above the foundation, reaching an elevation of 834 m. The arch is 710 m long at the crest, between abutments. The dam's section has a minimum thickness of 14 m at the crest and a maximum of about 64 m at the base.

The numerical modelling of this dam is achieved using a 3DFE model of the dam-reservoir-foundation system, presented in Figure 7. The mesh is composed by 2859 elements (698 for the dam) and 15843 nodal points. The hypothesis of isotropic materials with linear elastic behaviour is assumed for the dam and the massless foundation. No cracks or joints are incorporated into the model. The reservoir water level is a parameter that can be changed by the user. For the seismic calculations, a Young's modulus $E_{dyn} = 1.3 \times Es = 32.5$ GPa and a damping ratio of 5% are used.

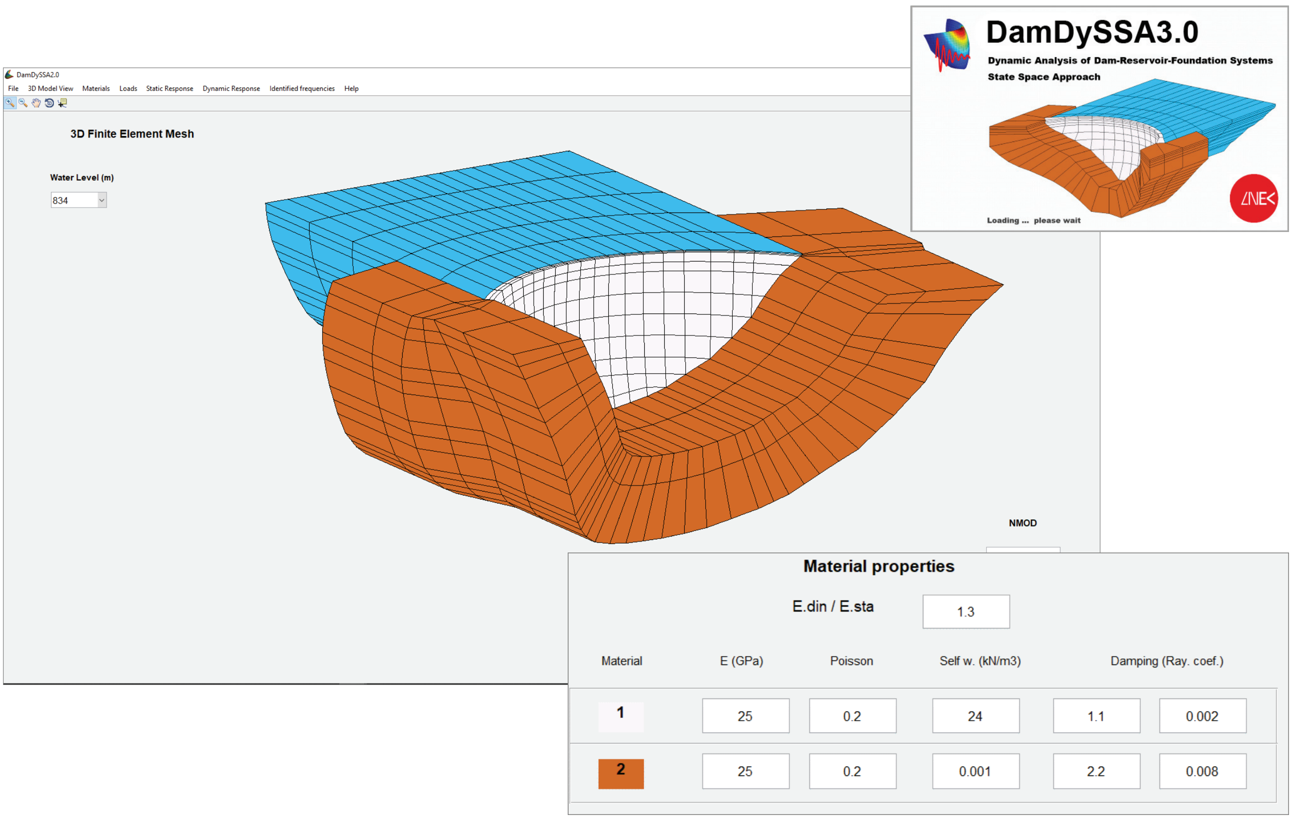


Figure 5 DamDySSA3.0: developed graphical user interface

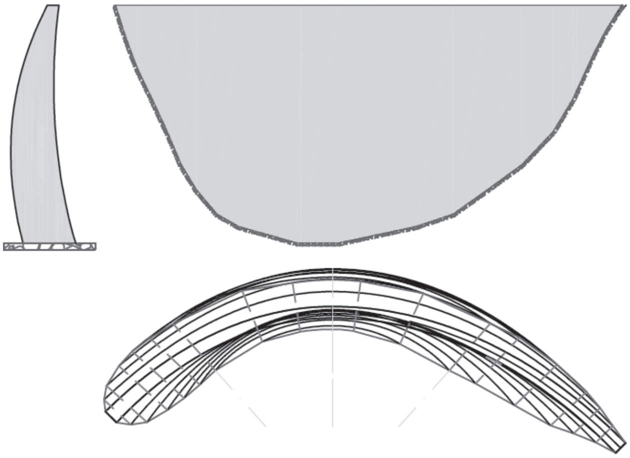


Figure 6 Case study: 290 m high arch dam. Cross section, front view and top view

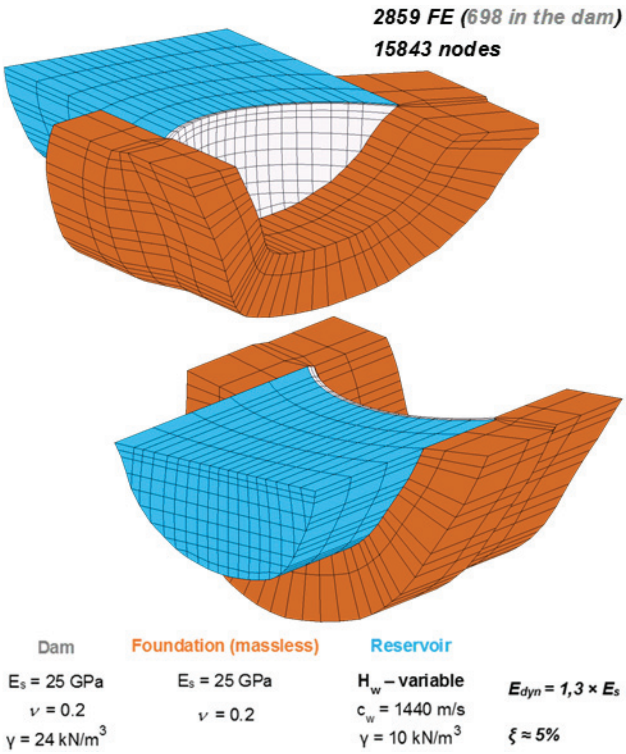


Figure 7 290 m high arch dam. 3DFE model of the dam-reservoir-foundation system and main material properties

4 Seismic response of a 290 m high arch dam

A study on the seismic behaviour of the 290 m high arch dam is presented herein. The main results include the displacement and acceleration time histories, stress fields and the hoop and cantilever stress envelopes at the central section. The seismic analysis is performed considering the dynamic load combination with the dam self-weight (SW), the hydrostatic pressure (HP) at the upstream face and the seismic load (SL).

As previously mentioned, the aim in this paper is to analyse the influence of the reservoir level in the dam's seismic response. Thus, the numerical simulations are carried out for two reservoir water levels (Figure 8), considering a full reservoir (H_w = 290 m) and the water at 34 m below the crest (H_w = 256 m).

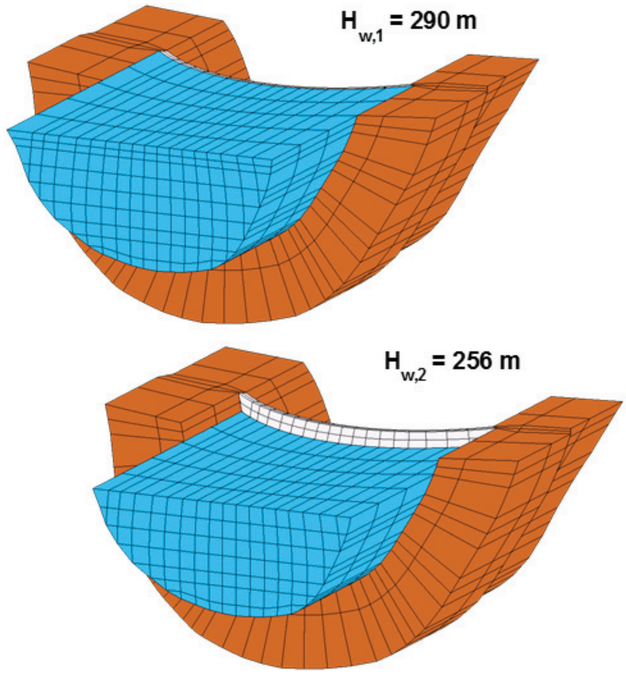


Figure 8 FE model for two reservoir water levels: full reservoir and water at 34 m below the crest

The seismic load is obtained considering a set of seismic accelerograms recorded in the Jiashi station, during an earthquake that occurred in China, on April 5, 1997. A peak acceleration of 0,27 g (2.65 m/s^2) was measured. The measured acceleration time histories (15 s) presented in Figure 9 are used as inputs to the model, as the cross-valley, upstream-downstream and vertical accelerograms.

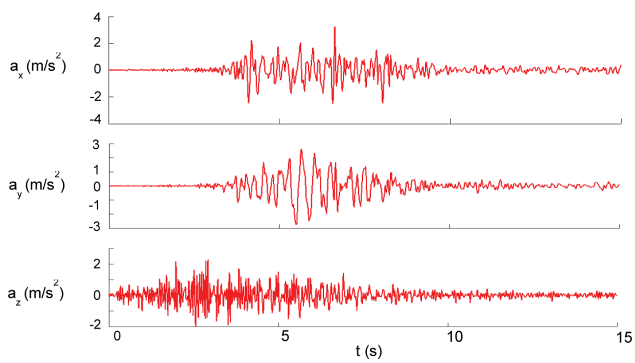


Figure 9 Seismic accelerograms (recorded in the Jiashi station, China) used as inputs

4.1 Seismic response for full reservoir

First, the dam's response is analysed for the full reservoir condition.

The displacements and stresses computed for the static load combination SW+HP290 (water at the crest level) are presented in Figure 10. The maximum displacements (113 mm) occur at the top, to the left of the central section. Regarding the stress state, the dam is under compressions, meaning that the ultra-high arch dam was properly built for supporting the significant water pressures. The higher compressions are computed in the upper part (σ ≈ – 6 MPa), in the horizontal direction (hoop stresses), and near the dam base (σ ≈ – 5 MPa), in the vertical direction (cantilever stresses).

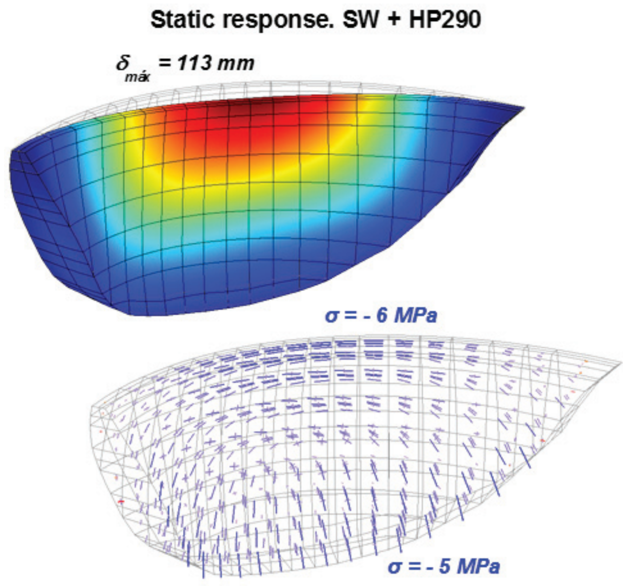


Figure 10 Static response for full reservoir (SW+HP290). Displacements and stress fields

The seismic response assuming only the seismic load applied is presented in Figure 11. The program's menu shows the applied seismic accelerograms, the displacement and acceleration time histories in upstream-downstream, cross-valley and vertical directions: concerning the accelerations at the control node (located at the top of the central cantilever), a peak acceleration of about 16 m/s^2 was computed in the upstream-downstream direction, which represents an amplification of about 6 times in relation to the accelerations applied at the base; the maximum radial displacements due to the seismic load occur in the upper central zone, to the left of the central cantilever, corresponds to an oscillatory movement with a half amplitude of about 115 mm. Under the seismic load, at

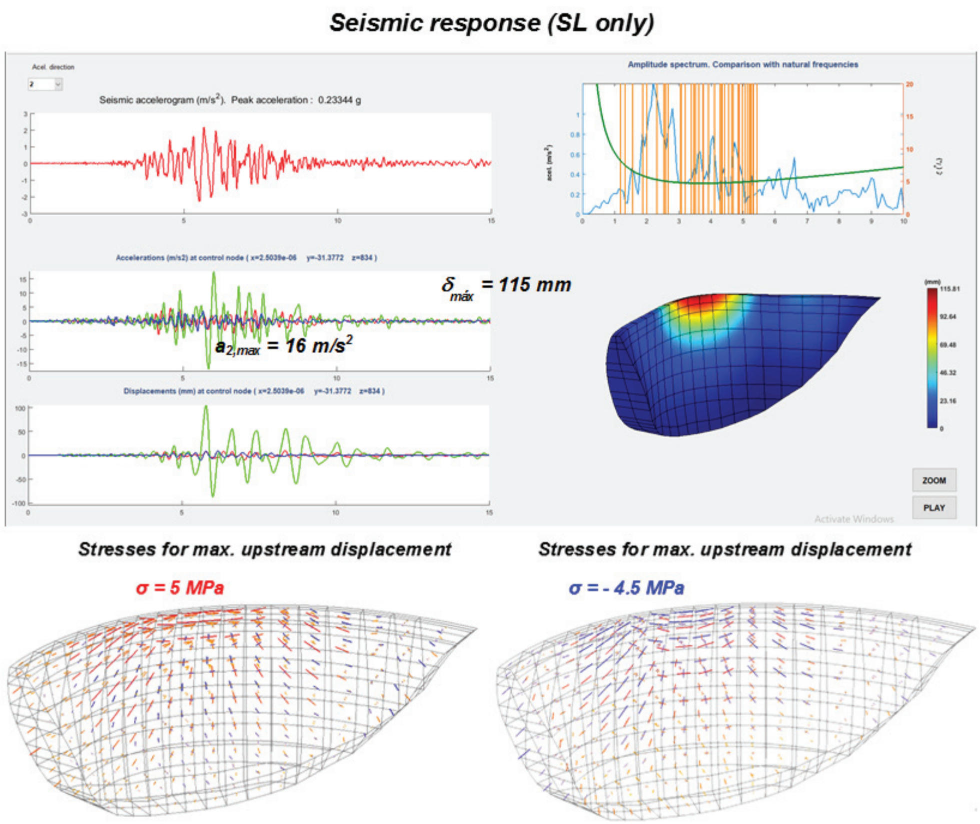


Figure 11 Seismic response for full reservoir (SL only). Displacements and acceleration time histories at the control node, displacement and stress fields

the time instant of maximum downstream displacement, the arches become compressed: the resulting deformation originates high horizontal compressions (σ ≈ – 4.6 MPa) in the upper part of the dam (upstream face). When the maximum upstream displacements occur, the arches tend to open (decompress): high horizontal tensile stresses (σ ≈ – 5.3 MPa) arise near the top of the central zone, which will reduce the compressions along the arches cause by the static load combination SW+HP.

The cantilever and hoop stress envelopes at the central section of the dam, computed for the dynamic load combination involving the static and the seismic loads are shown in Figure 12. The middle lines (light blue) indicate the evolution of stresses along the height of the central section for the static load combination. The adjacent lines result from the overlap of the seismic stresses with the static load stresses due, thus giving the maximum and minimum values computed during the seismic calculation. As can be noted, only compressions are calculated dam during the earthquake.

Regarding the cantilever envelopes, the vertical stresses are equal to zero at the top of the dam, as expected, while the maximum vertical compressions σ ≈ – 4.5 MPa arise at the lower part, around 30 m above the base. As for the hoop envelopes, the maximum compressions are σ ≈ – 11 MPa and arise at the top; also, even when the maximum hoop tensions due to the seismic load occur, compressions of about σ ≈ – 1 MPa are calculated at the upper part of the dam.

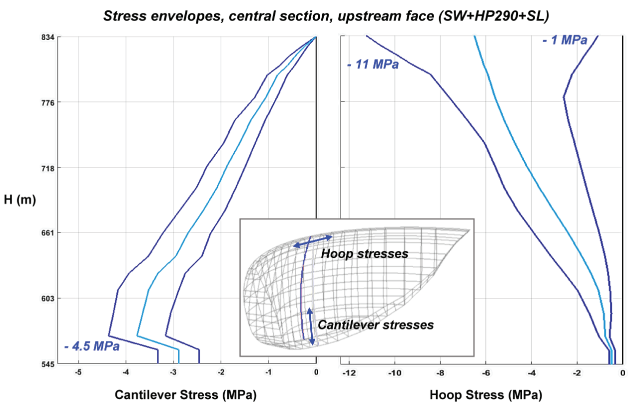


Figure 12 Seismic response for full reservoir: load combination SW+HP290+SL. Cantilever and hoop stress envelopes at the central section of the dam (upstream face)

4.2 Seismic response for non-full reservoir

Second, the dam's behaviour is studied for a non-full reservoir situation, considering the water level at 34 m below the crest level.

The displacement and stress fields calculated for the static load combination SW+HP256 are shown in Figure 13. The maximum displacements (52 mm) occur at the top of dam and are about half the value computed for full reservoir. Regarding the stress state, although the compressions along the arches are reduced at the upper part due to the water level decrease, the dam still remain globally under compressions: the higher stresses are computed near the dam base (σ ≈ – 5 MPa), in the cantilever direction, and in the upper part (σ ≈ – 4 MPa), in the horizontal direction.

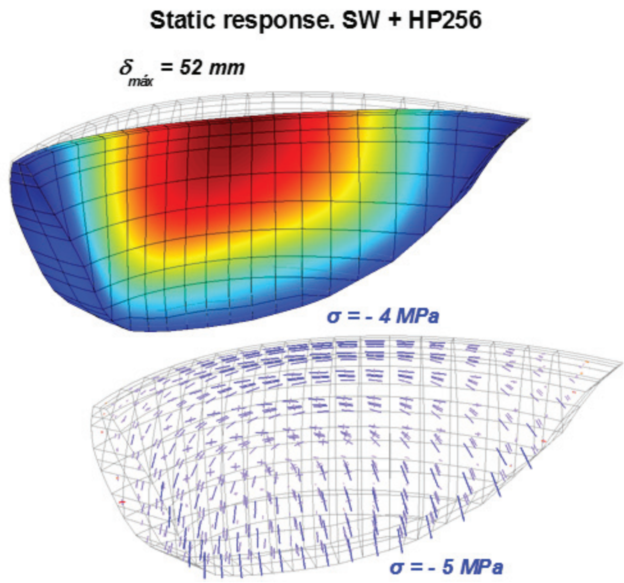


Figure 13 Static response for non-full reservoir (SW+HP256). Displacements and stress fields

The seismic response under the seismic load only is shown in Figure 14. Regarding the accelerations calculated at the control node, a peak acceleration of about 21 m/s^2 was computed in the upstream-downstream direction, indicating an amplification of about 9 times from the accelerations applied at the base; the maximum radial displacements during the seismic calculations are obtained in the upper central zone, to the left of the central cantilever, with an oscillatory movement with a half amplitude of about 115 mm. For the calculation with a lower water level the displacements amplitude is very close to the on computed for the full reservoir, while the peak accelerations are higher. As for the stress fields, when the maximum downstream displacement occurs, the higher horizontal compressions (σ ≈ – 4 MPa) are computed at the upper central zone of the dam, which compress the arches. At the time of the maximum upstream displacement, the arches tend to open, and their compressions are reduced due to high hoop tensions (σ ≈ 4.5 MPa) arising at the top of the dam.

The envelopes for cantilever and hoop stresses at the central section of the dam are presented in Figure 15, considering the dynamic load combination with the static loads (with the reservoir at 34 m below the crest) and the applied seismic accelerograms (SW+HP256+SL). As for the full reservoir seismic simulation, only compressions are computed during the earthquake.

Concerning the cantilever stresses, the maximum compressions (σ ≈ – 4.5 MPa) are calculated at around 30 m above the base of the dam, while the vertical stresses are equal to zero at the top of the central section; it is worth recalling that this envelope is very similar to the one obtained for full reservoir. Regarding the hoop stresses, the maximum compressions are computed at the crest level (σ ≈ – 7.5 MPa). For the lower water level, the maximum and minimum seismic stresses are close to the values obtained for the

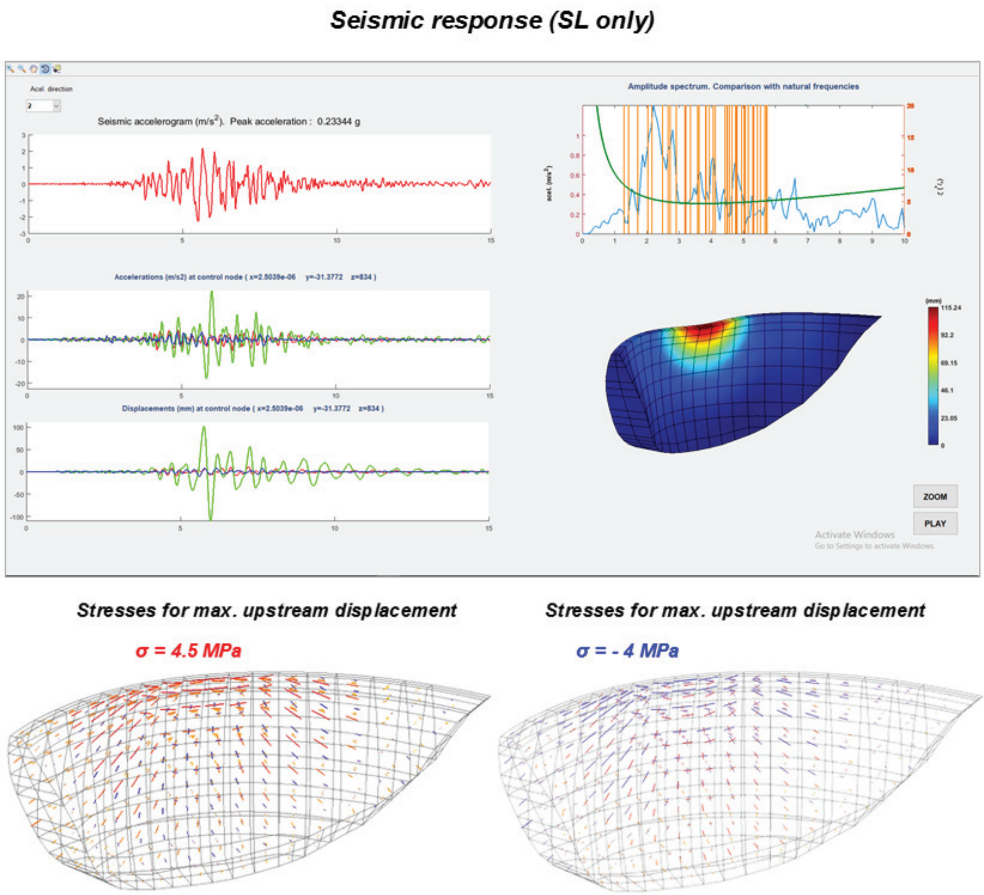


Figure 14 Seismic response for non-full reservoir (SL only). Displacements and acceleration time histories at the control node, displacement and stress fields

full reservoir calculation, as seen above. However, given that the compressions (namely hoop stresses) caused by the hydrostatic pressures are inferior then the maximum and minimum compressions decrease, with the minimum values even approximating zero.

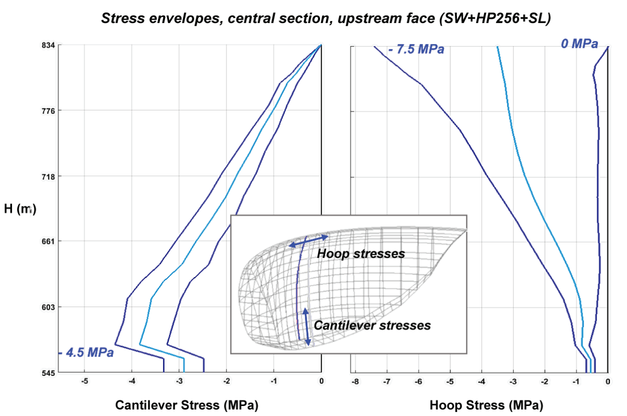


Figure 15 Seismic response for non-full reservoir: load combination SW+HP256+SL. Cantilever and hoop stress envelopes at the central section of the dam (upstream face)

5 Conclusions

In this paper, a study on the influence of the reservoir water level on the seismic response of a 290 high arch dam was conducted. The seismic simulations were performed considering 5% damping and two reservoir water levels: a) water at the crest level (full reservoir) and b) water at the 34 m below the crest. The seismic load was simulated using a set of recorded seismic accelerograms in the Jiashi station (peak acceleration of 0.23g) as input. The calculations were carried out with the program DamDySSA3.0, developed in LNEC for linear dynamic analysis of arch dams.

For the referred earthquake, the computed results show that only compressive hoop stresses occur in the upper central zone for the load combinations with full reservoir (SW+HP290+SL) and non-full reservoir (SW+HP256+SL, with the water level at 34 m below the top). For non-full reservoir lower compressions are calculated in the dam body during the earthquake. However, for both reservoir levels, even when the largest seismic upstream displacements occur, the dam remains globally under compression because of the high compressive stresses originated by the static loads. This clearly indicates that the opening of the contraction joints is not expected and thus the linear model implemented in DamDySSA3.0 is perfectly valid.

If stronger earthquakes were to be considered, important hoop tensions could arise in the referred zones, particularly for lower water levels. This leads to two important remarks: i) the full reservoir condition may not be the most disadvantageous situation from the structural safety point of view; and ii) with a linear model, significant hoop tensions are computed at the zones where the contraction joints tend to open in real dams (in that case, to simulate the joints' opening/closing behaviour a non-linear model with joints would be required).

In conclusion, this study has shown that the seismic response of dams is clearly influenced by the water level in the reservoir. Of course, it is important to remind that it also depends on the frequency content of the seismic accelerograms. Regarding the developed program, provided that a linear analysis is appropriate, DamDySSA3.0 has proven to be a reliable tool to simulate and thus predict the seismic behaviour of arch dams, even for considerable seismic events.

Acknowledgments

The authors wish to acknowledge the funding association, Fundação para a Ciência e Tecnologia, Portugal (FCT) for the PhD grant SFRH/BD/116417/2016.

References

[1] Regulamento de Segurança de Barragens. Decreto-Lei Nº 21/2018 de 20 de março, 2018.

[2] Oliveira, S.; Alegre, A. – "Seismic and structural health monitoring of dams in Portugal" in *Seismic Structural Health Monitoring - From Theory to Successful Applications*. Ed. by M.P. Limongelli and M. Celebi, Springer, 2019, chapter 4.

[3] Olivera *et al*. – "'Long-term dynamic monitoring of arch dams. The case of Cabril dam, Portugal". *15th World Congress on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.

[4] Oliveira, S.; Alegre, A. – "Seismic and structural health monitoring of Cabril dam". *3rd Meeting of EWG Dams and Earthquakes, an International Symposium*. LNEC, Lisbon, Portugal, 2019.

[5] Bukenya, P.; Moyo, P. – "Monitoring the structural behaviour of concrete arch dams: the case of Roode Elsberg dam, South Africa". *SANCOLD Conference on Management of Dams and Reservoirs in Southern Africa*. Centurion, Thswane, South Africa, 2017.

[6] Chopra, A. K.; Wang, J. – "Comparison of recorded and computed earthquake response of arch dams". 15*th World Congress on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.

[7] Proulx, J.; Darbre, G. R. – "Earthquake response of large arch dams. Observational evidence and numerical modelling". *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.

[8] Zienkiewicz, *et al*. – *The finite element method: its basis and fundamentals: 6th ed.* Ed. Elsevier Butterworth-Heinemann, 2005.

[9] Westergaard, H. M. – ''Water pressures on dams during earthquakes''. *Transactions*, ASCE, 98: p. 418-472, 1933.

[10] Zienkiewicz, O. C.; Bettess, P. – "Fluid-structure dynamic interaction and wave forces. An introduction to numerical treatment", *Int. J. Numer. Meth. Eng.*, 13: p. 1-16, 1978, 1978.

[11] Fok, K. L.; Chopra, A. K. – "Earthquake analysis of arch dams including dam-water interaction, reservoir boundary absorption and foundation flexibility". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 14: p.155-184, 1986.

[12] Tan, H.; Chopra, A. K. – "Earthquake analysis of arch dams including dam-water-foundation rock interaction". *Earthq. Engrg. Struct. Dyn*, 24, p. 1453-1474, 1995.

[13] Newmark, N. M. – "A method of computation for structural dynamics". *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 85 (EM3): p. 67–94, 1959.

Infraestruturas de Portugal

Ligamos destinos

Rodovia
e Ferrovia.
Juntos encurtamos distâncias.

Viva a
mobilidade.

ATIC
ASSOCIAÇÃO TÉCNICA DA INDÚSTRIA DE CIMENTO

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

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

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

ENCORE 2020

4º encontro de conservação e reabilitação de edifícios

Lisboa | LNEC | 12-15 maio 2020

http://encore2020.lnec.pt

TEMAS

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

LNEC LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

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

Reabilitar & Betão Estrutural 2020

A Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas (APEE) e o Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE) vão organizar conjuntamente o "Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas" (Reabilitar 2020) e "Encontro Nacional de Betão Estrutural" (Betão Estrutural 2020). O evento resultante será o Congresso Nacional Reabilitar 2020 & Betão Estrutural 2020, que terá lugar no LNEC, nos dias 18 a 20 de novembro de 2020.

Com esta iniciativa conjunta prevê-se a organização de um evento com um impacto reforçado, que suscite grande interesse e participação no meio técnico e científico nacional.

Serão brevemente publicadas mais informações e divulgado o convite para a submissão de resumos.

Prémio Ferry Borges 2019

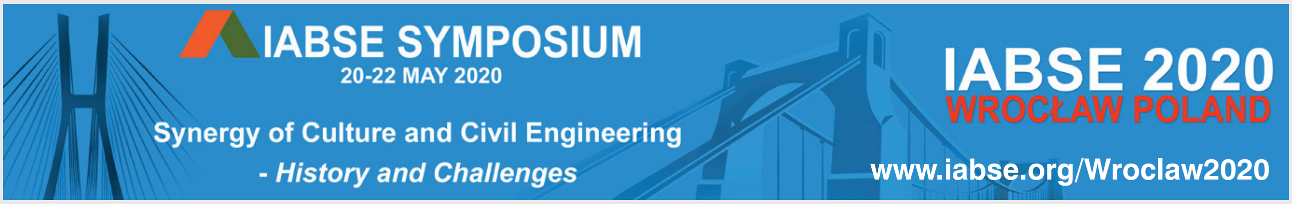
A APEE está a promover a 10ª edição do "Prémio Ferry Borges", com a colaboração do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e da Ordem dos Engenheiros. Este prémio visa perpetuar a memória da ação do engenheiro investigador Júlio Ferry Borges em prol da engenharia de estruturas portuguesa, promover o reconhecimento público da qualidade da engenharia de estruturas portuguesa e 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.

O "Prémio Ferry Borges" é atribuído a trabalhos de divulgação dos conhecimentos no domínio da engenharia de estruturas, desenvolvidos em ligação com entidades portuguesas. Poderão candidatar-se à presente edição os trabalhos que tenham sido publicados nos anos de 2016, 2017 ou 2018.

O prazo para submissão de candidaturas ao "Prémio Ferry Borges" terminou a 31 de outubro de 2019, tendo sido submetidos 96 trabalhos. A entrega dos prémios terá lugar no decurso do Congresso Nacional Reabilitar 2020 & Betão Estrutural 2020.

IABSE

International Association for Bridge and Structural Engineering



O Simpósio da IABSE que terá lugar em Wrocław, Polónia, de 20 a 22 de maio de 2020, com o tema Synergy of Culture and Civil Engineering – History and Challenges, visa criar um fórum para debate sobre o desenvolvimento de pontes e engenharia estrutural como parte da cultura mundial e sobre os desafios atuais nessa área. O programa científico inclui os seguintes tópicos:

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

O Congresso da IABSE de 2020, com o tema Resilient Technologies for Sustainable Infrastructures, pretende abordar os mais recentes desenvolvimentos tecnológicos visando o incremento da resiliência e da sustentabilidade das estruturas. A submissão de resumos poderá ser realizada até ao próximo dia dia 25 de novembro num dos seguintes tópicos:

- Earthquake engineering;
- Developments of codes and standards;
- Bridge engineering;
- Multi-storey buildings;
- Durability;
- Rehabilitation and modification of structures;
- Forensic engineering;
- Sustainability;
- Performance-based fire engineering;
- Digital technology and fabrication;
- Innovative forms, technologies and materials;
- Performance under multi-hazards.

www.iabse.org/Newdelhi2021

New Delhi, India
India Habitat Centre
14 - 16 April 2021

fib Symposium 2021

Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance

The *fib* Symposium 2021 will be held in Lisbon from 14 to 16 June 2021, gathering together professionals, researchers and students from all over the globe to discuss '**Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance**'.

All news and key dates should be consulted at the symposium website.

Vantagens de ser Sócio do GPBE

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

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

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

Quota de sócio individual:	€ 25,00
Quota de sócio coletivo:	€ 250,00

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

Sócios Coletivos do GPBE

a2p estudos e projectos

afaconsult

AQUALOGUS Engenharia e Ambiente

ANIPB Associação Nacional dos Industriais de Prefabricação em Betão

ATIC ASSOCIAÇÃO TÉCNICA DA INDÚSTRIA DE CIMENTO

Betar CONSULTORES

GRUPO coba

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

Infraestruturas de Portugal

LNEC LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

newton CONSULTORES DE ENGENHARIA

PRETENSA

TEIXEIRA DUARTE

tpf

Na Salvaguarda do Nosso Património

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

ANTÓNIO CRUZ · PRÉMIO NACIONAL DE REABILITAÇÃO URBANA · PRÉMIO JOÃO DE ALMADA 2014 · FUNDAÇÃO CALOUSTE GULBENKIAN · GECoRPA · PRÉMIO IHRU 2010 · EUROPA NOSTRA

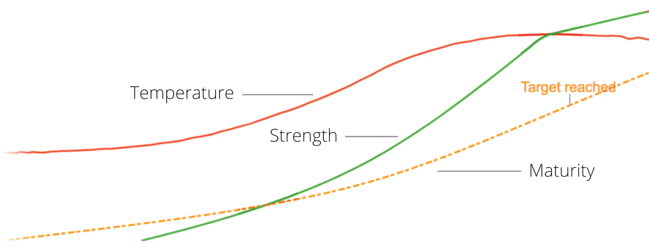
Parque da Boavista / Avenida do Cávado nº160 - 4700-690 Braga / Tel. +351 253 263 614 / www.AOF.pt

AOF
augusto de oliveira ferreira & ca lda

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

Monitorização inteligente
e em tempo real da cura do Betão

Live



39.76 / 36 MPa
Strength

9h 12m
Production time

36.3°C
Average temperature

Maturix™

O que é o Maturix?

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

PRETENSA

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

A SPES

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

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

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

INICIATIVAS 2016 - 2018

- Prémio Carlos Sousa Oliveira, destinado a premiar o melhor trabalho na área da Sismologia e Engenharia Sísmica
- Realização do 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 2018
- Candidatura à organização da 17º Conferência Europeia de Engenharia Sísmica
- Estudo de procedimentos com vista à futura certificação sísmica de edifícios existentes
- Estudo relativo à análise das Zonas Sísmicas e respetivos parâmetros, para Portugal Continental: comparação das várias propostas e implicações para a perigosidade sísmica
- Realização dos seminários de verão SPES, em parceria com Pretensa e LNEC
- Realização de workshops em parceria com a ordem dos Arquitetos, ordem dos Engenheiros e LNEC

HISTÓRIA

A Engenharia Sísmica teve o seu início, em Portugal, após o sismo de 1 de Novembro de 1755, uma vez que na reconstrução da cidade de Lisboa foram utilizados sistemas estruturais e construtivos que garantiam segurança acrescida em relação às acções sísmicas (edifícios pombalinos).

O desenvolvimento, em Portugal, da Engenharia Sísmica moderna, com base em critérios científicos, remonta à década de 50, impulsionado pelo Eng. Júlio Ferry Borges que, em 1958, e após a realização do Simpósio sobre os Efeitos dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções, participou na redacção do primeiro código de construção anti sísmica em Portugal, o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos.

A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, SPES, foi criada em 1973 com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica que já cumpria, embora informalmente, os objectivos estatutários da SPES.

Hoje a SPES acolhe todos os que, das diferentes áreas do conhecimento, se preocupam com a tarefa de minimização do risco sísmico, colocando a ciência e a técnica ao serviço desse objectivo ético.

SER SÓCIO SPES

- Usufruir de descontos no valor da inscrição em eventos organizados pela SPES
- Receber as newsletters da SPES por correio electrónico
- Aceder a biblioteca de recursos privilegiados na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica
- Concorrer ao Prémio Carlos Sousa Oliveira
- Participar em fóruns de discussão de assuntos de interesse nacional na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica

SOCIEDADE PORTUGUESA DE ENGENHARIA SÍSMICA

Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa • Portugal
Tel. (+351) 21 844 32 91
spes@lnec.pt
http://spes-sismica.pt/

http://rpee.lnec.pt/

ISSN 2183-8488

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**