

Impacto das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de um edifício de 15 pisos no Nepal

Impact of the masonry infill walls presence in the seismic behaviour of a 15-storey building in Nepal

André Furtado
Nelson Vila-Pouca
Hugo Rodrigues
Humberto Varum

Resumo

Na sequência do forte sismo de Gorkha (Nepal) no dia 25 de Abril de 2015, foi realizado um estudo que incide, em particular, na avaliação da influência das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de um edifício alto de betão armado com 15 pisos. Para isso foi realizada uma avaliação detalhada de danos pós-sismo ao edifício e caracterizaram-se as suas propriedades dinâmicas (modos de vibração e respetivas frequências) com recurso a ensaios de vibração ambiental. O edifício foi simulado tridimensionalmente através do *software* SAP2000. Foram construídos três modelos numéricos distintos, discriminando três cenários distintos, nomeadamente: sem painéis de alvenaria; com painéis de alvenaria; e com alvenarias danificadas. A validação e calibração destes modelos foi conseguida pela comparação entre os resultados numéricos, provenientes das análises modais efetuadas, com os resultados experimentais, obtidos com a identificação dinâmica. Realizaram-se ainda análises lineares elásticas aos diferentes modelos numéricos, com recurso aos acelerogramas reais do sismo de Gorkha, avaliando-se e quantificando-se as diferenças encontradas ao nível dos deslocamentos dos pisos, *drift*, forças sísmicas por pisos e corte basal. Com base nos resultados obtidos nas análises modais e nas análises dinâmicas lineares elásticas foi possível discutir e quantificar a importância das paredes de alvenaria de enchimento na resposta sísmica do edifício em estudo.

Palavras-chave: Sismo do Nepal / Edifício alto de betão armado / Paredes de alvenaria de enchimento / Ensaios de vibração ambiental / Avaliação de danos / Modelação numérica

Abstract

Following the strong earthquake on April 25th 2015 in Nepal, an extensive assessment and damage reconnaissance campaign of infilled Reinforced Concrete Buildings was carried out. This manuscript aims to evaluate the masonry infill walls influence in the seismic behaviour of a 15-storey RC structure. For this, a detailed damage assessment survey was performed, and the vibration modes were determined through ambient vibration tests that will be herein discussed and presented. The building was then modelled in the software SAP2000. Three numerical models were developed discriminating three different scenarios, namely: i) structure without infill walls; ii) structure with non-damaged infill walls, and iii) structure with damaged infill walls. The numerical model's validation and calibration were ensured by comparing the numerical frequencies with those obtained from the ambient vibration tests. Also, linear elastic analyses were carried out using real accelerograms from the Gorkha earthquake to assess and quantify the significant differences between the models in terms of inter-storey drifts ratios, inter-storey shear forces due to seismic loadings.

Keywords: Nepal earthquake / High-rise RC structure / Masonry infill walls / Ambient vibration test / Damage assessment / Numerical modelling

André Furtado

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

Nelson Vila-Pouca

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

Hugo Rodrigues

Professor Associado
RISCO, Universidade de Aveiro
Aveiro, Portugal
hrodrigues@ua.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.] – Impacto das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico de um edifício de 15 pisos no Nepal. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 15. ISSN 2183-8488. (julho 2021) 59-74.

1 Introdução

Durante os últimos anos têm sido realizados 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 as propriedades materiais e mecânicas das paredes de alvenaria de enchimento [1].

Relatórios de observação de danos pós-sismo têm associado o desempenho dos edifícios de betão armado com a presença e distribuição dos painéis de alvenaria de enchimento [2, 3]. 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 [4, 5]. 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 [6]. 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 [7]. 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.

O Nepal é um país com recursos bastante limitados, em desenvolvimento, situado na Ásia, numa das regiões de maior atividade sísmica do mundo. Devido às suas características geográficas e geológicas, em conjunto com as condições climáticas, é um país sujeito a uma grande diversidade de desastres naturais como sismos, deslizamentos de terra, inundações e secas. No dia 25 de abril de 2015, o país foi arrasado por um sismo de magnitude 7,8 que resultou em cerca de 9000 mortes e cerca de 23000 feridos. O abalo foi sentido em algumas regiões da Índia, China, Bangladesh, Paquistão e Butão. Centenas de réplicas sucederam a este sismo com particular destaque para o dia 12 de maio de 2015 onde foi sentida uma réplica com magnitude 7,3 que aumentou o número de mortes em cerca de 200 e o número de feridos em cerca de 2500. Verificou-se nesta sequência de eventos sísmicos que as paredes de alvenaria de enchimento desempenharam um papel muito importante no comportamento das estruturas de betão armado [8, 9]. Na maioria das situações, o dano observado neste tipo de estruturas relacionou-se com a presença destes elementos, frequentemente considerados não estruturais. Um mês após o sismo, uma equipa da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) deslocou-se ao Nepal com o objetivo de reconhecer os danos existentes nos edifícios e de realizar inspeções detalhadas em determinados edifícios representativos de algumas classes existentes neste país. O presente trabalho tem como principal objetivo o estudo da influência das paredes de alvenaria na resposta estrutural de um edifício, estudado no âmbito desta missão com 15 pisos elevados através da realização de análises lineares dinâmicas elásticas.

2 Caso de estudo

2.1 Descrição geral

O edifício de betão armado em estudo situa-se no Nepal, na capital, Kathmandu, tem 15 pisos elevados e destina-se unicamente à habitação. A sua construção teve início em outubro de 2009 e terminou em finais de 2012. Tendo em conta que este foi afetado por um sismo, designado sismo de Gorkha, que se fez sentir no dia 25 de abril de 2015, e que, por isso, foi objeto de uma análise realizada por uma equipa da FEUP [10], que se deslocou ao Nepal no âmbito de uma avaliação pós-sismo, procurou-se implementar o estudo da influência das paredes de alvenaria neste edifício em particular, tirando partido das vantagens associadas à situação anteriormente descrita. O edifício pertence a um grande empreendimento de luxo composto por um conjunto de moradias e por quatro torres, designado de *Cityscape Towers|Villas* (Figura 1).

O edifício é composto por 2 pisos subterrâneos e 15 elevados, com a particularidade do último ser um duplex, implicando a existência de um 16.º piso. Relativamente aos pisos elevados, estes apresentam um desenvolvimento em altura correspondente a 52 m, sendo que o pé-direito do piso térreo é de 4 m, valor tipicamente superior quando comparado com o dos restantes, que, neste caso, apresentam valores de 3,2 m de altura. Do ponto de vista geométrico, o edifício é bastante irregular em planta, sendo constituído por 4 corpos de geometria idêntica, unidos por um outro corpo central. Todos os pisos elevados, com exceção do 16.º, apresentam a mesma área de implantação, correspondente a, aproximadamente, 452 m², bem como a mesma tipologia geométrica, excetuando alguns pormenores arquitetónicos de carácter estético, que se revelam apenas em alguns andares do edifício. O 16.º andar trata-se de um complemento ao 15.º (que representa a parte superior do duplex), não correspondendo, portanto, a um piso completo, com uma área de implantação substancialmente inferior à dos restantes pisos. Acresce ainda o facto da massa deste ser significativamente menor,

tornando-se um piso pouco relevante face aos restantes. Desta forma, a sua contribuição é desprezável, pelo que, no âmbito desta comunicação, serão apenas considerados 15 pisos elevados.

Esta torre é constituída por pórticos de betão armado, preenchidos com alvenaria de tijolo maciço, alinhados segundo a direção longitudinal e transversal, e por 2 grandes núcleos de rigidez que servem de caixa de elevadores, apresentados na Figura 2. A estrutura, perante o seu comportamento sob ações sísmicas horizontais, apresenta uma tipologia estrutural de sistema misto constituído por pórticos e paredes de betão armado.

Quadro 1 Características e designações das secções dos pilares presentes no edifício em estudo

Dimensões [mm]	Cor	Pilares (Designações)
900 × 300	Verde fluorescente	P2 P5 P29 P32 P55 P58
970 × 300	Rosa	P16 P43 P46
1125 × 300	Rosa Choque	P18 P20
1100 × 300	Azul Bébé	P49 P51
855 × 300	Amarelo	P40 P42
800 × 300	Cinza	P22
645 × 300	Cinzento	P34 P35
750 × 300	Azul	Restantes Pilares

Os pórticos de betão armado são constituídos por sistemas viga – pilar, com vãos consideravelmente pequenos. As vigas do edifício apresentam sempre as mesmas duas secções com dimensões 300 mm × 600 mm e 230 mm × 600 mm. Pelo contrário, os pilares são constituídos por uma vasta gama de secções constantes em altura e bastante robustas, como se pode verificar no Quadro 1.



a)



b)

Figura 1 Caso de estudo: a) perspetiva do empreendimento; e b) Vista geral do edifício em estudo

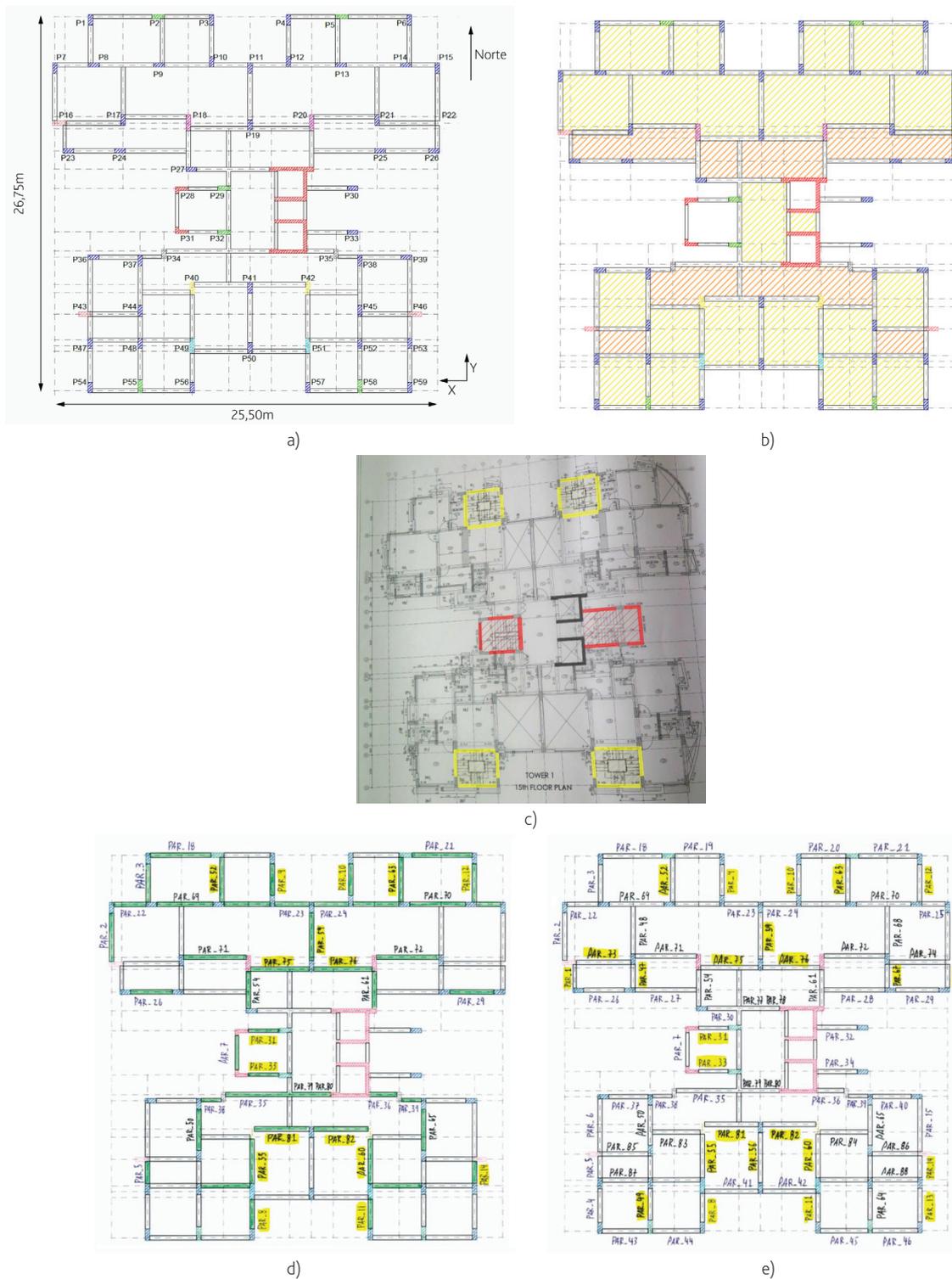


Figura 2 a) Planta estrutural de um piso tipo (com as designações e destaque a cores das secções dos vários pilares existentes); b) Planta estrutural com pormenorização das lajes presentes no edifício; c) Planta estrutural com indicação das caixas de escadas e caixas de elevadores; d) Planta de arquitetura com distribuição das paredes (R/C); e) Planta de arquitetura com distribuição das paredes (pisos superiores)

Quanto às lajes utilizadas, são todas maciças e apoiam-se nas vigas dos pórticos de betão armado, com exceção de alguns casos pontuais, como as lajes das varandas e outras, assinaladas na Figura 2b, que se apoiam em vigas secundárias e nos núcleos de rigidez. Existem 2 tipos de espessura de laje usados no edifício, nomeadamente: 125 mm (trama amarela) e de 110 mm (trama laranja). As lajes das varandas apresentam todas espessuras de 110 mm.

O edifício apresenta 2 núcleos de rigidez que servem de caixa de elevadores, representando uma situação pouco comum, uma vez que nenhum dos núcleos se destina a servir de caixas de escadas. No entanto, nesta estrutura existem 2 caixas de escadas, executadas com pórticos de betão armado preenchidos com alvenaria de tijolo maciço, que servem de acesso às zonas de comunicação horizontal de cada piso e que, portanto, tal como as caixas de elevadores, se desenvolvem verticalmente desde as caves até à cobertura. Complementarmente, ainda existem 4 escadas que garantem a ligação vertical dos duplex, ligando o 15.º piso ao 16.º. Na Figura 2c, destacam-se, na planta estrutural, os elementos anteriormente mencionados: caixas de elevadores (a preto), caixas de escadas (a vermelho) e escadas (a amarelo). Na Figura 2d e Figura 2e são apresentadas plantas de arquitetura com indicação da localização das paredes de enchimento no rés-do-chão e pisos superiores, respetivamente.

Apesar da estrutura em estudo apresentar uma grande quantidade de elementos verticais de betão armado, nomeadamente pilares e lâminas, com secções bastante sólidas e 2 núcleos de rigidez, denota-se, ainda assim, um défice de elementos de contraventamento para a área em questão. Além disso, observa-se um razoável número de casos em que as vigas se apoiam indiretamente umas nas outras, o que influencia negativamente a capacidade de resposta do edifício perante a ação sísmica. Por outro lado, verifica-se a ocorrência de vãos reduzidos na estrutura.

2.2 Paredes de alvenaria de enchimento

A presença de paredes de alvenaria é bastante significativa neste edifício, abrangendo uma notável variedade de painéis interiores e exteriores em termos de dimensões e tipologias (tipo e localização de aberturas).

As paredes exteriores são paredes compostas por 2 panos de tijolos cerâmicos maciços interligados, a meia altura, por fiadas de tijolos maciços (240 × 115 × 57 mm) dispostos na direção ortogonal à dos panos (ver Figura 3a). Todos os tijolos são assentes sobre leitos de argamassa cimentícia, conferindo à parede exterior uma espessura variável entre 230 mm e 250 mm (espessura de revestimento entre 1 cm a 2,5 cm por face). Este tipo de configuração permite que a parede tenha um comportamento excelente na direção ortogonal ao plano (fora do plano), uma vez que confere ao painel de enchimento um acréscimo significativo de rigidez lateral. Deste modo, quando comparadas com as tipicamente utilizadas em Portugal (paredes de tijolo cerâmico de furação horizontal), este tipo de paredes (paredes exteriores presentes no edifício de betão armado em estudo) apresentam um desempenho mecânico muito melhor.

Já as paredes interiores são paredes simples, compostas unicamente

por um pano de tijolo maciço com reboco em ambas as suas faces. A sua configuração é bastante mais simples que a das paredes exteriores e assemelha-se em tudo às paredes simples utilizadas em Portugal. Este tipo de painel de enchimento apresenta uma espessura total que ronda os 150 mm (espessura de revestimento aproximadamente de 1,5 cm por face). As tipologias existentes no edifício em estudo são apresentadas em detalhe por Furtado, *et al.* [11] assim como a sua distribuição em planta e em altura.

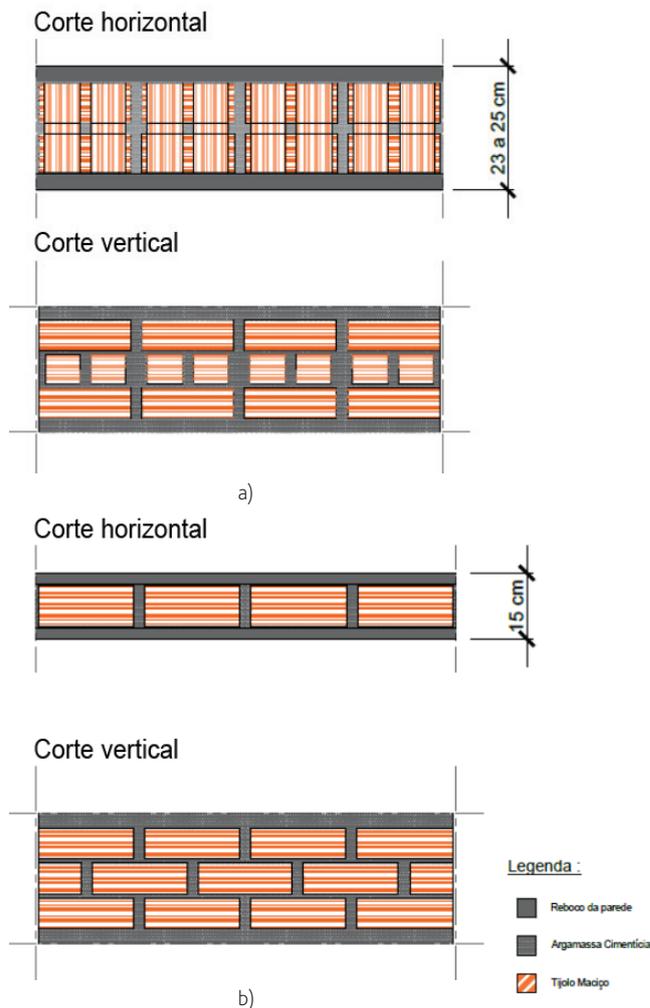


Figura 3 Detalhe do tipo de paredes existentes no edifício: a) Paredes exteriores; e b) Paredes interiores

Após o sismo de 25 de abril de 2015 e respetivas réplicas, observou-se a ocorrência de diferentes níveis de dano nas paredes de alvenaria existentes, com particular incidência nos pisos inferiores, como ilustrado na Figura 4. Estes danos caracterizaram-se essencialmente em fissurações diagonais, destacamento da parede dos elementos de betão armado envolventes, esmagamento de tijolos por compressão e fissurações por deslizamento por corte. O levantamento exaustivo destes danos pode ser encontrado em [11].

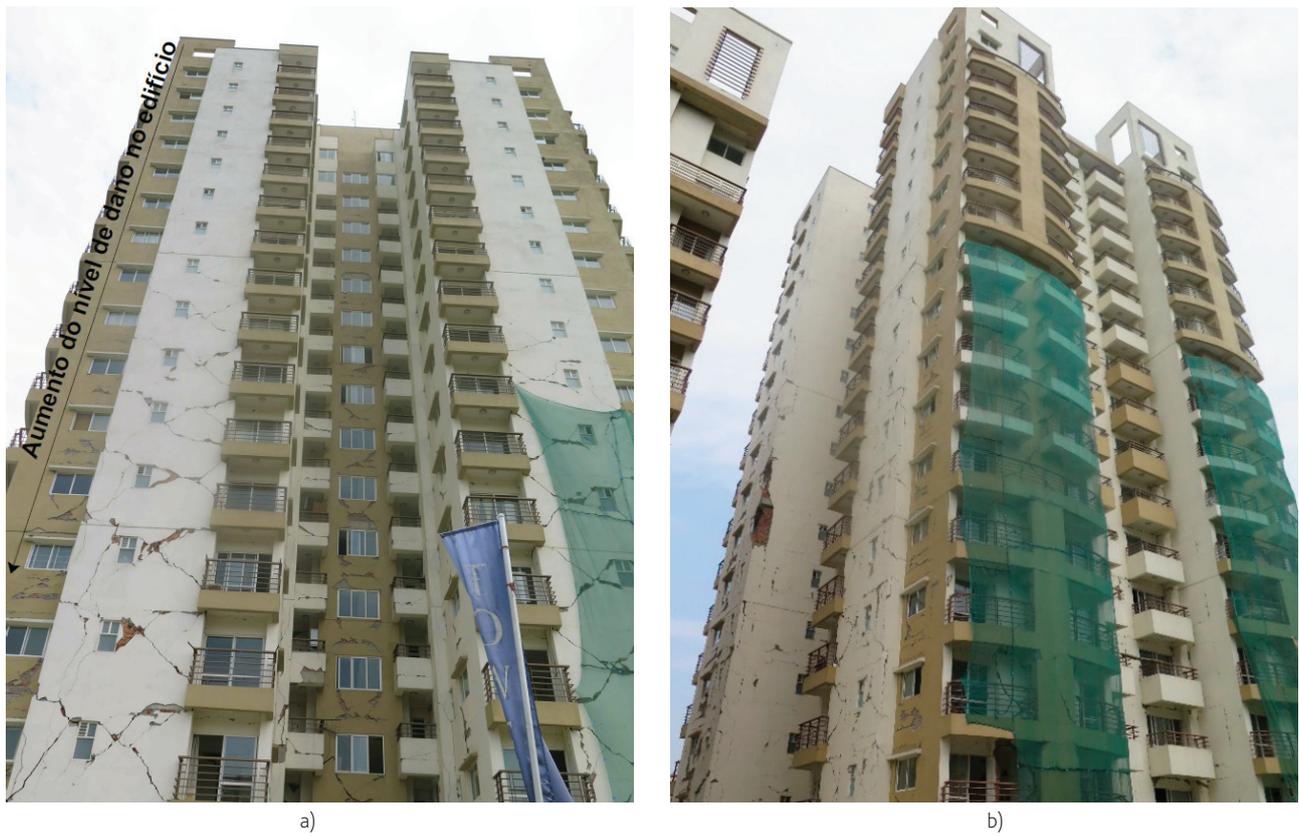


Figura 4 Danos observados nas paredes de alvenaria de enchimento após o sismo: a) fachada sul; e b) fachada este



Figura 5 a) Visão geral da zona de entrada do edifício situada no piso térreo da fachada este; b) Visão geral da fachada norte do edifício, com destaque do rés-do-chão

Relativamente à disposição dos painéis de alvenaria no edifício em estudo, é importante referir que apenas no piso térreo (rés-do-chão) e nos 2 pisos subterrâneos (caves), a distribuição das paredes difere da disposição observada nos restantes pisos. No piso térreo (rés-do-chão), grande parte dos painéis existentes são interiores uma vez que este andar se destina, principalmente, à entrada principal e de serviço. Dito isto, com a necessidade de espaço, inerente às funções do piso em questão, facilmente se compreende a menor abundância de paredes exteriores comparativamente com o número de paredes interiores, distribuídas, essencialmente, pelas escassas habitações existentes na parte mais a oeste do rés-do-chão. Na Figura 5, apresentam-se algumas fotografias reveladoras dos espaços associados ao piso térreo, onde se pode verificar um menor número de paredes de enchimento.

Relativamente aos restantes pisos elevados, a presença de painéis de alvenaria é bastante visível apresentando tipologias e dimensões diversas. Em todas as fachadas do edifício existem paredes exteriores que, apesar de em alguns casos apresentarem aberturas, trabalham e têm algum contributo na resposta sísmica do edifício. O mesmo se pode dizer em relação às paredes interiores que, tal como as exteriores, existem em grande número nestes pisos. Com base num levantamento das paredes existentes no edifício, realizado segundo

uma observação e avaliação cuidada das plantas arquitetónicas e dos registos fotográficos, foi possível identificar a disposição dos painéis de alvenaria na estrutura em estudo, relativamente aos 15 pisos elevados (detalhados em [11]).

Importa referir que devido à falta de elementos caracterizadores do 16.º piso e dos pisos subterrâneos, bem como devido à contribuição pouco significativa em termos de rigidez e massa da parte do 16.º piso em relação ao resto da estrutura, mais uma vez se realça que o presente estudo incide, apenas, sobre os 15 pisos elevados. A massa correspondente ao 16.º piso foi considerada no modelo numérico produzido.

2.3 Identificação modal através de ensaio de vibração ambiental

A identificação dinâmica do edifício em estudo foi realizada através de três sismógrafos triaxiais (S01, S02 e S03) GeoSIG modelo GSR-18 que foram dispostos em diferentes configurações por forma a determinar as frequências naturais e respetivos modos de vibração. Foram adotados 4 *setups* experimentais com diferentes disposições dos sismógrafos, como ilustrado na Figura 6. O sismógrafo S03 foi utilizado como referência nestes ensaios.

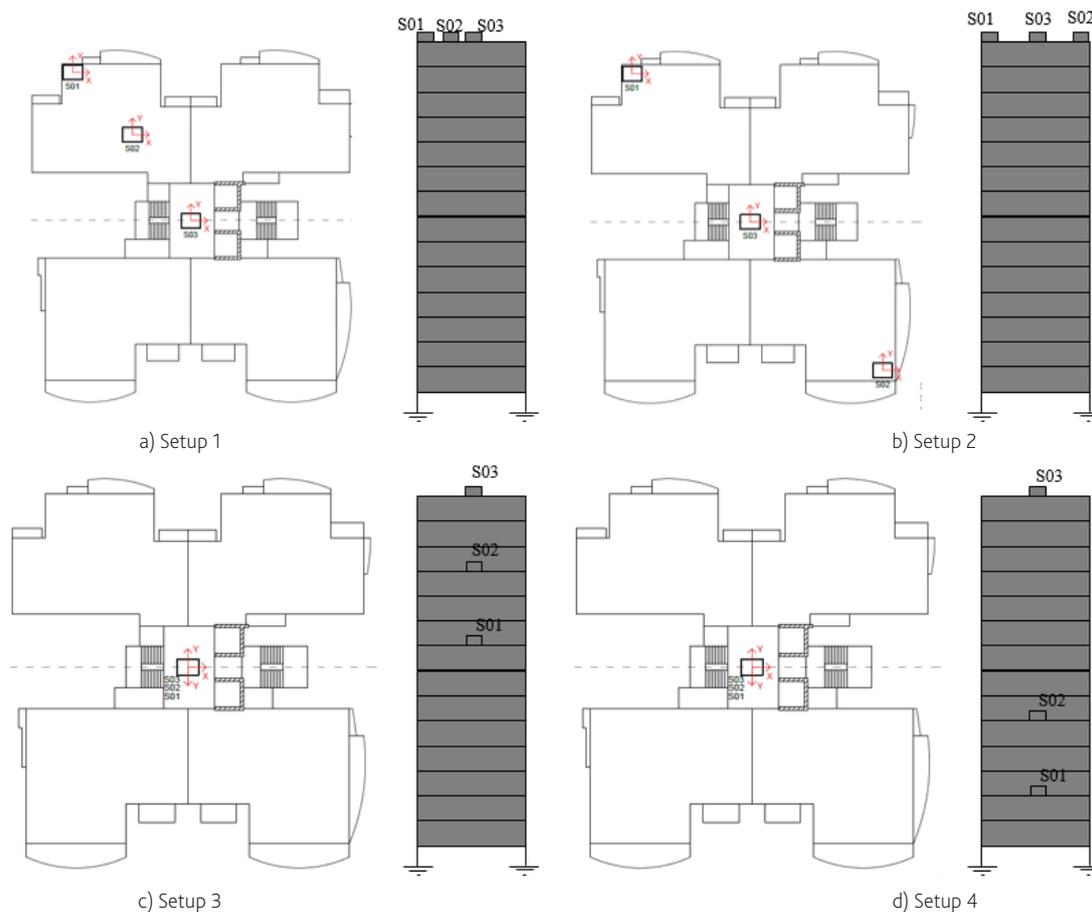


Figura 6 Identificação modal: *setup* experimental

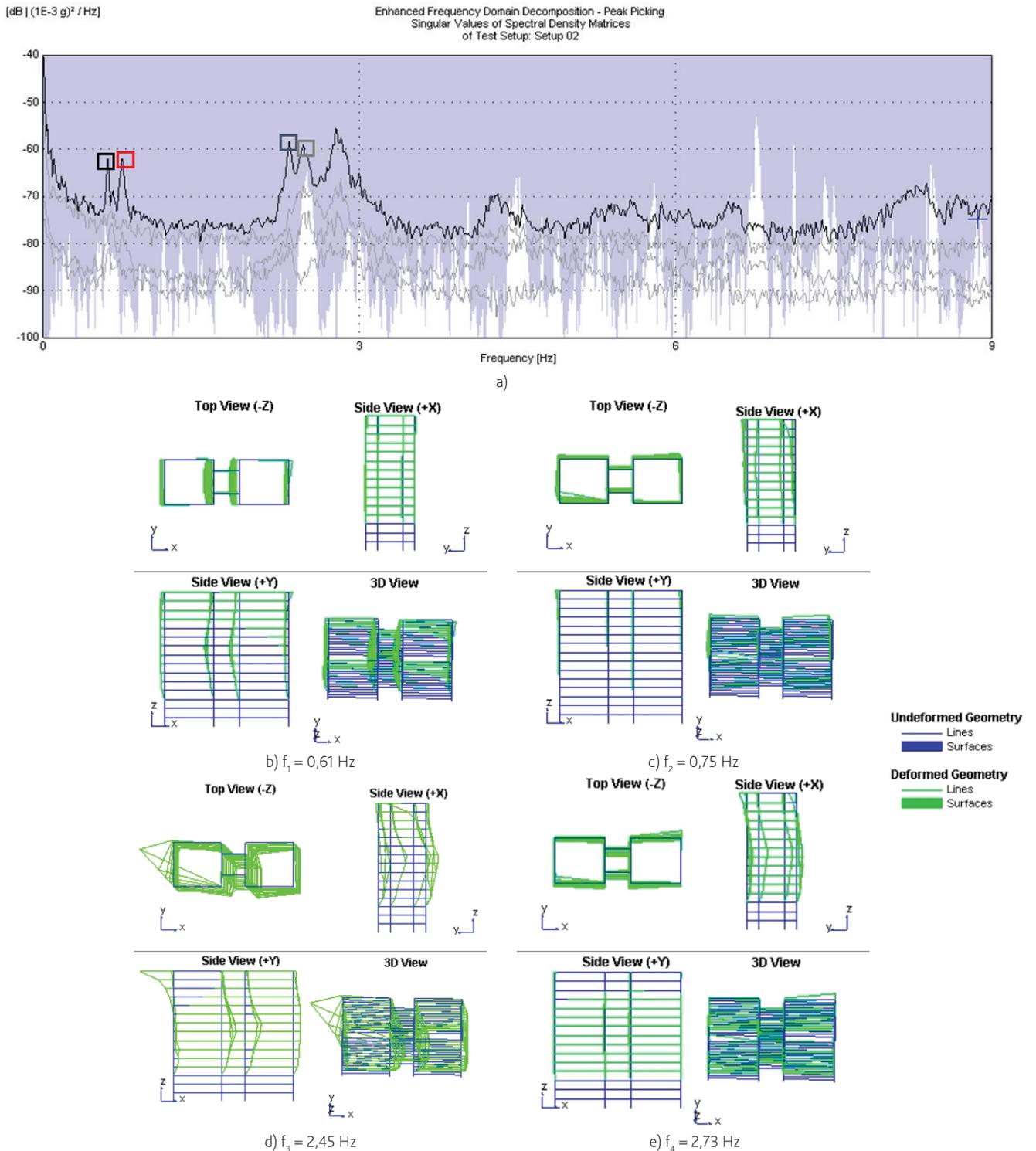


Figura 7 Resultados da identificação modal: a) Espectro dos valores singulares resultantes da análise EFDD; b) 1.º Modo de vibração; c) 2.º Modo de vibração; d) 3.º Modo de Vibração; e) 4.º Modo de vibração

Recorreu-se ao software ARTEMIS Extractor para tratar os dados recolhidos pelos sismógrafos com a vantagem de atender ao sincronismo entre os mesmos. Foi adotado o método EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*), método de aperfeiçoamento de decomposição no domínio da frequência, onde se consegue passar os registos temporais dos sinais em questão para o domínio das frequências. Seguidamente efetuou-se a seleção dos picos dos espectros, através da técnica de *Peak Picking*, o que permitiu a obtenção das frequências naturais da estrutura. Da análise do espectro de frequências (Figura 7a), é possível identificar a existência de 4 modos fundamentais correspondentes às frequências de 0,61 Hz (1.º Modo – Translação segundo X), 0,75 Hz (2.º Modo – Translação segundo Y), 2,45 Hz (3.º Modo – torção) e 2,73 Hz (4.º Modo – Torção combinado com translação). O espectro de frequências e os respetivos modos são apresentados na Figura 7. Mais detalhes relativos ao ensaio e respetivos resultados experimentais são apresentados em [11].

3 Modelação numérica

3.1 Estrutura de betão armado

O edifício foi modelado numericamente no software SAP2000 [12] considerando a disposição dos elementos estruturais existentes. Os pilares e vigas foram modelados através de elementos de barras. Relativamente aos 2 núcleos de rigidez (que servem de caixas de elevadores) e às lajes presentes no edifício, ambos foram modelados recorrendo a elementos finitos (elementos de área do tipo casca) com dimensões correspondentes às espessuras dos núcleos e das várias lajes existentes. Atenderam-se a pormenores como a ligação dos elementos finitos de casca a elementos de barra e a ligação dos elementos finitos casca dos núcleos de rigidez aos das lajes (Figura 8a). Realça-se ainda que, para a modelação das lajes presentes no edifício se considerou o funcionamento de diafragma rígido ao nível dos pisos, levando a que estes funcionem como

um corpo rígido. A Figura 8b apresenta a visão geral do modelo tridimensional.

Adotou-se a classe de betão C30/37, que corresponderá aos vários elementos anteriormente referidos (vigas, pilares, núcleos de rigidez e lajes). Nada se concluiu em relação ao tipo de aço usado na estrutura em estudo, uma vez que, para o tipo de análise (elástica) adotada na presente comunicação, a consideração das armaduras ordinárias é irrelevante. Foram consideradas ações de carácter permanente, variável e ações sísmicas.

A massa das paredes de alvenaria, dos elementos de carácter estético presentes no edifício, dos elementos estruturais desprezados no âmbito da modelação (como algumas vigas secundárias e outras apoiadas de forma indireta) e dos elementos associados às guardas das varandas, compõe o subconjunto das Restantes Cargas Permanentes (Paredes mais outros elementos). Todas estas massas, após a sua contabilização, foram associadas numa só e divididas pela área total de lajes (exceto as das varandas).

Assumiu-se então, com base em trabalhos académicos e científicos relacionados com o assunto em questão, um valor de 20 KN/m³ como peso específico das paredes de alvenaria interiores e exteriores e um valor de 25 KN/m³ como peso específico dos elementos de

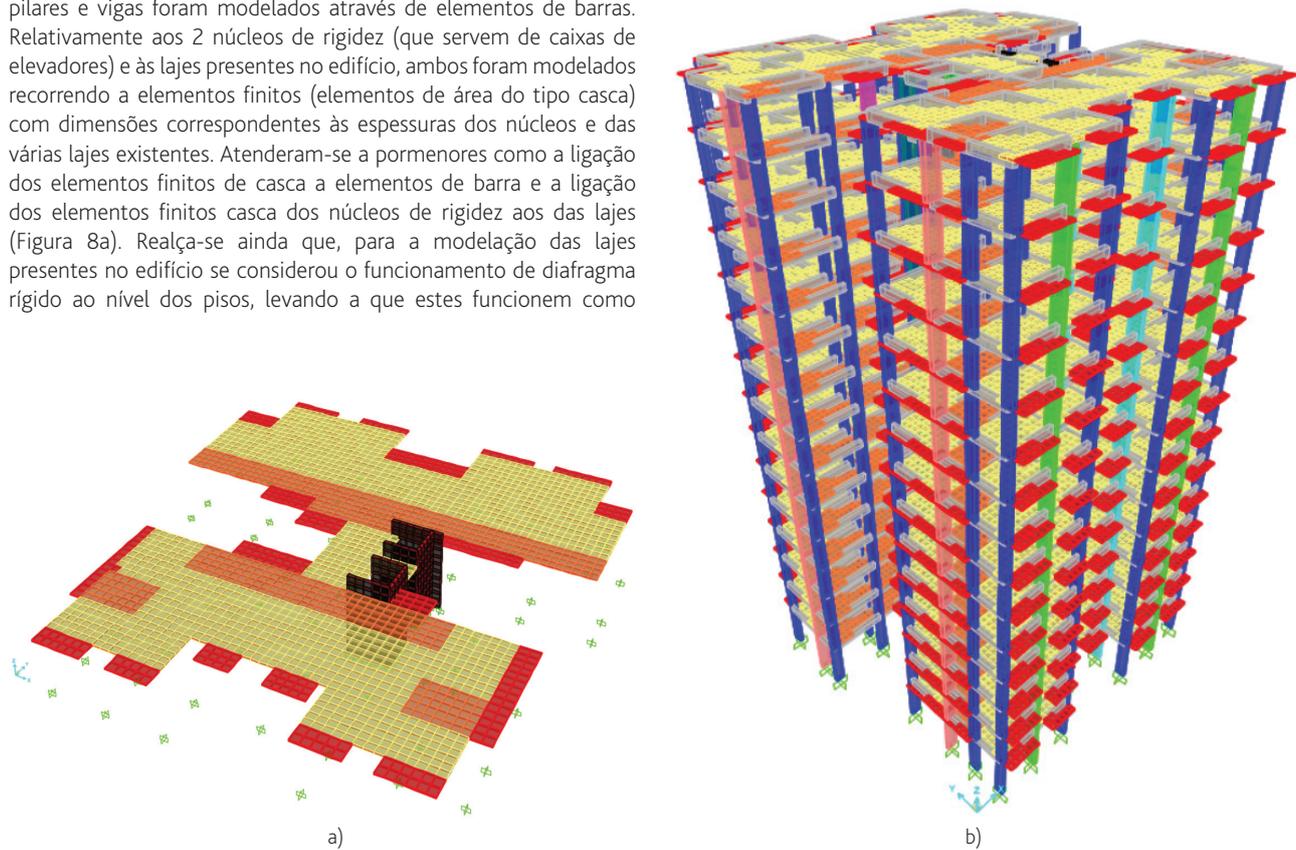


Figura 8 Modelação numérica da estrutura de betão armado sem paredes de alvenaria: a) 1.º piso da estrutura; e b) visão geral do modelo tridimensional

betão. Deste modo, foi possível chegar-se a um valor global de 5,09 kN/m² por piso (correspondente ao peso das paredes e outros elementos), aplicado sobre as lajes do 1.º ao 15.º piso.

3.2 Paredes de alvenaria de enchimento

Para a modelação das paredes de alvenaria, optou-se por adotar a combinação de dois métodos simplificados que, segundo as conclusões do estudo de Furtado, *et al.* [11], foram os que melhores resultados produziram: o método de Al-Chaar [13] e o método de Paulay and Priestley [14]. De facto, ambos se baseiam no método das bielas diagonais equivalentes; no entanto, para o cálculo das propriedades relevantes a atribuir às bielas (que irão representar as paredes), como as dimensões das suas secções, o método de Al-Chaar [13] demonstra ser um método mais complexo, exigindo a consideração de bastantes variáveis e parâmetros. Contudo, o método de Al-Chaar [8] é o único, dos anteriormente referidos, que tem em conta a presença de aberturas na parede e danos na alvenaria. Assim, tomou-se a opção de modelar as paredes de alvenaria, com base nos pressupostos destes dois métodos. Segundo este método, a presença de aberturas nas paredes e a existência de danos nas alvenarias são tidas em conta afetando a largura da escora equivalente, w , por intermédio de dois coeficientes redutores, R_1 e R_2 . A representação da biela diagonal equivalente de uma parede de alvenaria retangular é apresentada na Figura 9.

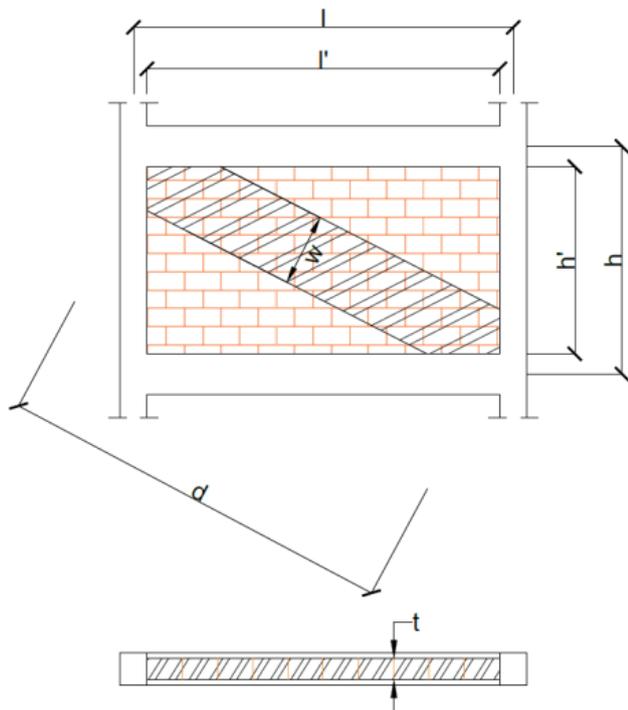


Figura 9 Representação da biela diagonal equivalente numa parede de alvenaria retangular

A largura da biela diagonal equivalente da parede pode ser determinada através da Equação 1, em que w é a largura da biela

diagonal equivalente e d é o comprimento da diagonal da parede. Para ter em conta a presença de aberturas nas paredes e a potencial existência de danos, esta largura w é afetada dos dois coeficientes de redução, podendo ser calculada pela Equação 2. Nas situações em que as paredes apresentem aberturas inferiores a 60% da área da parede, a largura da biela diagonal equivalente deverá ser afetada do coeficiente de redução R_1 , estimado através da Equação 3. Caso a parede apresente uma percentagem de aberturas superior a 60%, deverá ser desprezada a contribuição da parede para resposta sísmica do edifício. No que diz respeito à consideração do dano na parede, é sugerido por Al-Chaar [13] que se aplique o fator de redução R_2 igual a 0,7 para níveis de dano moderado e 0,4 para níveis de dano severo.

$$W = 0,25 d \quad (1)$$

$$W_{red} = W \times R_1 \times R_2 \quad (2)$$

$$R_1 = 0,6 \times \left(\frac{A_{aber}}{A_{par}} \right) - 1,6 \times \left(\frac{A_{aber}}{A_{par}} \right) + 1 \quad (3)$$

Foram assumidas as reais dimensões geométricas dos painéis e um módulo de elasticidade de 5 GPa com base nos valores sugeridos por Chaulagain, *et al.* [15] para este tipo de alvenarias existentes do Nepal.

4 Análise linear elástica dinâmica

4.1 Metodologia

O estudo da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico do edifício de betão armado foi realizado através de análises lineares dinâmicas aplicadas à estrutura considerando paredes de alvenaria sem dano (Modelo 1), considerando paredes de enchimento com dano observado após o sismo de Ghorka (Modelo 2) e por fim um terceiro modelo não considerando a existência destes painéis (modelo 3). É importante referir que para este tipo de análises foi tida em conta uma redução de 50% da rigidez nos elementos de betão armado (elementos estruturais) integrantes dos modelos do edifício. Consideraram-se as indicações preconizadas pelo regulamento grego KANEPE [16]. Estas resumem-se a reduções mais ponderadas e adequadas para a análise estrutural (e não para o projeto de edifícios, como é o caso do EC8 - Parte 1 [17]), a aplicar aos elementos estruturais.

Apresentam-se os acelerogramas (reais) do sismo de Gorkha, (Figura 10) considerados para as análises dinâmicas lineares elásticas efetuadas aos vários modelos do edifício. Usaram-se acelerómetros para se obterem os registos das acelerações sentidas, captadas segundo as direções X e Y.

Antes da análise e discussão de resultados importa descrever a estratégia utilizada para considerar o dano nas paredes de enchimento no modelo numérico 2. A atribuição do dano às diferentes paredes que constituem o edifício fez parte de um processo de calibração, onde se fizeram várias tentativas até que as frequências do modelo em questão se aproximassem o mais possível das frequências obtidas experimentalmente. Deste modo,

aplicou-se o dano às paredes de alvenaria com base na Figura 11. Esse quadro é parte integrante do Método de Al-Chaar [13] que recomenda valores para um coeficiente redutor, R_2 , de 0,7 a 0,4, consoante o tipo de dano nas alvenarias for moderado ou severo, respetivamente. O coeficiente R_2 afeta diretamente a expressão que define uma das propriedades (*wred* - largura da escora equivalente reduzida) caracterizadoras das bielas que representam os painéis de alvenaria. Assim, após várias tentativas, demonstra-se na Figura 11 o dano aplicado às paredes (bielas) do modelo do edifício em estudo. Note-se que, com a enorme quantidade de alvenarias existentes no edifício, a atribuição individual do dano às mesmas é um processo completamente inexequível. A dificuldade que lhe está associada quer em termos de duração, quer em termos de incertezas, fez com que a atribuição de dano fosse feita de uma forma mais “uniforme”, com base na observação da recolha fotográfica efetuada. Assim, definiram-se 3 níveis de dano ao longo do edifício (Figura 11) e aplicou-se o dano às alvenarias consoante a sua localização na estrutura.

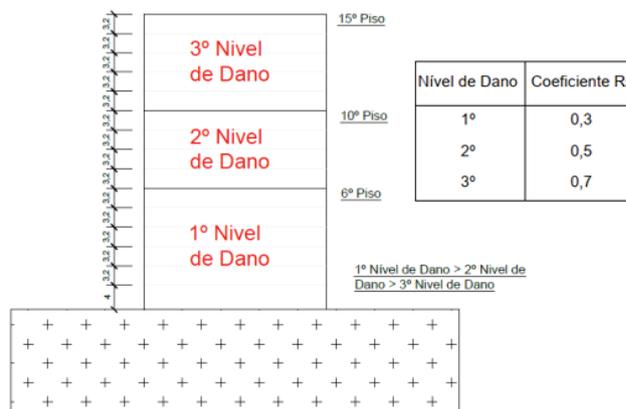


Figura 11 Esquema elucidativo da atribuição do nível de dano nas paredes de enchimento ao longo do edifício

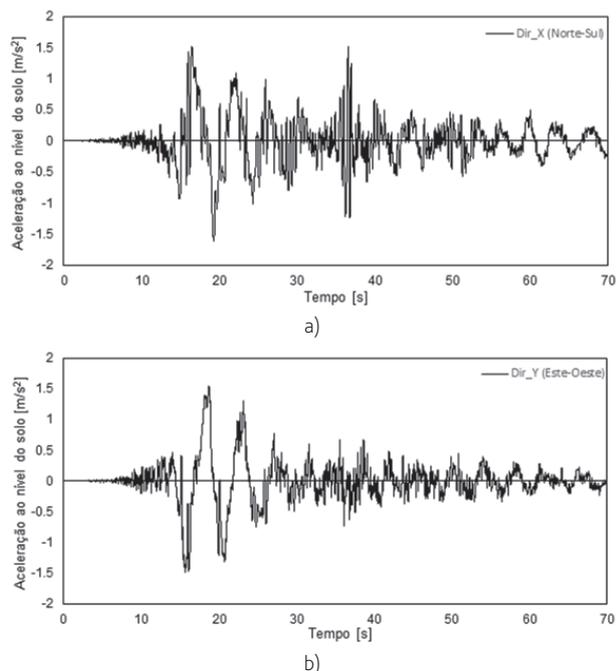


Figura 10 Análises lineares elásticas dinâmicas: acelerogramas a) Direção X; e b) Direção Y

Foi realizada uma análise modal a cada um dos modelos gerados, e obtiveram-se as seguintes frequências naturais:

- Modelo 1 (com paredes sem dano): 0,78 Hz (translação segundo X); 0,86 Hz (translação segundo Y); 0,97 Hz (Torção).
- Modelo 2 (com paredes com dano): 0,74 Hz (translação segundo X); 0,77 Hz (translação segundo Y); 0,84 Hz (Torção).
- Modelo 3 (sem paredes): 0,62 Hz (torção); 0,66 Hz (translação segundo X); 0,72 Hz (Translação segundo Y).

4.2 Análise e discussão de resultados

Dada a dimensão dos modelos concebidos para o presente estudo, optou-se por tratar e analisar a informação proveniente das análises sísmicas temporais, relativamente a 4 pilares de canto da estrutura. Esses pilares foram escolhidos criteriosamente de modo a ilustrarem eficazmente a resposta global do edifício face à incidência da ação sísmica (ver Figura 12).

Do estudo e análise dos gráficos referentes às envolventes de *drifts* máximos, Figura 13, foi possível concluir que:

- A resposta estrutural do edifício foi condicionada pelo efeito de torção, por um lado justificado com as características particulares deste edifício, e, por outro, com a maior irregularidade resultante das paredes de alvenaria, situações que se refletem num comportamento dinâmico mais complexo do que o observado em edifícios mais correntes com estrutura em pórtico;
- Para todos os modelos, em ambas as direções, verificou-se que os valores de *drifts* mais altos acontecem para as zonas intermédias do edifício, nomeadamente entre o piso 3 e o piso 7. Esta é uma particularidade muito típica dos sistemas porticados;
- Todos os modelos apresentam, de um modo geral, valores de *drifts* superiores na direção Y, com exceção do modelo 2 onde se verifica o contrário (maiores valores de *drifts* na direção X). Pensa-se que esta exceção se possa explicar pelo facto do modelo 2 representar uma estrutura altamente irregular em altura devido ao dano induzido nas paredes de alvenaria de enchimento. Em relação ao pilar C, as conclusões são idênticas, no entanto, observa-se que no modelo 3 os *drifts* máximos acontecem para a direção longitudinal. De facto, constata-se em enorme aumento de *drifts* segundo a direção X, face ao que se observou para o pilar A;
- Verifica-se um crescimento percentual dos *drifts* na direção longitudinal (segundo x) de 27,3% para o modelo 2 e de 42,5% para o modelo 3, em relação ao modelo 1. Na direção transversal verifica-se uma variação percentual dos *drifts* de

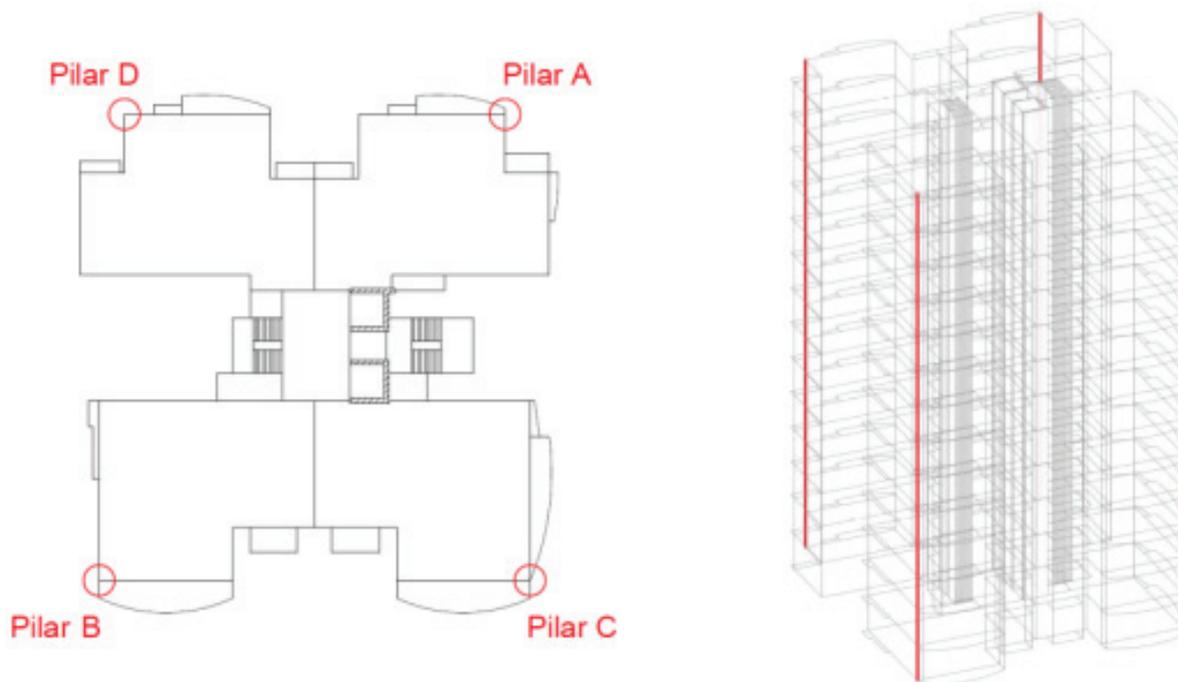


Figura 12 Esquemas elucidativos dos pilares selecionados para a análise dos resultados

- 4,0% para o modelo 2 e de + 38,3% para o modelo 3, em relação ao modelo 1;
- v) Para o pilar C verifica-se um crescimento percentual dos *drifts* na direção Y de 15,8% para o modelo 2 e de 46,0% para o modelo 3, em relação ao modelo 1. Na direção X verifica-se uma variação percentual dos deslocamentos relativos entre pisos de -3,9% para o modelo 2 e de +38,3% para o modelo 3, em relação ao modelo 1.

Da observação do corte basal máximo obtido por cada modelo e apresentado na Figura 14, imediatamente sobressai um pormenor que já se verificou e discutiu no âmbito dos parâmetros anteriormente avaliados (envolventes de *drifts* máximos). De facto, verifica-se que com exceção do modelo 2 todos os modelos apresentam forças de corte maiores na direção segundo Y. O modelo 2, em contrapartida, apresenta maiores valores de forças de corte segundo a direção X. Tendo em conta que o modelo 2 é o único que representa uma estrutura irregular em altura, consequência da simulação do dano que o edifício sofreu, esta característica (irregularidade em altura) tenha um grande contributo neste comportamento distinto que se tem repetido apenas para o modelo 2.

- i) Verifica-se uma variação percentual do corte basal máximo na direção longitudinal de + 7,7% para o modelo 2 e de - 8,8% para o modelo 3, em relação ao modelo 1;
- ii) Verifica-se uma variação percentual do corte basal máximo na direção transversal de - 23,0% para o modelo 2 e de - 18,4% para o modelo 3, em relação ao modelo 1;
- iii) O valor máximo de corte basal associado à direção longitudinal

acontece para o modelo 2. Em relação ao valor máximo de corte basal associado à direção transversal, este acontece para o modelo 1.

Analisando as várias envolventes de forças de inércia geradas ao nível de cada piso obtidas em cada piso de cada modelo (Figura 15), denota-se um comportamento muito mais semelhante nas configurações das envolventes associadas aos modelos 1 e 3 do que nas observadas no modelo 2. A forma das envolventes dos modelos 1 e 3 começam, claramente, muito idênticas, e acabando por ser a envolvente segundo a direção X aquela com maiores valores de forças sísmicas. O mesmo já não acontece para as envolventes associadas ao modelo 2 onde a correspondente à direção Y se apresenta sempre como sendo a que apresenta forças sísmicas superiores.

Note-se também a aproximação destas configurações de envolventes de forças sísmicas à configuração típica do 2.º modo de vibração, essencialmente no caso do modelo 2, sugerem uma participação bastante relevante dos 2.ºs modo de vibração da estrutura na sua resposta à ação sísmica. Obtiveram-se alguns valores pouco expectáveis. Uma variação percentual na direção longitudinal de 5,9% para o modelo 2 e de 10,5% para o modelo 3, em relação ao valor registado para o modelo 1 onde se esperariam maiores valores de forças sísmicas tanto numa direção como noutra. Na direção transversal, contrariamente ao que se constatou para a direção segundo X, as forças sísmicas foram máximas no modelo 1 com variações percentuais de - 25,3% e de - 20,3% para o modelo 2 e 3, respetivamente.

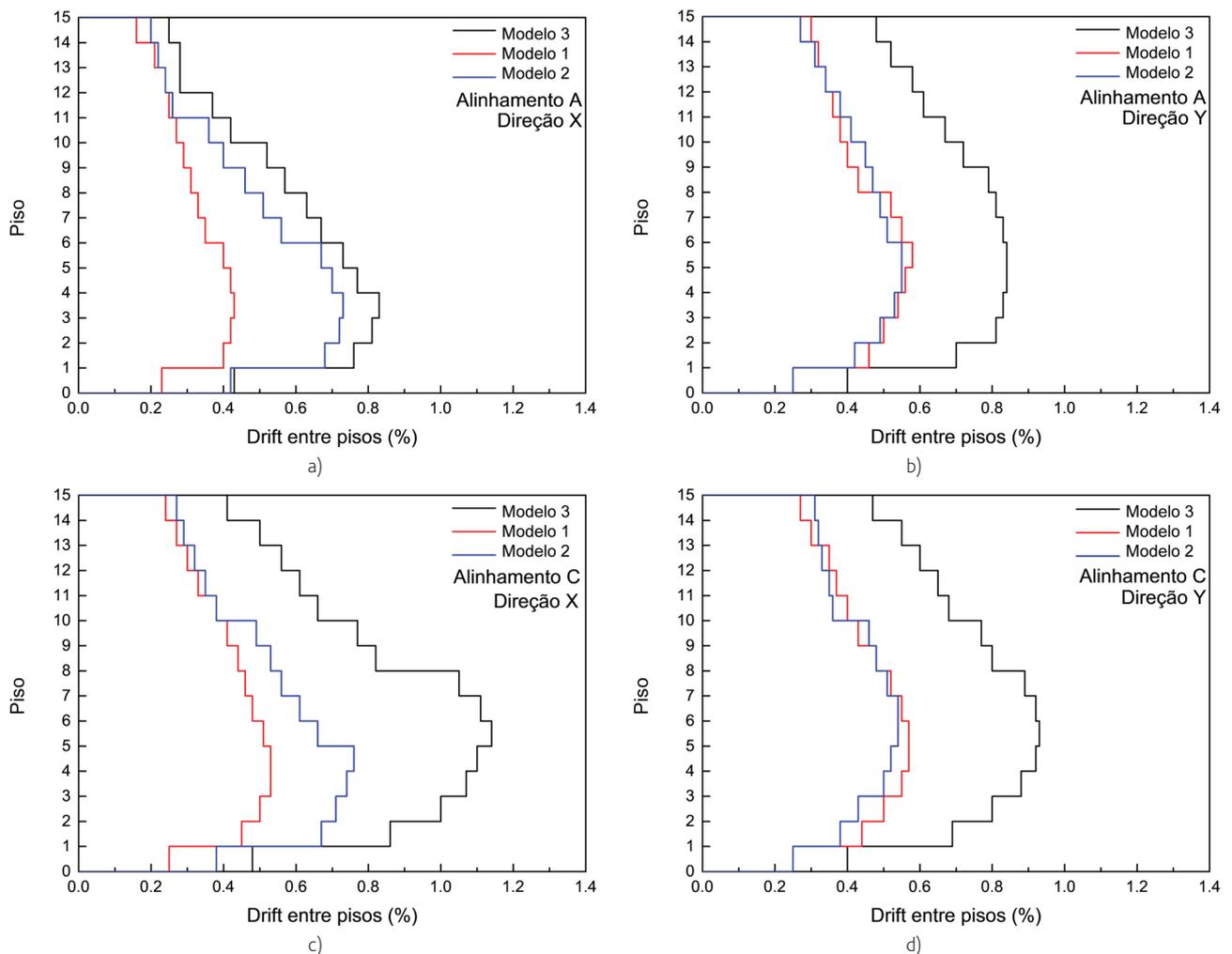


Figura 13 Análises lineares elásticas dinâmicas: envolventes de drift máximo entre pisos a) Direção X – Alinhamento A; b) Direção Y – Alinhamento A; c) Direção X – Alinhamento C; e d) Direção Y – Alinhamento C

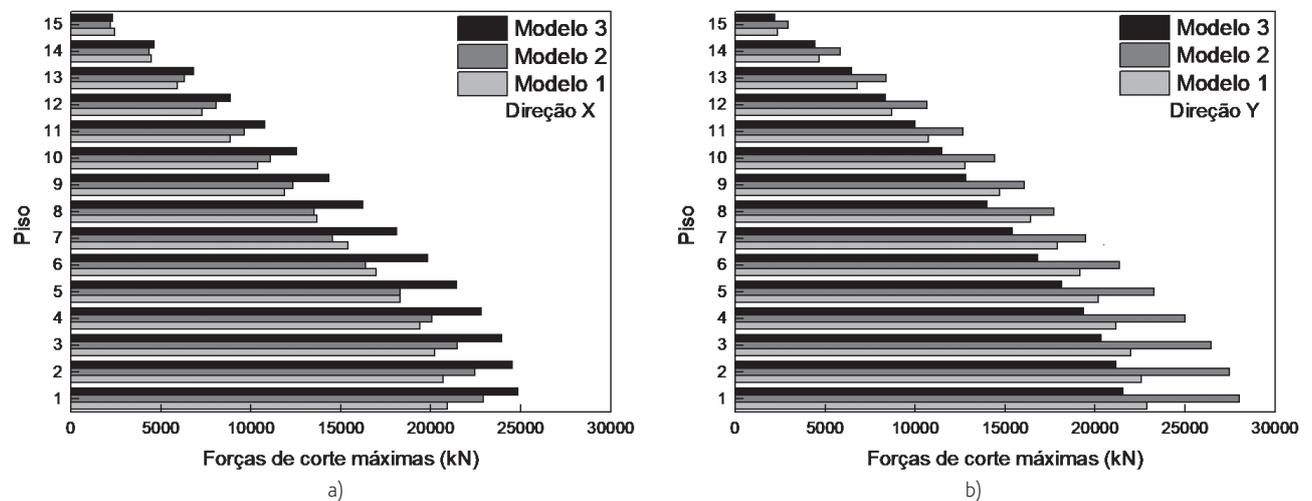


Figura 14 Análises lineares elásticas dinâmicas: envolventes de forças de corte máximas a) Direção X; e b) Direção Y

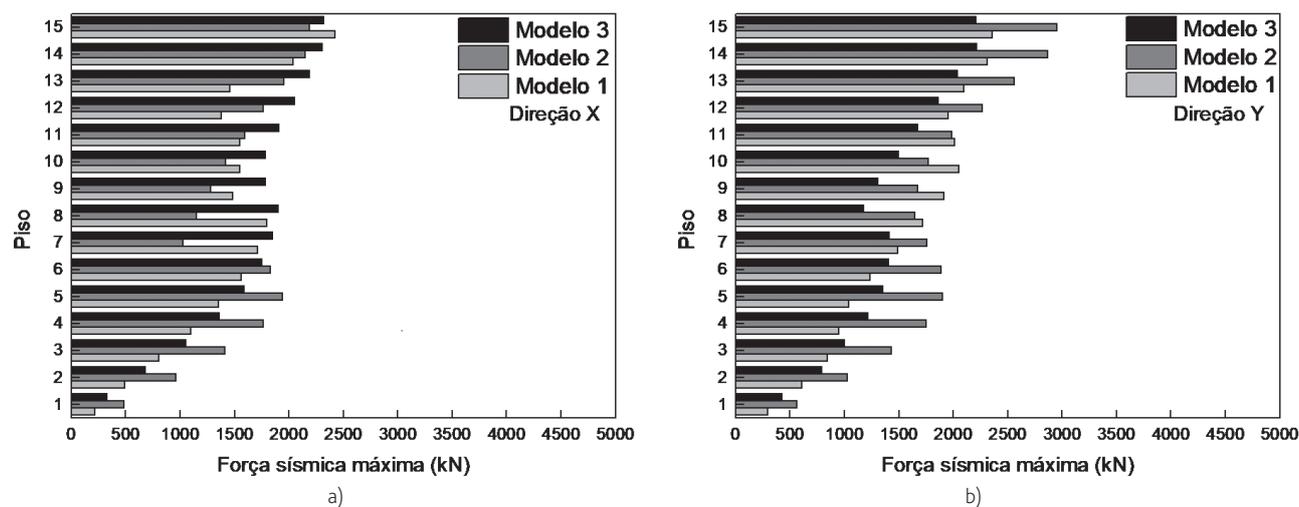


Figura 15 Análises lineares elásticas dinâmicas: envolventes de forças sísmicas máximas a) Direção X; e b) Direção Y

5 Conclusões

Este trabalho teve como objetivo estudar numericamente a influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico de um edifício de betão armado com 15 pisos elevados, situado no Nepal. Apresentou-se o caso de estudo caracterizando com algum detalhe a descrição estrutural e arquitetónica do edifício em questão. Por fim, discutiu-se a identificação dinâmica experimental do edifício, com base nos ensaios *in situ* realizados. Os mesmos resultados permitiram que se conseguissem obter gamas de valores de frequências naturais de vibração associadas aos primeiros quatro modos de vibração do edifício. Esses valores foram uma valiosa informação uma vez terem permitido a calibração e validação dos vários modelos desenvolvidos neste estudo. Foram realizadas análises dinâmicas elásticas lineares, com recurso a acelerogramas reais do sismo de Gorkha, de forma a avaliar a influência das paredes de alvenaria na resposta sísmica do edifício.

Das análises lineares dinâmicas é possível concluir que:

- A presença das paredes de alvenaria de enchimento (sem dano) conferiu maior rigidez ao edifício, reduzindo o *drift* máximo entre pisos em cerca de 40-46% em ambas as direções X e Y;
- A existência de dano nas paredes de enchimento reduziu, como era expectável, a rigidez lateral do edifício, levando-o a atingir maiores níveis de *drift* (+20-25%) comparativamente com a situação de paredes sem dano;
- A presença de paredes de enchimento aumenta significativamente as forças de corte por piso e consequentemente o corte basal total na estrutura. Relativamente ao cenário 3 (edifício sem paredes de enchimento), observa-se que a presença das paredes aumentou as forças de corte por piso em cerca de 20%.

Verificou-se, no entanto, que os valores obtidos entre o modelo com alvenarias e com dano e o modelo com alvenarias sem dano foi inesperado, tendo-se observado maiores valores de forças de corte no modelo com dano. Pelo facto do modelo com alvenarias (sem dano) ser o único com frequências de vibração compatíveis com a frequência associada ao pico espectral mais preocupante, registado no espectro do sismo de Gorkha segundo a direção longitudinal, poderá justificar algumas destas discordâncias.

Realça-se ainda outro resultado pouco previsível associado, novamente ao valor do corte basal máximo para o modelo com dano, desta vez na direção transversal. Este é inferior ao valor de corte basal máximo registado para o modelo sem paredes, traduzindo, de certa forma, uma situação contrária da que se verificou para a direção longitudinal.

Embora não tenha sido possível esclarecer completamente estes aspetos, entende-se que estejam relacionados, por um lado com as características particulares deste edifício, e, por outro, com a maior irregularidade resultante das paredes de alvenaria, situações que se refletem num comportamento dinâmico mais complexo do que o observado em edifícios mais correntes com estrutura em pórtico.

Efetivamente, neste edifício não se identificaram modos puros de translação, como é normal observar-se.

Deste estudo, pode-se concluir que a presença das paredes de alvenaria influenciou significativamente a resposta estrutural do edifício face à ação sísmica. Captaram-se comportamentos que, devido à contribuição dos painéis de enchimento, prejudicam a resposta da estrutura e outros que a favorecem. Deste modo, evidencia-se a importância da consideração das paredes de alvenaria no dimensionamento de projetos de estruturas, conforme já foi realçado por outros estudos.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi também desenvolvido com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) - Centro de Investigação em Riscos e Sustentabilidade na Construção (RISCO), Universidade de Aveiro, Portugal [FCT/UIDB/ECI/04450/2020]. Os autores pretendem agradecer os valiosos contributos dos revisores anónimos que contribuíram para uma melhoria significativa do documento ao longo do processo de revisão.

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, Lisbon1996, vol. 6.
- [2] Luca, F.; Verderame, G.M.: Gómez-Martínez, F.; Pérez-García, A. – "The structural role played by masonry infills on RC building performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake," *Bull Earthq Eng*, vol. 12, 2014// 2014.
- [3] Hermanns, L.; Fraile, A.; Alarcón, E.; Álvarez, R. – "Performance of buildings with masonry infill walls during the 2011 Lorca earthquake," *Bulletin of Earthquake Engineering*, Article vol. 12, no. 5, pp. 1977-1997, 2014.
- [4] Alinouri, H.; Danesh, F.; Bharam, S. – "Effect of soft-storey mechanism caused by infill elimination on displacement demand in nonlinear static procedure using coefficient method," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 22, pp. 1269-1309, 2013.
- [5] Verderame, G.M.; Luca, F.; Ricci, P.; Manfredi, G. – "Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 40, 2011// 2011.
- [6] Masi *et al.*, A. – "Seismic response of RC buildings during the Mw 6.0 August 24, 2016 Central Italy earthquake: the Amatrice case study," *Bulletin of Earthquake Engineering*, journal article vol. 17, no. 10, pp. 5631-5654, October 01 2019.
- [7] Romão *et al.*, R. – "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.
- [8] Varum, H.; Furtado, A.; Rodrigues, H.; Oliveira, J.; Vila-Pouca, N.; Arêde, A. – "Seismic performance of the infill masonry walls and ambient vibration tests after the Ghoraka 2015, Nepal earthquake " *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 15, no. 3, pp. 1-28, 2017.
- [9] Gautam, D.; Rodrigues, H.; Bhetwal, K.K; Neupane, P.; Sanada, Y. – "Common structural and construction deficiencies of Nepalese buildings," *Innovative Infrastructure Solutions*, journal article vol. 1, no. 1, p. 1, March 29 2016.
- [10] 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 Ghoraka 2015, Nepal earthquake," *Bulletin of Earthquake Engineering*, Article vol. 15, no. 3, pp. 1185-1212, 2017.
- [11] Furtado, A.; Vila-Pouca, N.; Varum, H.; Arêde, A. – "Study of the Seismic Response on the Infill Masonry Walls of a 15-Storey Reinforced Concrete Structure in Nepal," *Buildings*, vol. 9, no. 2, 2019.
- [12] SAP2000 – "Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference manual," in *Computers and Structures*, ed. CA, USA, 2009.
- [13] Al-Chaar, G.; Issa, M.; Sweeney, S.– "Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames," *Journal of Structural Engineering*, Article vol. 128, no. 8, pp. 1055-1063, 2002.
- [14] Paulay T.; Priestley, M.J.N. – *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: Wiley, 1992.
- [15] Chaulagain, H.; Rodrigues, H.; Spacone, E.; Varum, H. – "Seismic safety assessment of existing masonry infill structures in Nepal," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Article vol. 15, no. 2, pp. 251-268, 2016.
- [16] *Greek Code for Interventions* 2013.
- [17] Eurocode 8 – *Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, B. European Committee for Standardization, Belgium, 2005.

