

# Colisões estruturais induzidas por sismos entre estruturas de edifícios adjacentes com alturas diferentes

## Earthquake-induced structural pounding between adjacent building structures with unequal heights

Pedro Folhento  
Rui Barros  
Manuel Braz-César

### Resumo

A quantidade substancial de energia libertada através de sismos é em parte absorvida pelos edifícios afetados pelas conseqüentes vibrações. Esta energia de entrada nas estruturas tende a ser dissipada através do amortecimento e deformação inelástica estrutural. Os eventos sísmicos promovem colisões estruturais entre edifícios adjacentes insuficientemente separados, conduzindo a trocas de energia inesperadas entre as estruturas, podendo reduzir ou amplificar as respetivas respostas dinâmicas. Este estudo considera diferentes configurações de dois edifícios com comportamento elástico, que poderão ter alturas iguais ou desiguais, e sujeitos a diferentes sinais sísmicos. Os impactos consideram-se entre pisos e objetiva-se investigar a influência destes no comportamento dinâmico e no equilíbrio energético dos sistemas considerados, simulados com modelos simplificados. Verificou-se que edifícios adjacentes com alturas diferentes sujeitos a impactos induzidos por sismos tendem a ter respostas dinâmicas mais gravosas e a provocar mais trocas de energia.

### Abstract

The substantial amount of energy released through earthquakes is partly absorbed by buildings affected by the resulting vibrations. This input energy in the structures tends to be dissipated through structural damping and inelastic deformation. These seismic events promote the phenomenon of structural pounding that occurs between insufficiently separated adjacent buildings, leading to unexpected energy exchanges between structures, which can reduce or amplify the respective dynamic responses. The present study considers different configurations of two buildings with elastic behavior, which can have the same or different heights, and are subjected to different seismic signals. The impacts are considered between floors and the objective is to investigate the influence of these collisions on the dynamic behavior and energy balance of the systems considered, simulated with simplified models. It was found that buildings with unequal heights under earthquake-induced pounding tend to have worst dynamic responses and cause more energy exchanges.

**Palavras-chave:** Dinâmica de estruturas / Impactos estruturais / Modelos de impacto / Equilíbrio energético / Transferência de energia

**Keywords:** Dynamics of structures / Structural pounding / Impact models / Energy balance / Energy transfer

## Pedro Folhento

Aluno de doutoramento  
CONSTRUCT  
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto  
Porto, Portugal  
up201811645@edu.fe.up.pt

## Rui Barros

Professor Associado com Agregação  
CONSTRUCT  
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto  
Porto, Portugal  
rbc@fe.up.pt

## Manuel Braz-César

Professor Adjunto  
CONSTRUCT  
ESTIG  
Instituto Politécnico de Bragança  
Bragança, Portugal  
brazcesar@ipb.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.*

FOLHENTO, P., [et al.] – Colisões estruturais induzidas por sismos entre estruturas de edifícios adjacentes com alturas diferentes. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 17-30.

## 1 Introdução

O fenómeno de impactos entre estruturas adjacentes verifica-se frequentemente em eventos sísmicos que abalam cidades onde a construção de imóveis é executada com pouco espaço entre estes. Estes impactos de pequena duração geram forças de grande magnitude, provocando dano local significativo, cujas consequências no comportamento dinâmico das estruturas poderão conduzir ao seu colapso.

Diferentes tipos de colisões entre edifícios podem ser identificados, dependendo da localização dos impactos e das características e configurações das estruturas [1]. Estes tipos referem-se, essencialmente, a impactos entre pisos, e entre pisos e pilares. Os impactos entre pisos e pilares pressupõe que os pisos dos edifícios não estejam alinhados em altura, já os impactos entre pisos poderão acontecer entre estruturas com alturas iguais ou desiguais. Outros tipos de impacto incluem colisões entre um edifício e outro adjacente substancialmente mais pesado, colisões entre edifícios em série, colisões excêntricas, e impactos entre edifícios de alvenaria, ou entre estruturas de edifícios preenchidas por paredes de alvenaria. Qualquer dos cenários referidos provoca alterações no comportamento dinâmico global das estruturas intervenientes, revestindo-se de extrema importância no dimensionamento destas construções, ou na mitigação das consequências deste fenómeno.

Diferentes estudos na literatura investigaram o fenómeno de impactos estruturais entre estruturas de edifícios com múltiplos graus de liberdade (MGDLs) ou com múltiplos pisos nos diferentes cenários previamente referidos. Karayannis *et al.* ([2], [3]) analisou impactos entre pisos, e pisos e pilares, verificando que no caso das colisões entre pisos, os pilares nas zonas de impacto sofrem aumentos nas demandas de ductilidade, podendo exceder a respetiva capacidade. No caso de colisões entre pisos e pilares, os autores observaram que apenas os pilares na área de contacto e acima ficaram sujeitos a aumentos significativos de demandas de ductilidade, sendo que os pilares sujeitos ao impacto direto estão submetidos a aumentos significativos dos esforços de corte, excedendo a sua capacidade de resistência ao corte. Abdel Raheem *et al.* ([4] - [6]), realizaram diversos estudos que incluem colisões entre estruturas de edifícios com múltiplos pisos, destacam-se, a mitigação de impactos entre edifícios com alturas diferentes [4], e impactos entre edifícios em série com alturas diferentes ([5], [6]), analisando entre outras respostas, os deslocamentos, acelerações, forças de corte e dano estrutural permanente ao nível dos pisos, assim como, a análise da distância de separação dos edifícios, e o efeito da excitação sísmica caracterizador do espectro de resposta de dimensionamento de um local definido. Elwardany *et al.* [7] investigaram a influência da presença de paredes de enchimento na resposta sísmica de três edifícios adjacentes com alturas diferentes. Considerando diferentes configurações para a presença das paredes de enchimento, os autores verificaram que a existência e a distribuição destes elementos não estruturais nos edifícios influenciam significativamente o comportamento dinâmico destas estruturas sujeitas a impactos induzidos por sismos. Outros estudos relevantes acerca da problemática de colisões estruturais entre edifícios com múltiplos pisos, abordaram a previsão de distâncias

de separação crítica de modo a evitar impactos ([8], [9]), e métodos para controlar as deformações entre pisos [10].

Alguns estudos abordaram os impactos estruturais induzidos por sismos, comparando a energia estrutural, a energia de entrada e a energia transferida ou recebida devido à interação estrutural entre as estruturas adjacentes. Valles-Mattox e Reinhorn [11] estudaram o efeito dos impactos estruturais no equilíbrio energético com o objetivo de estimar a distância de separação crítica entre os edifícios para evitar colisões. Mate *et al.* [12] investigaram colisões entre edifícios em série usando modelos simplificados. Os autores usaram diferentes elementos de contacto e excitações sísmicas, analisando deslocamentos, forças de corte máximas e mínimas e a transferência de energia devido às colisões. Jankowski e Mahmoud [13] abordaram o equilíbrio energético no contexto de impactos entre estruturas sujeitas a sismos, considerando a interação solo-estrutura, analisando assim, a energia dissipada por amortecimento, por cedência, e a energia cinética durante o evento sísmico.

O presente estudo numérico considera duas estruturas adjacentes com propriedades dinâmicas diferentes e sujeitas a sinais sísmicos reais. As alturas das estruturas serão variadas. Consideram-se modelos simplificados das estruturas através do uso de modelos discretos programados em *MATLAB* [14] com massas concentradas ao nível dos pisos rígidos, modelos os quais serão validados com o *software SAP2000* [15]. A magnitude das forças de impacto será simulada através do uso de modelos de impacto. Três acelerogramas registados serão utilizados no presente estudo, para analisar como diferentes sinais sísmicos afetam as respostas dinâmicas com colisões. Após a realização de diversas simulações irá examinar-se as respostas de deslocamentos, forças laterais elásticas e forças de corte por piso, e o equilíbrio energético dos sistemas estruturais, por forma a compreender o efeito da variação da altura dos edifícios sujeitos a colisões induzidas por excitações sísmicas.

## 2 Modelação numérica

### 2.1 Formulação matemática e computacional

A presente formulação estabelece as equações do movimento dinâmico a utilizar na modelação individual de cada edifício. É assim, adicionada a parcela relativa às forças de impacto, resultado de colisões com o edifício adjacente.

Consideram-se edifícios com três-dimensões (3D) como o exemplo representado na Figura 1a. Contudo, o movimento de torção será desprezável, considerando apenas o movimento translacional na direção da aplicação da excitação sísmica. Será também considerado apenas o comportamento elástico das estruturas.

Os edifícios são idealizados como sistemas discretos onde as massas são concentradas ao nível dos pisos (Figura 1b) e os pisos são considerados infinitamente rígidos. Estas simplificações são muito utilizadas em análises dinâmicas, sobretudo em análises que envolvam problemas de colisões ([12], [13]), fornecendo resultados satisfatórios relativos ao comportamento dinâmico global das estruturas. Assim, as equações do movimento dos MGDs são obtidas com o diagrama de corpo livre das massas concentradas, efetuando as condições de equilíbrio,

$$\underline{M}\ddot{\underline{X}}(t) + \underline{C}\dot{\underline{X}}(t) + \underline{K}\underline{X}(t) = -\underline{F}_p(t) - \underline{M}\underline{\lambda}_g\ddot{x}_g(t) \quad (1)$$

$$\underline{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & & 0 & 0 \\ \dots & & \ddots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{n-1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_n \end{bmatrix}, \underline{K} = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & \dots & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & & 0 & 0 \\ \dots & & \ddots & -k_{n-1} & 0 \\ 0 & 0 & -k_{n-1} & k_{n-1}+k_n & -k_n \\ 0 & 0 & 0 & -k_n & k_n \end{bmatrix}, \quad (2)$$

$$\underline{C} = a_0\underline{M} + a_1\underline{K}, \underline{\lambda}_g = \{1, 1, 1, \dots, 1\}^T \quad (3)$$

$$\underline{X}(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dots \\ x_n(t) \end{Bmatrix}, \dot{\underline{X}}(t) = \begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \\ \dots \\ \dot{x}_n(t) \end{Bmatrix}, \ddot{\underline{X}}(t) = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \\ \dots \\ \ddot{x}_n(t) \end{Bmatrix}, \underline{F}_p(t) = \begin{Bmatrix} f_{p1}(t) \\ f_{p2}(t) \\ \dots \\ f_{pn}(t) \end{Bmatrix} \quad (4)$$

em que  $\underline{M}_{(n \times n)}$ ,  $\underline{C}_{(n \times n)}$ , e  $\underline{K}_{(n \times n)}$  são, respetivamente, as matrizes de massa, amortecimento e rigidez de uma determinada estrutura;  $\dot{\underline{X}}(t)$ ,  $\underline{X}(t)$ , e  $\underline{F}_p(t)$  são respetivamente, o vetor das acelerações, das velocidades, dos deslocamentos e das forças de impacto, cujas  $n$  componentes correspondem a  $n$  pisos do respetivo edifício;  $\underline{\lambda}_g$  é o vetor da localização das forças ou acelerações sísmicas tendo em conta os respetivos GDLs; e  $\ddot{x}_g$  é a aceleração sísmica horizontal considerada apenas na direção onde se pretende estudar o comportamento dinâmico da estrutura. Ainda, a matriz de amortecimento é calculada através da combinação linear da matriz de massa e de rigidez (amortecimento de Rayleigh), usando a Equação 3, onde  $a_0$  e  $a_1$  são as constantes de proporcionalidade [16]. É utilizada a formulação de espaço-estado, a qual se apresenta na forma matricial

$$\dot{\underline{Z}}(t) = \begin{Bmatrix} \dot{\underline{X}}(t) \\ \dot{\underline{X}}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{M}^{-1}\underline{K} & -\underline{M}^{-1}\underline{C} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \underline{X}(t) \\ \dot{\underline{X}}(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \underline{0} \\ -\underline{\lambda}_g \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \quad (5)$$

$$\Leftrightarrow \dot{\underline{Z}}(t)_{(2n \times 1)} = \underline{A}_{(2n \times 2n)} \underline{Z}(t)_{(2n \times 1)} + \underline{E}_{(2n \times 1)} \ddot{x}_g(t)_{(1 \times 1)}$$

$$\underline{Y}(t) = \begin{Bmatrix} \underline{X}(t) \\ \dot{\underline{X}}(t) \\ \dot{\underline{X}}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ \underline{I} & \underline{0} \\ -\underline{M}^{-1}\underline{K} & -\underline{M}^{-1}\underline{C} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \underline{X}(t) \\ \dot{\underline{X}}(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \underline{0} \\ -\underline{\lambda}_g \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \quad (6)$$

$$\Leftrightarrow \underline{Y}(t)_{(3n \times 1)} = \underline{C}_{(3n \times 2n)} \underline{Z}(t)_{(2n \times 1)} + \underline{D}_{(3n \times 1)} \ddot{x}_g(t)_{(1 \times 1)}$$

onde  $\underline{Z}$  é o vetor de estado, com as respetivas variáveis de estado, e  $\underline{Y}$  o vetor de saída das respostas;  $\underline{A}$  é a matriz de estado,  $\underline{E}$  a matriz de entrada,  $\underline{C}$  é a matriz de saída e  $\underline{D}$  a matriz de avanço; e  $\underline{I}$  é a matriz de identidade e  $\underline{0}$  a matriz de zeros.

Para a realização das simulações propostas tendo em conta a formulação matemática apresentada, optou-se pela criação de algoritmos em *MATLAB*, que serão posteriormente validados usando o *software SAP2000*.

As equações diferenciais são resolvidas em *MATLAB* com o recurso ao método de integração explícito de Runge-Kutta de quarta ordem com um passo fixo de  $1 \times 10^{-4}$ s.

## 2.2 Características dos edifícios a modelar e configurações consideradas

Neste estudo numérico consideram-se dois edifícios adjacentes com MGDs encastrados na base, com cada GDL a representar um piso  $i$  até a um máximo de  $n$ .

Na Figura 1c e 1d apresentam-se as vistas em planta das estruturas com as respetivas dimensões. O edifício 1 tem pilares com secção 30 cm x 30 cm e vigas com secção 30 cm x 40 cm. O edifício 2 tem

pilares com secção 35 cm x 35 cm e vigas com secção 35 cm x 45 cm. As lajes dos dois edifícios têm 15 cm de espessura. Os elementos estruturais são em betão armado C25/30 (Módulo de Young: 31 GPa) [17]. Os edifícios apresentam assim, propriedades dinâmicas diferentes. Refere-se ainda que os pisos possuem 3 m de altura.

O conjunto destes dois edifícios terá 5 configurações diferentes conforme representado na Figura 2, tendo em conta a sua altura variável (3 a 5 pisos), sendo que se potenciará as colisões entre pisos. Os edifícios com altura variável estão afastados entre si 2 cm (*Gap*),

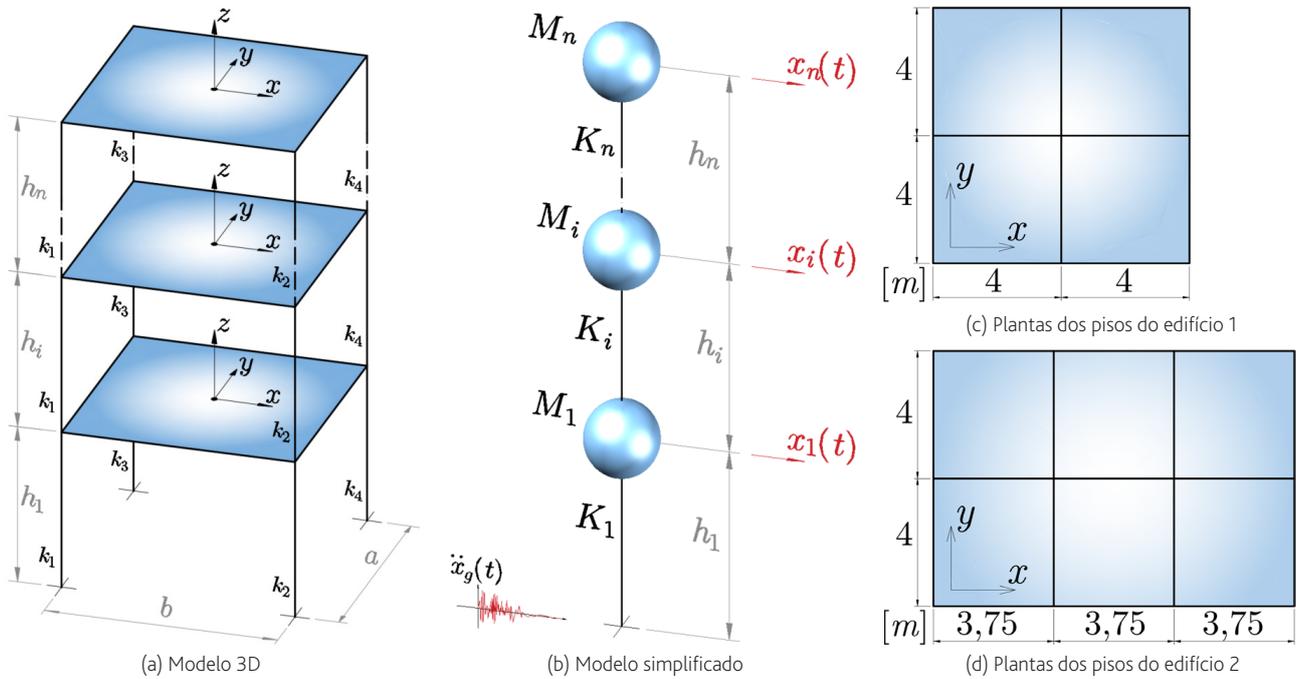


Figura 1 Modelos dos edifícios em estudo

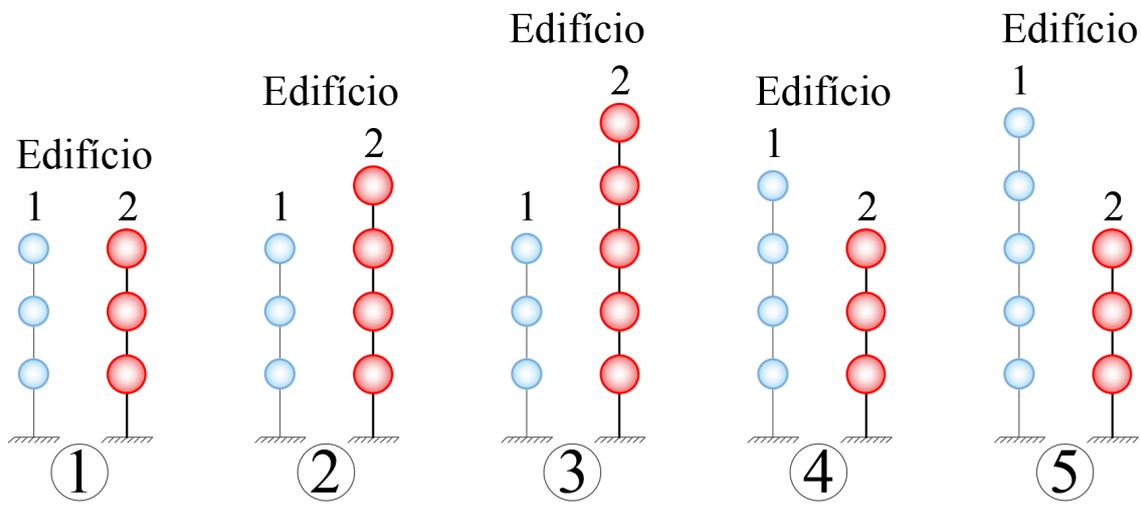


Figura 2 Configurações adotadas dos edifícios em colisão

e possuem características dinâmicas diferentes para promover a vibração desfasada, aumentando a possibilidade de impactos estruturais.

A massa e a rigidez (Equação 2) de cada piso é facilmente calculada através da consideração dos modelos simplificados de massa agrupada. Para a estrutura 1 obteve-se uma massa para os pisos de  $57,103 \times 10^3$  kg e para o piso da cobertura  $52,047 \times 10^3$  kg, quanto à rigidez por piso obteve-se  $83,7 \times 10^6$  N/m. Por sua vez, para a estrutura 2 foram obtidos os seguintes valores da massa para os pisos e cobertura, respetivamente,  $88,583 \times 10^3$  kg e  $80,208 \times 10^3$  kg, e quanto à rigidez o valor  $206,75 \times 10^6$  N/m para cada piso. Os valores da massa foram obtidos através do cálculo das massas da laje e das vigas de cada piso, sendo que foi ainda adicionada metade da massa dos pilares acima e abaixo do respetivo piso e, evidentemente, no último piso apenas metade da massa dos pilares abaixo do respetivo piso. Foi ainda considerado uma sobrecarga uniformemente distribuída pelos pisos de  $2,0$  kN/m<sup>2</sup>, e de  $0,40$  kN/m<sup>2</sup> para o piso da cobertura [18]. A restante carga permanente foi aplicada em todos os pisos, sendo o valor desta carga uniformemente distribuída nos pisos de  $1,5$  kN/m<sup>2</sup>. O cálculo da massa total foi realizado de acordo com o Eurocódigo 8 [19].

### 2.3 Sinais sísmicos de entrada

A presente análise considera três sinais sísmicos retirados da base de dados da *PEER strong motion* [20], cujas acelerações espectrais horizontais e acelerações em função do tempo se encontram representadas na Figura 3. As respetivas características estão descritas no Quadro 1 [21].

Os sistemas estruturais em estudo serão sujeitos ao mesmo sinal, desprezando efeitos de diferenças de fase devido à propagação das ondas sísmicas.

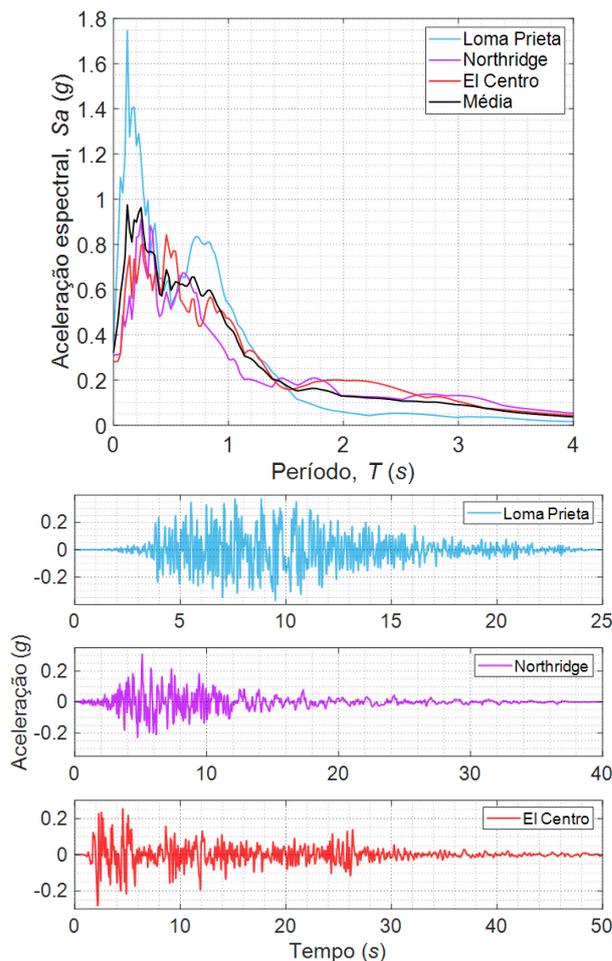


Figura 3 Sinais sísmicos considerados para o presente estudo

Quadro 1 Características dos sismos considerados no presente estudo

Nome e estação	Loma Prieta, 1989 WAHO-0, RSN811	Northridge, 1994 ArletaNF-360, RSN949	El Centro, 1940 Sta9-180, RSN6
Magnitude, Mw	6,93	6,69	6,95
PGA (g)	0,373	0,308	0,281
Intensidade de Arias (cm/s)	3,704	1,172	1,556
Densidade de energia específica (cm <sup>2</sup> /s)	859,541	1333,391	1498,930
Intensidade de Housner (cm)	109,134	106,582	129,234
Período dominante (s)	0,12	0,24	0,46
Duração significativa (s)	10,47 (Total: 25)	13,46 (Total: 40)	24,19 (Total: 50)

## 2.4 Modelo de impacto adotado

Considera-se para a modelação da magnitude das forças de impacto, o modelo de impacto linear viscoelástico, ou Kelvin-Voigt [22]. Assim, a força de impacto presente na Equação 1 é calculada com a seguinte expressão

$$f_p(t) = \begin{cases} k_{imp}\delta(t) + c_{imp}\dot{\delta}(t), & \text{para } \delta(t) > 0 \\ 0 & \text{para } \delta(t) \leq 0 \end{cases} \quad (7)$$

onde  $k_{imp}$  é a rigidez de impacto,  $\delta (= x_1 - x_2 - Gap)$  é a distância de interpenetração, definindo a condição de impacto, e  $c_{imp}$  é a constante de amortecimento [22]

$$c_{imp} = 2\xi_{imp}\sqrt{k_{imp}\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad \text{onde } \xi_{imp} = \frac{-\ln(CR)}{\sqrt{\pi^2 + [\ln(CR)]^2}} \quad (8)$$

em que CR é o coeficiente de restituição e  $\xi_{imp}$  é o coeficiente de amortecimento de impacto. Não obstante, este modelo possui a limitação de imediatamente antes da separação das estruturas, uma força de impacto negativa desenvolve-se juntando os corpos em vez de naturalmente os separar, consequência da dissipação uniforme de energia nos dois períodos de contacto (aproximação e restituição) [13]. Assim, a seguinte modificação à Equação 7 é aplicada no presente estudo [23]

$$f_p(t) = \begin{cases} k_{imp}\delta(t) + c_{imp}\dot{\delta}(t), & \text{para } f_p(t) > 0 \\ 0 & \text{para } f_p(t) \leq 0 \end{cases} \quad (9)$$

Uma vez que os impactos serão entre estruturas de betão armado é possível restringir o CR (entre 0,40 e 0,70), podendo este ser obtido pela expressão proposta por Jankowski [24] com base em resultados experimentais,

$$CR = -0,0070\dot{x}_{imp}^3 + 0,0696\dot{x}_{imp}^2 - 0,2529\dot{x}_{imp} + 0,7929 \quad (10)$$

dependendo do valor da velocidade relativa imediatamente antes do impacto,  $\dot{x}_{imp} (= \dot{x}_1 - \dot{x}_2)$ . Alguns estudos já realizados referem que a rigidez de impacto deverá ser da mesma ordem de grandeza que a rigidez axial do piso mais rígido e que esta afeta principalmente as respostas das estruturas em termos de velocidades e acelerações, enquanto que os deslocamentos são pouco afetados [25]. Assim, a rigidez axial do piso mais rígido é  $k_{imp} = 4,65 \times 10^9$  N/m.

Refere-se ainda, que para melhor capturar os impactos de duração muito pequena, um passo de tempo relativamente pequeno deverá ser considerado na solução das equações diferenciais do movimento. Para tal, o algoritmo de *MATLAB* é modificado para considerar um passo fixo mais pequeno sempre que as estruturas se aproximarem, estendendo assim a condição de impacto. Assim, um passo de integração maior de  $1 \times 10^{-4}$ s é usado em quase toda a simulação, enquanto que na proximidade ou durante um impacto este é mudado para um passo mais pequeno de  $5 \times 10^{-5}$ s. Esta modificação permite simulações mais rápidas, capturar melhor os impactos, e aumentar a eficácia no cálculo da magnitude das forças dos impactos.

## 2.5 Equilíbrio energético

Durante um evento sísmico, as estruturas dos edifícios absorvem energia, que é temporariamente armazenada na forma de energia cinética e potencial elástica, e também dissipada ou por amortecimento ou por deformações inelásticas dos elementos estruturais [13]. No presente caso, considera-se apenas o comportamento elástico das estruturas, sendo que o termo relacionado com a energia histerética será desprezado. A seguinte equação deduzida através da integração em função do deslocamento relativo da Equação 1, traduz o equilíbrio energético estrutural [11]

$$\underline{E}_{kj} + \underline{E}_{\xi_j} + \underline{E}_{pj} = \underline{E}_{lj} \quad (11)$$

em que para uma estrutura j com MGDs, tem-se

$$\underline{E}_{kj} = \int_{x_j(0)}^{x_j(t)} M_j \ddot{X}_j dX_j = M_j \int_0^t \frac{d\dot{X}_j}{dt} \dot{X}_j dt = M_j \int_{\dot{x}_j(0)}^{\dot{x}_j(t)} \dot{X}_j d\dot{X}_j = \frac{1}{2} M_j (\dot{X}_j)^2 \quad (12)$$

$$\underline{E}_{pj} = \int_{x_j(0)}^{x_j(t)} K_j X_j dX_j = K_j \int_{x_j(0)}^{x_j(t)} X_j dX_j = \frac{1}{2} K_j (X_j)^2 \quad (13)$$

$$\underline{E}_{\xi_j} = \int_{x_j(0)}^{x_j(t)} \dot{X}_j^T C_j dX_j = K_j \int_0^t \underline{E}_{\xi_j} \dot{X}_j dt \quad (14)$$

$$\underline{E}_{lj} = - \int_{x_l(0)}^{x_l(t)} M_j \ddot{x}_{g,j} dX_j = - \int_0^t M_j \ddot{x}_{g,j} X_j dt \quad (15)$$

onde  $\underline{E}_{kj}$  é a energia cinética,  $\underline{E}_{pj}$  é a energia potencial elástica ou de deformação elástica,  $\underline{E}_{\xi_j}$  é a energia de amortecimento e  $\underline{E}_{lj}$  é a energia de entrada da estrutura j. A energia estrutural,  $\underline{E}_{sj}$ , é dada pelo somatório dos três termos do primeiro membro da Equação 11. No caso de haver impactos estruturais, as estruturas envolvidas irão interagir, transferindo ou recebendo energia, que poderá ampliar ou reduzir as suas respostas dinâmicas [11]. Esta energia,  $\underline{E}_r$ , será a diferença entre a energia de entrada e a energia estrutural, sendo que um valor negativo deste termo significa que energia foi recebida de outra estrutura adjacente através de uma colisão, enquanto que um valor positivo indica que esta foi transferida para a estrutura adjacente. As seguintes equações traduzem o equilíbrio energético de duas estruturas em colisão

$$\begin{cases} \underline{E}_{k1} + \underline{E}_{\xi 2} + \underline{E}_{p1} + \underline{E}_{r12} = \underline{E}_{l1} \\ \underline{E}_{k2} + \underline{E}_{\xi 2} + \underline{E}_{p2} + \underline{E}_{r21} = \underline{E}_{l2} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \underline{E}_{r12} = \underline{E}_{l1} - \underline{E}_{s1} \\ \underline{E}_{r21} = \underline{E}_{l2} - \underline{E}_{s2} \end{cases} \quad (16)$$

## 3 Resultados e discussão

### 3.1 Validação numérica dos modelos simplificados com o SAP2000

A utilização de modelos simplificados com pisos rígidos e a massa concentrada ao nível dos pisos permite modelar satisfatoriamente o comportamento global dinâmico de estruturas, uma vez que

sendo estas solicitadas lateralmente é possível admitir as lajes como diafragmas rígidos, e os pilares como os únicos elementos contribuidores para a rigidez lateral. Ainda, admite-se que os pilares são axialmente rígidos.

Assim, utilizou-se o *software* SAP2000 criando duas estruturas de edifícios adjacentes em elementos finitos, sujeitas ao sismo El Centro e com as mesmas propriedades dinâmicas referidas na secção anterior, com o objetivo de validar os resultados obtidos com os modelos simplificados programados em MATLAB.

No caso do modelo realizado com o SAP2000, as equações do movimento dinâmico serão resolvidas com o método de integração numérica de Newmark com um passo fixo de tempo de  $5 \times 10^{-5}$ s. Apenas o caso de impactos entre as estruturas na configuração 4 (Figura 2) sujeitas ao sismo El Centro será mostrado para validação.

Os períodos naturais obtidos com o MATLAB para a estrutura 1 foram:  $T_1 = 0,463s$ ,  $T_2 = 0,162s$ ,  $T_3 = 0,106s$  e  $T_4 = 0,087s$ ; e para a estrutura 2 foram:  $T_1 = 0,285s$ ,  $T_2 = 0,102s$  e  $T_3 = 0,072s$ . Por sua vez, os períodos naturais calculados com o SAP2000 para a estrutura 1 foram:  $T_1 = 0,467s$ ,  $T_2 = 0,152s$ ,  $T_3 = 0,097s$  e  $T_4 = 0,071s$ , e para a estrutura 2 foram:  $T_1 = 0,290s$ ,  $T_2 = 0,104s$  e  $T_3 = 0,073s$ .

A Figura 4 apresenta a comparação entre os resultados obtidos com os dois modelos em termos de deslocamentos e forças de impacto. Para esta validação, apresenta-se apenas os resultados dos pisos

onde se verificou impactos. Optou-se por adicionar os 2 cm de separação entre os edifícios, aos deslocamentos do edifício 2, por forma a verificar em termos de deslocamentos, o momento em que a condição de impacto se confirma. Através dos resultados obtidos é possível verificar que as respostas em termos de deslocamentos e forças de impacto são bastante próximas. Os períodos naturais são também muito próximos, as respostas de deslocamentos apresentam erros de *Root Mean Square* na ordem dos 0,1% – 0,2% e o número e a ocorrência dos impactos são praticamente coincidentes nos dois modelos. Contudo, a magnitude dos impactos difere, uma vez que o SAP2000 não possui o modelo de Kelvin-Voigt como um modelo de abertura (*gap*), sendo necessário algumas adaptações. Assim, associado ao elemento *gap* está uma mola, cuja rigidez terá de ser suficientemente grande (cerca de  $100 k_{imp}$ ) para que as forças sejam transmitidas, quando a abertura fecha devido a uma colisão. As forças de impacto são, portanto, determinadas através do uso de um elemento de ligação linear com propriedades elásticas e dissipativas (respetivamente, uma mola e um amortecedor em paralelo) em série com o elemento *gap*. A rigidez de impacto possui o mesmo valor referido na secção 2,4, e a constante de amortecimento de impacto, que depende do CR, será diretamente calculado através da Equação 8 usando o valor  $CR = 0,65$ . A Figura 5 apresenta as estruturas deformadas dos edifícios no momento após um impacto ocorrido aos 2,6s.

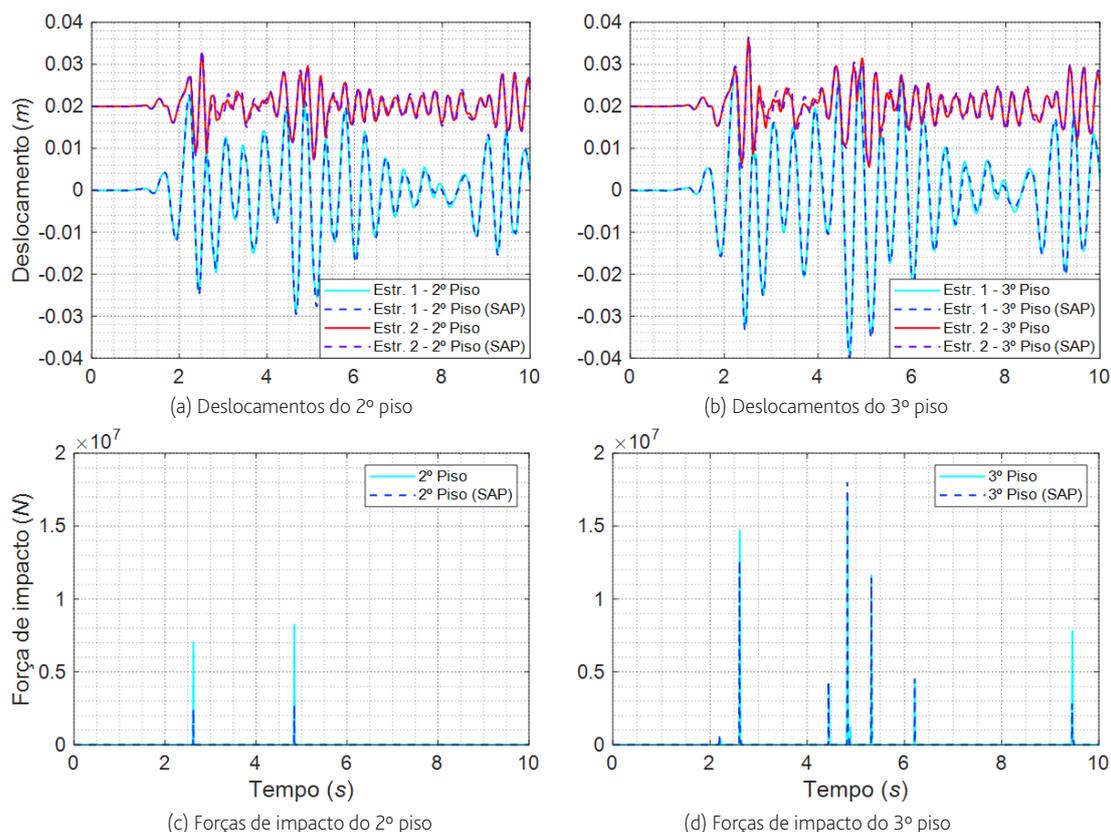


Figura 4 Comparação das respostas obtidas com o modelo MATLAB e o modelo SAP2000

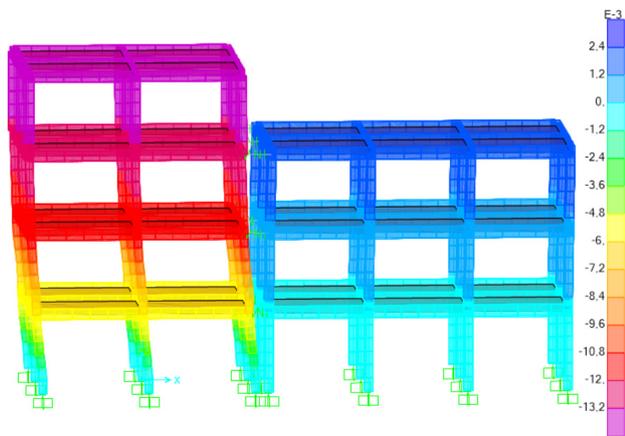


Figura 5 Estruturas deformadas imediatamente após impacto aos 2,6s (SAP2000)

### 3.2 Configurações dos edifícios

Nesta subsecção os resultados das diferentes configurações sujeitas aos três sinais sísmicos considerados serão apresentados, por forma a compreender como as colisões estruturais influenciam o comportamento dinâmico dos edifícios adjacentes em termos de deslocamentos relativos de piso, deslocamentos relativos entre pisos, forças laterais elásticas e forças de corte por piso. Ainda, será feita uma análise do equilíbrio energético, baseada na interação das estruturas nas várias configurações.

Devido à quantidade substancial de dados apenas se apresentam nos Quadros 2 e 3 os resultados das respostas máximas absolutas em termos de deslocamentos entre pisos (*Drift*) e forças elásticas laterais das duas estruturas sujeitas aos sismos de El Centro e Loma Prieta para as várias configurações. Contudo, as conclusões serão baseadas em todos os resultados obtidos com os três sinais sísmicos. Os períodos fundamentais das estruturas isoladas (sem impactos) com 3, 4 e 5 pisos (casos C03, C04 e C05, respetivamente) são no

caso da estrutura 1:  $T_{C03} = 0,360s$ ,  $T_{C04} = 0,463s$ ,  $T_{C05} = 0,567s$ ; e estrutura 2:  $T_{C03} = 0,285s$ ,  $T_{C04} = 0,367s$ ,  $T_{C05} = 0,449s$ .

Refere-se que as forças laterais nos Quadros 2 e 3 apresentam resultados positivos e negativos, associados ao máximo absoluto que poderá ocorrer na direção do impacto (em direção à estrutura adjacente), ou na direção contrária (na direção do ricochete após o impacto). Assim, pela observação do exemplo na Figura 4 verifica-se que no caso da estrutura 1 a direção do impacto é positiva e negativa na direção contrária, e no caso da estrutura 2 a direção do impacto é negativa e é positiva no ricochete.

Os deslocamentos por piso tendem no geral a ser reduzidos devido às colisões, sobretudo na direção dos impactos devido ao bloqueio mútuo dos edifícios. Não obstante, sabe-se que esta redução não é benéfica, e é na realidade acompanhada por danos locais consideráveis, assim como uma influência significativa nos deslocamentos entre pisos, forças de corte e demandas de energia.

Verifica-se pelos resultados apresentados nos Quadros 2 e 3, que as respostas máximas de deslocamentos entre pisos e forças laterais sofrem aumentos nos pisos da estrutura mais alta acima do edifício mais baixo, sendo que estes acontecem, no geral, na direção do impacto. Refere-se ainda, que estas conclusões são consistentes com os resultados obtidos com o sismo de Northridge. Este aumento é também consistente nas forças de corte, particularmente, nas configurações 4 e 5 (Figura 6).

Quando os edifícios possuem a mesma altura (configuração 1), a estrutura mais flexível é no geral mais afetada pelas colisões. A adição de pisos à estrutura 2 (anteriormente a mais rígida) conduz à sintonização dos períodos naturais na configuração 2, onde as estruturas vibram em fase e, portanto, não colidem (razão pela qual esta configuração não se apresenta nos Quadros 2 e 3). Na configuração 3, verifica-se que a estrutura 2 passa a ser mais suscetível às colisões.

Nas configurações 4 e 5, a estrutura 1 possui mais pisos, tornando-a mais flexível, aumentando assim, a diferença entre as propriedades dinâmicas das estruturas. Nestes casos (configurações 4 e 5) e face à configuração 1, a estrutura 1 sofre no geral, reduções das

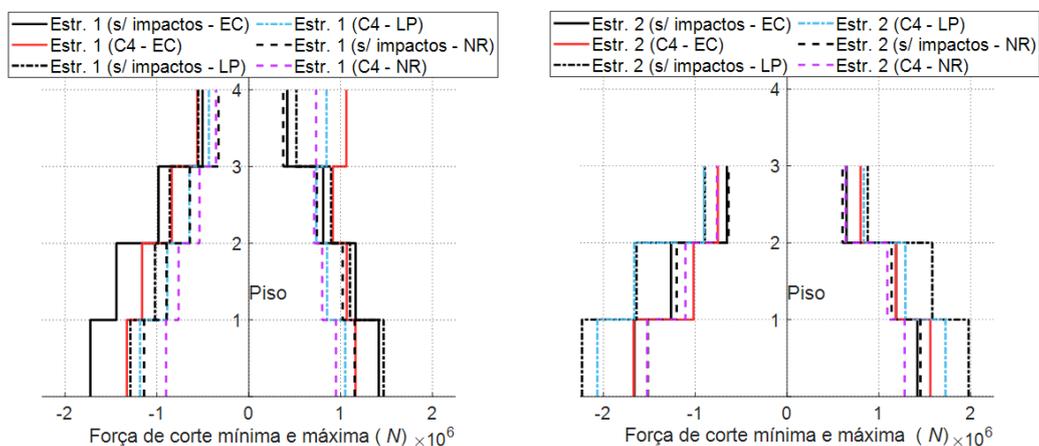


Figura 6 Forças de corte por piso mínimas e máximas para a quarta configuração

Quadro 2 Máximos absolutos das estruturas sujeitas ao sismo El Centro

Pisos		Edifício 1					Edifício 2				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
C03	D	0,011948	0,009313	0,005058			0,008039	0,006108	0,003166		
	FEL	-3,00E+05	-3,90E+05	-4,23E+05			-4,37E+05	-6,18E+05	-6,54E+05		
C04	D	0,020605	0,017217	0,01174	0,006007		0,010384	0,010384	0,006591	0,003395	
	FEL	-2,90E+05	-4,80E+05	-5,34E+05	-5,03E+05		-4,15E+05	-5,94E+05	6,73E+05	7,02E+05	
CF05	D	0,018386	0,016645	0,01372	0,009537	0,005085	0,015493	0,013704	0,010591	0,006835	0,003535
	FEL	-2,84E+05	-3,00E+05	-3,54E+05	-4,15E+05	4,26E+05	-3,70E+05	-6,44E+05	-7,99E+05	-7,73E+05	-7,31E+05
C1	D	0,011052 (8%)	0,008712 (7%)	0,005118 (-1%)			0,008011 (0%)	0,006053 (1%)	0,003132 (1%)		
	FEL	-3,64E+05 (-18%)	5,66E+05 (-31%)	-4,28E+05 (-1%)			-4,69E+05 (-7%)	-6,77E+05 (-9%)	6,48E+05 (1%)		
	FI	0	0	-7,76E+06			0	0	7,76E+06		
	NI	0	0	4			0	0	4		
C3	D	0,011344 (5%)	0,008771 (6%)	0,009356 (-46%)			0,014881 (4%)	0,012231 (12%)	0,011526 (-8%)	0,010094 (-32%)	0,005065 (-30%)
	FEL	-6,99E+05 (-57%)	5,84E+05 (-33%)	-7,83E+05 (-46%)			-6,83E+05 (-46%)	-1,11E+06 (-42%)	-1,31E+06 (-39%)	-1,28E+06 (-40%)	-1,05E+06 (-30%)
	FI	0	-4,20E+05	-1,31E+07			0	4,20E+05	1,31E+07		
	NI	0	1	7			0	1	7		
C4	D	0,015862 (30%)	0,013876 (24%)	0,010948 (7%)	0,012705 (-53%)		0,008081 (-1%)	0,005744 (6%)	0,003874 (-18%)		
	FEL	7,79E+05 (-63%)	7,70E+05 (-38%)	1,00E+06 (-47%)	1,06E+06 (-53%)		1,32E+06 (-67%)	-1,12E+06 (-45%)	8,01E+05 (-18%)		
	FI	0	-8,33E+06	-1,73E+07			0	8,33E+06	1,73E+07		
	NI	0	2	8			0	2	8		
C5	D	0,016872 (9%)	0,016158 (3%)	0,013572 (1%)	0,013885 (-31%)	0,008297 (-39%)	0,008303 (-3%)	0,00694 (-12%)	0,004215 (-25%)		
	FEL	-4,74E+05 (-40%)	5,64E+05 (-47%)	-9,11E+05 (-61%)	8,12E+05 (-49%)	6,94E+05 (-39%)	8,02E+05 (-45%)	-8,95E+05 (-31%)	8,72E+05 (-25%)		
	FI	0	-5,26E+06	-1,49E+07			0	5,26E+06	1,49E+07		
	NI	0	2	16			0	2	16		

**Quadro 3** Máximos absolutos das estruturas sujeitas ao sismo Loma Prieta

Pisos		Edifício 1					Edifício 2				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
C1	D	0,014296 (6%)	0,011753 (13%)	0,006783 (15%)			0,009963 (8%)	0,007925 (0%)	0,004162 (4%)		
	FEL	6,25E+05 (-37%)	7,40E+05 (-37%)	-5,68E+05 (15%)			9,94E+05 (-26%)	-8,60E+05 (1%)	-8,60E+05 (4%)		
	FI	0	-3,15E+06	-1,25E+07			0	3,15E+06	1,25E+07		
	NI	0	2	10			0	2	10		
C3	D	0,012788 (19%)	0,011613 (14%)	0,008073 (-3%)			0,011676 (-1%)	0,010016 (-3%)	0,008968 (1%)	0,009194 (-21%)	0,004979 (-16%)
	FEL	-7,40E+05 (-47%)	6,71E+05 (-30%)	-6,76E+05 (-3%)			8,31E+05 (-39%)	-1,09E+06 (-41%)	-1,07E+06 (-43%)	-1,22E+06 (-43%)	-1,03E+06 (-16%)
	FI	0	-3,76E+06	-1,58E+07			0	3,76E+06	1,58E+07		
	NI	0	1	7			0	1	7		
C4	D	0,014142 (24%)	0,010597 (24%)	0,008792 (22%)	0,01013 (-35%)		0,009993 (8%)	0,008051 (-2%)	0,004376 (-1%)		
	FEL	7,91E+05 (-54%)	6,27E+05 (-20%)	7,66E+05 (-47%)	8,48E+05 (-35%)		1,18E+06 (-38%)	-1,06E+06 (-18%)	-9,05E+05 (-1%)		
	FI	0	-6,99E+06	-1,35E+07			0	6,99E+06	1,35E+07		
	NI	0	1	14			0	1	14		
C5	D	0,013685 (41%)	0,009847 (85%)	0,008683 (61%)	0,01405 (-34%)	0,008023 (-33%)	0,009762 (11%)	0,007925 (0%)	0,004247 (2%)		
	FEL	4,44E+05 (-36%)	5,83E+05 (-35%)	-1,01E+06 (-49%)	7,82E+05 (-46%)	6,72E+05 (-33%)	-8,74E+05 (-16%)	-9,29E+05 (-6%)	-8,78E+05 (2%)		
	FI	0	-4,07E+06	-1,47E+07			0	4,07E+06	1,47E+07		
	NI	0	2	8			0	2	8		

respostas máximas em termos de deslocamentos entre pisos e forças de corte nos pisos abaixo do piso superior do edifício mais baixo. Contudo, na configuração 5 sujeita ao sismo de El Centro (que possui um período dominante mais próximo do período fundamental da estrutura 1), verificam-se menores reduções das respostas máximas de deslocamentos entre pisos e forças de corte. Por outro lado, a estrutura 2 tende a ser mais suscetível às forças de impacto, sobretudo, em termos de forças laterais. Os deslocamentos entre pisos e forças de corte máximas tendem a ter aumentos no piso superior da estrutura 2, quando sujeita aos sismos El Centro e Northridge. Verifica-se também, que as respostas com impactos foram mais agravadas nos casos dos edifícios sujeitos aos sismos El Centro e Northridge, provavelmente devido à proximidade do período dominante de excitação e período fundamental das estruturas.

O número e magnitude dos impactos tendem a aumentar para as configurações em que as alturas dos edifícios são diferentes e para pisos superiores.

Analisa-se agora as respostas em termos de energias representadas na Figura 7, considerando, por exemplo, a configuração 5 sujeita ao sismo El Centro. Verifica-se na Figura 7a, que a estrutura 2 dissipa mais energia que a energia que entra. Tal não aconteceria se não houvesse impactos. A interação das estruturas através dos impactos leva à transferência, recebimento e/ou dissipação da energia, conduzindo à situação representada na Figura 7b. As Figuras 7c e 7d representam, respetivamente, a energia estrutural e a energia transferida por piso de cada estrutura para o cenário mencionado, onde se verifica maior energia estrutural nos pisos superiores e maior quantidade de energia transferida nos pisos onde ocorrem impactos.

As Figuras 8 a 10 apresentam a transferência de energia para as várias configurações e sinais sísmicos considerados. A Figura 8 ainda apresenta a energia estrutural para as várias configurações sujeitas ao sismo El Centro.

Conclui-se através das Figuras 8a e 8b (consistente com restantes sinais sísmicos), que a energia estrutural tende a sofrer maiores variações na existência de impactos, sendo mais claro nas configurações em que as alturas dos edifícios são diferentes. Observando a energia transferida devido às colisões, verifica-se naturalmente que mais energia é transferida que recebida, sendo que a restante é dissipada pelos impactos. Isto deve-se ao valor do CR considerado ser inferior a um. No geral, nas configurações onde os edifícios têm alturas diferentes, verifica-se mais trocas de energia devido à quantidade e intensidade superior dos impactos.

A transferência de energia depende do sinal sísmico, uma vez que a estrutura 1 transferiu mais energia para a estrutura 2 quando sujeita ao sismo El Centro e menos energia quando sujeita ao sismo Loma Prieta. No caso do sismo Northridge, menos trocas de energia são justificadas pelo número e intensidade inferior dos impactos.

Quando as estruturas possuem a mesma altura, a transferência de energia dá-se da estrutura com mais massa e mais rígida para a de menor massa e mais flexível. Contudo, quando as estruturas têm alturas desiguais, diferentes resultados podem ser obtidos. É o caso das configurações 4 e 5, considerando os sismos El Centro e Northridge, que com a adição de pisos à estrutura 1 original levou a uma direção de transferência de energia diferente. Pela observação da configuração 3, onde a estrutura 2 (originalmente a mais rígida e massiva) possui mais pisos, verifica-se que esta transfere sempre energia para a estrutura 1, independentemente do sismo.

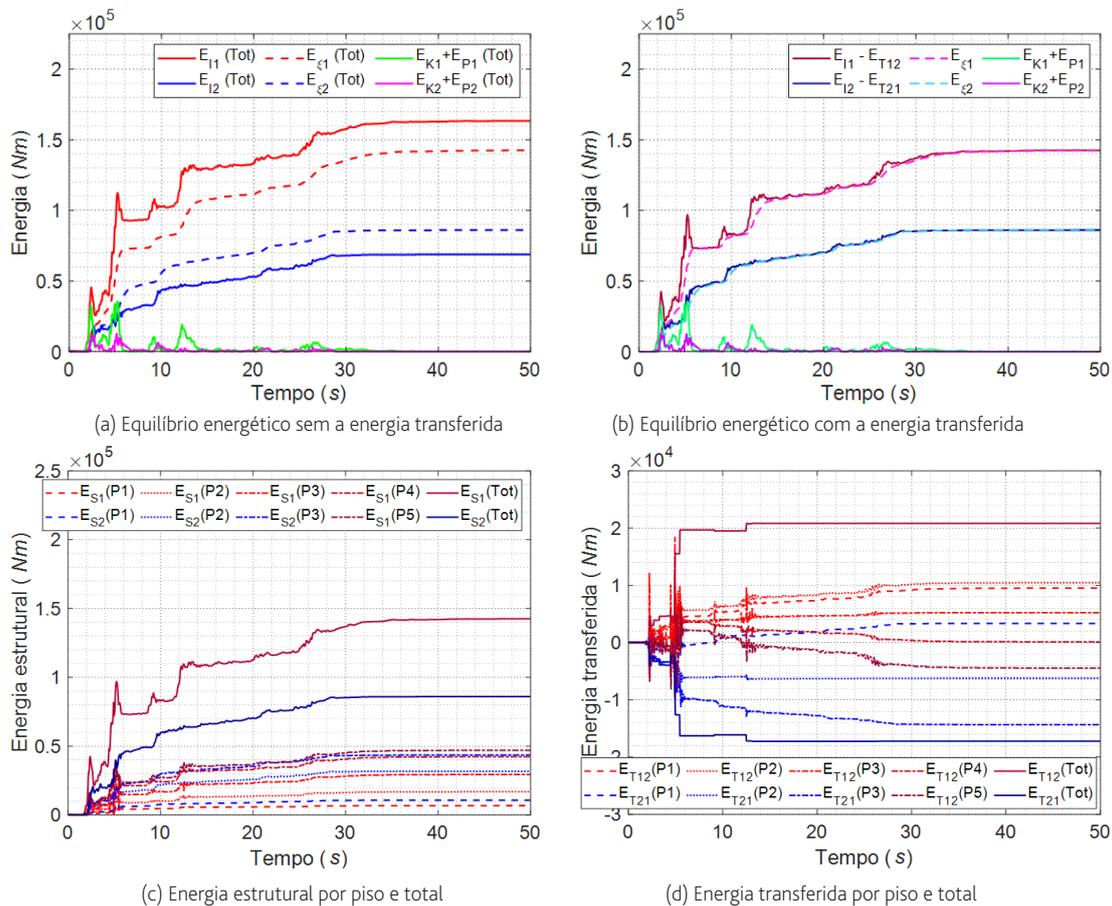


Figura 7 Resposta de energias das estruturas sujeitas ao sismo El Centro na configuração 5

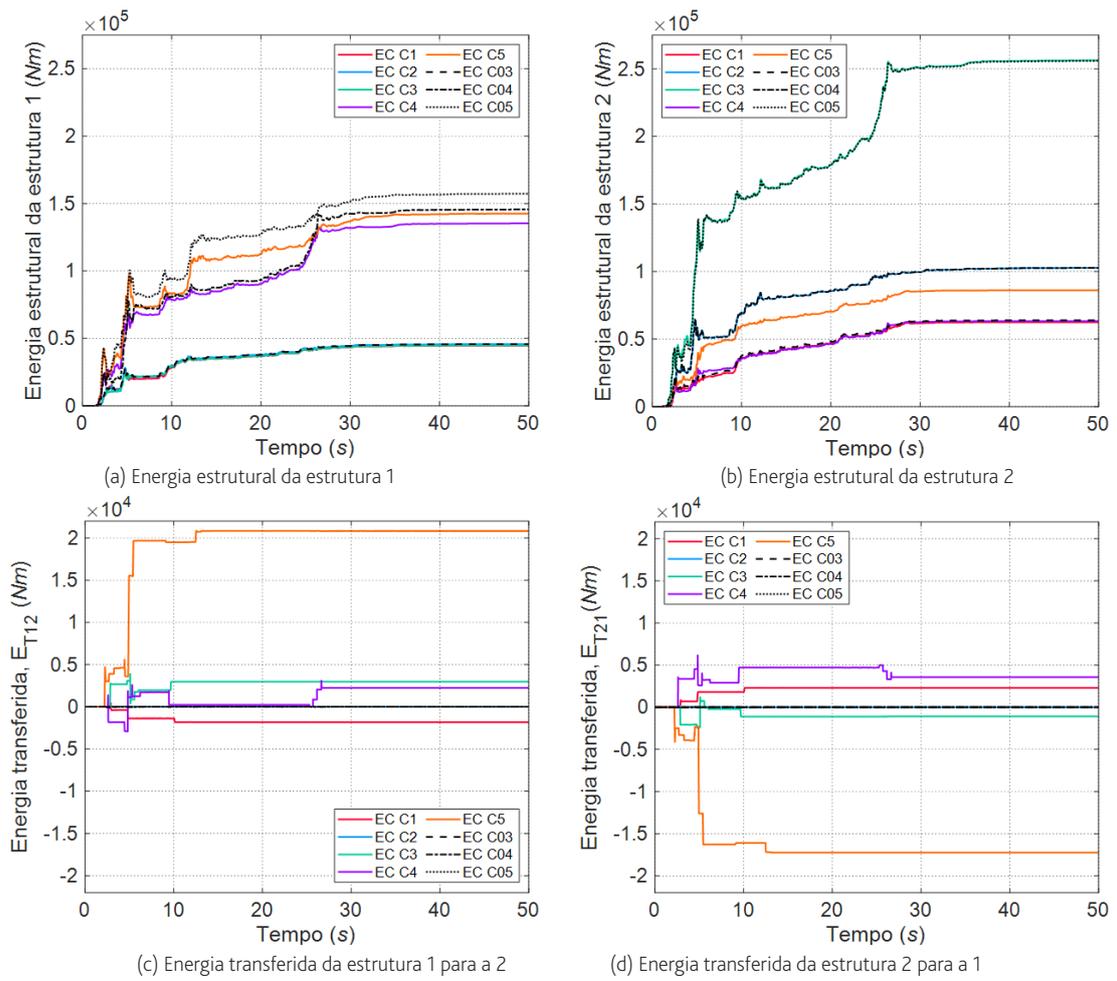


Figura 8 Energia estrutural e transferida nas configurações considerando o sismo El Centro

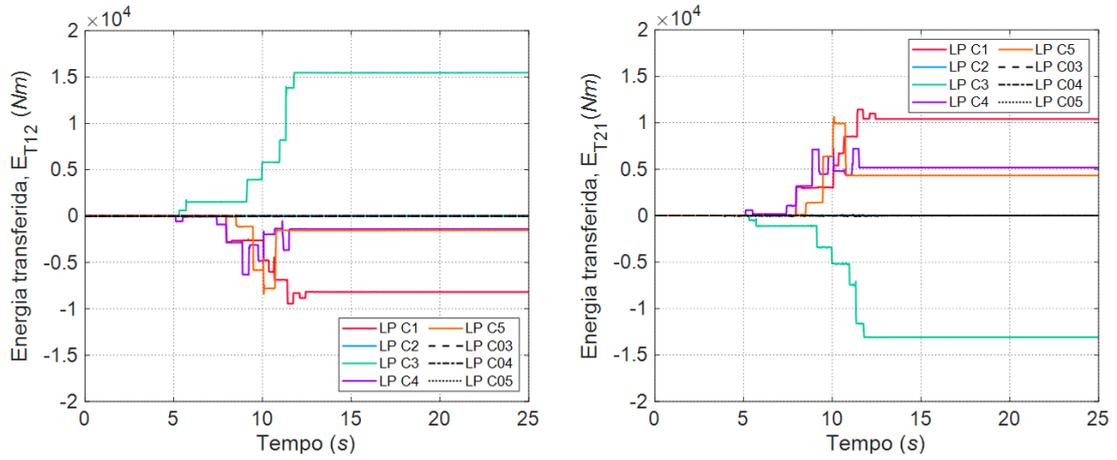


Figura 9 Energia transferida nas várias configurações considerando o sismo Loma Prieta

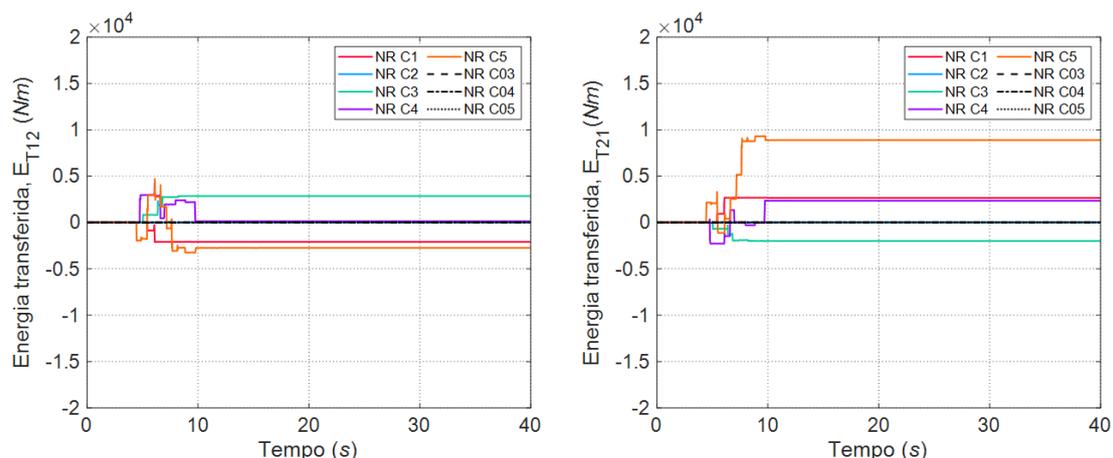


Figura 10 Energia transferida nas várias configurações considerando o sismo Northridge

## 4 Conclusões

O presente estudo abordou o comportamento dinâmico de edifícios com alturas iguais ou desiguais sob impactos estruturais induzidos por sismos. Para tal, usaram-se modelos simplificados, validados com um modelo em elementos finitos equivalente.

Verificou-se que as respostas máximas absolutas em termos de deslocamentos entre pisos, forças laterais elásticas e forças de corte por piso sofrem aumentos nos pisos do edifício mais alto acima do edifício mais baixo, nomeadamente, na direção dos impactos. Por outro lado, determinadas respostas máximas dos pisos do edifício mais alto abaixo do piso superior do edifício mais baixo tendem a sofrer reduções devido às colisões.

O número e a intensidade máxima dos impactos aumentam para pisos superiores e geralmente aumentam quando os edifícios têm alturas diferentes.

A interação das estruturas através de impactos estruturais modifica o equilíbrio energético. Observou-se que a tendência de transferência de energia, da estrutura mais rígida e massiva para a estrutura flexível e de menor massa, pode ser alterada quando os edifícios possuem alturas diferentes. Esta transferência de energia agrava o comportamento dinâmico conduzindo a amplificações das respostas das estruturas, particularmente, quando os edifícios possuem alturas diferentes.

No entanto, este estudo envolveu estruturas com comportamento elástico, o que pode sobestimar o número e intensidade dos impactos, e subestimar os deslocamentos. Estudos futuros deverão incluir o comportamento inelástico adaptado aos modelos simplificados e a consideração de sismos representativos de uma região sísmica.

## Agradecimentos

Este artigo foi desenvolvido no âmbito do doutoramento, em curso, do primeiro autor, e financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/139570/2018 no

âmbito do programa POCH (N2020 – P2020), e financiado pelo Fundo Social Europeu (FSE) e fundos nacionais do MCTES. Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base – UIDB/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

## Referências

- [1] Cole, G.L.; Dhakal, R.P.; Carr, A.J.; Bull, D.K. – “Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage,” New Zealand Society of Earthquake Engineerings (NZSEE) Conference, 26-28 March, Wellington, NZ, 2010.
- [2] Karayannis, C.; Favvata, M. – “Earthquake-induced interaction between adjacent reinforced concrete structures with non-equal heights”, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 34(1), pp. 1-20, 2005.
- [3] Karayannis, C.; Favvata, M. – “Inter-story pounding between multistory reinforced concrete structures”, Structural Engineering and Mechanics, vol.20(5), pp. 505-526, 2005.
- [4] Abdel Raheem, S. – “Mitigation measures for earthquake induced pounding effects on seismic performance of adjacent buildings”, Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 12, pp. 1705-1724, 2014.
- [5] S. Abdel Raheem, M. Fooly, A. Abdel Shafy, Y. Abbas, M. Omar, M. Abdel Latif, S. Mahmoud, “Seismic pounding effects on adjacent buildings in series with different alignment configurations”, Steel and Composite Structures, vol.28(3), pp.289-308, 2018.
- [6] Abdel Raheem, S.; Fooly, M.; Abdel Shafy, A.; Taha, A.Y.; Abbas, Abdel Latif, M. – “Numerical simulation of potential seismic pounding among adjacent buildings in series”, Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 17, pp. 439-471, 2019.
- [7] Elwardany, H.; Seleemah, A.; Jankowski, R. – “Seismic pounding behavior of multi-story buildings in series considering the effect of infill panels”, Engineering Structures, vol. 144, pp. 139-150, 2017.
- [8] Naderpour, H.; Khatami, S.; Barros, R.C. – “Prediction of Critical Distance Between Two MDOF Systems Subjected to Seismic Excitation in Terms of Artificial Neural Networks”, Periodica Polytechnica Civil Engineering, vol. 61(3), pp. 516-529, 2017.

- [9] Khatami, S.M.; Naderpour, H.; Barros, R.C.; Jankowski, R. – "Verification of Formulas for Periods of Adjacent Buildings Used to Assess Minimum Separation Gap Preventing Structural Pounding during Earthquakes", *Advances in Civil Engineering*, Hindawi, <https://doi.org/10.1155/2019/9714939>, Article ID 9714939, 8 pages, 2019.
- [10] Khatami, S.; Naderpour, H.; Razavi, S.; Barros, R.C.; Jakubczyk-Galczyńska, A.; Jankowski, R. – "Study on Methods to Control Interstory Deflections", *Geosciences*, vol. 10(2), 75, 2020. R.
- [11] Valles-Mottex, R.E.; Reinhorn, A.M. – "An energy approach to pounding of structures", *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 1996, Paper No. 2106.
- [12] Mate, N.; Bakre, S.; Jaiswal, O. – "Seismic Pounding of Adjacent Linear Elastic Buildings with Various Contact Mechanisms for Impact Simulation," *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, vol. 16(3), pp. 383-415, 2015.
- [13] Jankowski, R.; Mahmoud, S. – *Earthquake-Induced Structural Pounding*, Switzerland: Springer, 2015.
- [14] MATLAB – 9.6.0.1072779 (R2019a), Natick, Massachusetts, USA: The MathWorks, Inc.
- [15] CSI – "SAP2000 – Modeling and calculation of structures through finite elements – Structural Analysis Program," *Computers & Structures Inc.*, Berkeley, California.
- [16] Rayleigh, J.W.S. – *Theory of Sound*, Vol. 1, New York, USA: Dover, 1945.
- [17] European Committee for Standardization (ECS) – Eurocode 2 (EC2), EN1992-1-1: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, Belgium, 2004.
- [18] European Committee for Standardization (ECS) – Eurocódigo 1 (EC1), NP EN1991-1-1: Acções em estruturas - Part 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, Brussels, Belgium, 2009.
- [19] European Committee for Standardization (ECS) – Eurocode 8 (EC8): Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1), Brussels, Belgium, 2004.
- [20] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) strong ground motion data base. <https://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases>.
- [21] Seismosoft (2021) – SeismoMatch version 2021. <http://www.seismosoft.com>.
- [22] Anagnostopoulos, S. – "Equivalent viscous damping for modeling inelastic impacts in earthquake pounding problems," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 33, pp. 897-902, 2004.
- [23] Komodromos, P.; Polycarpou, P.; Papaloizo, L.; Phocas, M. – "Response of seismically isolated buildings considering poundings," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 36, pp. 1605-1622, 2007.
- [24] Jankowski, R. – "Experimental study on earthquake-induced pounding between structural elements made of different building materials," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 39, pp. 349-354, 2010.
- [25] Anagnostopoulos, S. – "Pounding of buildings in series during earthquakes," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 16, pp. 443-456, 1988.