

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS DE ALVENARIA

JOÃO JOSÉ DA SILVA SAMPAIO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes

Coorientador: Professor Doutor Alexandre Aníbal Meira Guimarães da Costa

JULHO DE 2020

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2019/2020

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2019/2020 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2020.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

O sucesso é ir de fracasso em fracasso sem perder o entusiasmo.

Winston Churchill

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho nunca teria sido possível sem a ajuda e contributo de várias pessoas. A elas presto minha gratidão por terem tornado este trabalho possível.

Ao Professor Doutor João Paulo Miranda Guedes expresso o meu mais sincero agradecimento na conclusão desta etapa pela sua transmissão de conhecimento, competência e otimismo.

Agradeço também ao Professor Doutor Alexandre Costa pela sua total disponibilidade, paciência e motivação, essenciais para ultrapassar as dificuldades que se levantaram na realização deste trabalho.

À Doutora Alexandra Carvalho e ao LNEC agradeço a geração dos sismos artificiais utilizados neste trabalho.

Agradeço também a disponibilidade da licença do programa *Tremuri Ricerca*, cuja utilização foi importante para o desenvolvimento deste trabalho.

Deixo também o meu agradecimento à equipa do NCREP quer pela integração quer boa disposição com que encaram o trabalho e pela disponibilidade para ajudar.

À minha irmã, a pessoa com quem passei mais tempo durante a realização deste trabalho e com quem partilhei os bons e os maus momentos, pela sua compreensão, carinho, preocupação e pelo exemplo de vida que é para mim.

Aos meus pais por sempre me terem passado a mensagem de que estudar iria ser importante para mim no futuro.

À minha namorada por sempre acreditar em mim e me apoiar, passando sempre a mensagem de que seria possível.

E, por último, a todos aqueles que o seu nome não foi enunciado mas que, direta ou indiretamente, tornaram mais fácil a realização deste trabalho.

RESUMO

A ação sísmica tem um potencial extremamente destrutivo que tem sido causa de elevados índices de destruição de património urbano e cultural nas zonas afetadas. As construções mais antigas têm-se mostrado particularmente vulneráveis a estas ações, tal como mostram os sismos mais recentes ocorridos em Itália nas regiões de Abruzzo (cidade de L'Aquila), da Emilia Romagna e de Lacio (cidade de Amatrice). Esse fato tem despoletado um grande investimento e empenho na investigação em torno do comportamento das tipologias construtivas mais antigas, nomeadamente das construções constituídas tipicamente por paredes de alvenaria e pavimentos e coberturas de madeira. Em particular, foram desenvolvidos modelos numéricos direcionados para a análise destas construções e que têm ajudado os técnicos a prever o seu comportamento e estimar a necessidade e o impacto de medidas de intervenção tendentes a mitigar a sua vulnerabilidade quando expostas a ações sísmicas.

Dentro desta gama de modelos, salientam-se os que consideram a cinemática de blocos, rígidos ou deformáveis, e que têm sido amplamente utilizados na análise da estabilidade de construções, considerando a sua “decomposição” em grandes blocos (macroblocos) associados a possíveis mecanismos de colapso. Estes modelos permitem ainda analisar o comportamento de elementos isolados que possam descrever-se como macroblocos, tal como acontece com os elementos não-estruturais que integram as construções, tais como: chaminés, guarda-corpos, platibandas, esculturas, entre outros, e que podem apresentar uma grande vulnerabilidade quando solicitados por ações sísmicas.

Este trabalho analisa o comportamento destes elementos não-estruturais face à ação sísmica quando localizados no topo das fachadas de edifícios antigos de alvenaria. Com esse objetivo, utilizaram-se casos reais de edifícios de alvenaria de pedra da cidade do Porto. Consideraram-se apenas ações sísmicas direcionadas para fora do plano das fachadas e realizaram-se análises comparativas dos resultados obtidos através, primeiro, de uma abordagem estática em termos de equilíbrio de forças, seguida de uma abordagem estática em termos de deslocamentos e por último de uma análise dinâmica com integração no tempo.

Os resultados mostraram que as análises dinâmicas apresentaram valores menos conservativos do que as análises estáticas, mais simples, ou seja, que a utilização destas últimas não compromete a avaliação da segurança destes elementos.

PALAVRAS-CHAVE: comportamento sísmico, alvenaria, elementos não estruturais, bloco rígido

ABSTRACT

Seismic actions have an extremely destructive potential that has caused high rates of urban and cultural heritage destruction in the affected areas. The older buildings have been particularly vulnerable to these actions, as shown by the most recent earthquakes in Italy in the regions of Abruzzo (city of L'Aquila), Emilia Romagna and Lacio (city of Amatrice). This has triggered a great investment and commitment in the investigation around the behaviour of the oldest construction typologies, namely of the constructions constituted by masonry walls and timber floors and roofs. In particular, numerical models were developed to analyse these constructions and have helped technicians to predict their behaviour and estimate the need and the impact of intervention measures to mitigate their vulnerability when exposed to seismic actions..

Within this range of models, we highlight those that consider block kinematics, rigid or deformable, and that have been widely used in the analysis of the stability of buildings, considering their “decomposition” into large blocks (macroblocks) associated with possible mechanisms collapse. These models also allow the analysis of the behaviour of isolated elements that can be described as macroblocks, as it happens with the non-structural elements that integrate the constructions, such as: chimneys, balconies, parapets, sculptures, among others, and that can be highly vulnerable when subjected to seismic actions.

This work analyses the behaviour of non-structural elements located on the top of the facades of old masonry buildings. For this purpose, real cases of stone masonry buildings in the city of Porto were used. Only seismic actions outside the façade plane were considered and comparative analyses of the results obtained were carried out, first, through a static approach in terms of balance of forces, followed by a static approach in terms of displacements and finally, a time integration dynamic analysis.

The results showed that the more complete time integration dynamic analyses were less conservative than the simpler static analyses, that is, that the use of the latter does not compromise the safety evaluation of these elements.

KEYWORDS: seismic behaviour, masonry, non-structural elements, rigid block

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVO DO TRABALHO	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2. ESTADO DA ARTE	5
2.1. ALVENARIA	5
2.2. COEFICIENTE SÍSMICO	9
2.3. AMPLIFICAÇÃO EM ALTURA	10
2.4. PRINCÍPIO DOS TRABALHOS VIRTUAIS (PTV).....	10
3. MÉTODOS	13
3.1. ANÁLISE CINEMÁTICA LINEAR	13
3.2. ANÁLISE CINEMÁTICA NÃO LINEAR	14
3.3. ANÁLISES DINÂMICAS	18
3.3.1. COEFICIENTE DE RESTITUIÇÃO	19
3.4. PROGRAMA TREMURI®	21
4. CASOS DE APLICAÇÃO	23
4.1. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS NUMA CAPELA	23
4.1.1. ANÁLISE CINEMÁTICA LINEAR.....	25
4.1.2. ANÁLISE CINEMÁTICA NÃO LINEAR.....	26
4.1.3. DISCUSSÃO DE RESULTADOS	27
4.2. ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS	28
4.2.1. ANÁLISE CINEMÁTICA LINEAR.....	31
4.2.2. ANÁLISE CINEMÁTICA NÃO LINEAR.....	34
4.2.3. DISCUSSÃO DE RESULTADOS	38
4.2.4. ANÁLISE MODAL	40
4.2.5. ANÁLISE DINÂMICAS.....	54
5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	64
5.1. CONCLUSÕES	64

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	65
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66
ANEXOS	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Fenómeno sísmico	1
Fig. 1.2 – Número de mortes causados por desastres naturais no último século	2
Fig. 1.3 – Colapso do pináculo da Catedral de Zagreb	2
Fig. 2.1 – Classificação de alvenaria em pedra regular e irregular	6
Fig. 2.2 – Esquema de secções transversais de paredes de alvenaria de pedra	6
Fig. 2.3 – Paredes de alvenaria em termos de forças de corte	7
Fig. 2.4 – Diferentes mecanismos de rotura	8
Fig. 2.5 – Análise local vs análise global	9
Fig. 2.6 – Esquema de bloco rígido	9
Fig. 2.7 – Azul – sistema de forças; Vermelho – sistema de deslocamentos	11
Fig. 2.8 – Aplicação do PTV	12
Fig. 3.1 – Transformação de um sistema complexo num sistema de 1 grau de liberdade	14
Fig. 3.2 – Configurações do bloco rígido durante o colapso	15
Fig. 3.3 – Força horizontal (aceleração) vs deslocamento do bloco rígido	15
Fig. 3.4 – Posição do bloco rígido após uma rotação β	16
Fig. 3.5 – Curva de capacidade	17
Fig. 3.6 – Esquema do problema dinâmico	18
Fig. 3.7 – Movimento do bloco rígido	20
Fig. 3.8 – Zonas de dano do método dos pórticos equivalentes	21
Fig. 3.9 – Representação da alvenaria pelo programa <i>Tremuri</i> ®	21
Fig. 4.1 – Mecanismo de colapso na fachada da capela	23
Fig. 4.2 – Esquema da cobertura	24
Fig. 4.3 – Secção transversal idealizada do bloco da fachada	24
Fig. 4.4 – Transcrição da NA-3.2.2.2(2)P	25
Fig. 4.5 – Curva de capacidade do mecanismo	26
Fig. 4.6 – Comparação dos rácios atuante/resistente	28
Fig. 4.7 – Elemento de platibanda	29
Fig. 4.8 – Esquema da secção transversal	29
Fig. 4.9 – Curva de variação do período do bloco vs deslocamento do bloco	35
Fig. 4.10 – Comparação de rácios atuante/resistente para os sismos tipo 1	39
Fig. 4.11 – Comparação de rácios atuante/resistente para os sismos tipo 2	40
Fig. 4.12 – Modelo Rua do Almada e planta respetiva	41

Fig. 4.13 – Vista em planta dos modos de vibração Rua do Almada	42
Fig. 4.14 – Modelo Praça Coronel Pacheco e planta respetiva	43
Fig. 4.15 – Vista em planta dos modos de vibração Praça Coronel Pacheco	43
Fig. 4.16 – Modelo Rua Barão São Cosme e planta respetiva	44
Fig. 4.17 – Vista em planta dos modos de vibração Rua Barão São Cosme	45
Fig. 4.18 – Modelo Rua Alexandre Braga e planta respetiva	46
Fig. 4.19 – Vista em planta dos modos de vibração Rua Alexandre Braga	47
Fig. 4.20 – Fachada modelada em elementos finitos	48
Fig. 4.21 – Fachada com paredes transversais modelada com elementos finitos	49
Fig. 4.22 – Vista superior dos modos de vibração do modelo fachadas+paredes do edifício da Rua do Almada	49
Fig. 4.23 – Vista superior dos modos de vibração do modelo fachadas+paredes da Praça Coronel Pacheco	50
Fig. 4.24 – Vista superior dos modos de vibração do modelo fachadas+paredes da Rua Barão São Cosme	50
Fig. 4.25 – Vista superior dos modos de vibração do modelo fachadas+paredes da Rua Alexandre Braga	51
Fig. 4.26 – Exemplo de sismo tipo 1, Série 1	54
Fig. 4.27 – Exemplo de sismo tipo 2, Série 1	55
Fig. 4.28 – Acelerograma tipo 2 (Série 1) na base e amplificado em altura	55
Fig. 4.29 – Rotações para cada série na base e no topo; Sismo tipo 1	57
Fig. 4.30 – Rotações para cada série na base e no topo; Sismo tipo 2	58
Fig. 4.31 – Rotações para cada série na base e no topo, Praça Coronel Pacheco	59
Fig. 4.32 – Rotações para cada série na base e no topo, Rua Barão São Cosme	60
Fig. 4.33 – Rotações para cada série na base e no topo, Rua do Almada	61
Fig. 4.34 – Rotação da base do bloco vs rotação no topo	63
Fig. 4.35 – Comparação de todos os métodos aplicados	63

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Dados do edifício	24
Quadro 4.2 – Valores do EC-8	25
Quadro 4.3 – Resultados da análise cinemática linear	26
Quadro 4.4 – Resultados da análise cinemática não linear	27
Quadro 4.5 – Elementos não estruturais	30
Quadro 4.6 – Análise cinemática linear para os sismos tipo 1	31
Quadro 4.7 – Análise cinemática linear para os sismos tipo 2	33
Quadro 4.8 – Análise cinemática não linear para os sismos tipo 1	35
Quadro 4.9 – Análise cinemática não linear para os sismos tipo 2	37
Quadro 4.10 – Número de elementos por esbelteza	39
Quadro 4.11 – Características mecânicas das paredes de alvenaria utilizadas nos modelos	41
Quadro 4.12 – Modos de vibração do edifício Rua do Almada	42
Quadro 4.13 – Modos de vibração do edifício Praça Coronel Pacheco	43
Quadro 4.14 – Modos de vibração do edifício Rua Barão São Cosme	45
Quadro 4.15 – Modos de vibração do edifício Rua Alexandre Braga	47
Quadro 4.16 – Períodos de vibração e frequências fundamentais dos modelos de elementos finitos das fachadas dos 4 edifícios	48
Quadro 4.17 – Períodos de vibração fundamentais dos modelos de elementos finitos do modelo fachada+paredes transversais dos 4 edifícios	51
Quadro 4.18 – Período dos edifícios vs período dos elementos	52
Quadro 4.19 – Frequências provenientes da aplicação das fórmulas empíricas	53
Quadro 4.20 – Análise cinemática não linear para os sismos tipo 1	53
Quadro 4.21 – Análise cinemática não linear para os sismos tipo 2	54
Quadro 4.22 – Movimento do Bloco Rígido no edifício da Rua Alexandre Braga: $t=0,20m$ e $h=1,65m$; Sismo tipo 1	56
Quadro 4.23 – Movimento do Bloco Rígido no edifício da Rua Alexandre Braga: $t=0,20m$ e $h=1,65m$; Sismo tipo 2	57
Quadro 4.24 – Movimento do Bloco Rígido no edifício da Praça Coronel Pacheco: $t=0,15m$ e $h=1,00m$	58
Quadro 4.25 – Movimento do Bloco Rígido no edifício da Rua Barão São Cosme: $t=0,20m$ e $h=1,15m$	59
Quadro 4.26 – Movimento do Bloco Rígido no edifício da Rua do Almada: $t=0,17m$ e $h=0,59m$	60
Quadro 4.27 – Verificação da segurança para a análise dinâmica	61

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

A litosfera representa a camada sólida e exterior dos planetas rochosos. No caso da Terra, é constituída pela crosta terrestre e por parte do manto superior, dividindo-se em placas tectónicas. Estas placas estão em contínuo movimento, provocando alterações nas formas do relevo continental e oceânico e dando origem a outros fenómenos, como a ocorrência de sismos (Alves, 2010).

Os sismos ocorrem como consequência de uma libertação súbita de grandes quantidades de energia, resultante de roturas do material rochoso que compõe a superfície do nosso planeta quando ultrapassados os seus limites de resistência. Estas roturas provocam falhas, dando liberdade à rocha para voltar à sua forma original de modo abrupto. Na sequência destas deslocações originam-se vibrações, as denominadas ondas sísmicas, que se propagam em todas as direcções a uma vasta área circundante, na ordem dos vários km/s (Fig. 1.1) (Alves, 2010).

A atividade vulcânica e a movimentação de material fundido das profundezas podem também estar na origem dos sismos, não representando, porém, a sua principal causa (Alves, 2010).

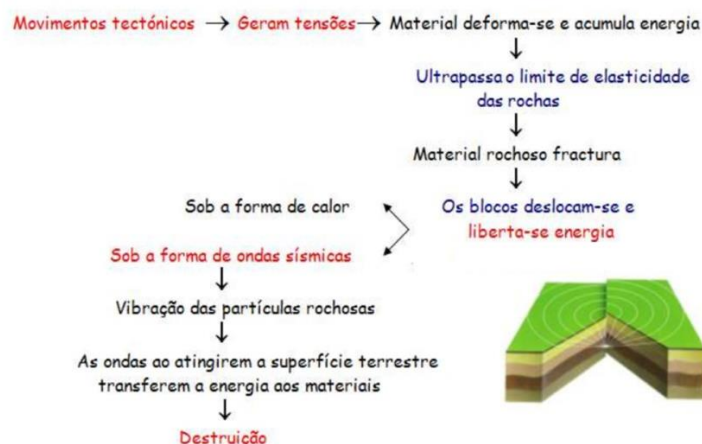


Fig. 1.1 – Fenómeno sísmico (Bruno, 2008)

O fenómeno sísmico tem um potencial extremamente destrutivo, estando em segundo lugar nas catástrofes naturais com mais prejuízo para a vida humana, como a Fig. 1.2 indica.

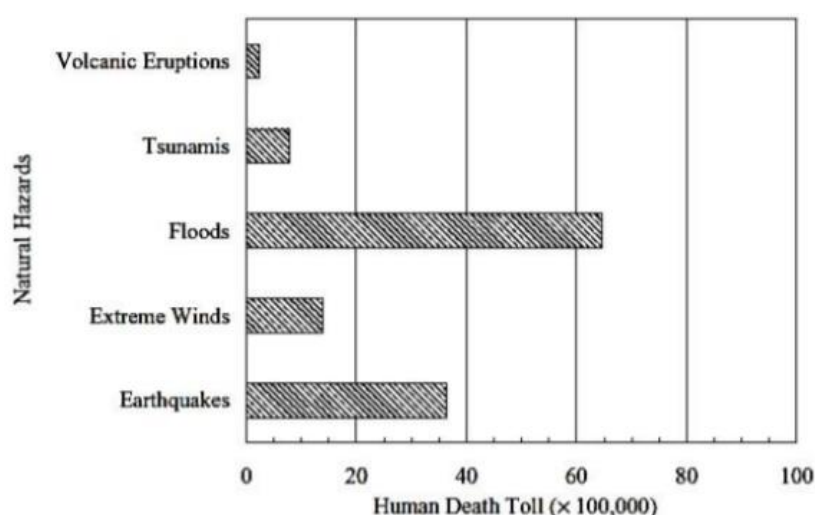


Fig. 1.2 – Número de mortes causados por desastres naturais no último século (Couto, 2016)

Também são de notar as graves consequências que acarretam ao nível de destruição do património urbano e cultural nas zonas afetadas.

Na manhã de 22 de março de 2020, ocorreu um sismo em Zagreb, Croácia. Cerca de 26 000 edifícios sofreram danos, dos quais 1.900 ficaram inutilizáveis. (www.wikipedia.org)

As construções mais atingidas foram as mais antigas do centro histórico da capital. Um dos pináculos da Catedral de Zagreb (Fig. 1.3) quebrou e caiu no Palácio do Arcebispo Josip Bozanić. A Basílica do Coração de Jesus foi fortemente danificada. Uma parte do telhado do edifício do Parlamento croata desabou e as sessões do Parlamento foram suspensas. O *Banski dvori*, que abriga o governo croata, sofreu apenas pequenos estragos. (www.wikipedia.org)

A maioria dos museus no centro da cidade foram também afetados, inclusive o Museu de Artes e Ofícios, o Museu de História da Croácia e o Museu das Escolas. O prédio da Agência de Notícias Croata foi severamente lesado. O edifício *Kolmar*, na Praça *Ban Jelačić*, que abrigava a Associação de Escritores Croatas, perdeu uma de suas cúpulas durante o terremoto e a outra teve que ser derrubada pelos bombeiros, pois ficou seriamente comprometida. Dois edifícios do Teatro *Komedija* sofreram lesões significativas. (www.wikipedia.org)



Fig. 1.3 – Colapso do pináculo da Catedral de Zagreb (www.sabado.pt; www.elnuevodia.com)

A construção da maioria das estruturas prejudicadas remonta aos séculos XVIII e XIX. As edificações mais recentes não apresentaram danos, pois foram concebidas com base em códigos modernos de projeto estrutural, que fornecem regras de dimensionamento, permitindo desenhar construções sísmo-resistentes para a zona onde se localizam. Edifícios mais antigos aos quais não foram implementadas técnicas de reabilitação permanecem vulneráveis.

Tendo, assim, constatado a fragilidade destas estruturas, revelou-se pertinente a realização de um estudo sobre as construções da cidade do Porto que datam da mesma época.

Dado que estas, na generalidade, têm a alvenaria como material de construção, procedeu-se à análise deste elemento, das suas características, e do seu comportamento quando exposto a ações sísmicas, aplicando diferentes abordagens de cálculo dessas ações.

1.2. OBJETIVO DO TRABALHO

Este trabalho foi realizado no âmbito da Unidade Curricular Dissertação, em ambiente empresarial, na empresa NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda., que presta serviços de consultoria, inspeção e diagnóstico, monitorização e projeto no âmbito da reabilitação estrutural.

O principal objetivo da presente Dissertação passa pela realização de uma análise comparativa entre diferentes métodos de avaliação da segurança sísmica aplicados à análise de elementos não estruturais existentes nas fachadas de edifícios de alvenaria que, como se pôde observar no sismo de Zagreb (ex.: pináculos da Catedral de Zagreb), podem ser extremamente vulneráveis a este tipo de solicitações.

Para isso, foram selecionados edifícios do Porto como casos de estudo e considerados os elementos não estruturais existentes no topo das fachadas como elementos a analisar. Foi aplicado a estes elementos uma abordagem estática em termos de forças, seguida de uma abordagem estática em termos de deslocamentos e por último uma análise dinâmica com integração no tempo. Pretende-se não só validar a fiabilidade dos métodos de análise estática, mais simples, por comparação com um modelo de análise dinâmico que permite simulações mais próximas do comportamento estrutural real, como também identificar as principais variáveis que afetam ambos os modelos.

No âmbito das análises estáticas foi necessário obter o período de vibração fundamental dos edifícios na direção perpendicular ao plano da fachada principal. Para isso, foram realizadas análises modais e utilizadas metodologias simplificadas para estimativa desse parâmetro.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta Dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos e acompanha em cronologia a aprendizagem que o autor foi obtendo na realização do trabalho.

No segundo capítulo são dados a conhecer os conceitos necessários para a aplicação dos métodos, tais como o de coeficiente sísmico e amplificação em altura dos edifícios. É ainda descrito o comportamento do material em foco neste estudo.

Seguidamente, no terceiro capítulo são explicados os métodos utilizados, expondo-se as análises cinemáticas linear e não linear que são impostas no código italiano (NTC-2008, 2008), a base dos métodos simplificados aplicados neste trabalho. Ainda neste capítulo, é apresentada a origem das equações dinâmicas do bloco rígido e o significado do coeficiente de restituição.

O quarto capítulo descreve o trabalho prático realizado nesta Dissertação. Os casos de estudo são expostos, acompanhados de cálculos, simplificações e do propósito da sua realização. São efetuadas análises e comparadas as diferentes metodologias e são formuladas hipóteses de simplificação de passos que se procurou comprovar.

No quinto capítulo apresentam-se as conclusões que se obtiveram com este trabalho, bem como se perspectivam estudos futuros.

ESTADO DA ARTE

2.1. ALVENARIA

Alvenaria de construção define-se como um conjunto de blocos de pedra, tijolo, etc., geralmente solidarizadas através de um ligante (ex.: argamassa). Atualmente, em Portugal, as alvenarias apresentam uma utilização maioritariamente não estrutural, nomeadamente em painéis de enchimento e paredes divisórias. No entanto, antigamente, devido à sua boa capacidade resistente aos esforços de compressão, eram um dos materiais mais utilizados em elementos portantes verticais, ou em elementos horizontais, tirando partido do efeito em arco das estruturas abobadadas. O tipo de alvenaria e materiais que a compõem estão relacionados com os materiais disponíveis em cada região (Freitas, 2016).

As características mecânicas da alvenaria de pedra, em particular quando apresentam textura irregular, não são fáceis de determinar, pois sendo um material compósito heterogéneo, as suas propriedades variam de acordo com o tipo de material utilizado, bem como a sua tipologia construtiva (Freitas, 2016).

Nas construções de alvenaria de pedra os elementos portantes principais são as paredes, que têm como função estrutural transmitir às fundações as cargas aplicadas ao nível da cobertura e dos diferentes pisos. Tipicamente, as paredes de pedra apresentam uma boa resistência à compressão e fraca resistência à tração. O seu elevado peso próprio e as cargas gravíticas que recebem dos pavimentos permitem que algumas das trações originadas, em particular por solicitações horizontais, sejam evitadas. Por outro lado, esta tipologia de paredes apresenta geralmente uma espessura elevada que reduz a sua esbelteza, diminuindo o risco de encurvadura e aumentando assim a sua resistência (Freitas, 2016).

As alvenarias podem-se classificar como alvenarias de pedra regular, em que as pedras são cortadas de forma paralelepípedica e colocadas nas construções de forma a apenas deixar juntas de espessura reduzida entre elas, e a alvenaria de pedra irregular, em que as pedras apresentam uma forma irregular, não trabalhada, gerando muito maior espaço entre pedras que é preenchido por calços e pelo ligante (Fig. 2.1) (Alves, 2010).

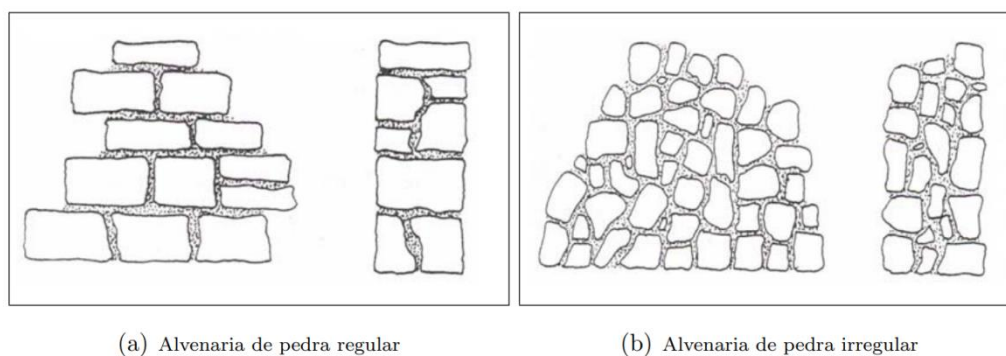


Fig. 2.1 – Classificação de alvenaria em pedra regular e irregular (Ferreira, 2009)

As alvenarias de pedra regular comportam-se, em geral, melhor que as de pedra irregular e, dentro das de pedra irregular, os blocos mais arredondados são os que apresentam um comportamento pior. Adicionalmente, as alvenarias secas sem ligante, ou com ligantes de má qualidade, nomeadamente, as de terra de barro não compactadas, também apresentam, tendencialmente, pior comportamento (Quelhas, 2008).

Estas alvenarias podem ainda ser classificadas quanto à sua secção transversal como de pano simples, duplo, com ou sem enchimento (Fig. 2.2), ou múltiplo. Nas paredes com enchimento, o material entre os panos externos apresenta, geralmente, uma grande irregularidade material e construtiva (Alves 2010).

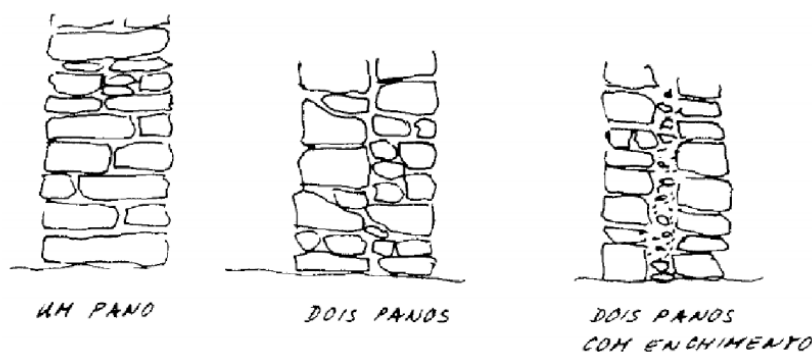


Fig. 2.2 – Esquema de secções transversais de paredes de alvenaria de pedra (Alves, 2010)

O comportamento das paredes de alvenaria é bastante melhor quando solicitadas por cargas aplicadas no seu plano do que quando solicitadas por cargas aplicadas na direção perpendicular ao seu plano, como a imagem esquerda da Fig. 2.3 pretende ilustrar (Freitas, 2016).

As ações horizontais aplicadas numa construção são, maioritariamente, resistidas pelos elementos verticais de maior rigidez na direção da ação que, no caso dos edifícios em alvenaria, serão as paredes portantes, em particular as paredes mais alinhadas com a direção do sismo (Freitas, 2016).

Quando solicitados por ações horizontais, os mecanismos de rotura que tendem a mais facilmente ocorrer e causar maior dano nos edifícios de alvenaria são os que envolvem movimentos das paredes para fora do seu plano e são, habitualmente, designados por mecanismos de primeiro modo, sendo os mecanismos no plano designados como mecanismos de segundo modo. A rotura fora-do-plano, geralmente, acontece quando os diafragmas dos pavimentos não são suficientemente rígidos e/ou as

paredes ortogonais ao plano de rotura não são capazes de evitar o movimento das paredes anteriores para fora do seu plano, ou essas mesmas paredes rompem no seu plano. O colapso resulta, na maioria das situações, da combinação de diferentes mecanismos, embora seja determinada pelo mecanismo predominante, nomeadamente, pelo que tende a causar maior impacto no comportamento da estrutura (Alves, 2010).

Portanto, idealmente, a conceção estrutural de um edifício de alvenaria deve ser semelhante a uma “caixa”, com as paredes portantes principais posicionadas ao longo de duas direções ortogonais e fechadas no topo por uma cobertura autoportante, tal como se representa na imagem da direita da Fig. 2.3 (Alves, 2010).

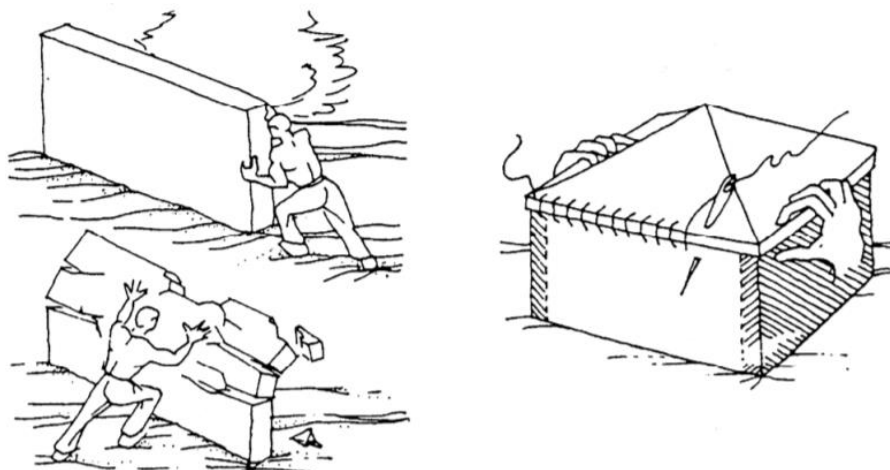


Fig. 2.3 – Paredes de alvenaria em termos de forças de corte (Resemini, 2004)

Podem ser várias as causas de ocorrência de colapso de paredes para fora-do-plano, nomeadamente:

- i. ações dinâmicas como sismos, explosões e vento;
- ii. assentamento das fundações;
- iii. impulsos horizontais impostos por coberturas ou pisos;
- iv. insuficiente travamento das paredes;
- v. infiltrações de água nas paredes.

(D'Ayala, 2003) e (Restrepo-Vélez, 2004) realizaram trabalhos de investigação e observação de eventos pós-sísmicos, maioritariamente em Itália, conseguindo compilar um catálogo com os principais mecanismos de rotura fora-do-plano que podem ocorrer nas fachadas edifícios, revistos em 2013, que se ilustram na Fig. 2.4.

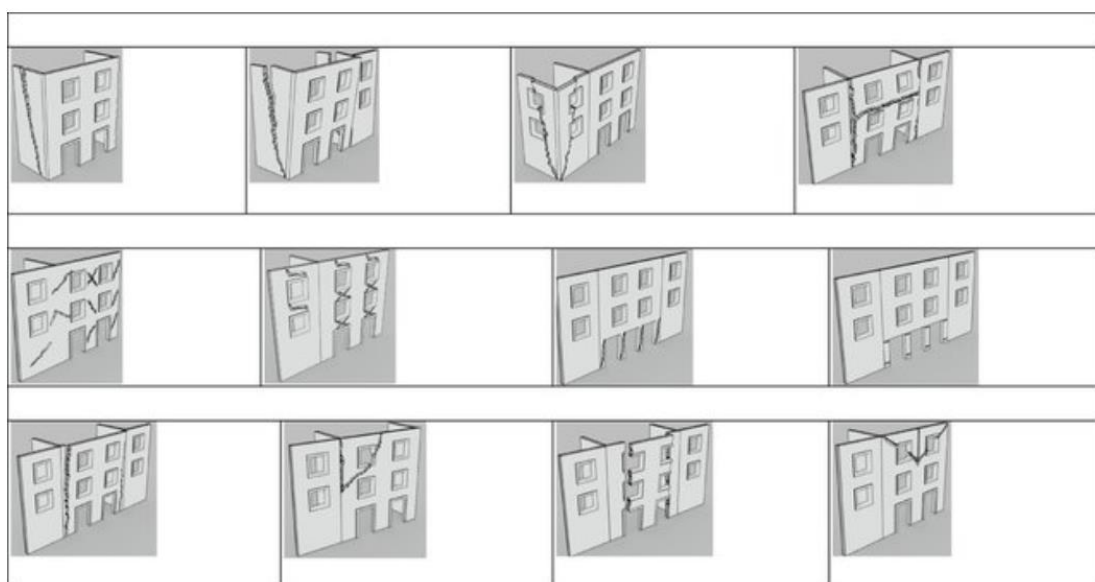


Fig. 2.4 – Diferentes mecanismos de rotura (D'Ayala e Speranza, 2013)

Nestes trabalhos, o principal fator determinante da possibilidade de ocorrência de um mecanismo em relação a outro será a qualidade da ligação da fachada às paredes ortogonais e aos pavimentos. Em 2010, (Costa, 2010) compilou os principais fatores que influenciam a ocorrência deste comportamento, listados a seguir:

- i. qualidade das ligações entre paredes verticais;
- ii. qualidade das ligações entre elementos verticais e horizontais (pavimentos, coberturas, escadas, construções adjacentes);
- iii. existência de elementos de atirantamento ou vigas de coroamento;
- iv. tipologia e qualidade da alvenaria (blocos ou tijolo, regular ou irregular, uma ou duas folhas, com ou sem conectores, etc.);
- v. existência de paredes de contraventamento (paredes perpendiculares às fachadas).

Com base nos estudos de (Heyman, 1996, 1982), na análise de estruturas de alvenaria podem ser aplicadas duas premissas:

- i. a alvenaria não exerce forças de tração e tem resistência à compressão infinita;
- ii. a alvenaria não tem capacidade de deslizar sobre si mesma.

Estes pressupostos permitiram a (Livesley, 1978) concluir que o colapso em estruturas de alvenaria se dá por perda de equilíbrio e não pela cedência dos materiais ao serem ultrapassadas as suas resistências mecânicas (Ferreira, 2015). Mais tarde, (Giuffrè, 1990) apresentou um trabalho onde afirma que o estudo das paredes de alvenaria para fora-do-plano deve ser realizado através de macroelementos.

Resumidamente, uma parede de alvenaria é considerada, teoricamente, como um corpo rígido ou um conjunto de corpos rígidos em equilíbrio entre si que podem rodar sobre uma charneira, simulando mecanismos; o colapso ocorre quando um ou vários corpos rígidos perdem o equilíbrio. Estes “corpos” são elementos com comportamento sísmico individualizável e são designados por macroelementos. (Fig. 2.5)

Conclui-se, portanto, que nos métodos aplicados neste trabalho a alvenaria é considerada como:

- i. tendo infinita resistência à compressão e nenhuma resistência à tração;
- ii. tendo infinita rigidez ao deslizamento entre os blocos;
- iii. sendo constituída por macroelementos;
- iv. podendo colapsar por perda de equilíbrio dos macroelementos.

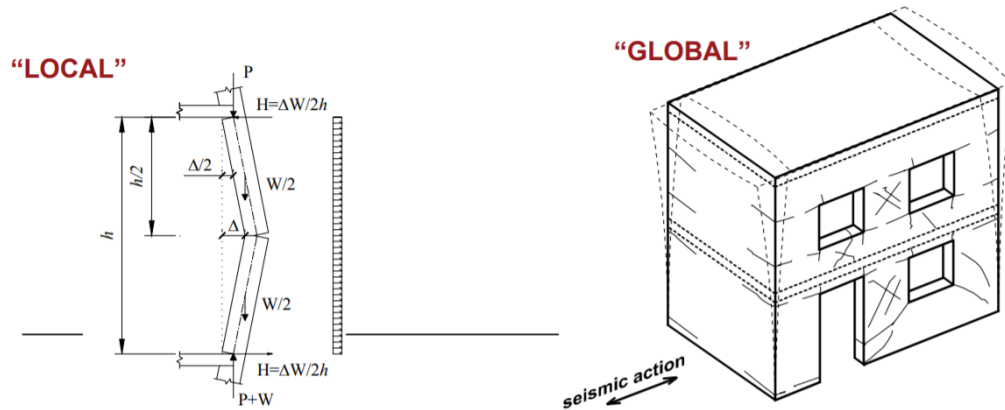


Fig. 2.5 – Análise local vs análise global (Resemini, 2004)

2.2. COEFICIENTE SÍSMICO

As premissas anteriores tornaram possível analisar a possibilidade de colapso de uma parede por ação de um sismo através de um coeficiente sísmico determinado através de uma abordagem baseada no equilíbrio estático de forças. Esta abordagem é a ferramenta mais simples e mais utilizada por Engenheiros para estimar forças sísmicas de derrube de blocos rígidos. O método considera as forças horizontais (forças de derrube) proporcionais às cargas gravíticas (forças estabilizadoras). (Fig. 2.6) Esta proporcionalidade é medida por um fator de colapso “ α ” que corresponde ao coeficiente sísmico (Casapulla, 2017).

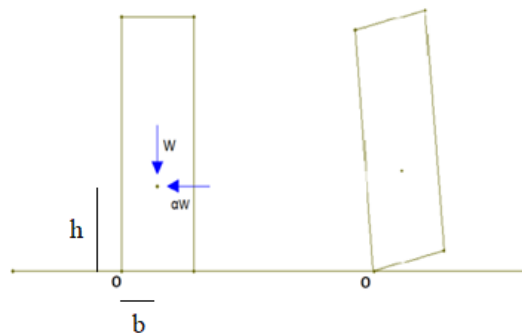


Fig. 2.6 – Esquema de bloco rígido

Se considerarmos a força sísmica “ F_0 ” como a ação resultante da aplicação de uma aceleração excitadora “ a ” à massa “ m ” do bloco, ou seja:

$$F_0 = m * a \tag{2.1}$$

E se considerarmos que essa aceleração pode ser escrita através da multiplicação da aceleração gravítica “g” por um coeficiente sísmico “ α ”, então:

$$F_0 = \alpha * g * m \quad (2.2)$$

Ou seja, a força sísmica é igual à força gravítica “ $P = m * g$ ” multiplicada por “ α ”. Se atentarmos na Fig. 2.6, conclui-se ser possível determinar o coeficiente sísmico por equilíbrio de momentos no ponto O, a charneira do movimento do bloco rígido:

$$M_{derrubador} = (\alpha * g * m) * h \quad (2.3a)$$

$$M_{resistente} = g * m * b \quad (2.3b)$$

$$(\alpha * g * m) * h = m * g * h \quad (2.3c)$$

$$\alpha = \frac{W * b}{W * h} = \frac{b}{h} \quad (2.3d)$$

Aqui, “ α ” é o coeficiente sísmico e “ $a = \alpha * g$ ” o valor da aceleração sísmica para a qual se ativa o mecanismo de rotura. As variáveis “b” e “h” correspondem às distâncias horizontal e vertical, respetivamente, do ponto “O” ao centro geométrico do bloco (Casapulla, 2017).

2.3. AMPLIFICAÇÃO EM ALTURA

As ondas sísmicas que vêm do solo não excitam as diferentes partes do edifício de igual modo. As acelerações sísmicas induzem forças que são resistidas, maioritariamente, pelos elementos verticais de maior rigidez, as paredes no plano, que respondem com acelerações diferentes das induzidas, normalmente com maior amplitude (efeito de amplificação em altura). Estas acelerações de resposta vão posteriormente excitar os diafragmas de piso que, por sua vez, interagem com os elementos verticais dispostos, não só na direção da aceleração sísmica, como na direção ortogonal. Em função das suas características, nomeadamente massa e rigidez, os elementos horizontais podem conter, ou potenciar os movimentos das paredes para fora do seu plano (Giordano, 2008).

Vários regulamentos e vários trabalhos de investigação abordam este tema, para o qual existem diversas formas de calcular a amplificação em altura da aceleração sísmica aplicada ao nível da base.

Neste trabalho comparou-se a aceleração de ativação dos vários mecanismos com a aceleração do solo e também com a aceleração amplificada em altura, pela abordagem indicada no código italiano (NTC-2008, 2008) de forma a também se obterem valores indicativos da importância deste fenómeno.

2.4. PRINCÍPIO DOS TRABALHOS VIRTUAIS (PTV)

Para mecanismos mais complexos, por dificuldades associadas à geometria do macroelemento ou da existência de mais do que um bloco rígido, o coeficiente sísmico pode ser obtido com recurso à aplicação

do Princípio dos Trabalhos Virtuais: “O trabalho de todas as forças aplicadas num sistema em equilíbrio num movimento virtual qualquer de corpo rígido compatível com as condições do sistema, é nulo.” (Resemini, 2004) (equação 2.4; Fig. 2.7 e 2.8)

Atribuindo assim uma rotação virtual “ δ_{θ_i} ” a um dos blocos “i” intervenientes no mecanismo, o coeficiente sísmico “ α_0 ” é dado por:

$$\alpha_0 * \left(\sum_{i=1}^n P_i * \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j * \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i * \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h * \delta_h = L_{fi} \quad (2.4)$$

P_i – peso próprio dos blocos aplicada no seu centro de gravidade

P_j – Peso de corpos não intervenientes no mecanismo, mas cuja massa é capaz de gerar forças de inércia por ação do sismo (ex.: cobertura)

$\delta_{x,i}$ – deslocamento virtual horizontal do ponto de aplicação de “ P_i ”

$\delta_{x,j}$ – deslocamento virtual horizontal do ponto de aplicação “ P_j ”

$\delta_{y,i}$ – deslocamento virtual vertical do ponto de aplicação de “ P_i ”

$\delta_{y,j}$ – deslocamento virtual vertical do ponto de aplicação de “ P_j ”

F_h – força horizontal externa ao mecanismo e não influenciada pela ação sísmica (ex.: tirante)

δ_h – deslocamento virtual do ponto de aplicação de “ F_h ”

L_{fi} – trabalho das forças internas que neste caso é zero

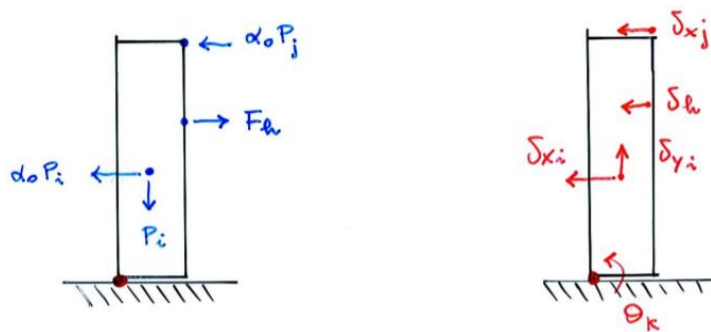


Fig. 2.7 – Azul: sistema de forças; Vermelho: sistema de deslocamentos (Ferretti, 2011)

Colocando os deslocamentos em função de “ θ ” é possível calcular o coeficiente sísmico com recurso ao PTV apenas com forças multiplicadas por distâncias horizontais e verticais da mesma forma que por equilíbrio de momentos como a dedução na equação (2.5) pretende demonstrar.

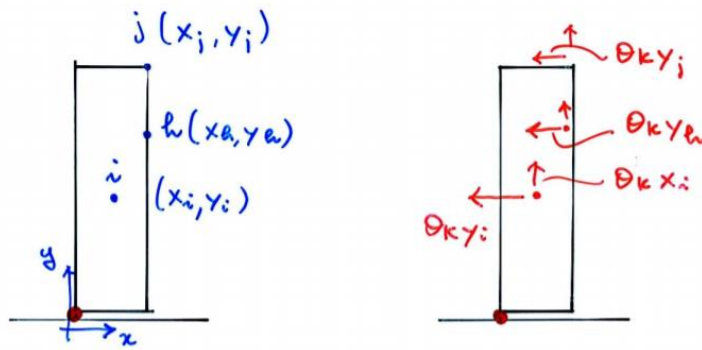


Fig. 2.8 – Aplicação do PTV (Ferretti, 2011) – ver equação (2.5)

$$\alpha_0 * (P_i * \partial_{x_i} + P_j * \partial_{x_j}) - P_i * \partial_{y_i} - F_h * \partial_h = 0 \quad (2.5a)$$

$$\alpha_0 * (P_i * \theta_k * y_i + P_j * \theta_k * y_j) - P_i * \theta_k * x_i - F_h * \theta_k * y_h = 0 \quad (2.5b)$$

$$\alpha_0 * (P_i * y_i + P_j * y_j) - P_i * x_i - F_h * y_h = 0 \quad (2.5c)$$

O regulamento italiano (NTC-2008, 2008) propõe duas abordagens distintas para determinar a segurança sísmica de mecanismos locais de colapso em estruturas de alvenaria. Inicialmente prevê uma abordagem em termos estáticos (análise cinemática linear) e, posteriormente, uma abordagem baseada em deslocamentos (análise cinemática não linear). Estas duas metodologias, que se apoiam na aplicação do PTV, serão exploradas no Capítulo 3.

MÉTODOS

3.1. ANÁLISE CINEMÁTICA LINEAR

A análise cinemática linear é um método estático linear de verificação de segurança sísmica de mecanismos de colapso em termos de forças. Este método proposto pelo (NTC-2008, 2008) recomenda que, após o cálculo do coeficiente sísmico, se efetue uma passagem do sistema complexo para um sistema equivalente de um grau de liberdade.

A verificação proposta pelo regulamento consiste na comparação da aceleração que ativa o mecanismo no sistema equivalente de um grau de liberdade com a aceleração sísmica máxima do solo amplificada em altura; se a aceleração de ativação do mecanismo for maior do que a do solo amplificada em altura, o mecanismo não ocorre.

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i * \delta_{x,i}\right)^2}{g * \sum_{i=1}^{n+m} P_i * \delta_{x,i}^2} \quad (3.1)$$

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 * \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} \quad (3.2)$$

M^* – massa equivalente do sistema de um grau de liberdade

P_i – peso próprio dos blocos aplicada no seu centro de gravidade

$\delta_{x,i}$ – deslocamento virtual horizontal do ponto de aplicação de “ P_i ”

g – aceleração da gravidade

a_0^* – aceleração de ativação do mecanismo

α_0 – coeficiente sísmico

A Fig. 3.1 ajuda a perceber o objetivo desta transformação, onde a azul se observa um corpo rígido com um sistema complexo, com várias massas concentradas e diversas ações sísmicas, e a vermelho, um corpo rígido com uma só massa concentrada e uma só ação sísmica e que se pretende que represente o sistema a azul, simplificando o cálculo da aceleração de ativação do mecanismo.

Esta verificação imposta encontra-se na equação (3.3):

$$a_0^* \geq \frac{a_g^* S}{q} * (1 + 1,5 * \frac{Z}{H}) \quad (3.3)$$

a_0^* – aceleração de ativação do mecanismo

a_g – aceleração máxima do solo

S – coeficiente de comportamento do solo que está enunciado no Eurocódigo (EC-8)

q – coeficiente de comportamento da estrutura

Z – altura até ao centro geométrico do sistema de um grau de liberdade

H – altura do edifício

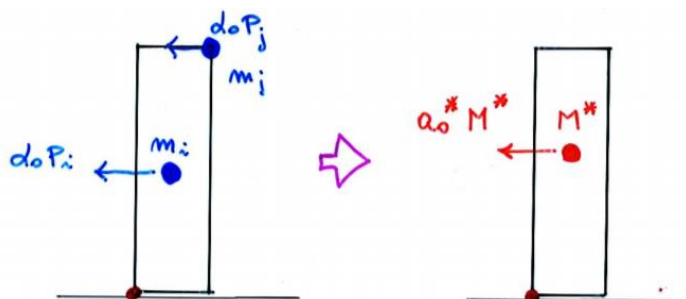


Fig. 3.1 – Transformação de um sistema complexo num sistema de 1 grau de liberdade (Ferretti, 2011)

3.2. ANÁLISE CINEMÁTICA NÃO LINEAR

A análise cinemática não linear, proposta pelo (NTC-2008, 2008), apoia-se numa análise de deslocamentos. Esta análise é importante, pois na verdade os mecanismos para fora-do-plano, tipicamente não lineares, mostram uma alta capacidade de deslocamento até ao colapso. De acordo com (Giovinazzi, 2006), a perda do equilíbrio estático não corresponde ao colapso, pelo fato de os sismos serem ações dinâmicas, tornando o mecanismo capaz de sustentar alguma ação horizontal, mesmo após a sua ativação. Por estas razões, uma abordagem em termos de deslocamentos é reconhecida como uma ferramenta mais realista (Casapulla, 2017).

Uma vez escolhido o mecanismo, a partir de uma configuração inicial estática vai-se, sucessivamente, incrementando o valor da rotação “ θ ”, com o bloco a assumir diferentes configurações, simulando-se o movimento. O coeficiente sísmico é expresso unicamente em função de “ θ ” e tende para zero com o aumento da rotação (Giordano, 2008).

Na Fig. 3.2 pode-se ver as diversas configurações que o bloco vai sofrendo. A configuração III refere-se à impossibilidade de o bloco sustentar quaisquer forças horizontais, “ $\alpha = 0$ ”, que corresponderá ao deslocamento do ponto de controle, “ $d_{k,0}$ ”.

Dessa forma, é possível avaliar também o incremento do deslocamento de um ponto de controle, previamente escolhido pelo utilizador; com isso, estabelece-se a curva de capacidade do mecanismo, de relação aceleração-deslocamento, que se encontra esquematizada na Fig. 3.3.

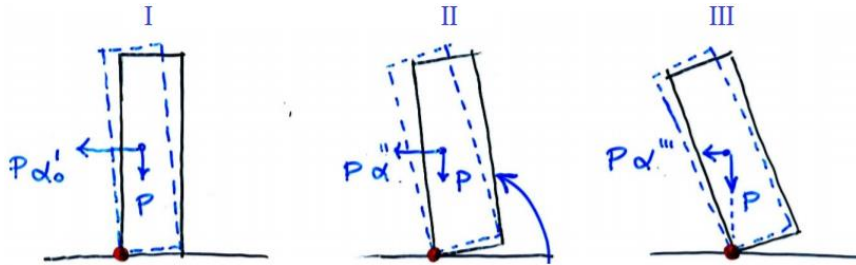


Fig. 3.2 – Configurações do bloco rígido durante o colapso (Ferretti 2011)

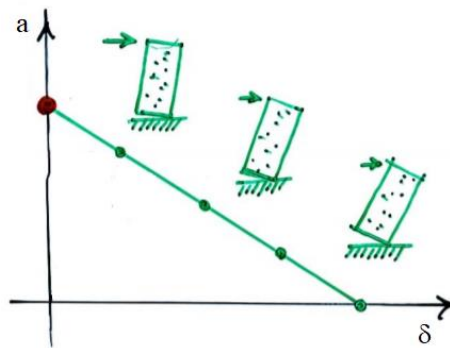


Fig. 3.3 – Força horizontal (aceleração) vs deslocamento do bloco rígido (Ferretti, 2011)

Esta reta terá de ser corrigida para o caso de se considerar a análise no sistema equivalente de um grau de liberdade, sendo representada pela equação (3.4).

$$a^* = a_0^* \left(1 - \frac{d^*}{d_0^*}\right) \quad (3.4)$$

Sendo “ a_0^* ” a aceleração que ativa o mecanismo e “ d_0^* ” o ponto “ $d_{k,0}$ ” após sofrer a transformação para um sistema de um grau de liberdade. Se atentarmos na Fig. 3.4, o deslocamento “ $d_{k,0}$ ” obtém-se utilizando as equações de momentos, ou aplicado o PTV, encontrando a rotação que garante o equilíbrio do bloco quando o coeficiente sísmico é nulo, ou seja, a rotação a partir da qual o bloco colapsa, mesmo sem qualquer ação sísmica imposta.

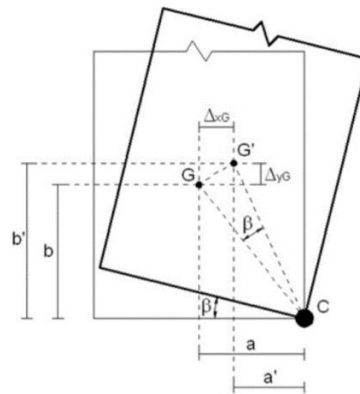


Fig. 3.4 – Posição do bloco rígido após uma rotação β (Milani, 2016)

Para um macroelemento apenas solicitado pelo seu peso próprio, o equilíbrio determinado pelas equações de momento resulta na equação (3.5) que, para a hipótese “ $a=0$ ”, permite obter o valor de “ $d_{k,0}=\Delta xG$ ” que corresponde à posição III da Fig. 3.2.

$$\alpha * W * (b + \Delta yG) + W * (a - \Delta xG) = 0 \quad (3.5)$$

Segue-se agora a transformação para um sistema de um grau de liberdade, caracterizado pelas diversas forças atuantes no sistema, que o transformará no deslocamento do ponto de aplicação da massa equivalente do sistema de um grau de liberdade, e que se traduz pela equação (3.6).

$$d_0^* = d_{k,0} \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i * \partial_{x,i}}{\partial_{x,k} * \sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (3.6)$$

d_0^* – “ $d_{k,0}$ ” do sistema de um grau de liberdade

$\delta_{x,i}$ – deslocamento virtual horizontal do ponto de aplicação de “ P_i ”

$\delta_{x,k}$ – deslocamento virtual horizontal do ponto de controlo escolhido

$d_{k,0}$ – deslocamento do ponto de controlo que causa colapso do sistema para zero forças horizontais

Estudos experimentais levados a cabo por (Doherty, 2002) fizeram crer que o deslocamento limite da estrutura não corresponde ao “ d_0^* ”, mas sim a 40% do mesmo, “ $d_u = 0,4 * d_0^*$ ”. Esta diferença deve-se ao fato de poderem aparecer fissuras no ponto de rotação, bem como fraturas na argamassa, ou seja, danos na alvenaria.

A verificação de segurança é feita através de um período secante “ T_s^* ” do sistema equivalente de um grau de liberdade, determinado através da reta que passa num ponto denominado de deslocamento

espectral " d_s^* " que, segundo o (NTC-2008, 2008), será igual " $0,4*d_u^*$ ". A tangente do ângulo da reta secante corresponde ao quadrado da frequência angular " ω^{**} ". (Fig. 3.5)

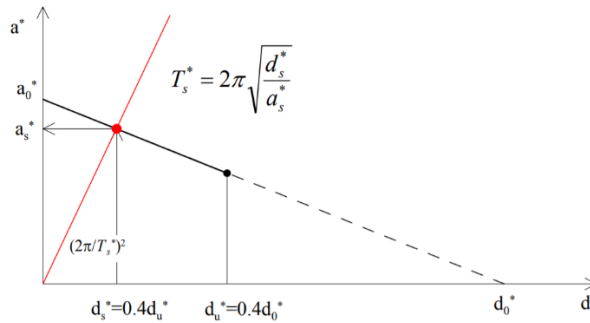


Fig. 3.5 – Curva de capacidade (Resemini, 2004)

O período secante permite-nos entrar num espectro deslocamento-período, que se encontra no NTC 2008, e que determinado pela aceleração máxima do solo, pelo período fundamental de vibração " T_1 " da estrutura global e pela relação " Z/H ".

Esse espectro irá resultar no valor do deslocamento efetivo do macroelemento, localizado numa determinada estrutura e a uma determinada altitude em relação ao solo, para um dado sismo. As expressões constantes no (NTC-2008, 2008) são as seguintes, equação (3.7):

$$\begin{aligned}
 T_s < 1.5T_1 & \quad \Delta_d(T_s) = a_g S \frac{T_s^2}{4\pi^2} \left(\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_s/T_1)^2} - 0.5 \right) \\
 1.5T_1 \leq T_s < T_D & \quad \Delta_d(T_s) = a_g S \frac{1.5T_1 T_s}{4\pi^2} \left(1.9 + 2.4 \frac{Z}{H} \right) \\
 T_D \leq T_s & \quad \Delta_d(T_s) = a_g S \frac{1.5T_1 T_D}{4\pi^2} \left(1.9 + 2.4 \frac{Z}{H} \right)
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

Para que o mecanismo cumpra os quesitos de segurança para o Estado Limite Último, o deslocamento efetivo do macroelemento " $\Delta_d(T_s)$ " terá de ser menor que " d_u ", o deslocamento limite da estrutura. De notar que a curva de capacidade exposta se baseia nos mesmos pressupostos dos métodos anteriores: alvenaria com infinita capacidade de resistir à compressão, nenhuma capacidade de resistência à tração e constituída por blocos sem capacidade de deslizar uns sobre os outros.

Em resumo, a análise cinemática linear é um método linear estático que permite uma verificação de segurança em termos de forças. Nesta verificação, o colapso acontece quando a aceleração de projeto amplificada em altura é maior que a aceleração resistente do mecanismo que é calculada em função do coeficiente sísmico. Assim, quando o mecanismo perde a sua posição estática, o colapso ocorre. A análise cinemática não linear é um método estático não linear que permite uma abordagem termos de deslocamentos. A segurança é verificada quando o deslocamento último da estrutura é maior que o deslocamento efetivo calculado em função da aceleração sísmica de projeto, também ela amplificada pelo período de vibração da estrutura, pela relação geométrica " Z/H " e pelo período de vibração do

mecanismo calculado com recurso à curva de capacidade do mecanismo que se inicia a partir da posição inicial estática da análise cinemática linear.

O código (NTC-2008, 2008) exige o cumprimento da verificação ao Estado Limite Último pelos dois métodos para que se possa garantir que a segurança dos elementos.

3.3. ANÁLISES DINÂMICAS

O estudo do movimento de blocos rígidos é um campo que tem motivado bastante interesse por parte de investigadores. Este tema é relevante pois podemos associar o bloco rígido a torres, pilares, paredes de fachada, etc. O primeiro modelo do movimento do bloco rígido numa base rígida foi o proposto por Housner. Este autor observou que no sismo de 1960, no Chile, contrariamente ao espectável, edifícios que, pelo método da força horizontal estática, deveriam apresentar maior resistência a forças sísmicas, na realidade foram os que apresentaram danos mais severos (Gomes, 2013).

Este fenómeno entrava em contradição com o que era teoricamente previsto, ao se considerar a ação sísmica como uma força horizontal estática. Assim sendo, Housner concluiu que o problema deveria ser tratado por equações de movimento (Gomes, 2013).

De acordo com a Fig. 3.6, a equação (3.8) representa a dinâmica de equilíbrio de momentos.

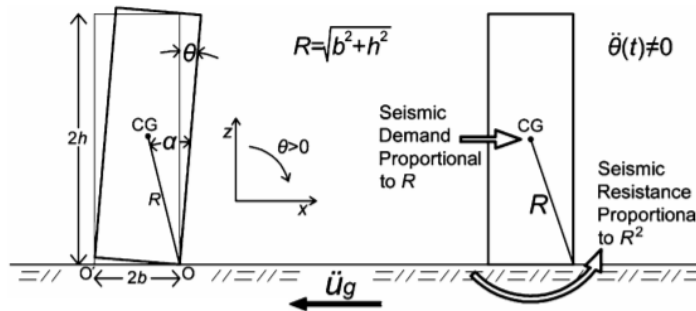


Fig. 3.6 – Esquema do problema dinâmico (Cimellaro, 2014)

$$-m \cdot \ddot{u}_g(t) \cdot R \cdot \cos[\alpha - \theta(t)] = I_0 \cdot \ddot{\theta}(t) + m \cdot g \cdot R \cdot \sin[\alpha - \theta(t)] \quad (3.8)$$

$$\theta > 0$$

Em que “m” é a massa do bloco e “I₀” o momento de inércia do bloco plano em relação ao eixo perpendicular ao seu plano e que interseja o ponto “O”, “θ(t)” é a rotação do bloco no instante “t”, “θ̈(t)” a aceleração angular no mesmo instante “t”. “R”, “α”, “h” e “b” são características geométricas do bloco (Gomes, 2013).

Para blocos retangulares, o momento de inércia do bloco é dado pela relação “ $\frac{4}{3} mR^2$ ” e a equação (3.8) transforma-se na equação (3.9):

$$-\ddot{u}_g(t) * R * \cos[\alpha - \theta(t)] = \frac{4}{3} * R^2 * \ddot{\theta}(t) + g * R * \sin[\alpha - \theta(t)] \quad (3.9)$$

$$\theta > 0$$

Esta equação mostra que a excitação que o bloco recebe associada à ação sísmica é proporcional a “R”. Por sua vez, a sua resistência sísmica é proporcional a “R²”. Mostra também que, independentemente de quão esbelto o bloco é e de quão intensa possa ser a ação sísmica “ \ddot{u}_g ”, quando o bloco é grande o suficiente, a sua potência de expoente 2 pode sempre garantir a sua estabilidade. Este fato refuta a teoria da força lateral estática de que a aceleração resistente do bloco está inteiramente relacionada com a esbelteza (Cimellaro, 2014).

Apesar do fato de na concepção estrutural moderna serem mais comuns as abordagens estáticas, Housner mostrou que há interesse em abordar a ação sísmica de forma dinâmica. Housner também determinou o “parâmetro de frequência de Housner”, “p”, que representa a frequência do bloco rígido e é uma medida das características dinâmicas do bloco e “W” o peso do bloco (Gomes, 2013).

$$p = \sqrt{\frac{W * R}{I_0}} \quad (3.10)$$

Com o parâmetro “p”, a equação (3.7) pode ser reescrita de forma mais compacta:

$$\ddot{\theta}(t) = -p^2 * \{ \sin[\alpha * \text{sgn}[\theta(t)] - \theta(t)] + \frac{\ddot{u}_g}{g} * \cos[\alpha * \text{sgn}[\theta(t)] - \theta(t)] \} \quad (3.11)$$

3.3.1. COEFICIENTE DE RESTITUIÇÃO

Analisando a Fig. 3.7 e considerando a base a movimentar-se nos dois sentidos devido à ação sísmica, podemos facilmente perceber que, se o solo se movimentar no sentido positivo, o bloco roda no sentido negativo e vice-versa. Se o bloco não cair na primeira rotação, rodando sobre o ponto “O”, irá alterar o seu sentido de rotação até atingir o ponto “ $\theta=0$ ” e depois rodar em torno de “O”. O momento em que, após a primeira rotação, o bloco adquire a configuração inicial chama-se de “momento de impacto”.

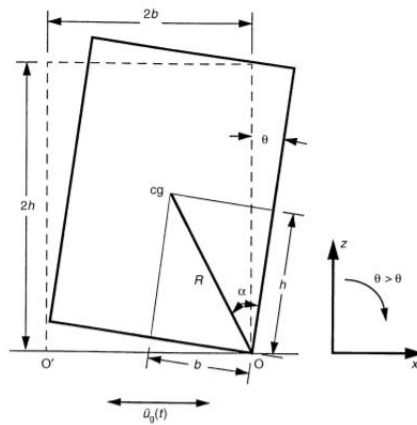


Fig. 3.7 – Movimento do bloco rígido (Makris, 1999)

No momento de choque do bloco com a base, ocorre dissipação de energia. Housner aplicou o teorema da conservação do momento angular nos momentos imediatamente antes e imediatamente depois do choque, tendo chegado à seguinte equação de movimento:

$$I_0 * \dot{\theta}_1 - m * \dot{\theta}_1 * 2 * b * R * \sin(\alpha) = I_0 * \dot{\theta}_2 \quad (3.12)$$

Para este autor, a energia dissipada por cada impacto correspondia ao que ele chamava de “rácio de energia cinética”, “r”, que corresponde ao quociente do quadrado da velocidade angular após o impacto, “ $\dot{\theta}_2$ ” e a velocidade angular antes do impacto, “ $\dot{\theta}_1$ ”:

$$r = \left(\frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} \right)^2 \quad (3.13)$$

Posteriormente, diversos autores definiram o rácio de energia cinética como o coeficiente de restituição. O coeficiente de restituição é um parâmetro que não é consensual e tem sido alvo de diversas investigações. (Aslam, 1980) considera o coeficiente de restituição, “ r_v ”, como o rácio das velocidades antes e depois do impacto:

$$r_v = \frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} \quad (3.14)$$

Substituindo a equação (3.14) na equação (3.12), verifica-se que o coeficiente de restituição máximo é dado por:

$$r_{\max} = 1 - \frac{3}{2} * \sin^2(\alpha) \tag{3.15}$$

No ponto seguinte irá descrever-se sumariamente um *programa* de análise sísmica que utiliza uma modelação por macroblocos: *Tremuri*®.

3.4. PROGRAMA TREMURI®

O *Tremuri*® é um *programa* de análise sísmica, desenvolvido por investigadores da Universidade de Génova, que permite uma avaliação do comportamento das estruturas quando sujeitas a ações dinâmicas (Rocha, 2019).

Este programa tem por base uma modelação pelo método dos pórticos equivalentes, que defende que, em estruturas de alvenaria, a fendilhação ocorre essencialmente nos nembos (colunas) e lintéis (vigas), permanecendo intactas as zonas de ligação entre os elementos, conforme a Fig. 3.8 pretende ilustrar (Penna, 2014 e Lagomarsino, 2013).

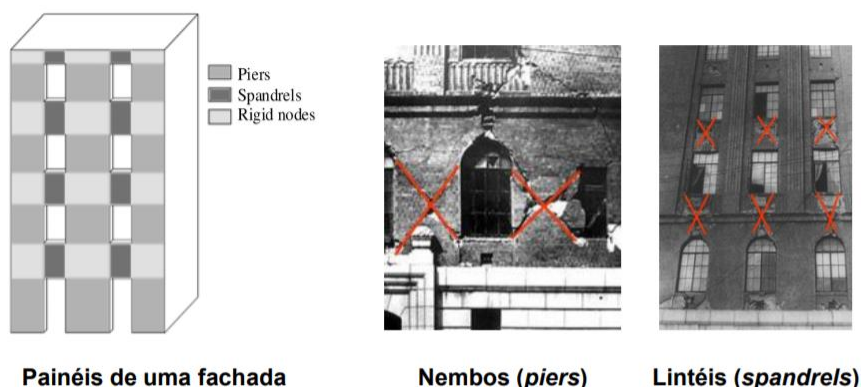


Fig. 3.8 – Zonas de dano do método dos pórticos equivalentes (Penna, 2014 e Lagomarsino, 2013)

Dado que as zonas de ligação, em geral, não apresentam dano, o *Tremuri*® interpreta-as como zonas de elevada rigidez, enquanto que os nembos e os lintéis são representados como macroelementos deformáveis – como se pode observar na Fig. 3.9.

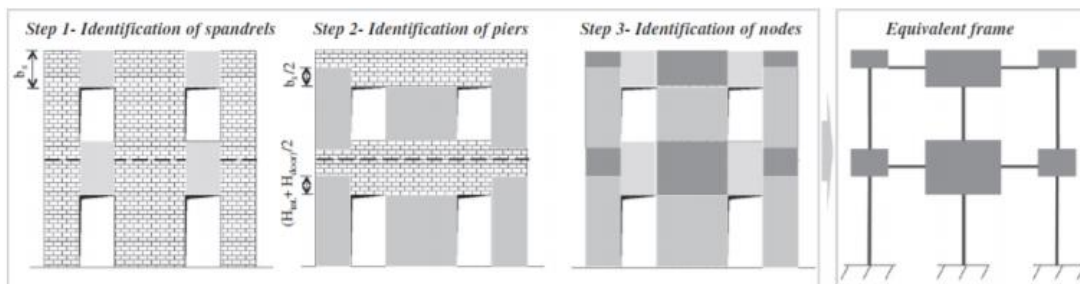


Fig. 3.9 – Representação da alvenaria pelo programa *Tremuri*® (Penna, 2014 e Lagomarsino, 2013)

No desenvolvimento do presente trabalho, o autor não aprofundou as técnicas de modelação do programa, tendo apenas recorrido ao uso de modelos de quatro edifícios previamente construídos no âmbito do trabalho de (Marchesi, 2019). O objetivo da sua utilização foi o de obter os modos de vibração e a resposta dinâmica por integração no tempo dos edifícios que analisados.

CASOS DE APLICAÇÃO

Após a compreensão teórica dos métodos descritos no capítulo 3, estes foram aplicados a casos práticos. O primeiro consistiu na análise da estabilidade de um macrobloco da fachada de uma capela por aplicação dos métodos cinemáticos. Posteriormente, aplicaram-se os mesmos métodos a 43 elementos não estruturais de 33 edifícios da cidade do Porto. Neste capítulo expõe-se a forma como os métodos foram aplicados, apresentam-se os resultados e promove-se a sua discussão.

4.1. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS NUMA CAPELA

No primeiro caso de estudo avaliou-se a segurança da fachada de uma capela no sul do país, localizada nas zonas sísmicas 1.3 e 2.3 do Eurocódigo 8 para a ocorrência de um mecanismo de colapso pré-estabelecido. A Fig. 4.1 apresenta o mecanismo considerado, nomeadamente o macrobloco, representado a vermelho, cuja estabilidade ao derrube para fora do plano da fachada foi analisada.

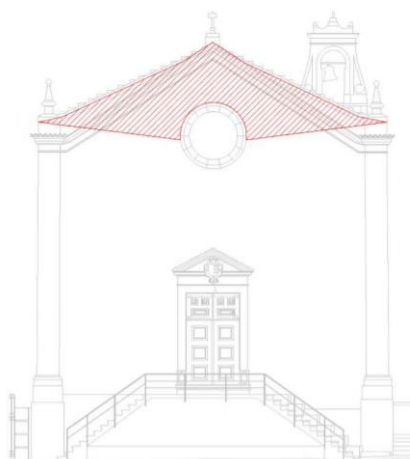


Fig. 4.1 – Mecanismo de colapso na fachada da capela (Ilharco, 2020)

Como se observa nos desenhos da Fig. 4.2, a estrutura da cobertura da nave da capela é em abóbada de berço, apoiada nas paredes laterais. Por este motivo, não foram consideradas cargas de cobertura sobre o elemento da fachada em análise. Os dados do edifício, como por exemplo o período fundamental de vibração, ou a altura até ao centro de gravidade do elemento, foram retirados da análise sísmica realizada pela Eng.^a Lorena Millares, do NCREP, em janeiro de 2020, através de modelação em *Tremuri*®.

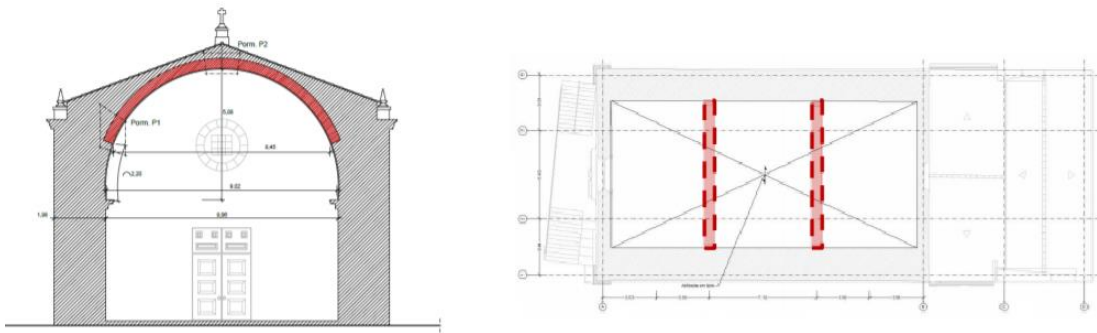


Fig. 4.2 – Esquema da cobertura (Ilharco, 2020)

O Quadro 4.1 apresenta esses dados e a Fig. 4.3 a secção transversal esquematizada do bloco da fachada a analisar tem 3,82 m de altura e 0,92 m de espessura. O bloco contém apenas o seu peso próprio, “W”, a atuar no seu centro de gravidade e o movimento de derrube corresponde à rotação do bloco sobre a charneira representada pelo ponto “O”.

Quadro 4.1 – Dados do edifício

Altura do edifício, “H” (m)	Altura do centro geométrico do elemento, “Z” (m)	Período de vibração da estrutura, “T ₁ ” (s)	Coefficiente de comportamento, “q”
15,5	13,28	0,23	2

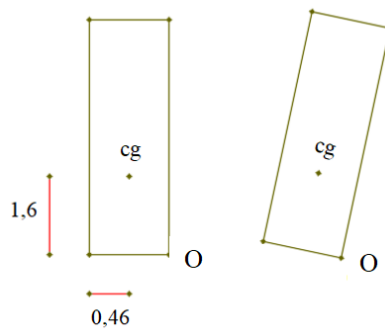


Fig. 4.3 – Secção transversal idealizada do bloco da fachada

O coeficiente sísmico foi calculado por equilíbrio de momentos no ponto “O”.

$$M_{derrubador} = \alpha * W * 1,6$$

$$M_{resistente} = W * 0,46$$

$$\alpha = \frac{0,46}{1,6} = 0,29$$

O sistema está apenas sujeito ao seu peso próprio, logo existe uma só massa concentrada e uma só força resulta da ação sísmica. A passagem do sistema para um sistema de um grau de liberdade não tem efeitos práticos. Assim, como já descrito acima, este valor multiplicado pela aceleração da gravidade, $g = 9,81$

m/s², corresponde à aceleração máxima, "a₀^{*}", a que o elemento pode resistir sem colapsar. Neste caso, a₀^{*}=2,82 m/s².

A verificação imposta pelo código NTC 2008 implica que esta aceleração seja maior que " $\frac{a_g * S}{q} (1 + 1,5 * \frac{Z}{H})$ ", expressão que representa a aceleração atuante em termos de Estado Limite Último. O autor optou por comparar também com a aceleração sísmica de projeto "a_g * S" que corresponde a verificar a segurança do bloco como se estivesse posicionado na base do edifício e recebesse a aceleração sísmica diretamente do solo.

O cálculo da aceleração de projeto foi feito com base no Eurocódigo 8 (EC-8). Realizou-se a verificação para ações sísmicas do tipo 1, sismo distante, e do tipo 2, sismo próximo. A aceleração máxima de referência, "A_{gr}", é a que corresponde à zona 1.3, para o sismo do tipo 1, e à zona 2.3, para o tipo 2.

A classe da estrutura escolhida foi a tipo III, associada a igrejas, à qual corresponde um coeficiente de importância "γ" de 1,45 para o sismo tipo 1 e 1,25 para o tipo 2. O terreno selecionado foi do tipo B. O parâmetro "S" foi obtido com base na norma NA-3.2.2.2(2)P do EC-8 (Fig. 4.4).

f) NA-3.2.2.2(2)P

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elásticos, o valor do parâmetro S deve ser determinado através de:

$$\begin{aligned} \text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 & \quad S = S_{\max} \\ \text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 & \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} (a_g - 1) \\ \text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 & \quad S = 1,0 \end{aligned}$$

em que:

- a_g valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, em m/s²;
- S_{max} parâmetro cujo valor é indicado nos Quadros NA-3.2 e NA-3.3.

Fig. 4.4 – Transcrição da NA-3.2.2.2(2)P (EC-8)

Os valores dos parâmetros considerados de acordo com o EC-8 estão apresentados no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Valores do EC-8

Tipo	S _{max}	S	A _{gr} (m/s ²)	Coefficiente de Importância	A _g (m/s ²)
1	1,35	1,21	1,5	1,45	2,18
2	1,35	1,22	1,7	1,25	2,13

4.1.1. ANÁLISE CINEMÁTICA LINEAR

A verificação de segurança foi efetuada através da comparação da aceleração resistente com a aceleração atuante na base e com a aceleração atuante amplificada em altura. O Quadro 4.3 apresenta os rácios atuante/resistente e o acréscimo da aceleração atuante em altura em relação à aceleração atuante na base.

Quadro 4.3 – Resultados da análise cinemática linear

Tipo de sismo	Aceleração resistente (m/s ²)	Aceleração atuante na base (m/s ²)	Rácio	Aceleração atuante no topo (m/s ²)	Rácio	Acréscimo de aceleração em altura (m/s ²)
1	2,82	2,64	0,94	3,01	1,07	0,38
			OK		KO	
2	2,82	2,66	0,94	3,04	1,08	0,38
			OK		KO	

4.1.2. ANÁLISE CINEMÁTICA NÃO LINEAR

Após estas verificações, aplicou-se uma abordagem em termos de deslocamentos.

O ponto de controlo de deslocamentos é o centro de gravidade do macroelemento. O deslocamento horizontal para o qual o mecanismo está impossibilitado de aumentar a sua rotação, "d₀^{*}", corresponde à posição do bloco com o seu centro de gravidade alinhado com o ponto "O" de rotação, isto é, um deslocamento igual a metade da espessura do bloco, 0,46.

A curva de capacidade do mecanismo é traduzida pela reta da equação 4.1 e encontra-se representada na Fig. 4.5.

$$a = 2,82 * \left(1 - \frac{d_k}{0,46}\right) \quad (4.1)$$

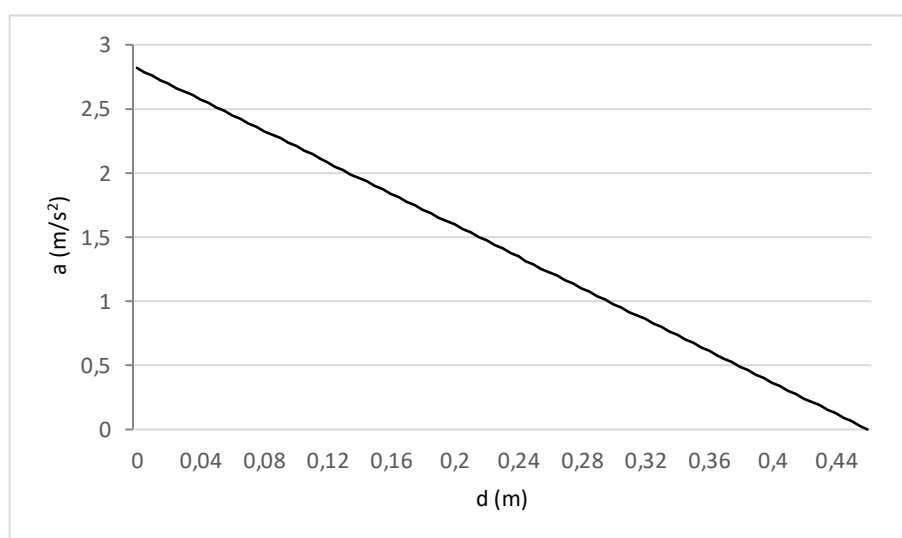


Fig. 4.5 – Curva de capacidade do mecanismo

Com recurso à curva de capacidade do mecanismo, foi efetuada a verificação imposta pela análise cinemática não linear, do modo já exemplificado no Capítulo 3. O deslocamento último, "d_u^{*}",

corresponde a 40% do deslocamento “ d_0^* ”, o deslocamento espectral, “ d_s^* ”, corresponde a 40% de “ d_u^* ” e “ a_s^* ” à ordenada do ponto “ d_s^* ” na curva de capacidade. O período secante, “ T_s^* ”, foi obtido da forma explicitada no Capítulo 3.

O deslocamento efetivo, “ $\Delta(T)$ ”, foi também comparado com “ d_u^* ”, através do rácio do tipo atuante/resistente, ou seja “ $\Delta(T)/d_u^*$ ”.

Quadro 4.4 – Resultados da análise cinemática não linear

Tipo de sismo	d_0^* (m)	d_u^* (m)	d_s^* (m)	a_s^* (m/s ²)	T_s^* (s)	$\Delta(T)$ (m)	Rácio
1	0,46	0,18	0,07	2,37	1,11	0,10	0,55
							OK
2	0,46	0,18	0,07	2,37	1,11	0,10	0,55
							OK

4.1.3. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Pelo fato de se tratar de um edifício da classe estrutural III, os valores do coeficiente de importância maior para o tipo 1, fazem com que não ocorra grande diferença de intensidade nos sismos tipo 1 e tipo 2 levando a valores muito próximos nas análises para os dois tipos de sismo.

Pela análise do Quadro 4.3, observa-se que o mecanismo não verifica a segurança pelo método da análise cinemática linear, podendo-se também concluir que o fato do macroelemento estar situado no topo do edifício tem relevância, pois se o elemento recebesse a aceleração diretamente do solo cumpria com os requisitos estáticos. Isto significa que, para esta análise, o edifício amplificou em cerca de 0,38 m/s², ou seja, 13%, a aceleração na base.

Na abordagem com base em deslocamentos, a segurança é verificada e obteve-se um rácio atuante/resistente muito inferior ao método linear. Lembra-se que a abordagem com base em deslocamentos defende que o mecanismo consegue sustentar parte da aceleração que ativa o mecanismo que resulta da análise cinemática linear sem que ocorra colapso, sendo por isso espectáveis rácios atuante/resistente menores. Em contrapartida, o fato do rácio atuante/resistente calculado pela análise cinemática linear na base, (0,94), ou seja sem considerar a amplificação da aceleração em altura causada pelo edifício e eventuais efeitos de ressonância entre o macrobloco e o edifício onde se localiza, ser maior do que na análise cinemática não-linear (0,55) não era esperado. Este resultado mostra que a consideração destes dois fatores (amplificação em altura e período de vibração do macrobloco e do edifício) pode desagrar o efeito da ação sísmica sobre o macrobloco em relação à situação em que se considera a aceleração do solo a atuar diretamente na sua base.

O valor baixo do rácio atuante/resistente na análise em termos de deslocamentos pode ser explicado pelo fato do período de vibração do elemento (1,11s) ser bastante distinto do período de vibração da estrutura (0,23s) o que faz com que o edifício e o elemento interajam com frequências distintas, ou seja, que não ocorram fenómenos de amplificação da resposta por ressonância, conduzindo a deslocamentos sísmicos de resposta no elemento menores. Na Fig. 4.6 encontram-se as comparações dos respetivos rácios de atuante/resistente para cada um dos métodos, onde “Cin.Lin. (nabase)” representa os resultados da análise cinemática linear sem a consideração da amplificação da aceleração em altura, “Cin.Lin. (notopo)” os resultados da análise cinemática linear considerando a amplificação da aceleração em

altura, ou seja, a posição efetiva do elemento, e “Cin.nãoLin.” os resultados da análise cinemática não linear.

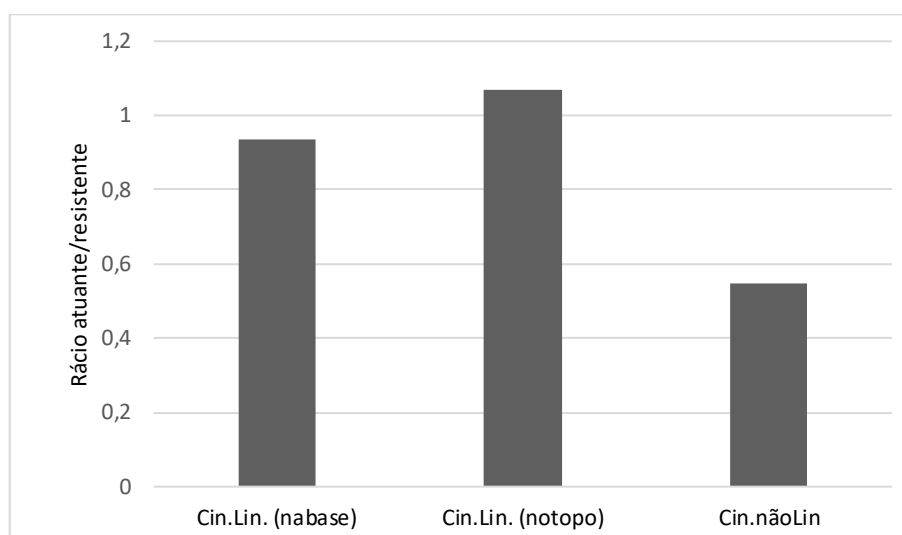


Fig. 4.6 – Comparação dos rácios atuante/resistente

Concluindo, como o mecanismo não cumpre a segurança pela análise cinemática linear, não verifica a segurança ao Estado Limite Último, pois o (NTC-2008, 2008) exige o cumprimento das condições de segurança nos dois métodos em simultâneo.

4.2. ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS

O segundo caso de estudo tomou como ponto de partida a base de dados construída por André Lopes, (Lopes, 2019) no âmbito de um estágio de Verão, no NCREP, em 2019. Esse trabalho partiu da informação relativa a projetos de reabilitação estrutural do NCREP de edifícios antigos do Porto usualmente designados como casas burguesas e compilou a informação geométrica relativa ao conjunto desses edifícios que continham elementos não estruturais.

Resumidamente, a casa típica burguesa do Porto tem como elementos estruturais principais as paredes exteriores de alvenaria de pedra e os pavimentos e coberturas em estrutura de madeira. O comprimento da fachada principal varia, tipicamente, entre os 4,5 e 8,0 m e a sua profundidade entre os 10 e os 20 m. As características estruturais detalhadas da casa burguesa do Porto podem ser encontradas em (Teixeira, 2004).

Para esta base de dados, (Lopes, 2019) considerou como elementos não estruturais os pináculos e as platibandas. As platibandas são elementos muito comuns em edifícios antigos da cidade do Porto; funcionam como um muro, ou guarda-corpos que esconde o telhado, com o objetivo de embelezar a fachada. (Fig. 4.7)



Fig. 4.7 – Elemento de platibanda (GoogleMaps, 2020)

Na análise destes elementos não estruturais, o autor aproximou-os a paralelepípedos com a secção considerada mais crítica, isto é, a que continha a maior relação altura/espessura. Esta simplificação, conservativa, permite considerar que o centro de gravidade dos elementos se encontra no ponto a meia altura e meia espessura do bloco. Por outro lado, como estes blocos estão submetidos apenas à carga estática do seu peso próprio, “W”, facilmente se chega à expressão do coeficiente sísmico que coincide com o inverso do índice de esbelteza, ou seja, com o rácio espessura/altura, tal como se demonstra com o recurso à Fig. 4.8.

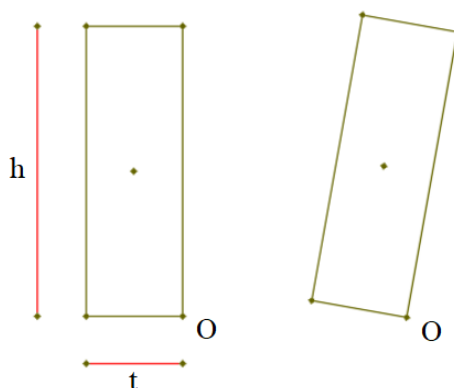


Fig. 4.8 – Esquema da secção transversal

$$M_{resistente} = W * \frac{t}{2}$$

$$M_{derrubador} = \alpha * W * \frac{h}{2}$$

$$\alpha = \frac{W * (\frac{t}{2})}{W * (\frac{h}{2})} = \frac{t}{h}$$

Os 33 edifícios que contêm os 43 elementos não estruturais estão descritos no Quadro 4.5 com a designação utilizada no NCREP. Nesse Quadro 4.5 apresentam-se as dimensões altura da secção transversal do elemento, “h”, e espessura, “t”, e o coeficiente sísmico associado, “t/h”.

Quadro 4.5 – Elementos não estruturais

Designação	Altura	Espessura	Coefficiente sísmico α
	h (m)	t (m)	t/h
Edifício Rua do Bonfim 109	0,77	0,18	0,23
Edifício Barros Lima_EST_(1)	1,00	0,20	0,20
Edifício Barros Lima_EST_(2)	0,60	0,20	0,33
Edifício Barros Lima_EST_(3)	0,60	0,20	0,33
Edifício Rua Luís Cruz	0,72	0,25	0,35
Edifício Ponte Nova	0,65	0,32	0,49
Edifício Foz MCMF	0,78	0,20	0,26
Edifício Álvares Cabral_Floret	0,85	0,20	0,24
Edifício Alves da Veiga 55-65	1,00	0,20	0,20
Edifício Rua de Bolama	0,41	0,19	0,46
Edifício Rua Santa Catarina MCMF_(1)	1,13	0,52	0,46
Edifício Rua Santa Catarina MCMF_(2)	1,92	0,64	0,33
Edifício Rua D. João IV	0,75	0,20	0,27
Avenida Rodrigues de Freitas 197	0,56	0,21	0,38
Edifício Rua Álvares Cabral	1,05	0,22	0,21
Edifício Rua de Camões	0,71	0,26	0,37
Edifício Cineclubes Porto	1,24	0,38	0,31
Edifício Rua Fernandes Tomás	1,73	0,57	0,33
Edifício Rua Mouzinho da Silveira MCMF_(1)	1,30	0,29	0,22
Edifício Rua Mouzinho da Silveira MCMF_(2)	1,05	0,29	0,28
Edifício Rua Mouzinho da Silveira MCMF_(3)	2,99	0,35	0,12
Edifício Rua Nossa Senhora de Fátima_(1)	1,50	0,30	0,20
Edifício Rua Nossa Senhora de Fátima_(2)	1,10	0,30	0,27
Edifício Rua Álvares Cabral 348_(1)	1,01	0,43	0,43
Edifício Rua Álvares Cabral 348_(2)	0,80	0,43	0,54
Edifício Santa Catarina	0,63	0,37	0,59
Edifícios Rua do Almada_ADD	0,59	0,17	0,29
Edifício Rua das Fontainhas 175_179	1,36	0,15	0,11
Edifício Rua Anselmo Braancamp	0,65	0,20	0,31
Edifício Carlos Alberto_63_65_(1)	1,16	0,23	0,20
Edifício Carlos Alberto_63_65_(2)	1,16	0,23	0,20
Edifício Rua da Alegria	0,74	0,20	0,27
Edifício Rua da Torrinha_Granjo	1,00	0,20	0,20
Edifício Rua Alexandre Braga MCMF	1,65	0,20	0,12
Edifício Praça Coronel Pacheco	1,00	0,15	0,15
Edifício Rua Barão São Cosme	1,15	0,20	0,17
São Roque	0,40	0,35	0,88
Edifício Rua Diu	0,82	0,22	0,27
Edifício Rua da Lada	0,70	0,24	0,34
Edifício Largo Almeida Garrett_(1)	0,81	0,18	0,22
Edifício Largo Almeida Garrett_(2)	0,64	0,18	0,28
Edifício Rua Moreira da Assunção	1,20	0,50	0,42
Edifício Rua Ferreira Borges	0,91	0,28	0,31

4.2.1. ANÁLISE CINEMÁTICA LINEAR

Tal como realizado para o exemplo da capela, foi efetuada a verificação de segurança pelo método da análise cinemática linear para os diferentes elementos não estruturais. Os dados para a análise foram retirados do EC-8. A aceleração máxima de referência, “ A_{gr} ”, é a correspondente à zona 1.6 e à zona 2.5, para os sismos tipo 1 e 2, respetivamente.

A classe da estrutura escolhida foi a tipo II, à qual corresponde um coeficiente de importância $\gamma=1,0$, e o tipo de terreno foi o tipo B. A obtenção do parâmetro “S” foi feita com base na norma NA-3.2.2.2(2)P do EC-8. Isto conduziu a um valor $A_{gr}=0,35 \text{ m/s}^2$ para o sismo tipo 1 e $A_{gr}=0,8 \text{ m/s}^2$ para o tipo 2, e a um parâmetro $S=1,35$.

Os Quadros 4.6 e 4.7 apresentam os resultados da análise cinemática linear considerando com e sem a amplificação da aceleração em altura, designados como Base e Topo, respetivamente, para sismos tipo 1 e tipo 2, semelhante ao que se realizou no caso de estudo da capela. De notar que, porque os elementos se encontram todos no topo dos edifícios e apresentam alturas semelhantes, ou seja, os valores de “Z/H” são idênticos, e o coeficiente de comportamento, “q”, é igual a 2 em todos os casos, as acelerações amplificadas em altura são idênticas para todos os edifícios.

Quadro 4.6 – Análise cinemática linear para os sismos tipo 1

Designação	Aceleração resistente	Z/H	Base	Topo	Base	Topo	Base	Topo
			Aceleração atuante	Aceleração atuante	Rácio atuante/resistente	Rácio atuante/resistente		
	(m/s^2)		(m/s^2)	(m/s^2)				
Edifício Rua do Bonfim 109	2,29	0,97	0,47	0,58	0,21	0,25	OK	OK
Edifício Barros Lima (EST)	1,96	0,96	0,47	0,58	0,24	0,29	OK	OK
Edifício Barros Lima (EST)	3,27	0,98	0,47	0,58	0,14	0,18	OK	OK
Edifício Barros Lima (EST)	3,27	0,98	0,47	0,58	0,14	0,18	OK	OK
Edifício Rua Luís Cruz	3,41	0,97	0,47	0,58	0,14	0,17	OK	OK
Edifício Ponte Nova	4,83	0,98	0,47	0,58	0,10	0,12	OK	OK
Edifício Foz (MCMF)	2,52	0,93	0,47	0,57	0,19	0,23	OK	OK
Edifício Álvares Cabral (AF)	2,31	0,97	0,47	0,58	0,20	0,25	OK	OK
Edifício Alves da Veiga 55-65	1,96	0,97	0,47	0,58	0,24	0,30	OK	OK
Edifício Rua de Bolama	4,55	0,98	0,47	0,58	0,10	0,13	OK	OK
Edifício Rua Santa Catarina (MCMF)	4,51	0,97	0,47	0,58	0,10	0,13	OK	OK
Edifício Rua Santa Catarina (MCMF)	3,27	0,94	0,47	0,57	0,14	0,17	OK	OK
Edifício Rua D. João IV	2,62	0,98	0,47	0,58	0,18	0,22	OK	OK
Avenida Rodrigues de Freitas 197	3,68	0,97	0,47	0,58	0,13	0,16	OK	OK

Edifício Rua Álvares Cabral	2,06	0,96	0,47	0,58	0,23	0,28	OK	OK
Edifício Rua de Camões	3,59	0,97	0,47	0,58	0,13	0,16	OK	OK
Edifício Cineclubes Porto	3,01	0,97	0,47	0,58	0,16	0,19	OK	OK
Edifício Rua Fernandes Tomás	3,23	0,95	0,47	0,57	0,15	0,18	OK	OK
Edifício Rua Mouzinho da Silveira (MCMF)	2,19	0,97	0,47	0,58	0,22	0,27	OK	OK
Edifício Rua Mouzinho da Silveira (MCMF)	2,71	0,98	0,47	0,58	0,17	0,22	OK	OK
Edifício Rua Mouzinho da Silveira (MCMF)	1,15	0,94	0,47	0,57	0,41	0,49	OK	OK
Edifício Rua Nossa Senhora de Fátima	1,96	0,90	0,47	0,56	0,24	0,28	OK	OK
Edifício Rua Nossa Senhora de Fátima	2,68	0,93	0,47	0,57	0,18	0,21	OK	OK
Edifício Rua Álvares Cabral 348	4,18	0,97	0,47	0,58	0,11	0,14	OK	OK
Edifício Rua Álvares Cabral 348	5,27	0,97	0,47	0,58	0,09	0,11	OK	OK
Edifício Santa Catarina	5,76	0,98	0,47	0,58	0,08	0,10	OK	OK
Edifícios Rua do Almada (ADD)	2,83	0,98	0,47	0,58	0,17	0,21	OK	OK
Edifício Rua das Fontainhas 175_179	1,08	0,95	0,47	0,57	0,44	0,53	OK	OK
Edifício Rua Anselmo Braancamp	3,02	0,96	0,47	0,58	0,16	0,19	OK	OK
Edifício Carlos Alberto_63_65	1,95	0,97	0,47	0,58	0,24	0,30	OK	OK
Edifício Carlos Alberto_63_65	1,95	0,97	0,47	0,58	0,24	0,30	OK	OK
Edifício Rua da Alegria	2,65	0,97	0,47	0,58	0,18	0,22	OK	OK
Edifício Rua da Torrinha (SG)	1,96	0,96	0,47	0,58	0,24	0,29	OK	OK
Edifício Rua Alexandre Braga (MCMF)	1,19	0,96	0,47	0,58	0,40	0,48	OK	OK
Edifício Praça Coronel Pacheco	1,47	0,97	0,47	0,58	0,32	0,39	OK	OK
Edifício Rua Barão São Cosme	1,71	0,96	0,47	0,58	0,28	0,34	OK	OK
São Roque	8,58	0,97	0,47	0,58	0,06	0,07	OK	OK
Edifício Rua Diu	2,63	0,97	0,47	0,58	0,18	0,22	OK	OK
Edifício Rua da Lada	3,36	0,98	0,47	0,58	0,14	0,17	OK	OK
Edifício Largo Almeida Garrett	2,18	0,98	0,47	0,58	0,22	0,27	OK	OK
Edifício Largo Almeida Garrett	2,76	0,98	0,47	0,58	0,17	0,21	OK	OK
Edifício Rua Moreira da Assunção	4,09	0,93	0,47	0,57	0,12	0,14	OK	OK
Edifício Rua Ferreira Borges	3,02	0,98	0,47	0,58	0,16	0,19	OK	OK

Quadro 4.7 – Análise cinemática linear para os sismos tipo 2

Designação	Aceleração resistente	Z/H	Base		Topo		Base	Topo
			Aceleração atuante	Aceleração atuante	Rácio atuante/resistente	Rácio atuante/resistente		
			(m/s ²)	(m/s ²)				
Edifício Rua do Bonfim 109	2,29	0,97	1,08	1,33	0,47	0,58	OK	OK
Edifício Barros Lima (EST)	1,96	0,96	1,08	1,32	0,55	0,67	OK	OK
Edifício Barros Lima (EST)	3,27	0,98	1,08	1,33	0,33	0,41	OK	OK
Edifício Barros Lima (EST)	3,27	0,98	1,08	1,33	0,33	0,41	OK	OK
Edifício Rua Luís Cruz	3,41	0,97	1,08	1,33	0,32	0,39	OK	OK
Edifício Ponte Nova	4,83	0,98	1,08	1,33	0,22	0,28	OK	OK
Edifício Foz (MCMF)	2,52	0,93	1,08	1,29	0,43	0,51	OK	OK
Edifício Álvares Cabral (AF)	2,31	0,97	1,08	1,33	0,47	0,57	OK	OK
Edifício Alves da Veiga 55-65	1,96	0,97	1,08	1,33	0,55	0,68	OK	OK
Edifício Rua de Bolama	4,55	0,98	1,08	1,33	0,24	0,29	OK	OK
Edifício Rua Santa Catarina (MCMF)	4,51	0,97	1,08	1,32	0,24	0,29	OK	OK
Edifício Rua Santa Catarina (MCMF)	3,27	0,94	1,08	1,30	0,33	0,40	OK	OK
Edifício Rua D. João IV	2,62	0,98	1,08	1,33	0,41	0,51	OK	OK
Avenida Rodrigues de Freitas 197	3,68	0,97	1,08	1,33	0,29	0,36	OK	OK
Edifício Rua Álvares Cabral	2,06	0,96	1,08	1,32	0,53	0,64	OK	OK
Edifício Rua de Camões	3,59	0,97	1,08	1,33	0,30	0,37	OK	OK
Edifício Cineclubes Porto	3,01	0,97	1,08	1,32	0,36	0,44	OK	OK
Edifício Rua Fernandes Tomás	3,23	0,95	1,08	1,31	0,33	0,41	OK	OK
Edifício Rua Mouzinho da Silveira (MCMF)	2,19	0,97	1,08	1,33	0,49	0,61	OK	OK
Edifício Rua Mouzinho da Silveira (MCMF)	2,71	0,98	1,08	1,33	0,40	0,49	OK	OK
Edifício Rua Mouzinho da Silveira (MCMF)	1,15	0,94	1,08	1,30	0,94	1,13	OK	KO
Edifício Rua Nossa Senhora de Fátima	1,96	0,90	1,08	1,27	0,55	0,65	OK	OK
Edifício Rua Nossa Senhora de Fátima	2,68	0,93	1,08	1,29	0,40	0,48	OK	OK
Edifício Rua Álvares Cabral 348	4,18	0,97	1,08	1,32	0,26	0,32	OK	OK
Edifício Rua Álvares Cabral 348	5,27	0,97	1,08	1,33	0,20	0,25	OK	OK

Edifício Santa Catarina	5,76	0,98	1,08	1,33	0,19	0,23	OK	OK
Edifícios Rua do Almada (ADD)	2,83	0,98	1,08	1,33	0,38	0,47	OK	OK
Edifício Rua das Fontainhas 175_179	1,08	0,95	1,08	1,31	1,00	1,21	OK	KO
Edifício Rua Anselmo Braancamp	3,02	0,96	1,08	1,32	0,36	0,44	OK	OK
Edifício Carlos Alberto_63_65	1,95	0,97	1,08	1,33	0,56	0,68	OK	OK
Edifício Carlos Alberto_63_65	1,95	0,97	1,08	1,33	0,56	0,68	OK	OK
Edifício Rua da Alegria	2,65	0,97	1,08	1,33	0,41	0,50	OK	OK
Edifício Rua da Torrinha (SG)	1,96	0,96	1,08	1,32	0,55	0,67	OK	OK
Edifício Rua Alexandre Braga (MCMF)	1,19	0,96	1,08	1,32	0,91	1,11	OK	KO
Edifício Praça Coronel Pacheco	1,47	0,97	1,08	1,32	0,73	0,90	OK	OK
Edifício Rua Barão São Cosme	1,71	0,96	1,08	1,32	0,63	0,77	OK	OK
São Roque	8,58	0,97	1,08	1,33	0,13	0,15	OK	OK
Edifício Rua Diu	2,63	0,97	1,08	1,33	0,41	0,50	OK	OK
Edifício Rua da Lada	3,36	0,98	1,08	1,33	0,32	0,40	OK	OK
Edifício Largo Almeida Garrett	2,18	0,98	1,08	1,33	0,50	0,61	OK	OK
Edifício Largo Almeida Garrett	2,76	0,98	1,08	1,34	0,39	0,48	OK	OK
Edifício Rua Moreira da Assunção	4,09	0,93	1,08	1,30	0,26	0,32	OK	OK
Edifício Rua Ferreira Borges	3,02	0,98	1,08	1,33	0,36	0,44	OK	OK

4.2.2. ANÁLISE CINEMÁTICA NÃO LINEAR

Para a realização da verificação pelo método não linear, o autor deparou-se com a dificuldade de obtenção do período de vibração fundamental da estrutura T_1 , dado não ser possível modelar os 33 edifícios no tempo disponível. Como meio de ultrapassar esta dificuldade, analisou-se detalhadamente a equação (3.7) e a verificação imposta pela análise cinemática não linear.

Esta equação (Fig. 3.7) mostra que se maximizarmos o deslocamento efetivo do bloco e, mesmo assim, a segurança for assegurada, o bloco estará em segurança. Para isso, esboçou-se o gráfico de variação do deslocamento efetivo em função de T_1 , mantendo como constante as características geométricas do bloco, isto é o fator “ Z/H ”, e o valor do período fundamental “ T_s ” do edifício no topo do qual se encontra o bloco. O gráfico da Fig. 4.9 corresponde à hipótese de ambos os valores “ Z/H ” e “ T_s ” serem numericamente iguais a 0,5 e mostra que o deslocamento máximo é obtido quando o bloco e o edifício estão em ressonância, isto é, apresentam o mesmo período fundamental de vibração, $T_s = T_1$.

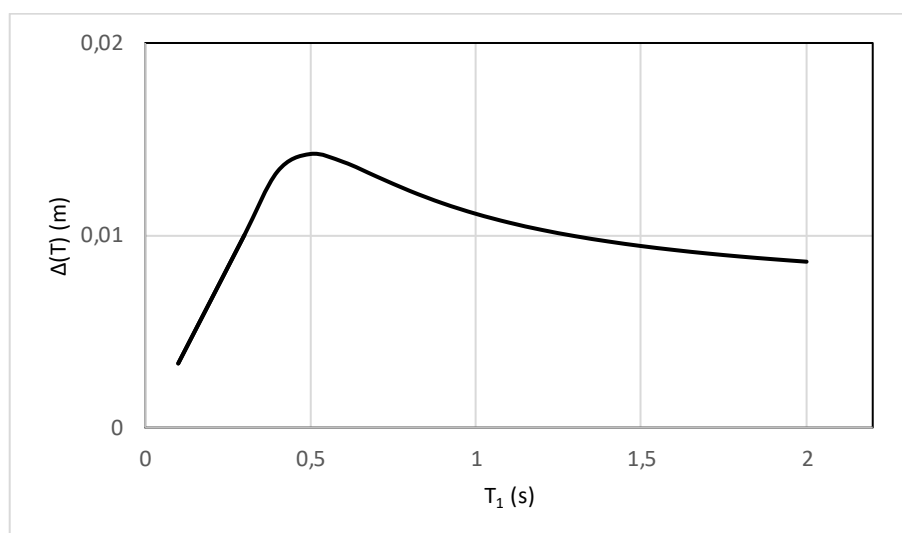


Fig. 4.9 – Curva de variação do período do bloco vs deslocamento do bloco

Por outro lado, o deslocamento último corresponde a $d_u^* = 0,4 * d_0^*$; como nos casos estudados “ d_0^* ” corresponde a metade da espessura, então $d_u^* = 0,2 * t$. Foi então efetuada a verificação para a situação mais gravosa, ou seja, de ressonância, Quadros 4.8 e 4.9, para os sismos tipo 1 e tipo 2, respetivamente.

Quadro 4.8 – Análise cinemática não linear para os sismos tipo 1

Designação	Deslocamento Último	Período	Deslocamento efetivo	Rácio atuante/resistente	
	(m)	(s)	(m)		
Edifício Rua do Bonfim 109	0,036	0,54	0,019	0,53	OK
Edifício Barros Lima (EST)	0,040	0,62	0,025	0,62	OK
Edifício Barros Lima (EST)	0,040	0,48	0,015	0,37	OK
Edifício Barros Lima (EST)	0,040	0,48	0,015	0,37	OK
Edifício Rua Luís Cruz	0,050	0,53	0,018	0,36	OK
Edifício Ponte Nova	0,064	0,50	0,016	0,25	OK
Edifício Foz (MCMF)	0,040	0,55	0,019	0,47	OK
Edifício Álvares Cabral (AF)	0,040	0,57	0,021	0,53	OK
Edifício Alves da Veiga 55-65	0,040	0,62	0,025	0,62	OK
Edifício Rua de Bolama	0,038	0,40	0,010	0,27	OK
Edifício Rua Santa Catarina (MCMF)	0,104	0,66	0,028	0,27	OK

Edifício Rua Santa Catarina (MCMF)	0,128	0,86	0,047	0,37	OK
Edifício Rua D. João IV	0,040	0,54	0,019	0,47	OK
Avenida Rodrigues de Freitas 197	0,042	0,46	0,014	0,33	OK
Edifício Rua Álvares Cabral	0,044	0,63	0,026	0,59	OK
Edifício Rua de Camões	0,052	0,52	0,018	0,34	OK
Edifício Cineclubes Porto	0,076	0,69	0,031	0,40	OK
Edifício Rua Fernandes Tomás	0,114	0,81	0,042	0,37	OK
Edifício Rua Mouzinho da Silveira (MCMF)	0,058	0,71	0,032	0,56	OK
Edifício Rua Mouzinho da Silveira (MCMF)	0,058	0,63	0,026	0,45	OK
Edifício Rua Mouzinho da Silveira (MCMF)	0,070	1,07	0,073	1,04	KO
Edifício Rua Nossa Senhora de Fátima	0,060	0,76	0,036	0,60	OK
Edifício Rua Nossa Senhora de Fátima	0,060	0,65	0,027	0,44	OK
Edifício Rua Álvares Cabral 348	0,086	0,62	0,025	0,29	OK
Edifício Rua Álvares Cabral 348	0,086	0,55	0,020	0,23	OK
Edifício Santa Catarina	0,074	0,49	0,016	0,21	OK
Edifícios Rua do Almada (ADD)	0,034	0,48	0,015	0,43	OK
Edifício Rua das Fontainhas 175_179	0,030	0,72	0,033	1,11	KO
Edifício Rua Anselmo Braancamp	0,040	0,50	0,016	0,40	OK
Edifício Carlos Alberto_63_65	0,046	0,67	0,029	0,63	OK
Edifício Carlos Alberto_63_65	0,046	0,67	0,029	0,63	OK
Edifício Rua da Alegria	0,040	0,53	0,018	0,46	OK
Edifício Rua da Torrinha (SG)	0,040	0,62	0,025	0,62	OK
Edifício Rua Alexandre Braga (MCMF)	0,040	0,80	0,041	1,02	KO
Edifício Praça Coronel Pacheco	0,030	0,62	0,025	0,83	OK
Edifício Rua Barão São Cosme	0,040	0,66	0,028	0,71	OK
São Roque	0,070	0,39	0,010	0,14	OK
Edifício Rua Diu	0,044	0,56	0,020	0,46	OK
Edifício Rua da Lada	0,048	0,52	0,017	0,36	OK
Edifício Largo Almeida Garrett	0,036	0,56	0,020	0,56	OK
Edifício Largo Almeida Garrett	0,036	0,50	0,016	0,44	OK
Edifício Rua Moreira da Assunção	0,100	0,68	0,029	0,29	OK
Edifício Rua Ferreira Borges	0,056	0,59	0,023	0,40	OK

Quadro 4.9 – Análise cinemática não linear para os sismos tipo 2

Designação	Deslocamento Último	Período	Deslocamento efetivo	Rácio atuante/resistente	
	(m)	(s)	(m)		
Edifício Rua do Bonfim 109	0,036	0,54	0,044	1,21	KO
Edifício Barros Lima (EST)	0,040	0,62	0,056	1,41	KO
Edifício Barros Lima (EST)	0,040	0,48	0,034	0,85	OK
Edifício Barros Lima (EST)	0,040	0,48	0,034	0,85	OK
Edifício Rua Luís Cruz	0,050	0,53	0,041	0,82	OK
Edifício Ponte Nova	0,064	0,50	0,037	0,58	OK
Edifício Foz (MCMF)	0,040	0,55	0,043	1,08	KO
Edifício Álvares Cabral (AF)	0,040	0,57	0,048	1,21	KO
Edifício Alves da Veiga 55-65	0,040	0,62	0,057	1,42	KO
Edifício Rua de Bolama	0,038	0,40	0,023	0,62	OK
Edifício Rua Santa Catarina (MCMF)	0,104	0,66	0,064	0,62	OK
Edifício Rua Santa Catarina (MCMF)	0,128	0,86	0,107	0,84	OK
Edifício Rua D. João IV	0,040	0,54	0,043	1,07	KO
Avenida Rodrigues de Freitas 197	0,042	0,46	0,032	0,76	OK
Edifício Rua Álvares Cabral	0,044	0,63	0,059	1,35	KO
Edifício Rua de Camões	0,052	0,52	0,040	0,78	OK
Edifício Cineclubes Porto	0,076	0,69	0,070	0,92	OK
Edifício Rua Fernandes Tomás	0,114	0,81	0,097	0,85	OK
Edifício Rua Mouzinho da Silveira (MCMF)	0,058	0,71	0,074	1,27	KO
Edifício Rua Mouzinho da Silveira (MCMF)	0,058	0,63	0,060	1,03	KO
Edifício Rua Mouzinho da Silveira (MCMF)	0,070	1,07	0,166	2,38	KO
Edifício Rua Nossa Senhora de Fátima	0,060	0,76	0,082	1,36	KO
Edifício Rua Nossa Senhora de Fátima	0,060	0,65	0,061	1,02	KO
Edifício Rua Álvares Cabral 348	0,086	0,62	0,057	0,67	OK
Edifício Rua Álvares Cabral 348	0,086	0,55	0,045	0,53	OK
Edifício Santa Catarina	0,074	0,49	0,036	0,49	OK

Edifícios Rua do Almada (ADD)	0,034	0,48	0,034	0,99	OK
Edifício Rua das Fontainhas 175_179	0,030	0,72	0,076	2,55	KO
Edifício Rua Anselmo Braancamp	0,040	0,50	0,037	0,92	OK
Edifício Carlos Alberto_63_65	0,046	0,67	0,066	1,43	KO
Edifício Carlos Alberto_63_65	0,046	0,67	0,066	1,43	KO
Edifício Rua da Alegria	0,040	0,53	0,042	1,05	KO
Edifício Rua da Torrinha (SG)	0,040	0,62	0,057	1,41	KO
Edifício Rua Alexandre Braga (MCMF)	0,040	0,80	0,093	2,33	KO
Edifício Praça Coronel Pacheco	0,030	0,62	0,057	1,89	KO
Edifício Rua Barão São Cosme	0,040	0,66	0,065	1,62	KO
São Roque	0,070	0,39	0,023	0,32	OK
Edifício Rua Diu	0,044	0,56	0,047	1,06	KO
Edifício Rua da Lada	0,048	0,52	0,040	0,83	OK
Edifício Largo Almeida Garrett	0,036	0,56	0,046	1,28	KO
Edifício Largo Almeida Garrett	0,036	0,50	0,037	1,02	KO
Edifício Rua Moreira da Assunção	0,100	0,68	0,067	0,67	OK
Edifício Rua Ferreira Borges	0,056	0,59	0,052	0,93	OK

4.2.3. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

No que diz respeito ao sismo tipo 1, conclui-se que, em termos estáticos lineares, a esbelteza dos elementos é tal que têm capacidade de resistir às ações sísmicas regulamentares, quer considerando que os blocos se encontravam posicionados junto à base do edifício, quer no topo na sua verdadeira localização, ou seja, considerando a amplificação da aceleração em altura. A elevada segurança destes elementos, confirmada pelos baixos rácios atuante/resistente com apenas um elemento com um rácio superior a 0,5, é consonante com a baixa aceleração de referência dos sismos tipo 1 da região da cidade do Porto.

Relativamente ao sismo de maior intensidade, o sismo tipo 2, concluiu-se que os elementos com inverso de esbelteza inferior a 0,13 não cumprem os requisitos de segurança. Neste caso, a localização do elemento no edifício é relevante pois as análises que consideraram os blocos localizados na base cumpriram, para todos os blocos, os quesitos de segurança. Salienta-se ainda que o aumento da intensidade sísmica não causou um maior incremento de aceleração em altura em percentagem: para os sismos de tipo 1 ocorreu um aumento de cerca de 0,11 m/s² (19%), enquanto para os sismos do tipo 2 ocorreu um aumento de 0,25 m/s² (19%).

A análise cinemática não linear mostrou que, para sismos do tipo 2, apenas os elementos com inversos de índice de esbelteza superior a 0,3 cumpriam os requisitos de segurança. Contudo, salienta-se que se realizou uma abordagem extremamente conservativa, pois está-se a maximizar o deslocamento efetivo considerando que o bloco e o edifício estão em ressonância. Por esta razão, recomenda-se que para os

edifícios onde não se verificam as condições de segurança se efetuam análises numéricas que permitam determinar a frequência principal dos edifícios com movimentos das fachadas (paredes onde se localizam os elementos não estruturais em análise) para fora do seu plano, isto é, na direção do deslocamento que interessa na análise do movimento destes blocos.

Para facilitar a análise e comparação dos resultados dos diferentes métodos, optou-se por agrupar os diferentes elementos em intervalos de inversos de índice de esbelteza. O número de elementos associado a cada intervalo, a seguir referida como classe, está indicado no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Número de elementos por esbelteza

t/h	Número de elementos
$t/h < 0,2$	7
$0,2 \leq t/h < 0,3$	17
$0,3 \leq t/h < 0,4$	11
$0,4 \leq t/h < 0,5$	5
$0,5 \leq t/h < 0,6$	2
$t/h > 0,6$	1

De seguida foram calculadas as médias dos rácios atuante/resistente obtidos por cada método para cada classe. O gráfico da Fig. 4.10 apresenta o resultado para o sismo tipo 1 e o da Fig. 4.11 para o sismo do tipo 2.

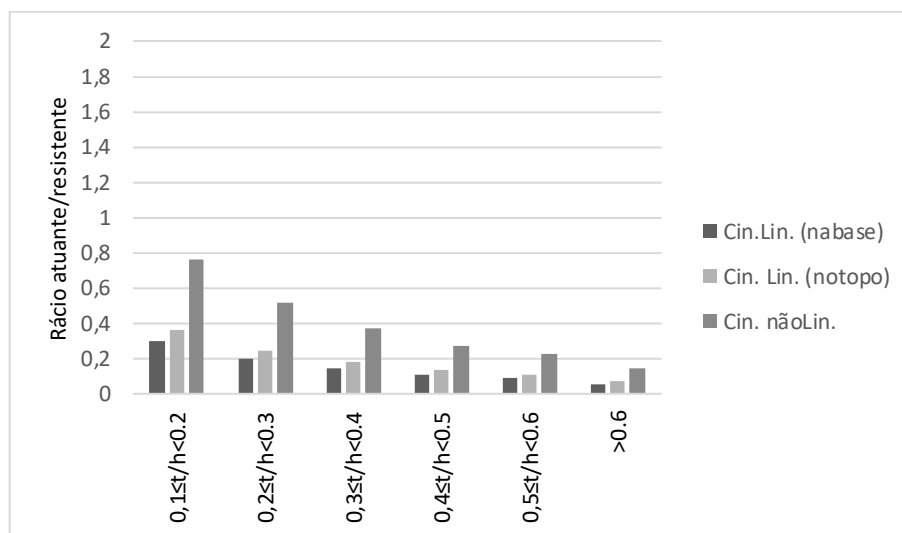


Fig. 4.10 – Comparação de rácios atuante/resistente para os sismos tipo 1

Os gráficos das Fig. 4.10 e 4.11 mostram que, para todos os métodos, os rácios atuante/resistente diminuem com o aumento do inverso do índice de esbelteza. Em termos de amplificação em altura, vemos que, para zonas de baixa vulnerabilidade sísmica, o método linear, em termos absolutos, não aumenta significativamente a aceleração ao nível da base. Em termos percentuais, o aumento da amplificação em altura foi maior no Porto (zona de baixa intensidade sísmica) do que na zona sul do

país (zona de maior intensidade sísmica) para os casos analisados; no Porto, a amplificação em altura foi de cerca de $0,11 \text{ m/s}^2$ (19%) para o sismo do tipo 1 e cerca de $0,25 \text{ m/s}^2$ (19%) para o sismo do tipo 2, contrariamente aos $0,40 \text{ m/s}^2$ (13%) da zona sul.

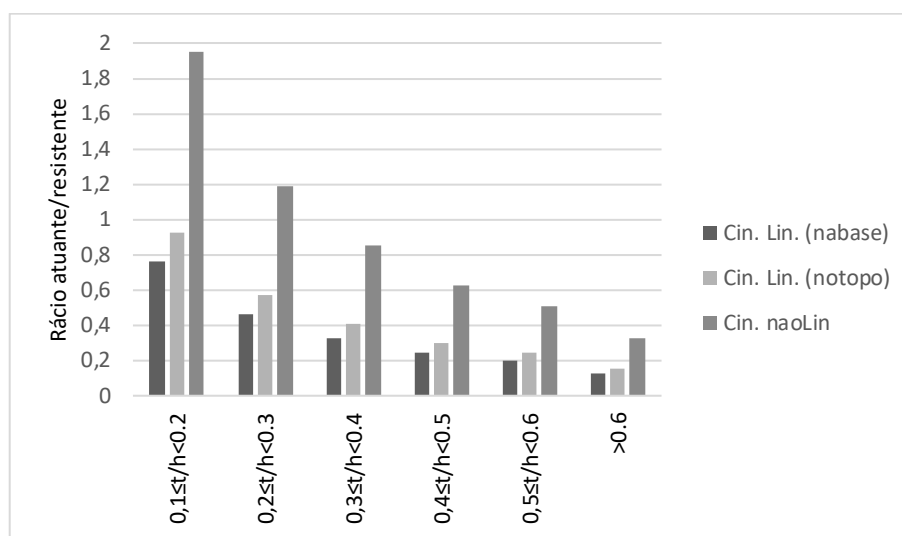


Fig. 4.11 – Comparação de rácios atuante/resistente para os sismos tipo 2

A abordagem em deslocamentos (cinemática não linear) é a que mostra rácios atuante/resistente maiores, situação inversa da que acontece na capela. Este resultado mostra que, embora a abordagem em termos de forças, regra geral, seja mais conservativa, pois considera que o colapso ocorre no momento em que o mecanismo perde o seu equilíbrio estático, nem sempre isso acontece. A abordagem em deslocamentos pode ser mais conservativa do que a abordagem em forças, nomeadamente quando os períodos de vibração fundamental do elemento forem próximos do período de vibração do edifício.

Este exemplo mostra que a análise cinemática não linear é fortemente influenciada pelo efeito de ressonância, que aliás é uma premissa importante da Engenharia Sísmica; idealmente, as construções deveriam ser projetadas para não apresentarem frequências de vibração natural próximas das frequências de maior amplitude das ações sísmicas expectáveis para a zona onde se localizam.

4.2.4. ANÁLISE MODAL

A verificação de segurança pelo método não linear estático foi realizada de forma extremamente conservativa, já que por questões de impossibilidade de tempo disponível para simular todos os edifícios para determinar as frequências de vibração naturais, se considerou que bloco e edifício se encontravam em ressonância. Para se perceber o quão conservativo correspondia esta análise, procurou-se a melhor e mais simples maneira de determinar o período fundamental de vibração dos edifícios em análise (de paredes portantes em alvenaria e pavimentos e cobertura em estrutura de madeira) que envolvesse movimentos para fora do plano da fachada.

Para tal, utilizou-se o programa *Tremuri*® para simular quatro dos edifícios analisados. Estes modelos foram elaborados no âmbito de um trabalho anterior no NCREP (Marchesi, 2019). Os edifícios em questão são os da Rua do Almada, Praça Coronel Pacheco, Rua Barão São Cosme e Rua Alexandre Braga. As características da alvenaria que foram utilizadas estão representadas no Quadro 4.11.

Quadro 4.11 – Características mecânicas das paredes de alvenaria utilizadas nos modelos (Marchesi, 2019)

Density of masonry, ρ (kg/m ³)	2140	-	-	-	2140
Compressive strength, f_m (MPa)	3.22 ^a	4.14 ^a	3.93 ^a	3.16 ^a	4.00
Young's modulus in compression, E (MPa)	1370	1160	1260	1190	1350
Shear modulus, G (MPa)	1.54	-	-	-	150
Tensile strength, f_t	-	-	-	-	0.268
Nonlinear shear deformation parameter, G_c	-	-	-	-	1.50
Softening parameter, β	-	-	-	-	0.15

^a low-bound estimate

Estes edifícios foram então submetidos a análises modais com recurso ao *Tremuri*®. O modo de vibração que foi selecionado, e que interessava à análise, foi o primeiro modo (de frequência mais baixa) que apresentava movimentos da fachada na direção perpendicular ao seu plano e que se encaixava numa das duas seguintes hipóteses:

- as paredes transversais à fachada não apresentarem movimento, existindo apenas a deformação local da fachada para fora do seu plano;
- as paredes transversais movimentarem-se (distorcerem) na direção do seu plano e arrastarem a fachada num movimento de rotação de corpo rígido, ou de torção sobre a base.

4.2.4.1. Resultados

Rua do Almada

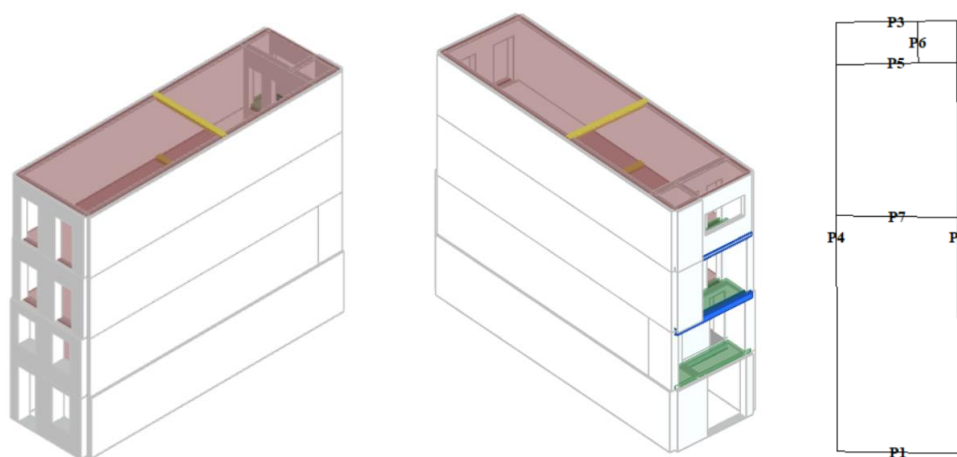


Fig. 4.12 – Modelo Rua do Almada e planta respetiva

Dados: O edifício tem uma área em planta de 5,2 x 17m² e uma altura de 18,19m, dividida em três pisos. As paredes transversais têm uma espessura de 0,75m e as paredes longitudinais de 0,6m para o 1º piso e de 0,4m para os restantes pisos. O bloco em análise situa-se sobre a parede de fachada P1.

Quadro 4.12 – Modos de vibração do edifício da Rua do Almada

Modos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T (s)	2,82	2,64	2,49	2,06	0,64	0,60	0,40	0,35	0,29	0,27
Freq. (Hz)	0,35	0,38	0,40	0,49	1,57	1,68	2,50	2,86	3,48	3,69

A análise da forma dos modos de vibração, Fig. 4.13, permite concluir que os modos 1, 2, 3, 4 e 10 não envolvem o movimento da fachada. Em contrapartida, os modos 5 e 6 envolvem o movimento da fachada na direção do seu plano. Os modos 7, 8 e 9 são os únicos que envolvem o movimento da fachada para fora do seu plano. Foi então escolhido o 7º modo porque, para além de ser o modo de frequência mais baixa com movimento da fachada para fora do seu plano, é o modo em que o edifício se movimenta perpendicularmente à fachada de maneira mais homogénea.

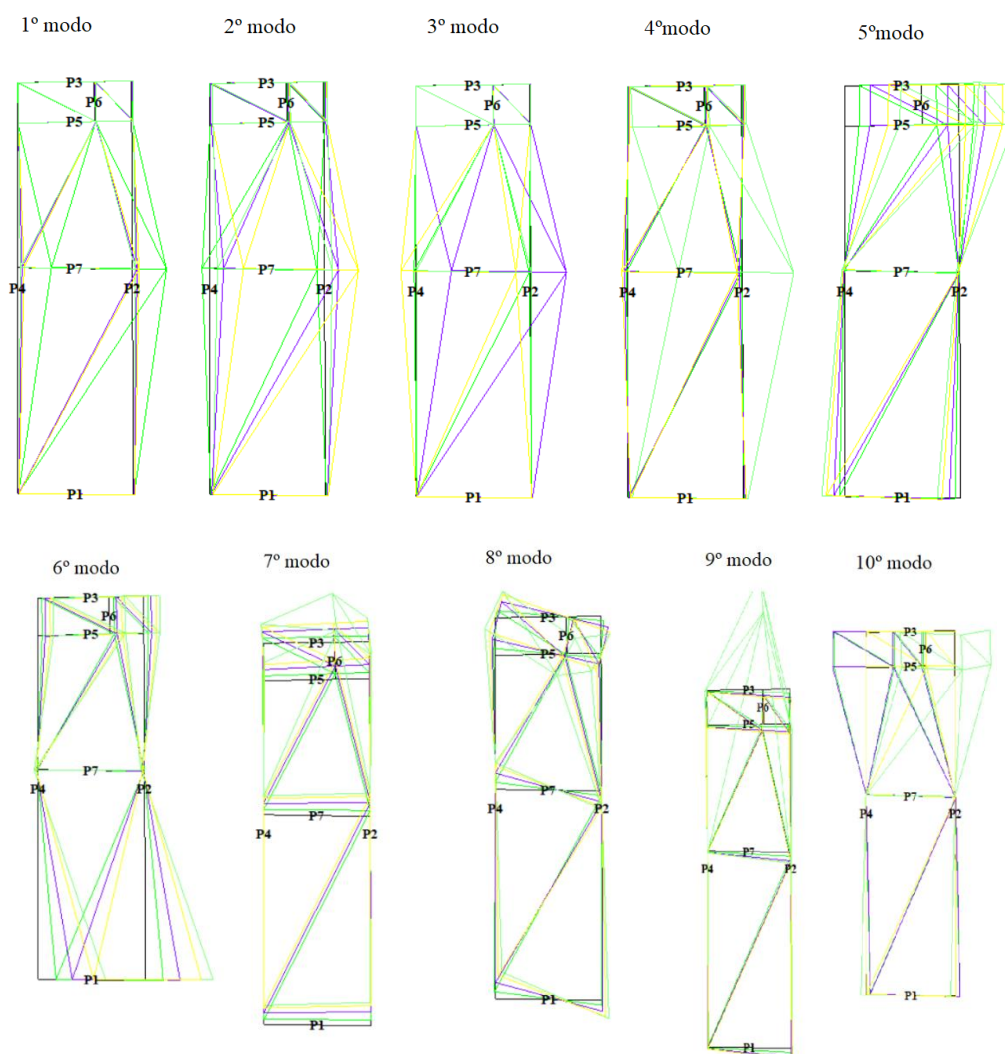


Fig. 4.13 – Vista em planta dos modos de vibração Rua do Almada

Praça Coronel Pacheco

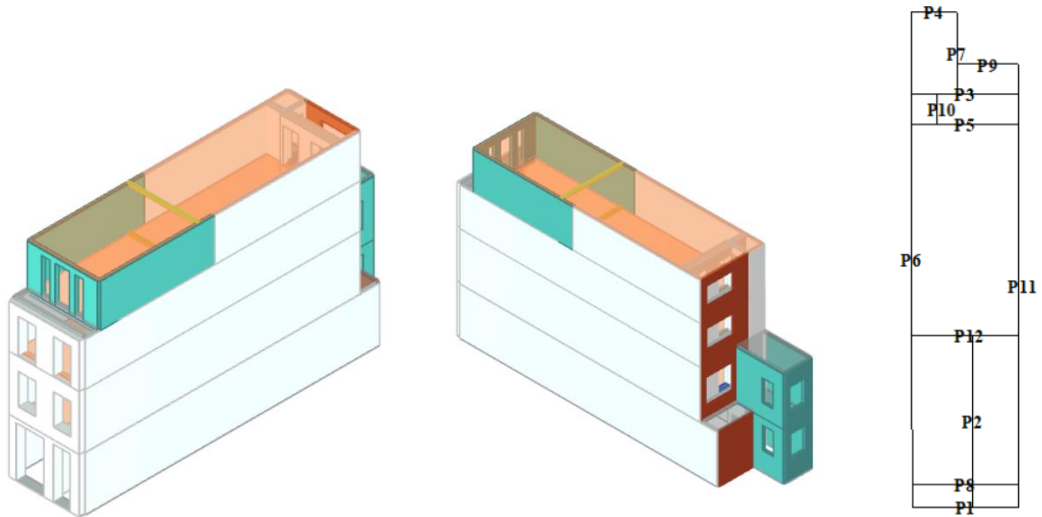
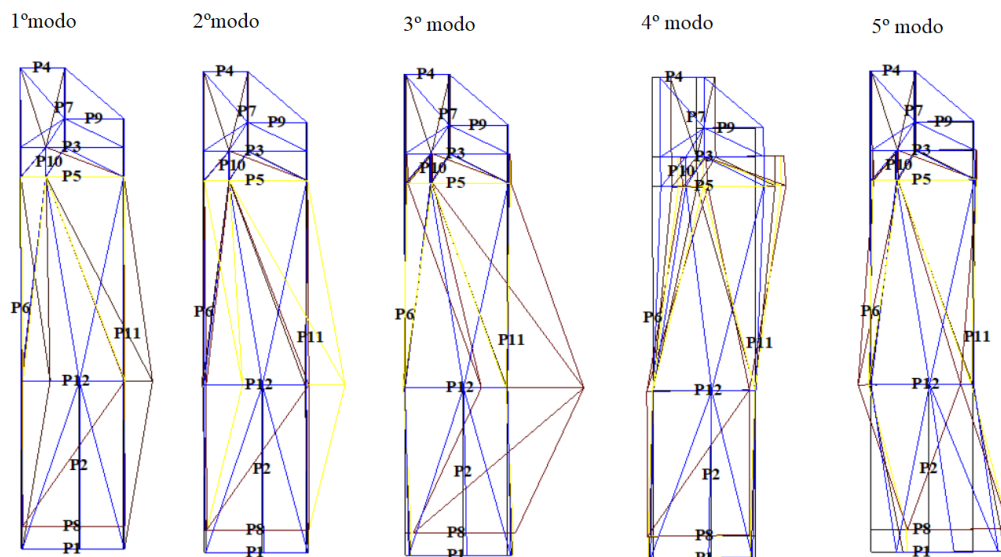


Fig. 4.14 – Modelo Praça Coronel Pacheco e planta respectiva

Dados: O edifício tem uma área em planta de $5,6 \times 26\text{m}^2$ e uma altura de 17m, dividida em quatro pisos. As paredes transversais têm uma espessura de 0,65m e as paredes longitudinais têm uma espessura de 0,2m. O macroelemento situa-se na parede P1.

Quadro 4.13 – Modos de vibração do edifício da Praça Coronel Pacheco

Modos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T (s)	3,09	2,25	1,14	0,71	0,66	0,36	0,34	0,31	0,26	0,25
Freq. (Hz)	0,32	0,45	0,88	1,42	1,53	2,88	2,95	3,28	3,87	4,00



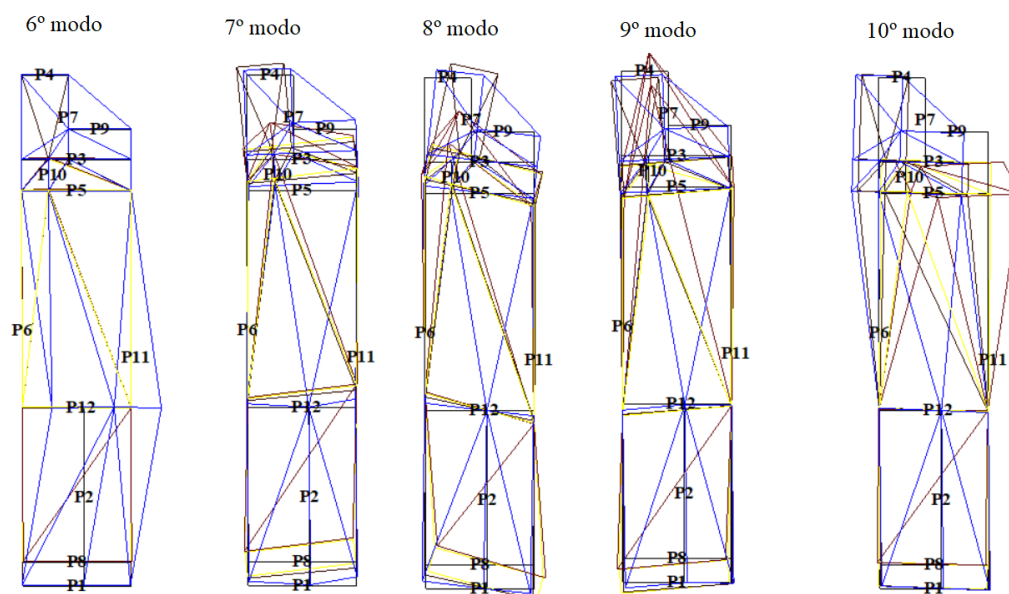


Fig. 4.15 – Vista em planta dos modos de vibração Praça Coronel Pacheco

Seguindo um raciocínio idêntico ao do caso anterior, escolheu-se o modo 7.

Rua Barão São Cosme

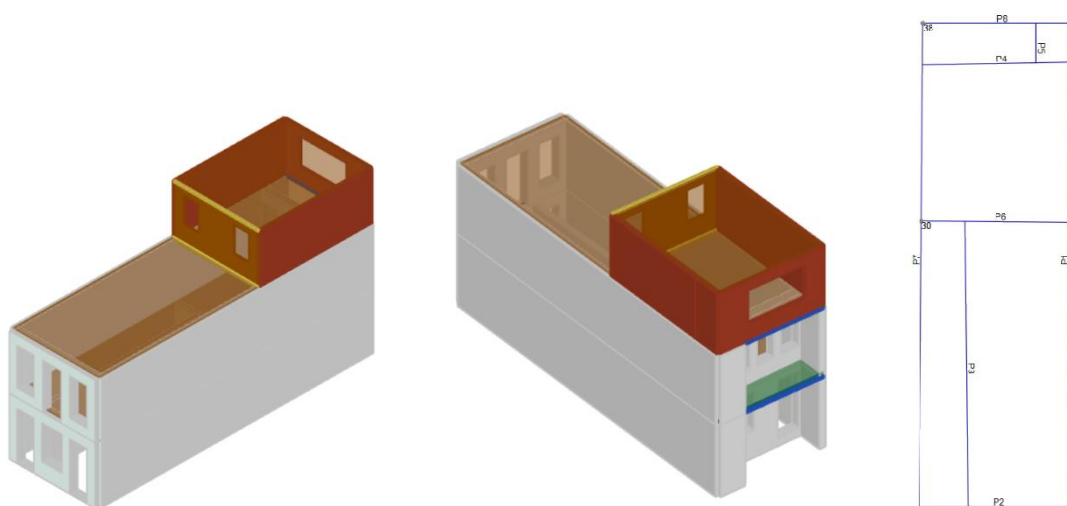
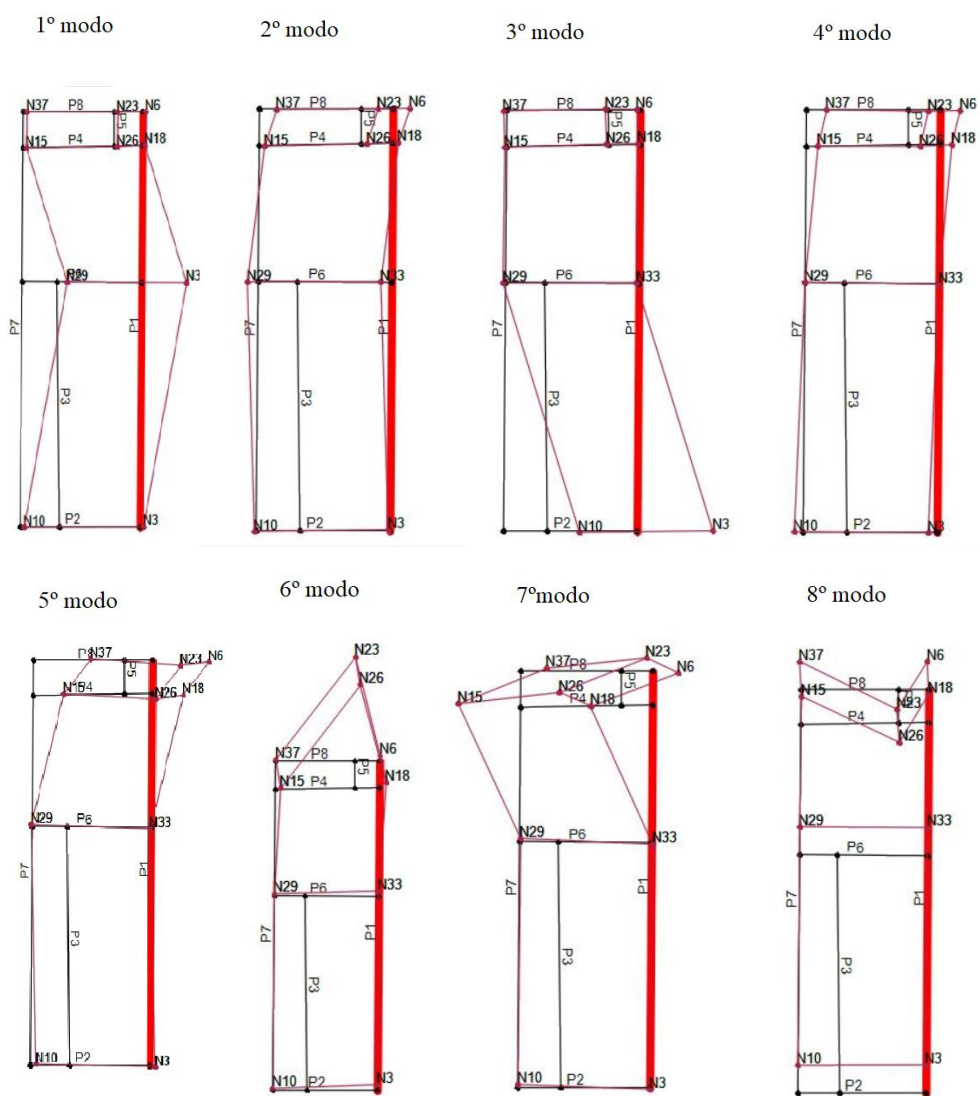


Fig. 4.16 – Modelo Rua Barão São Cosme e planta respetiva

Dados: O edifício tem uma área em planta de $6,36 \times 19,35\text{m}^2$ e uma altura de $13,78\text{m}$, dividida em dois pisos mais um piso recuado. As paredes transversais têm uma espessura de $0,35\text{m}$ e as paredes longitudinais têm uma espessura de $0,55\text{m}$. O macroelemento situa-se na parede P2.

Quadro 4.14 – Modos de vibração do edifício da Rua Barão São Cosme

Modos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T (s)	1,98	0,92	0,60	0,55	0,53	0,41	0,34	0,26	0,25	0,23
Freq. (Hz)	0,51	1,08	1,68	1,83	1,90	2,44	2,97	3,84	3,99	4,26



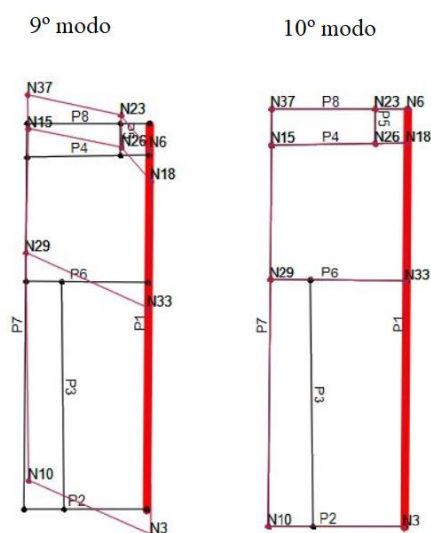


Fig. 4.17 – Vista em planta dos modos de vibração Rua Barão São Cosme

Seguindo um raciocínio idêntico ao dos casos anteriores, escolheu-se o modo 8.

Rua Alexandre Braga

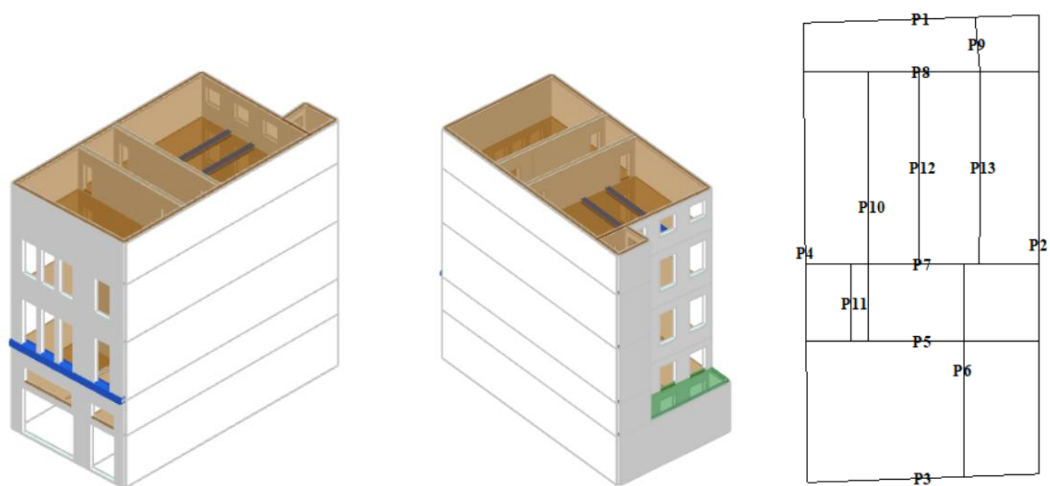


Fig. 4.18 – Modelo Rua Alexandre Braga e planta respetiva

Dados: O edifício tem uma área em planta de $8,78 \times 16,90\text{m}^2$ e uma altura de $20,58\text{m}$, dividida em seis pisos. As paredes transversais têm uma espessura de $0,35\text{m}$ e as paredes longitudinais têm uma espessura de $0,35\text{m}$. O macroelemento situa-se na parede P3.

Quadro 4.15 – Modos de vibração do edifício da Rua Alexandre Braga

Modos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T (s)	1,16	0,89	0,81	0,75	0,71	0,66	0,55	0,52	0,47	0,45
Freq. (Hz)	0,86	1,12	1,24	1,33	1,42	1,51	1,82	1,91	2,13	2,24

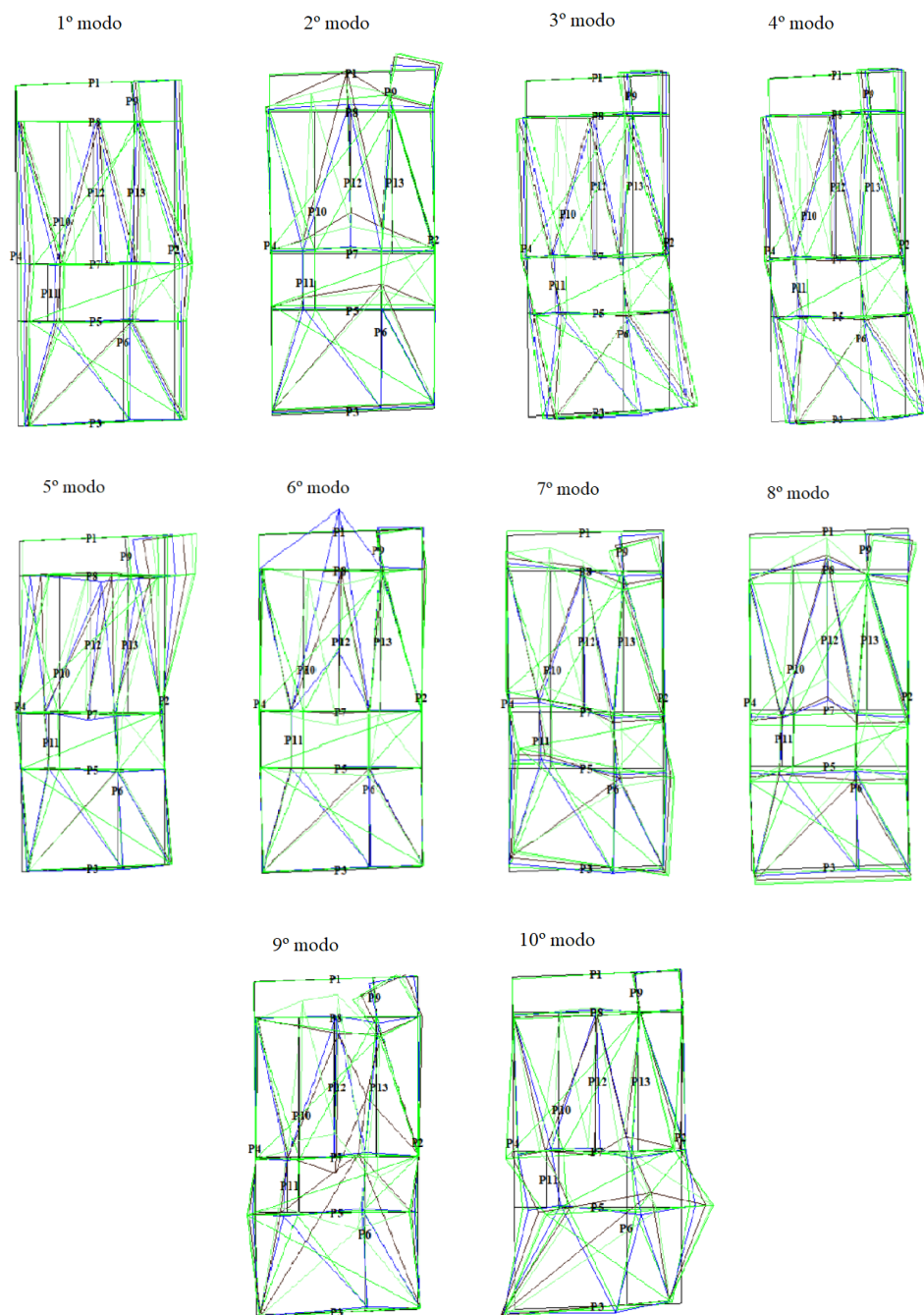


Fig. 4.19 – Vista em planta dos modos de vibração Rua Alexandre Braga

Seguindo um raciocínio idêntico ao dos casos anteriores, escolheu-se o modo 8. Eventualmente, poder-se-ia ter escolhido o modo 7 que apresenta uma frequência de vibração próxima da do modo 8, 1,82Hz contra 1,91Hz.

Como o *Tremuri*® não consegue apanhar o modo de deformação local da fachada para fora do seu plano que, caso ocorra para uma frequência mais baixa que o modo de distorção global do edifício, seria o modo adotado, procurou-se obter a frequência correspondente a esse modo por modelação em elementos finitos. Dado que, para a morfologia dos edifícios estudados, as paredes transversais são substancialmente maiores que as paredes da fachada, o que se traduz numa ligação de elevada rigidez para o movimento da fachada para fora do seu plano, considerou-se a hipótese de calcular o período fundamental de vibração da fachada para fora do seu plano modelando apenas a fachada e substituindo a ligação com as paredes transversais por apoios de translação.

Com base nas dimensões das plantas e alçados disponíveis, exportaram-se os desenhos em *Autocad*®, que continham as dimensões e as aberturas das fachadas, em formato dxf, para o programa de análise estrutural *SAP2000*®. Uma vez exportados os desenhos, foi elaborada uma malha de elementos finitos de casca delgada, que permitiu a atribuição das características mecânicas representadas no Quadro 4.11, e espessura de forma a simular as paredes de alvenaria. Foram então realizadas análises modais para cada uma das fachadas e registado o período do primeiro modo de vibração que, pelas condições de fronteira atribuídas ao modelo, iria corresponder a movimentos para fora do plano. A Fig. 4.20 apresenta esse modo para a fachada do edifício da Rua Barão São Cosme.

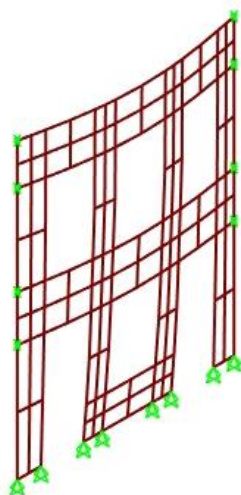


Fig. 4.20 – Fachada modelada em elementos finitos

Quadro 4.16 – Períodos de vibração e frequências fundamentais dos modelos de elementos finitos das fachadas dos 4 edifícios

Edifício	Período de vibração (s)	Frequência de vibração (Hz)
Rua do Almada	0,61	1,64
Praça Coronel Pacheco	0,42	2,38
Rua Barão São Cosme	0,55	1,82
Rua Alexandre Braga	1,02	0,98

Dado que as frequências obtidas se afastavam muita das registadas pelo *Tremuri*®, resolveu-se acrescentar as paredes transversais ao modelo da fachada, também em elementos finitos, de forma a medir a influência destes elementos no movimento da fachada para fora do seu plano, tal como se ilustra na Fig. 4.21. Por forma a eliminar os modos em que a fachada se movimenta no seu plano foram colocados apoios que bloqueiam essa translação ao longo das paredes transversais.

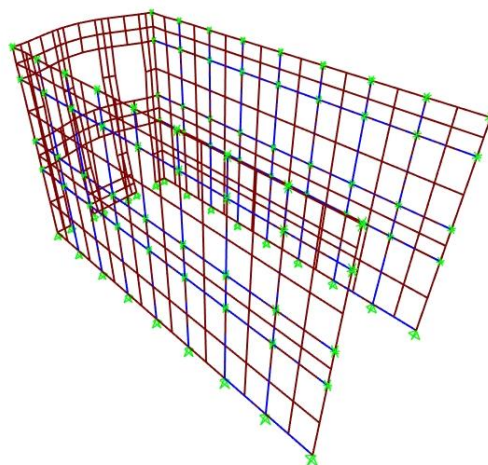


Fig. 4.21 – Fachada com paredes transversais modelada com elementos finitos

Os resultados e os primeiros quatro modos de vibração obtidos pelo modelo fachada+paredes transversais encontram-se esquematizados nas Fig. 4.22 à 4.25 e no Quadro 4.17.

Rua do Almada

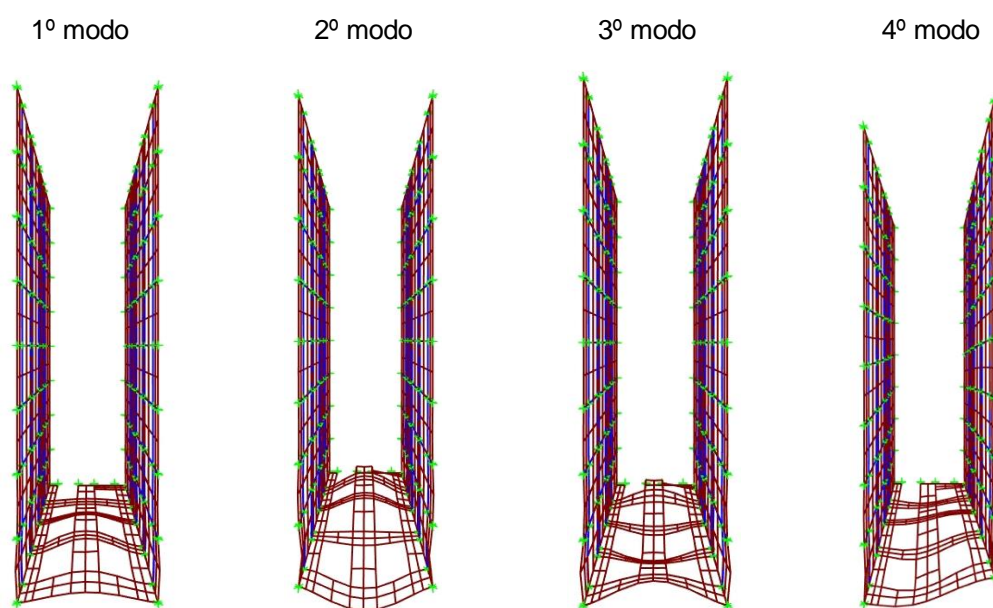


Fig. 4.22 – Vista superior dos modos de vibração do modelo fachadas+paredes do edifício da Rua do Almada

Praça Coronel Pacheco

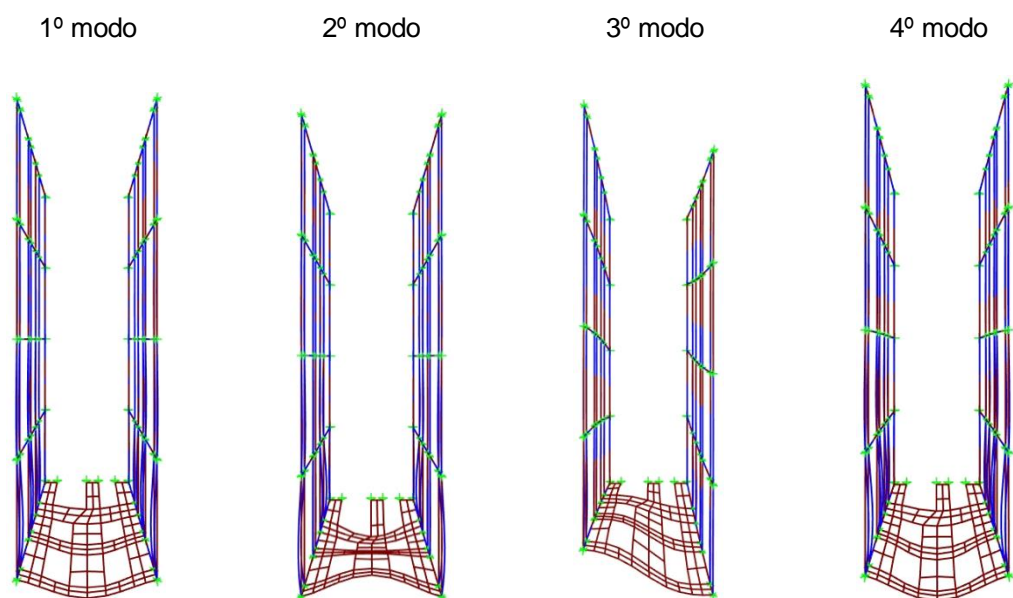


Fig. 4.23 – Vista superior dos modos de vibração do modelo fachadas+paredes da Praça Coronel Pacheco

Rua Barão São Cosme

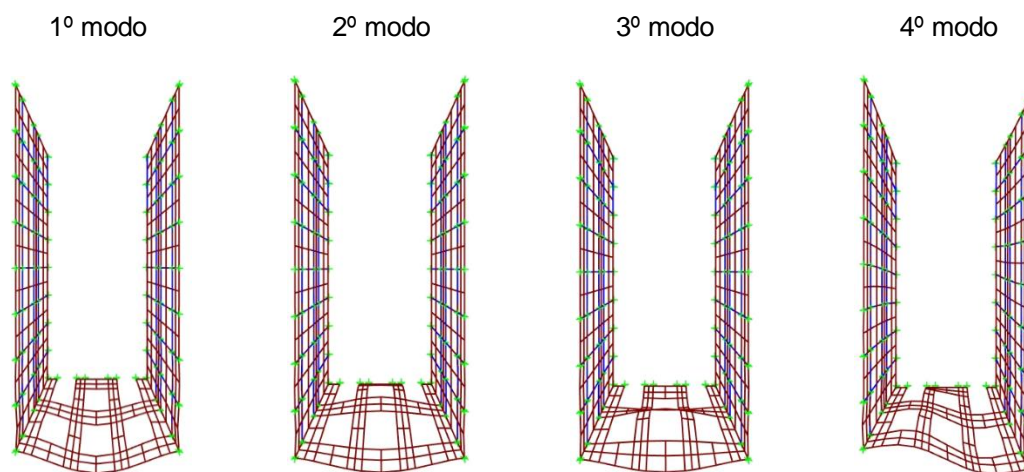


Fig. 4.24 – Vista superior dos modos de vibração do modelo fachadas+paredes da Rua Barão São Cosme

Rua Alexandre Braga

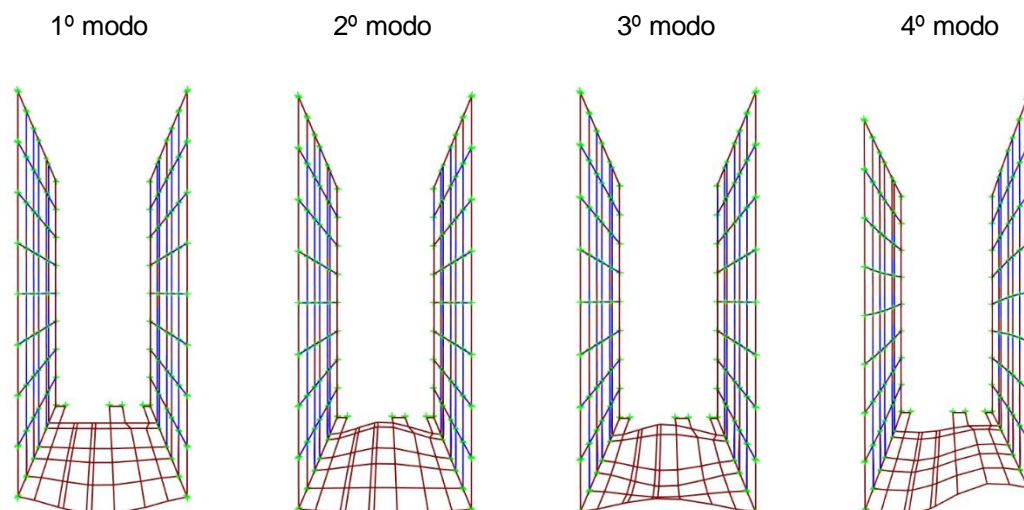


Fig. 4.25 – Vista superior dos modos de vibração do modelo fachadas+paredes da Rua Alexandre Braga

Quadro 4.17 – Períodos de vibração fundamentais dos modelos de elementos finitos do modelo fachada+paredes transversais dos 4 edifícios

	Rua do Almada		Praça Coronel Pacheco		Rua Barão São Cosme		Rua Alexandre Braga	
	T (s)	F (Hz)	T (s)	F (Hz)	T (s)	F (Hz)	T (s)	F (Hz)
1º modo	0,32	3,16	0,24	4,18	0,27	3,64	0,51	1,97
2º modo	0,28	3,53	0,22	4,64	0,24	4,09	0,47	2,12
3º modo	0,27	3,70	0,20	5,08	0,16	6,18	0,40	2,51
4º modo	0,24	4,14	0,19	5,20	0,14	7,04	0,27	3,77

4.2.4.2. Discussão de resultados

Comparando a forma dos 2 primeiros modos de vibração dos modelos fachada+paredes transversais com a dos modelos fachada apenas, observa-se as paredes laterais do primeiro modelo não apresentam movimentos significativos. O movimento das paredes transversais para fora do plano, a acompanhar o movimento da fachada, aparece apenas a partir do 4º modo de vibração (3º modo no caso da Praça Coronel Pacheco), conduzindo a períodos mais baixos do que os obtidos nas análises globais pelo modelo *Tremuri*® para esse mesmo movimento. Nesta análise, os períodos do 1º modo de vibração dos

modelos fachada+paredes transversais são menores do que os do modelo apenas com a fachada, o que significa que este último modelo é mais flexível que o modelo fachada+paredes transversais. Este resultado explica-se pela restrição da rotação dada pelas empenas à fachada na ligação fachada-paredes transversais, que não acontece no modelo em que se considerou a fachada isolada com apoios de translação como simulação dessa ligação.

Sendo as formas dos modos de vibração das fachadas com movimentos para fora do seu plano muito diferentes das obtidas com os modelos mais completos dos edifícios analisados pelo *Tremuri*®, os períodos escolhidos foram os que resultaram da análise global do edifício pelo *Tremuri*®. Nesta decisão, considera-se que esta última análise corresponde a uma melhor simulação das características reais dos edifícios. Alternativamente, poder-se-iam medir essas frequências no local através de acelerómetros e programas de análise apropriados para tratamento da informação.

Os resultados obtidos para as frequências fundamentais de vibração dos edifícios envolvendo o movimento das fachadas para fora do seu plano mostram que as frequências de vibração dos blocos podem ser muito distintas das anteriores, como acontece por exemplo no caso do edifício da Rua Barão São Cosme onde se estimam períodos de vibração para o bloco e para o edifício de 0,27 e 0,66s, respetivamente. Esta discrepância entre os dois períodos mostra que algumas das análises cinemáticas não lineares anteriormente realizadas poderão corresponder a resultados demasiado conservativos, podendo a falta de segurança assinalada nalguns dos elementos analisados por este método não corresponder à situação real. Nos casos analisados, o caso mais próximo da ressonância corresponde ao do caso de estudo da Rua do Almada (Quadro 4.18).

Quadro 4.18 – Período dos edifícios vs período do elemento

	Período do edifício (s)	Período do elemento (s)
Rua do Almada	0,40	0,48
Praça Coronel Pacheco	0,34	0,62
Rua Barão São Cosme	0,27	0,66
Rua Alexandre Braga	0,52	0,80

Após a obtenção de todos os resultados das análises realizadas anteriormente, aplicaram-se fórmulas empíricas de estimativa da frequência natural de edifícios de alvenaria contidas nos códigos italiano (NTC-2008 2008), equação (4.2), e espanhol (NCSE-2002, 2002), equação (4.3) para se perceber qual o resultado que daria se a sua aplicação aos edifícios antigos da cidade do Porto.

$$f(H) = \frac{1}{0.05 * H^{\frac{3}{4}}} \quad (4.2)$$

$$f_1 = \frac{\sqrt{L}}{0.06 * \sqrt{2 * L + H}}, f_2 = 3 * f_1, f_3 = 5 * f_1 \quad (4.3)$$

H – altura do edifício

L – comprimento em planta da direção de oscilação pretendida

Quadro 4.19 – Frequências resultantes da aplicação das fórmulas empíricas

	Freq. NTC 2008 (Hz)	Freq. NCSE 2002 (Hz)
Rua do Almada	2,27	6,40
Praça Coronel Pacheco	2,39	6,59
Rua Barão São Jorge	2,80	10,58
Rua Alexandre Braga	2,07	5,41

Infelizmente, as frequências que resultaram dessas fórmulas e que se apresentam no Quadro 4.19, foram muito distintas das determinadas em todas as análises anteriores com os programas *SAP2000*® e *Tremuri*®. Salienta-se que se trata de expressões bastante simples que consideram apenas parâmetros geométricos dos edifícios e que terão sido determinadas com base em resultados obtidos para tipologias construtivas que poderão ser bastante diferentes das dos edifícios que estamos a considerar. Logo não se recomenda o seu uso no caso dos edifícios antigos do Porto.

Os períodos de vibração para fora-do-plano da fachada, obtidos pelas análises modais, foram então considerados no método de análise cinemática não linear. Os resultados desta análise estão discriminados nos Quadros 4.20 e 4.21 para sismos de tipo 1 e tipo 2, respetivamente.

Quadro 4.20 – Análise cinemática não linear para os sismos tipo 1

Designação	d_0^* (m)	d_u^* (m)	d_s^* (m)	a_s^* (m/s ²)	T_s^* (s)	T_1 (s)	$\Delta(T)$ (m)	Rácio
Rua do Almada	0,085	0,034	0,014	2,37	0,48	0,40	0,014	0,41 OK
Praça Coronel Pacheco	0,075	0,030	0,012	1,23	0,62	0,34	0,015	0,50 OK
Rua Barão São Cosme	0,100	0,040	0,016	1,43	0,66	0,27	0,013	0,33 OK
Rua Alexandre Braga	0,100	0,040	0,016	0,99	0,79	0,52	0,030	0,75 OK

Tal como previsto, ao considerar o período real do edifício, os rácios atuante/resistente diminuíram quando comparado com a situação de ressonância entre o bloco e o edifício. Relativamente ao sismo tipo 1, realça-se a resposta do caso do edifício da Rua Alexandre Braga que anteriormente não verificava a segurança, mas que com o seu período estimado verifica. Nos sismos tipo 2, isto observou-se apenas para o caso do edifício da Rua Barão São Cosme. Esta alteração não foi suficiente para os casos dos edifícios da Rua Alexandre Braga e da Praça Coronel Pacheco que continuam a não verificar segurança. O caso do edifício da Rua do Almada já apresentava segurança em situação de ressonância, pelo que continuou a verificar, contudo com um rácio menor.

Quadro 4.21 – Análise cinemática não linear para os sismos tipo 2

Designação	d_0^* (m)	d_u^* (m)	d_s^* (m)	a_s^* (m/s ²)	T_s^* (s)	T_1 (s)	$\Delta(T)$ (m)	Rácio
Rua do Almada	0,085	0,034	0,014	2,37	0,48	0,40	0,030	0,95 OK
Praça Coronel Pacheco	0,075	0,030	0,012	1,23	0,62	0,34	0,040	1,21 KO
Rua Barão São Cosme	0,100	0,040	0,016	1,43	0,66	0,27	0,030	0,77 OK
Rua Alexandre Braga	0,100	0,040	0,016	0,99	0,79	0,52	0,070	1,78 KO

4.2.5. ANÁLISE DINÂMICAS

Neste capítulo, realizaram-se análises dinâmicas ao elemento não estrutural com o rácio atuante/resistente mais elevado, obtido pela aplicação dos métodos anteriores, ou seja, ao do edifício da Rua Alexandre Braga.

Neste contexto, foram utilizados 8 acelerogramas artificiais do tipo 1 e 8 do tipo 2, gerados numericamente pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), mais concretamente pela Professora Doutora Alexandra Carvalho, de forma a que os espectros médios de cada um dos 2 conjuntos de 8 acelerogramas “coincidisse” com os correspondentes espectros sísmicos da zona do Porto. Os intervalos de tempo (*time steps*) considerados foram de 0,005 segundos. Nos sismos de tipo 1, a aceleração de pico é de 0,4725 m/s² e a sua duração é de quarenta segundos. Nos sismos tipo 2, a aceleração de pico é de 1,08 m/s² e têm uma duração de quinze segundos. A título de exemplo, apresenta-se nas Fig. 4.26 e 4.27 os gráficos de um sismo de cada tipologia.

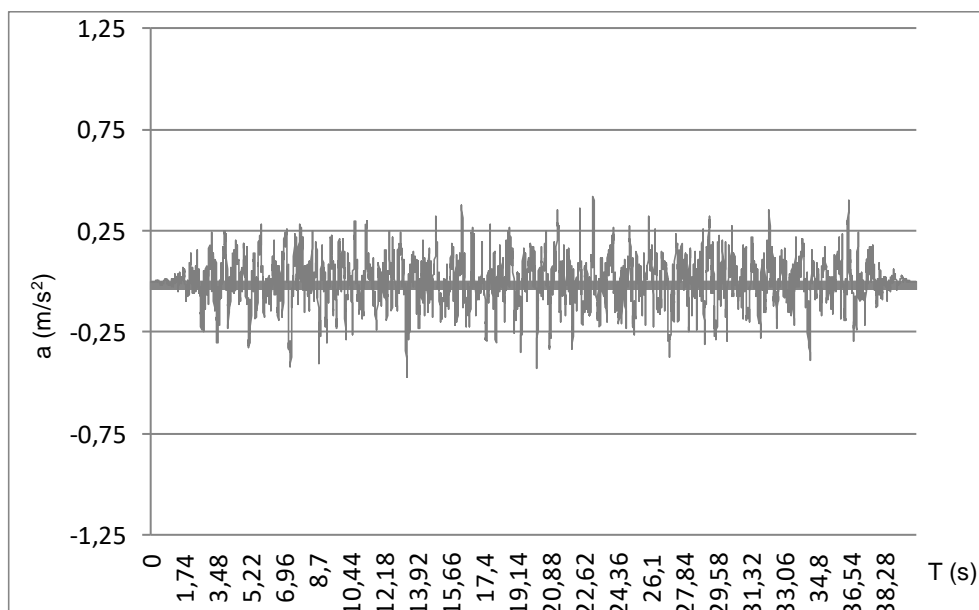


Fig. 4.26 – Exemplo de sismo tipo 1, Série 1

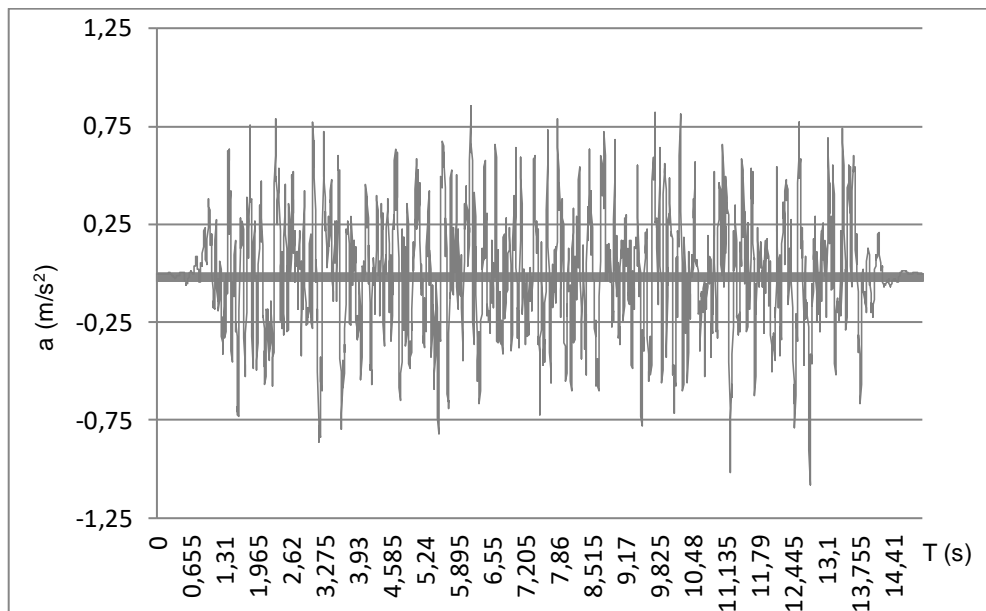


Fig. 4.27 – Exemplo de sismo tipo 2, Série 1

Foram então realizadas análises dinâmicas ao edifício recorrendo ao programa *Tremuri*®, com vista a obter a aceleração do movimento perpendicular à fachada no topo do edifício quando submetido a cada um dos acelerogramas. Esta análise, bastante morosa, permitiu perceber quanto o edifício amplificava em altura as acelerações aplicadas na base. No anexo A são expostos 16 gráficos com os acelerogramas introduzidos na base e os acelerogramas registados no topo, sobrepostos. A título de exemplo, apresenta-se na Fig.4.28 o gráfico de um dos sismos do tipo 2.

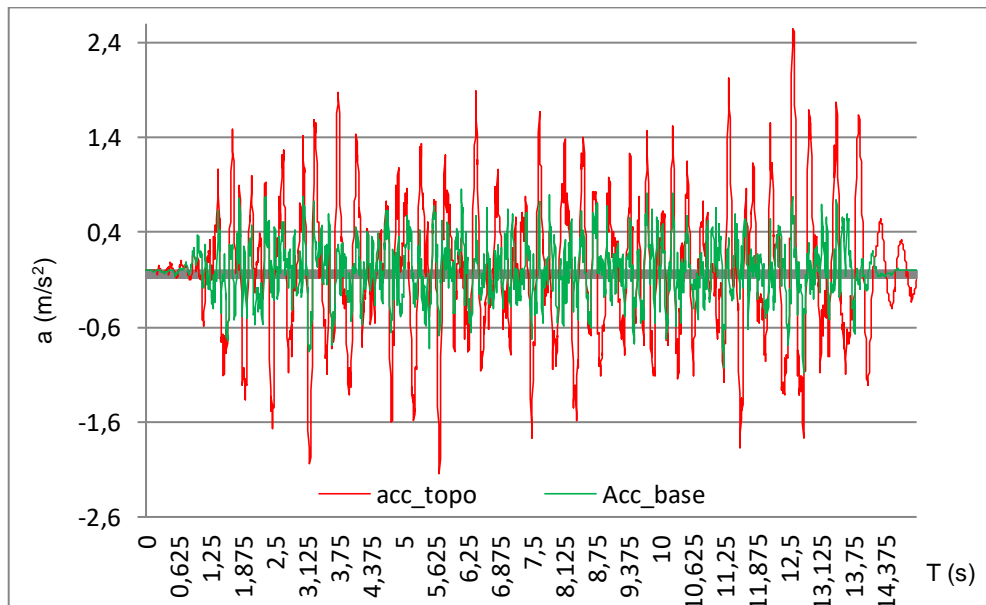


Fig. 4.28 – Acelerograma tipo 2 (Série 1) na base e amplificado em altura

Após a obtenção das acelerações no topo do edifício, que corresponde às acelerações expectáveis na base do bloco rígido, a equação (3.8) foi resolvida com recurso ao programa *Matlab*®, mais concretamente, ao comando ODE que resolve equações diferenciais. Com isto, obtiveram-se as rotações e as velocidades angulares, ao longo do tempo, do elemento não estrutural. No anexo B seguem os resultados desta análise.

O bloco inicia o seu movimento em repouso, ou seja, com rotação do bloco em radianos e velocidade de rotação em rad/s nulas, $\theta=0$ e $\omega_{rot}=0$. Nesta análise considerou-se que a velocidade do bloco após o impacto é afetada pelo coeficiente de restituição, determinado por (Aslam, 1980) e analisado no Capítulo 3, podendo ser calculado com recurso à equação (3.12). Os gráficos provenientes desta análise encontram-se no anexo B e representam a história ao longo do tempo do bloco rígido quando sujeito a cada um dos acelerogramas.

O Quadro 4.22 e 4.23 apresenta os resultados obtidos, nomeadamente a aceleração de pico de cada acelerograma, “acc max”, e a rotação máxima em radianos que o bloco adquiriu, “ θ max”. As designações Base e Topo são as mencionadas anteriormente neste trabalho: a primeiro refere-se à hipótese do bloco receber a aceleração como se estivesse no solo; a segunda à de se encontrar no topo do edifício, ou seja, tem em conta a amplificação da aceleração em altura. Seguidamente, estes mesmos resultados são expressos na forma de gráfico de barras para melhor compreensão, Fig. 4.29 e 4.30

Quadro 4.22 – Movimento do Bloco Rígido no edifício da Rua Alexandre Braga: $t=0,20m$ e $h=1,65m$; Sismo tipo 1

Tipo 1	Base		Topo	
	acc max (m/s ²)	θ max (rad)	acc max (m/s ²)	θ max(rad)
Série 1	0,47	4,77E-4	0,95(+102%)	4,59E-4
Série 2	0,47	4,01E-4	1,09(+132%)	4,40E-4
Série 3	0,47	3,79E-4	1,19(+153%)	1,70E-3
Série 4	0,47	5,37E-4	1,20(+155%)	0,019
Série 5	0,47	3,77E-4	1,07(+128%)	7,78E-4
Série 6	0,47	5,35E-4	1,41(+200%)	0,020
Série 7	0,47	5,39E-4	1,14(+143%)	0,018
Série 8	0,47	1,40E-3	1,15(+145%)	3,90E-4

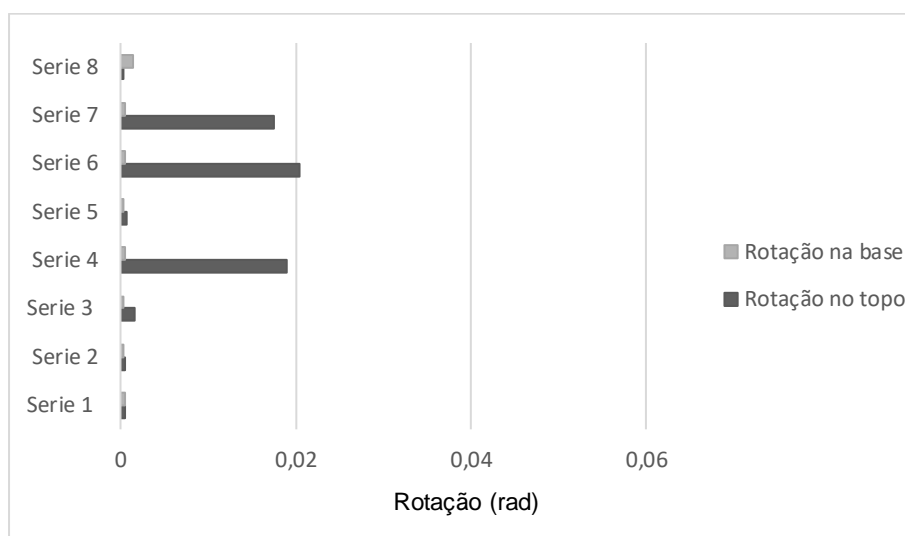


Fig. 4.29 – Rotações para cada série na base e no topo; Sismo tipo 1

Quadro 4.23 – Movimento do Bloco Rígido no edifício da Rua Alexandre Braga: $t=0,20m$ e $h=1,65m$; Sismo tipo 2

Tipo 2	Base		Topo	
	acc max (m/s ²)	θ max (rad)	acc max (m/s ²)	θ max(rad)
Série 1	1,08	0,013	2,55(+136%)	0,036
Série 2	1,08	3,60E-3	2,31(+114%)	0,023
Série 3	1,08	7,80E-4	0,99(-8%)	1,90E-3
Série 4	1,08	7,40E-3	2,66(+146%)	0,031
Série 5	1,08	8,60E-3	2,31(+114%)	0,021
Série 6	1,08	0,017	2,56(+137%)	0,028
Série 7	1,08	0,010	2,53(+134%)	0,027
Série 8	1,08	0,020	2,81(+160%)	0,027

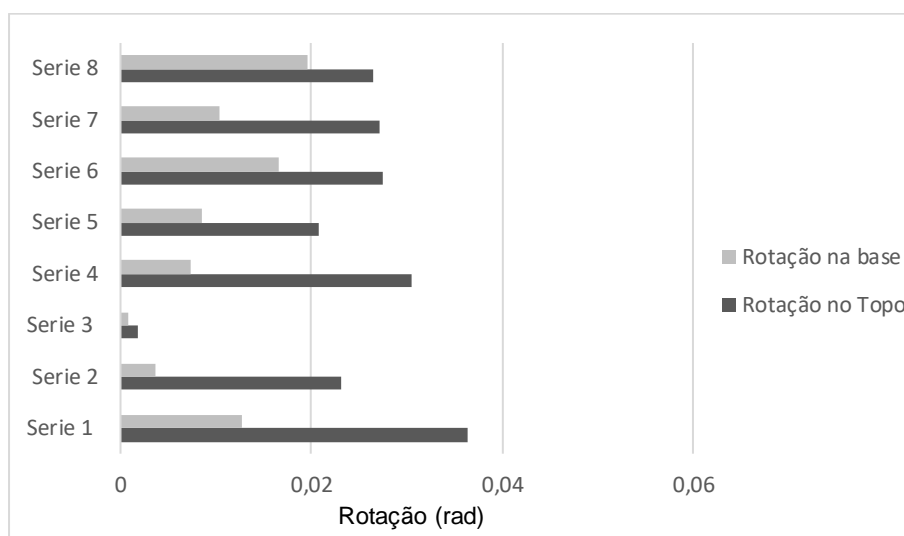


Fig. 4.30 – Rotações para cada série na base e no topo; Sismo tipo 2

Foram então utilizados os acelerogramas registados no topo do edifício obtidos para o edifício da Rua Alexandre Braga como ação dos blocos dos restantes 3 edifícios para os quais se determinou o período de vibração fundamental correspondente ao movimento da fachada para fora do seu plano, como se todos estivessem localizados no topo do edifício da Rua Alexandre Braga. Os resultados estão expressos nos Quadros 4.24 ao 4.26 e em gráficos de barras de forma semelhante à Fig. 4.29, nas Fig. 4.31 à 4.33.

Quadro 4.24 – Movimento do Bloco Rígido no edifício da Praça Coronel Pacheco: $t=0,15m$ e $h=1,00m$

Tipo 2	Base	Topo
	θ max (rad)	θ max (rad)
Serie 1	2,21E-4	0,050
Serie 2	6,90E-3	0,039
Serie 3	5,96E-4	4,94E-5
Serie 4	2,30E-3	0,040
Serie 5	2,42E-5	0,057
Serie 6	2,70E-5	0,469
Serie 7	5,59E-4	0,048
Serie 8	2,67E-5	0,051

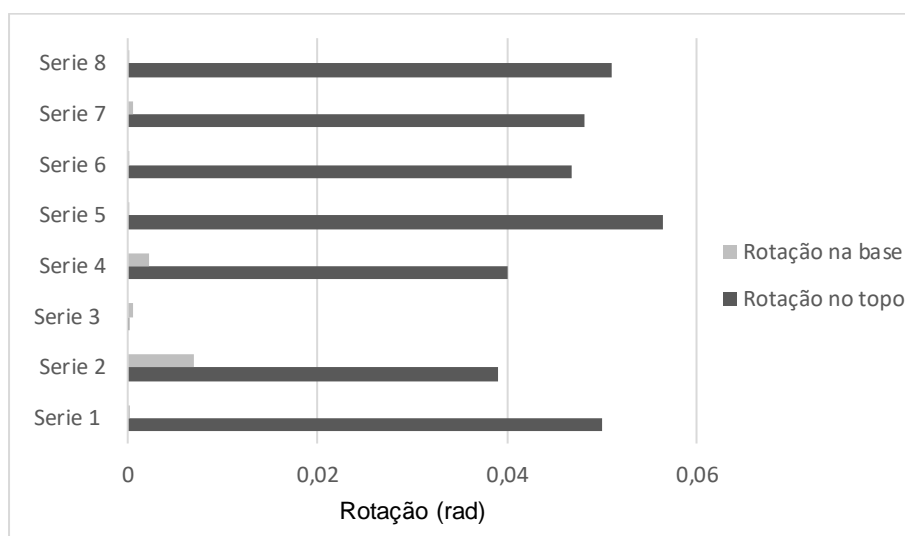


Fig. 4.31 – Rotações para cada série na base e no topo, Praça Coronel Pacheco

Quadro 4.25 – Movimento do Bloco Rígido no edifício da Rua Barão São Cosme: $t=0,20m$ e $h=1,15m$

Tipo 2	Base	Topo
	θ max (rad)	θ max (rad)
Serie 1	2,98E-05	0,034
Serie 2	1,34E-04	0,029
Serie 3	4,22E-04	5,22E-05
Serie 4	4,32E-05	0,045
Serie 5	2,74E-04	0,032
Serie 6	2,72E-05	0,044
Serie 7	3,45E-04	0,040
Serie 8	3,86E-04	0,036

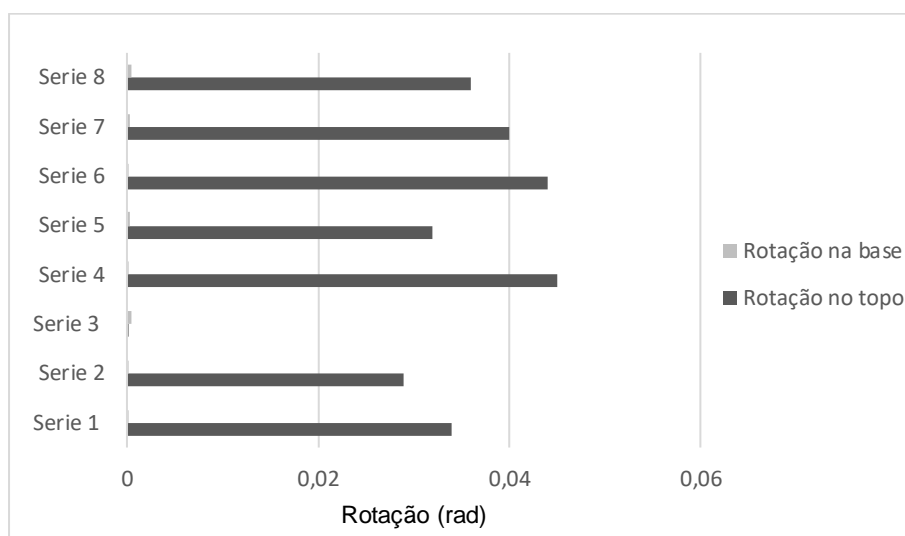


Fig. 4.32 – Rotações para cada série na base e no topo, Rua Barão São Cosme

Quadro 4.26 – Movimento do Bloco Rígido no edifício da Rua do Almada: $t=0,17m$ e $h=0,59m$

Tipo 2	Base	Topo
	θ max (rad)	θ max (rad)
Serie 1	7,38E-05	2,30E-04
Serie 2	7,36E-05	6,97E-05
Serie 3	6,39E-05	7,97E-05
Serie 4	6,54E-05	1,21E-04
Serie 5	6,59E-05	1,01E-04
Serie 6	6,57E-05	1,34E-04
Serie 7	5,38E-05	1,39E-04
Serie 8	7,55E-05	1,47E-04

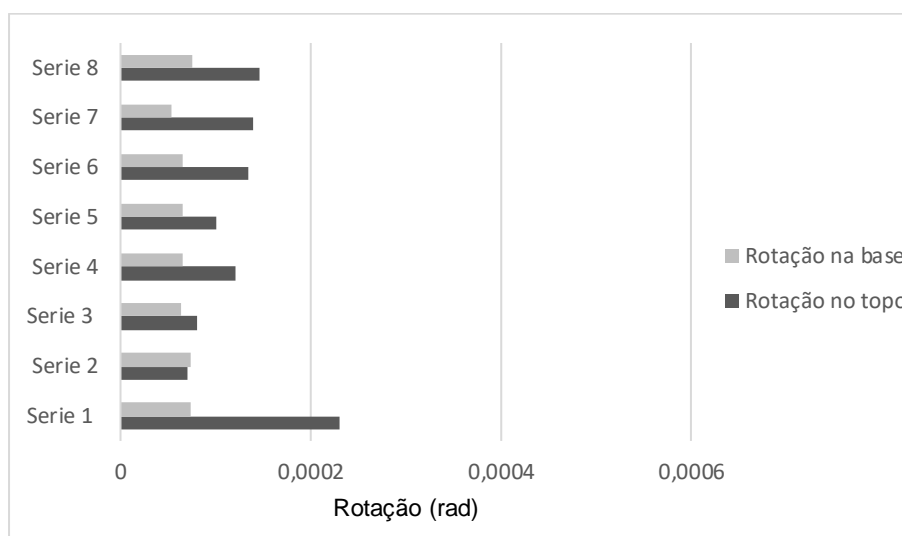


Fig. 4.33 – Rotações para cada série na base e no topo, Rua do Almada (escala 100x maior)

Nesta sequência, comparou-se a rotação máxima de resposta de cada elemento, de entre os 8 sismos aplicados, com a rotação máxima associada ao deslocamento último. Se a rotação proveniente das análises dinâmicas for menor que o deslocamento último do bloco obtido pelo método da análise cinemática não linear, considera-se que o elemento está em segurança. Apresentam-se os resultados no Quadro 4.27. Por se tratar de sismos mais críticos, serão apenas apresentados os resultados para os sismos tipo 2. Os resultados relativos ao sismo tipo 1 seguem em anexo.

Quadro 4.27 – Verificação da segurança para a análise dinâmica

	θ último (rad)	Base		Topo	
		θ max (rad)	Rácio	θ max (rad)	Rácio
Rua do Almada	0,112	7,55E-5	0,00	2,30E-4	0,00
Praça Coronel Pacheco	0,060	6,90E-3	0,12	0,057	0,95
Rua Barão São Cosme	0,070	4,22E-4	0,01	0,045	0,64
Rua Alexandre Braga	0,048	0,020	0,42	0,036	0,76

4.2.5.1. Análise de resultados

Pela análise do Quadro 4.22 e Fig. 4.29 observa-se que, para o sismo tipo 1, não se verificaram rotações máximas significativas a não ser para as séries 4, 6 e 7 do bloco da Rua Alexandre Braga. Efetuaram-se análises nos restantes blocos, não tendo sido obtidas rotações relevantes.

Os resultados expressos nos Quadros 4.23 ao 4.26 e nas Fig. 4.30 à 4.33 confirmam o mencionado no Capítulo 3, de que, sendo as ações sísmicas ações dinâmicas, o que garante a segurança não é a esbelteza, mas sim, o tamanho do bloco. Um bloco mais esbelto, o da Rua Alexandre Braga ($t=0,20$ m e $h=1,65$ m), obteve uma rotação máxima menor que a dos dois blocos menos esbeltos, os blocos dos edifícios da Rua Barão São Cosme ($t=0,20$ m e $h=1,15$ m) e da Praça Coronel Pacheco ($t=0,15$ m e $h=1,00$ m).

No entanto, este resultado não se verifica quando os blocos estão sujeitos às ações sísmicas ocorridas na base dos edifícios, ou seja, sujeitos a ações onde o efeito de filtragem/ amplificação do edifício não é tido em consideração. Nestas análises os blocos mais esbeltos obtiveram maiores rotações Fig. 4.34. De salientar que, em termos de pico, o edifício amplificou as acelerações de alguns acelerogramas na ordem dos 100%, valor muito superior ao obtido nos métodos simplificados, mas, em contrapartida, reduziu as acelerações de outros acelerogramas (Série 3), demonstrando a grande dificuldade na quantificação deste valor.

Estes exemplos mostram que, como referido por (Yim, 1980), um bloco rígido é bastante sensível à forma como a ação sísmica varia ao longo do tempo, e que uma ação sísmica mais intensa não implica necessariamente maiores deslocamentos. Finalmente, a análise do Quadro 4.25 mostra que nenhum dos blocos apresentou rotações acima do seu limite, cumprindo todos as condições de segurança necessárias, isto é, não atingiram o colapso.

Finalmente a análise do Quadro 4.27 mostra que nenhum dos blocos apresentou rotações acima do seu limite, cumprindo todos as condições de segurança necessárias.

No gráfico da Fig. 4.35 apresenta-se uma análise comparativa das diferentes abordagens aplicadas neste trabalho. A análise do gráfico permite concluir que a abordagem dinâmica, considerada mais próxima da situação real, foi, nos casos estudados, menos conservativa que a dos restantes métodos. De igual forma, conclui-se também que a análise cinemática não linear, quando a frequência de vibração do edifício e do elemento estão próximas da situação de ressonância bloco-edifício, pode ser demasiado conservativa. Assim, a abordagem do problema de forma dinâmica obteve resultados menos conservativos, com particular destaque para o bloco da Rua do Almada que praticamente não se deslocou, em total contradição com o elevado rácio atuante/resistente da análise cinemática não linear. Salienta-se também que o EC-8 recomenda que em análises sísmicas com base em acelerogramas o resultado utilizado seja a média das séries e não o máximo como foi o utilizado neste trabalho, logo conclui-se que se podiam ter obtido resultados ainda menos conservativos.

Neste exemplo percebe-se a razão da utilização frequente, em gabinetes de projeto, da abordagem estática linear com base no coeficiente sísmico no tratamento deste problema, pois é um método rápido e de fácil aplicação, que apresenta resultados do lado da segurança. Por outro lado, a abordagem estática não linear é um método menos ágil, dado ser necessária a modelação da estrutura do edifício para se obterem os seus períodos de vibração, de forma a não ter que se assumir a ressonância entre o edifício e o bloco, situação que pode ser irrealista e demasiado gravosa.

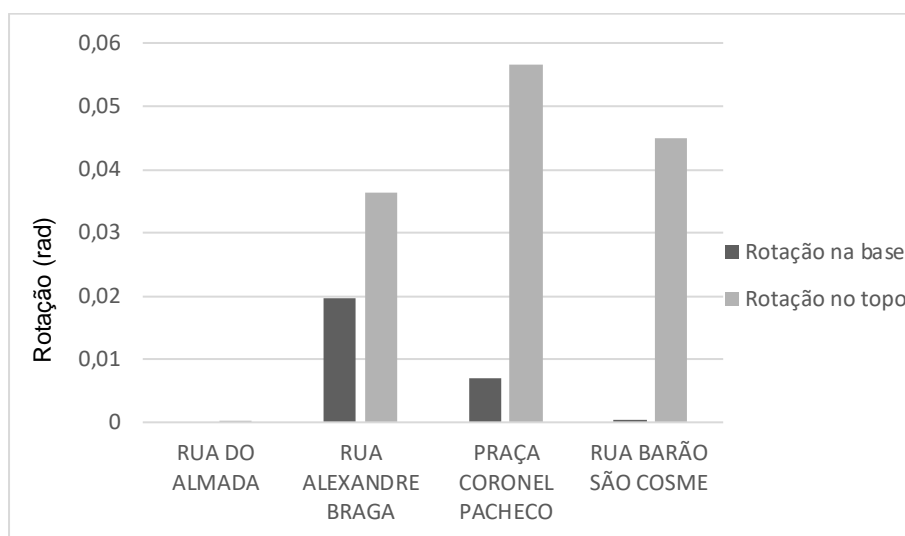


Fig. 4.34 – Rotação da base do bloco vs rotação no topo

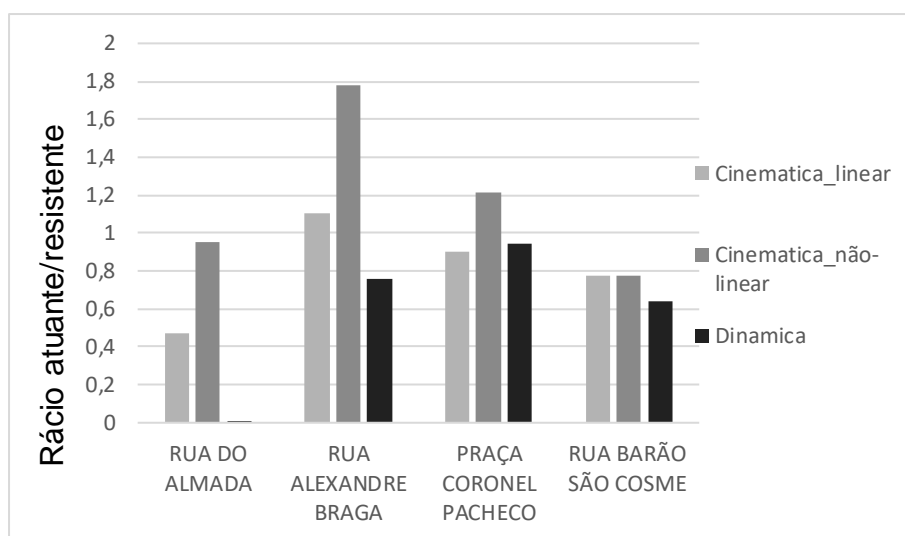


Fig. 4.35 – Comparação de todos os métodos aplicados

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1. CONCLUSÕES

Esta dissertação focou-se na avaliação da segurança sísmica de elementos não estruturais, como platibandas, guarda-corpos, pináculos, no topo dos edifícios, em particular em edifícios antigos em alvenaria de pedra da cidade do Porto. Iniciou-se com uma breve descrição do material alvenaria. Posteriormente, associaram-se elementos não estruturais a blocos rígidos que, ao rodar, formam mecanismos de colapso. Esses mecanismos foram então analisados, começando por métodos mais simples, estáticos, mas por vezes excessivamente conservativos, tal como foi demonstrado, e terminou com a utilização de um método mais complexo, dinâmico mais próximo da situação real, menos conservativo que os anteriores, mas também de aplicação mais morosa.

Os resultados menos conservativos obtidos através das análises dinâmicas, mas mais realistas, mostraram que a utilização dos métodos mais simples não compromete a verificação da segurança estrutural dos elementos não estruturais. Porém, o por vezes excessivo conservadorismo destes métodos pode conduzir a intervenções desnecessárias. O projetista deve julgar cada caso e ponderar os prós e contras quanto ao tempo a dispor e recursos a utilizar, numa análise de custo e benefício, decidindo caso a caso a melhor metodologia a adotar.

Devido ao elevado número de elementos não estruturais estudados pelas abordagens estáticas é possível concluir que platibandas das casas típicas do Porto com um inverso de esbelteza superior a 0,3 se encontram seguras às ações sísmicas, sendo que este é um valor indicativo que necessitará de estudos futuros para melhor validação. Os resultados dos estudos realizados neste trabalho também permitem concluir que quando se analisa um sismo como um problema dinâmico é possível obter uma grande variabilidade de resultados e que a amplificação/filtragem da aceleração do solo por parte do edifício é um parâmetro de difícil quantificação.

Concluindo, este trabalho permitiu ao autor envolver-se no estudo e aplicação de variados conceitos do ramo de estruturas da Engenharia Civil, da estática à dinâmica, aplicados a um material estrutural não lecionado no curso, a alvenaria. Para a sua realização foi também necessário a aquisição de competências no manuseamento de três programas diferentes (*SAP 2000*®, *Tremuri*® e *Matlab*®) para a obtenção de resultados, contribuindo para que este trabalho fosse uma experiência bastante enriquecedora em termos de aprendizagem.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Quanto maior o número de análises e resultados obtidos, mais bem fundamentadas serão as conclusões de qualquer trabalho de investigação. Relativamente ao trabalho aqui realizado, teria sido importante considerar um maior número de diferentes esbeltezas e considerar outras tipologias de edifícios e localizações noutras zonas do país de maior risco sísmico. Para além disso, será importante realizar análises dinâmicas com integração no tempo para outros edifícios, quer no porto, quer localizados noutras regiões do país. Estas análises permitirão obter, por exemplo, curvas de vulnerabilidade para os elementos não estruturais.

Em trabalhos futuros, deverá ainda aplicar-se as abordagens referidas na análise de mecanismos de colapso das fachadas de edifícios de alvenaria no território nacional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves, L. (2010). *Estudo numérico dos efeitos sísmicos fora do plano em paredes de alvenaria de pedra de construções tradicionais*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Aslam, M. *et al.* (1980). *Earthquake rocking response of rigid bodies*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE. 106:377-392.

Autocad. www.autodesk.pt

Bruno, G. (2008). *Sismologia*. https://pt.slideshare.net/locabandoca/sismologia-258274?fbclid=IwAR3yGCDo_uUBkSMBji92no6sFfhiNwklf9Panjx7zy4Im3AJxa3JZNXhFaU. 03/06/2020.

Casapulla, C., *et al.* (2017). *Rocking and kinematic approaches for rigid block analysis of masonry walls: State of the art and recent developments*. Buildings. 7(3): 69

Cimellaro, G. P., *et al.* (2014). *Computational methods, seismic protection, hybrid testing and resilience in earthquake engineering*.

Costa, A. (2010). *A avaliação do comportamento fora-do-plano de paredes de alvenaria*. Conferência Património 2010, janeiro/2010.

Couto, J. (2016). *Análise comparativa de diferentes métodos de avaliação da resposta sísmica de edifícios*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

D'Ayala, D., Speranza, E. (2003). *Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings*. Earthquake Spectra, 01/08/2003. 19(3): 479-509

Doherty, K., *et al.* (2002). *Displacement based analysis for out-of-plane bending of seismically loaded unreinforced masonry walls*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 31(4): 833–50.

Ferreira, T. (2009). *Avaliação da vulnerabilidade sísmica das paredes de fachada de edifícios em alvenaria*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro.

Ferreira, T. *et al.* (2015). *Analysis of the Out-Of-Plane Seismic Behavior of Unreinforced Masonry: A Literature Review*. International Journal of Architectural Heritage, 9(8): 949-972

Ferretti, D. (2011). *Edifici in muratura – Analisi Cinematica Lineare*. http://www.risknet-alcotra.org/rna/allegati/2-dic-ferretti-3-analisi-cinematica-lineare_747.pdf?fbclid=IwAR0qXgqmdq11AU5bxowpc351_VXD3-Ry0ptZbuk7tPqYYU-TnZedEhIm-Zo. 02/04/2020.

Ferretti, D. (2011). *Edifici in muratura – Analisi Cinematica Non Lineare*. http://www.risknet-alcotra.org/rna/allegati/2-dic-ferretti-4-analisi-cinematica-non-lineare_748.pdf?fbclid=IwAR317uf67EEFIISofyEksABqxxbCCEe4LcgZpO3jsUiUwOy5ZpC6Ki5s8T8. 02/04/2020.

Freitas, A. (2016). *Reforços de paredes portantes de alvenaria de pedra para melhoria do desempenho para ações fora do plano. Aplicação e avaliação experimental*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Giordano, A., et al. (2008). *Displacement requirement in the nonlinear kinematic procedure for masonry structures*. Structural Analysis of Historic Construction.

Giovinazzi, S. et al. (2006). *Displacement Capacity of Ancient Structures through Non-Linear Kinematic and Dynamic Analyses*. Structural Analysis of Historical Constructions.

Giuffrè, A. 1990. *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*. Rome, Italy: Kappa.

Gomes, P. (2013). *Modelação de estruturas de alvenaria por intermédio do método dos elementos discretos*. Dissertação de Mestrado, IST.

Heyman, J. (1966). *The stone skeleton*. International Journal of Solids and Structures. 2(2): 249–256.

Heyman, J. (1982). *The masonry arch*. West Sussex, UK.

Ilharco, T. (2020). *Projecto de Execução para o reforço estrutural – 2ª fase – Estabilidade – Memória Descritiva*.

Lagomarsino S., et al. (2013) *TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings*. Engineering Structures. 56: 1787-1799

Livesley, R. K. 1978. *Limit analysis of structures formed with rigid blocks*. International Journal for Numerical Methods in Engineering 12(12): 1853–1871.

Lopes, A. (2019). *Caracterização geométrica de elementos não estruturais em edifícios típicos da cidade do Porto*. Relatório de estágio de Verão.

Makris, N. (1999). *Rocking Response of Rigid Blocks Under Near-Source Motions*. Géotechnique. 50(3)

Marchesi, B. (2019). *Seismic assessment of old stone masonry buildings typical of Porto in the original and post-retrofit state*. MSc, Earthquake Engineering, IUSS - Scuola Universitaria Superiore Pavia.

MATLAB and Simulink for Technical Computing. <http://www.mathworks.com/>

Microsoft Excel

Millani, G. (2016). *Verifiche del cinematismi locali nelle strutture in muratura: teoria ed esempi pratici*. https://www.2si.it/wp-content/uploads/2019/01/20160703_Milani_Cinematismi.pdf?fbclid=IwAR3ILWo7qIKBQptY_itWwVPzITHBHP62YdH7DUSQGsQIVMytRU3WH2Sapd0. 15/04/2020.

NCSE (2002). *Norma Construcción Sismorresistente*

NTC (2008). *Norme tecniche per le costruzioni*.

Penna A., *et al.* (2014). *A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 43(2): 159-179.

Quelhas, B. (2008). *Aplicação de um modelo de dano contínuo na modelação de estruturas de alvenaria de pedra: Igreja de Gondomar: um caso de estudo*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Resemini, S. (2004). *Edifici esistenti in muratura: esempio di verifica sismica su un caso studio*. http://www.dicat.unige.it/costruzioni_in_zona_sismica/2008-lezione%2016_muratura_C.pdf?fbclid=IwAR3fVkh8PsbSSqlw1n1bj2Qdu3NfNf2qIhLnng4apHpz8ZSx_2tfyVGJNC4. 05/04/2020.

Restrepo-Vélez, L. F. (2004). *Seismic risk of unreinforced masonry buildings. Individual Study*. Pavia, Italy: Rose School, University of Pavia.

Rocha, J. (2019). *Análise da vulnerabilidade sísmica de construções antigas do Porto*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

SAP2000 – *Structural Analysis Professional*

Teixeira, J. (2004). *Descrição do Sistema Construtivo da Casa Burguesa do Porto entre os Séculos XVII e XIX. Contributo para uma história da construção arquitectónica em Portugal*. FAUP.

TREMURI – *Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings*

www.google.pt/maps

www.wikipedia.org.

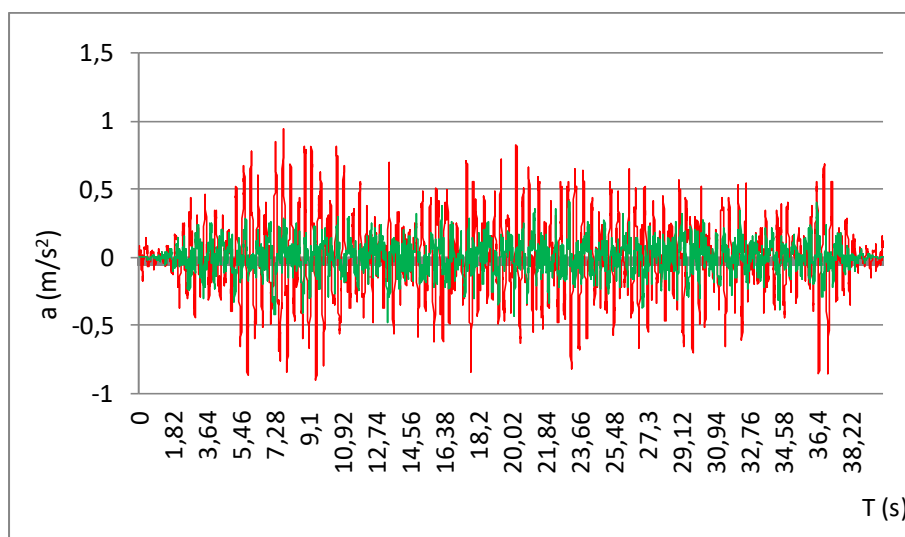
https://en.wikipedia.org/wiki/2020_Zagreb_earthquake?fbclid=IwAR3lLWo7qlKBQptY_itWwVPzITHBHP62YdH7DUSQGsQIVMytRU3WH2Sapd0. 05/05/2020.

Yim, C. K., *et al.* (1980). *Rocking response of rigid blocks to earthquakes*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 8:565-587.

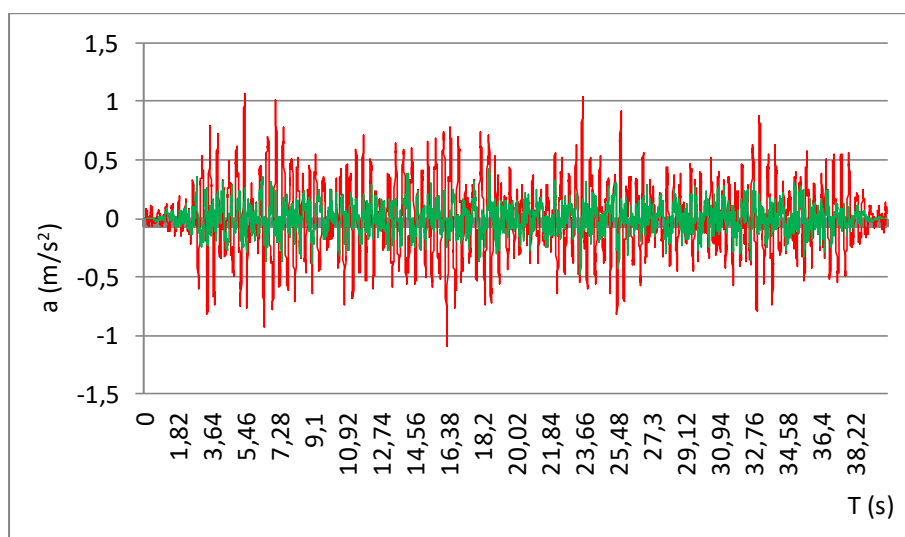
ANEXOS

ANEXO A

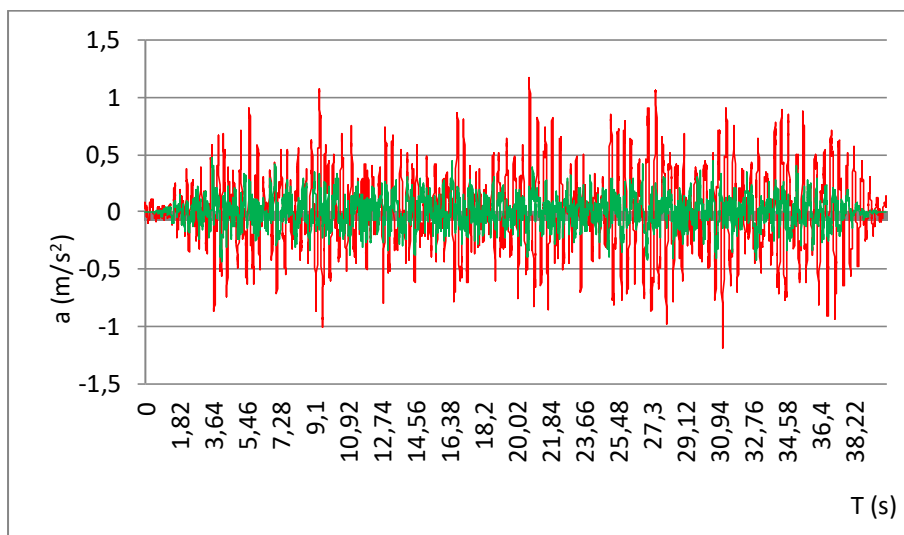
Neste anexo apresentam-se os gráficos com as acelerações na base (curva a verde) e as acelerações no topo dos edifícios (curva a vermelho) sobrepostas para todos os acelerogramas considerados.



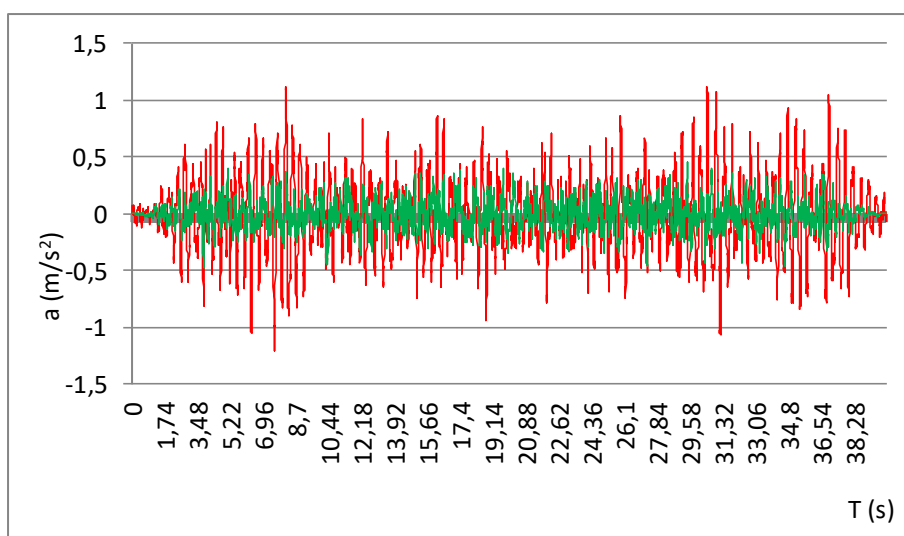
Acelerograma tipo 1, Série 1 na base e amplificada em altura



Acelerograma tipo 1, Série 2 na base e amplificada em altura



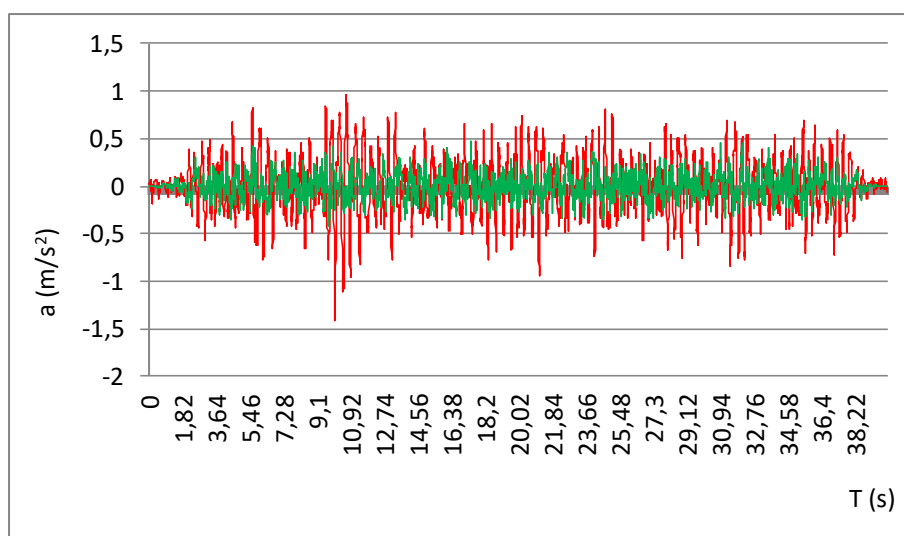
Acelerograma tipo 1, Série 3 na base e amplificada em altura



Acelerograma tipo 1, Série 4 na base e amplificada em altura



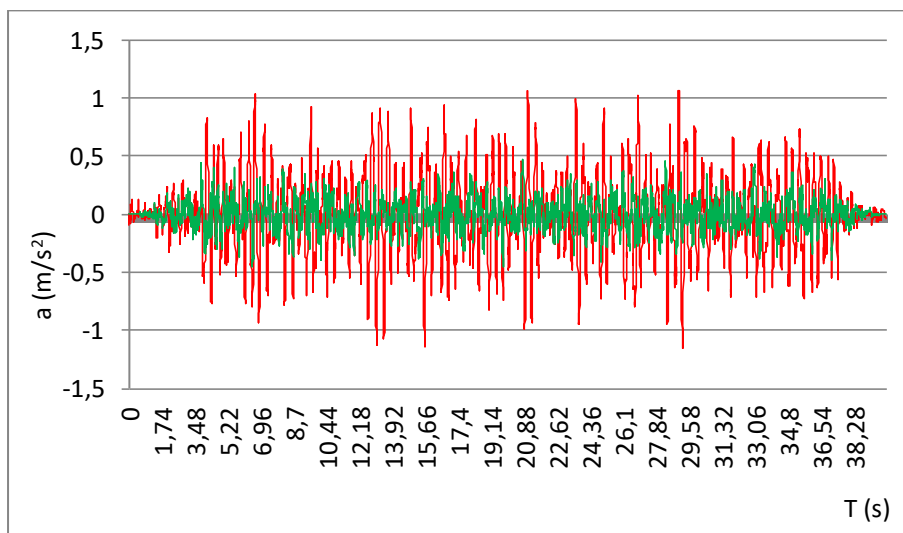
Acclerograma tipo 1, Série 5 na base e amplificada em altura



Acclerograma tipo 1, Série 6 na base e amplificada em altura



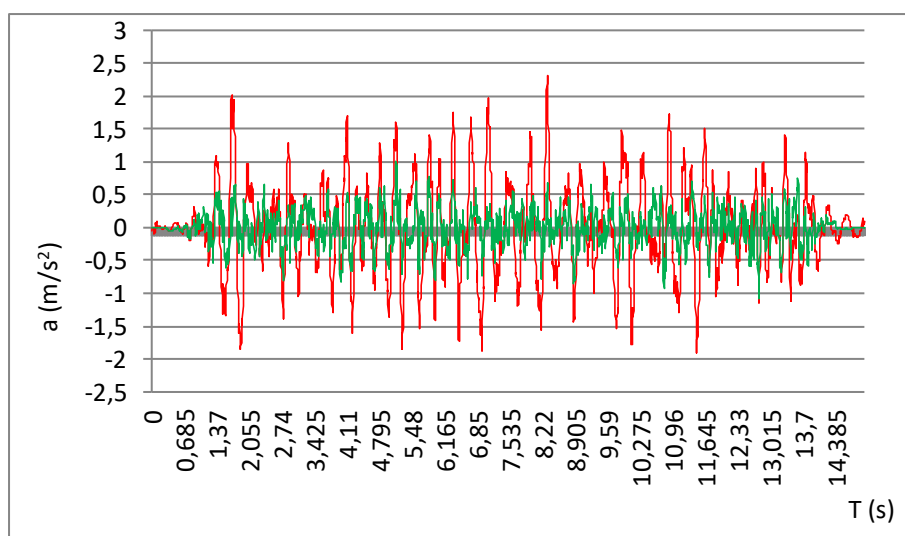
Acelerograma tipo 1, Série 7 na base e amplificada em altura



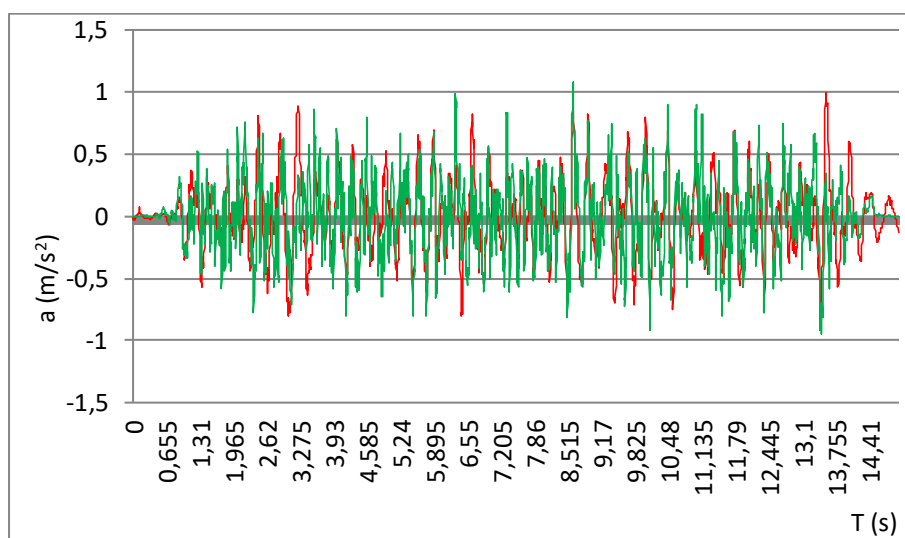
Acelerograma tipo 1, Série 8 na base e amplificada em altura



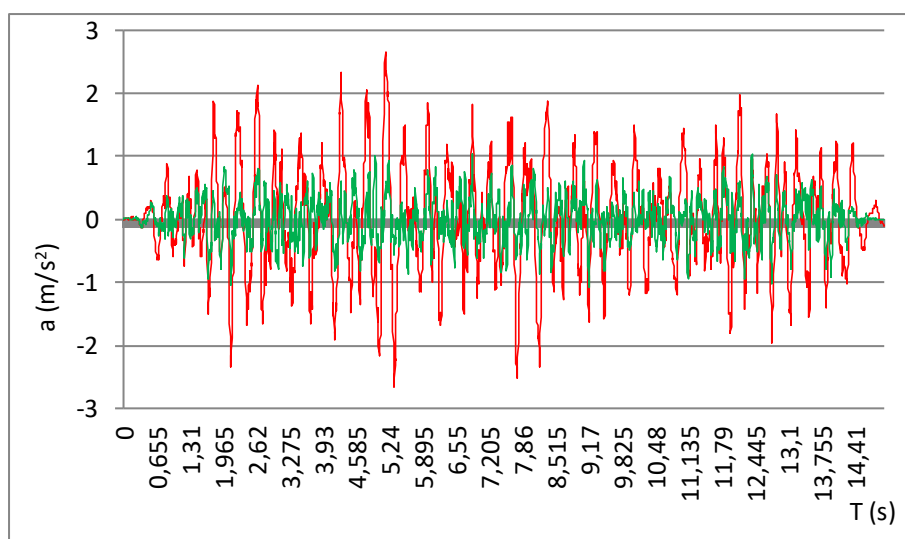
Acclerograma tipo 2, Série 1 na base e amplificada em altura



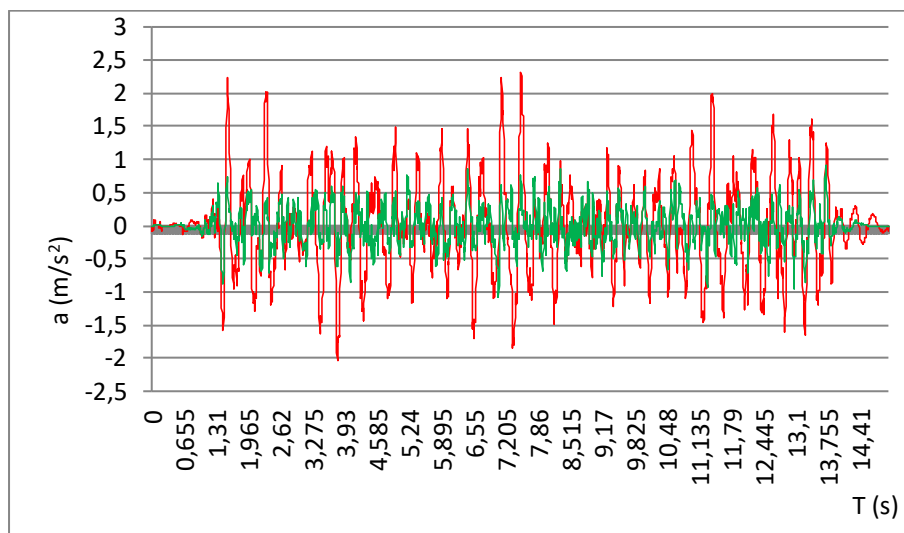
Acclerograma tipo 2, Série 2 na base e amplificada em altura



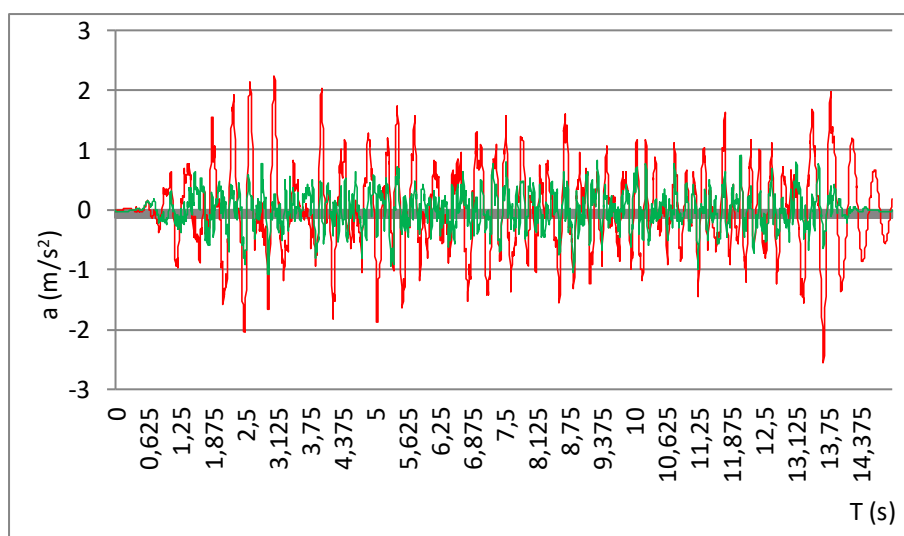
Acclerograma tipo 2, Série 3 na base e amplificada em altura



Acclerograma tipo 2, Série 4 na base e amplificada em altura



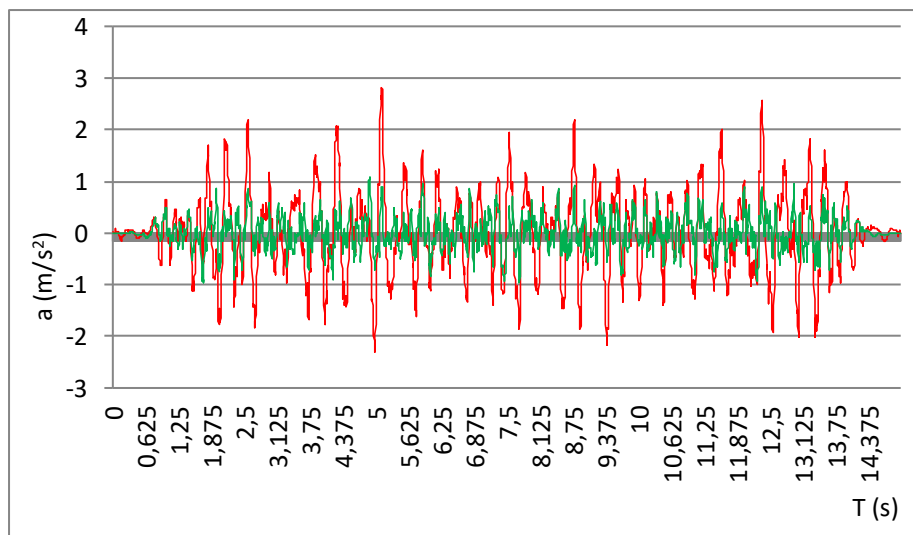
Acelerograma tipo 2, Série 5 na base e amplificada em altura



Acelerograma tipo 2, Série 6 na base e amplificada em altura



Acclerograma tipo 2, Série 7 na base e amplificada em altura

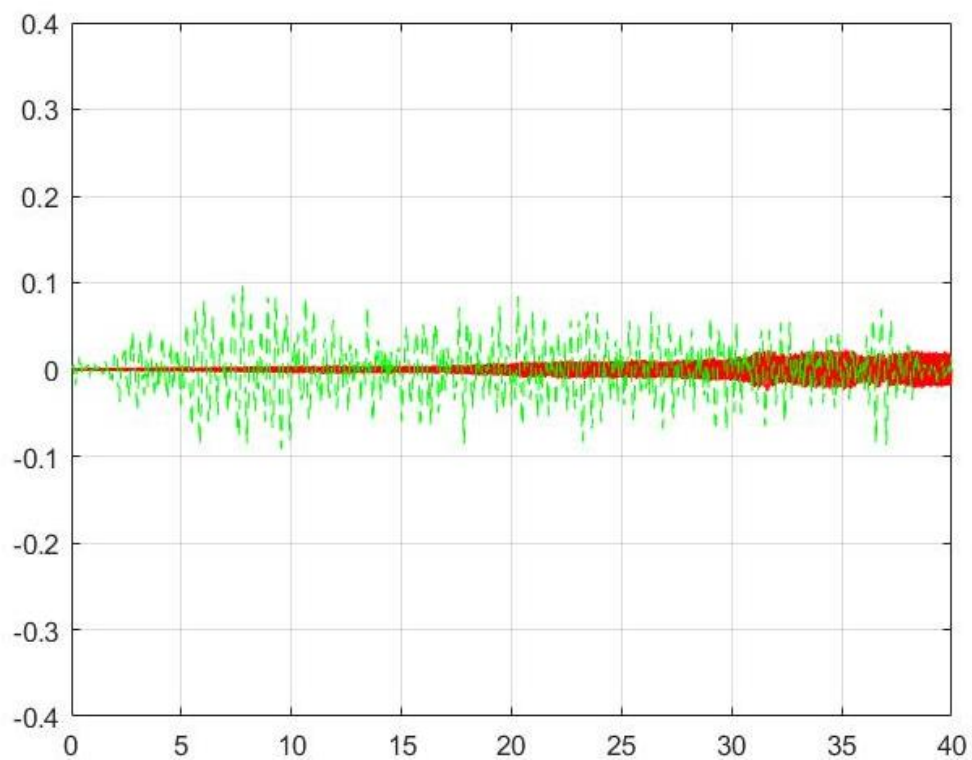


Acclerograma tipo 2, Série 8 na base e amplificada em altura

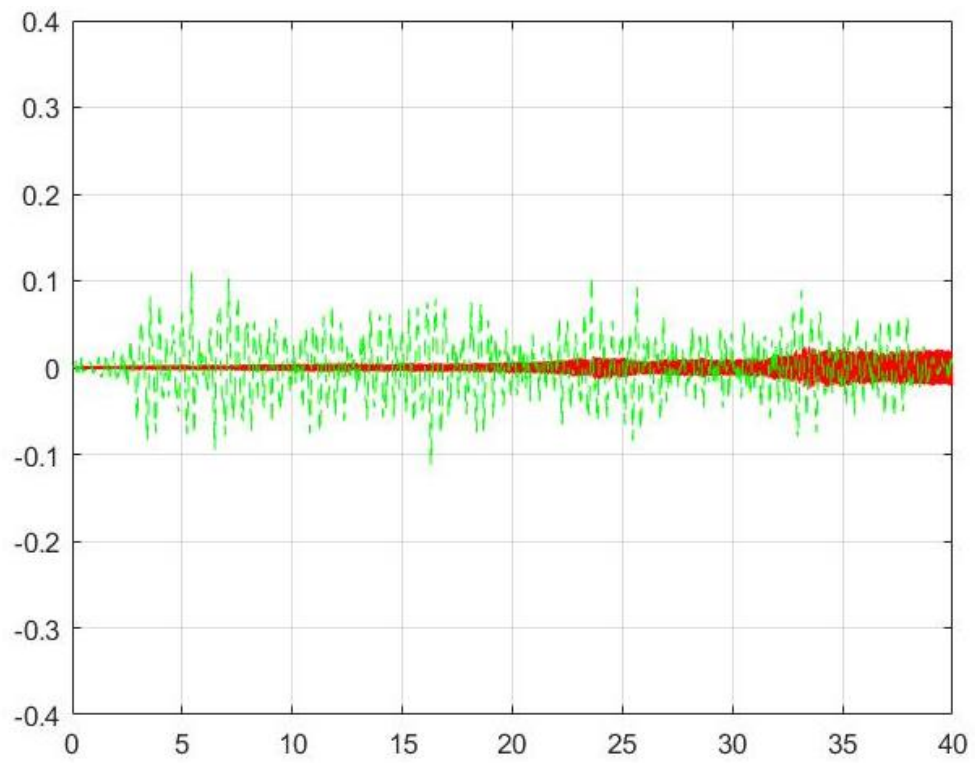
ANEXO B

Neste anexo apresentam-se os gráficos da variação temporal (eixo horizontal em segundos):

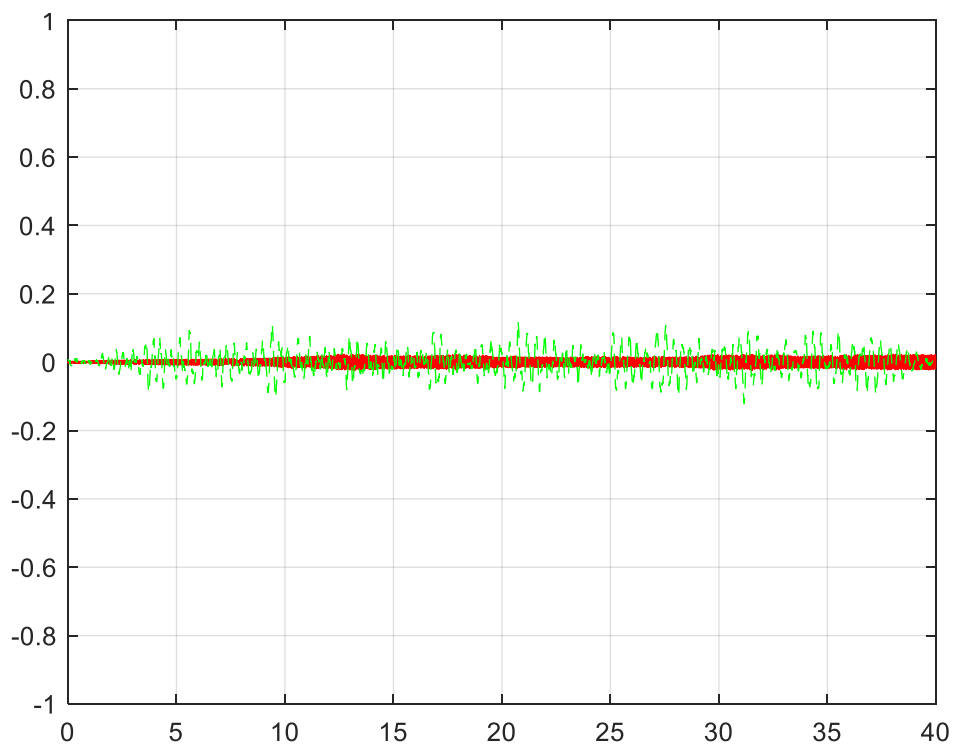
- do rácio " $\theta(t)/\alpha$ ", sendo " $\theta(t)$ " a rotação do bloco e " α " a rotação para qual o bloco colapsa, Fig. 3.6 e Fig. 3.7 (linha azul);
- da velocidade angular de rotação " ω " em rad/s (linha azul);
- do rácio " $\ddot{u}_g(t)/g$ ", sendo " $\ddot{u}_g(t)$ " a aceleração do bloco e " g " a aceleração gravítica (eixo vertical, linha verde).



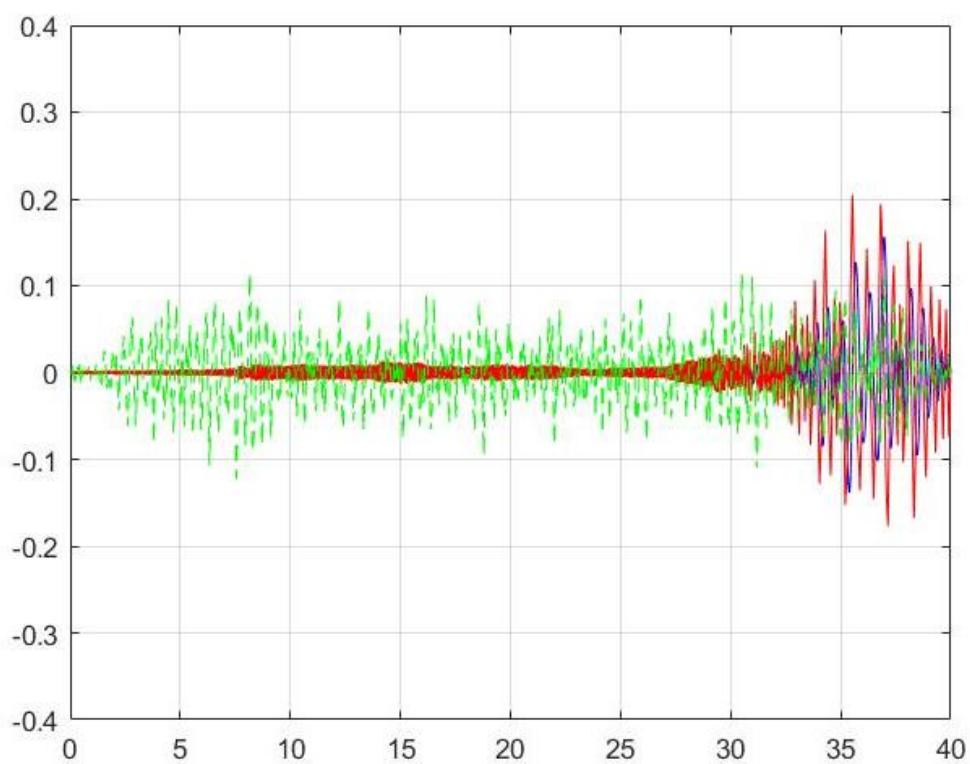
Série 1, acelerograma do tipo 1



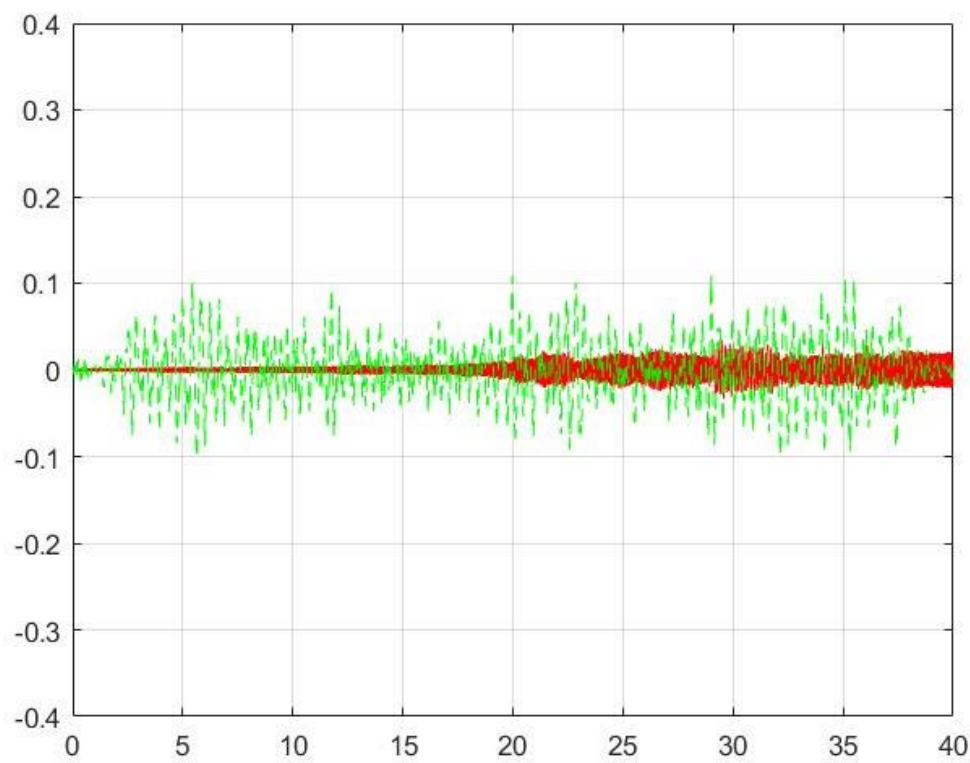
Série 2, acelerograma do tipo 1



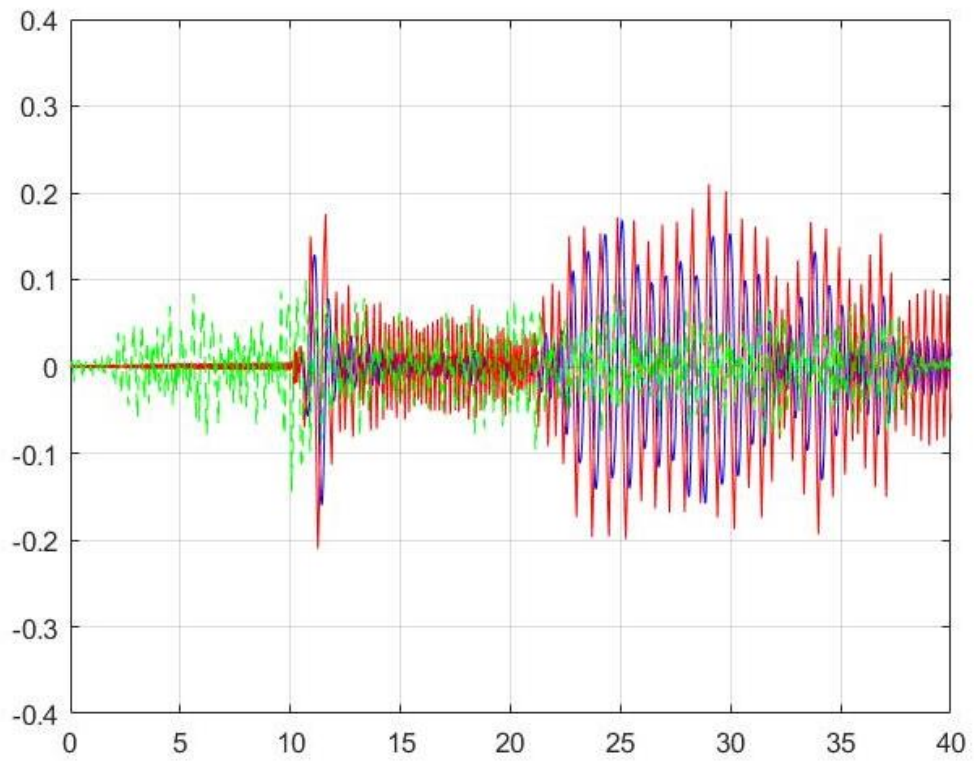
Série 3, acelerograma do tipo 1



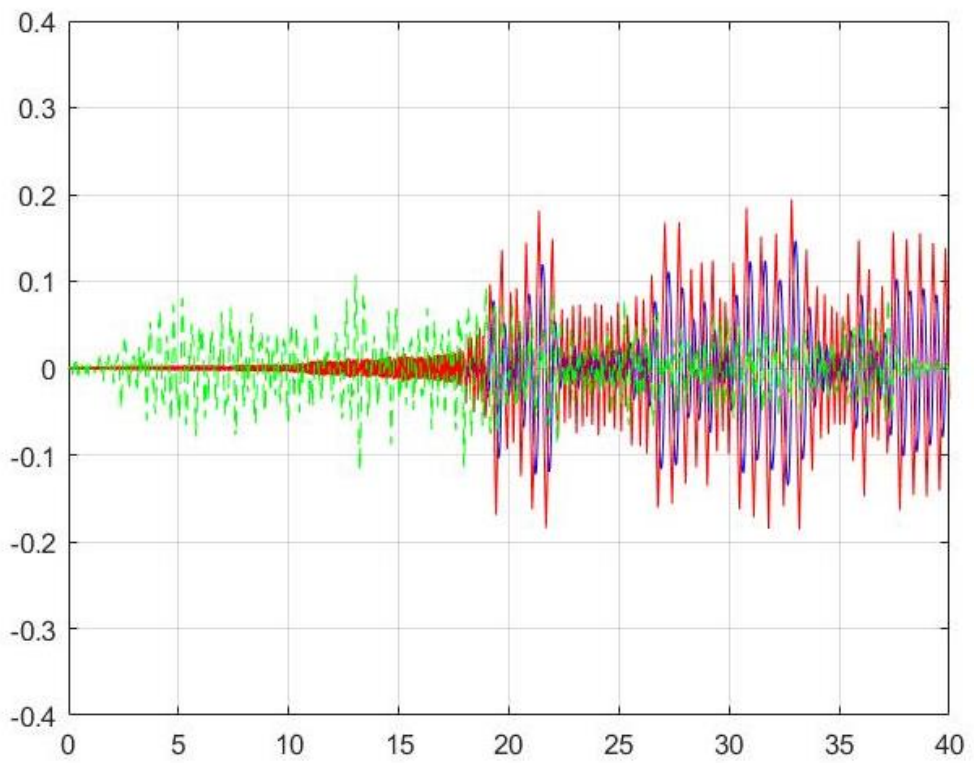
Série 4, acelerograma do tipo 1



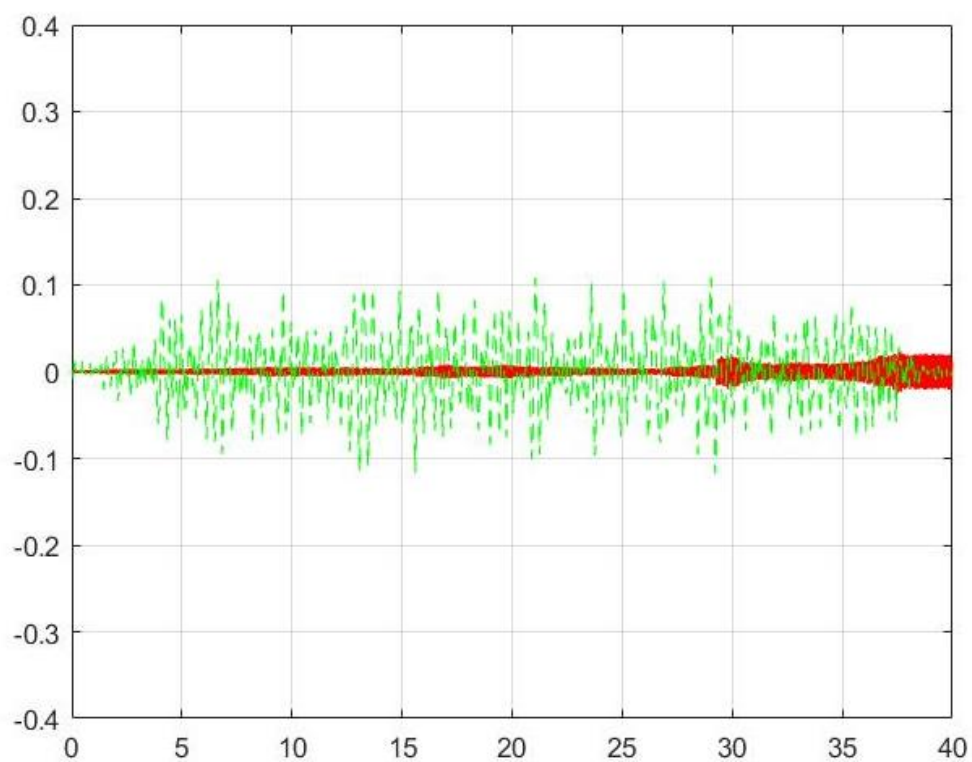
Série 5, acelerograma do tipo 1



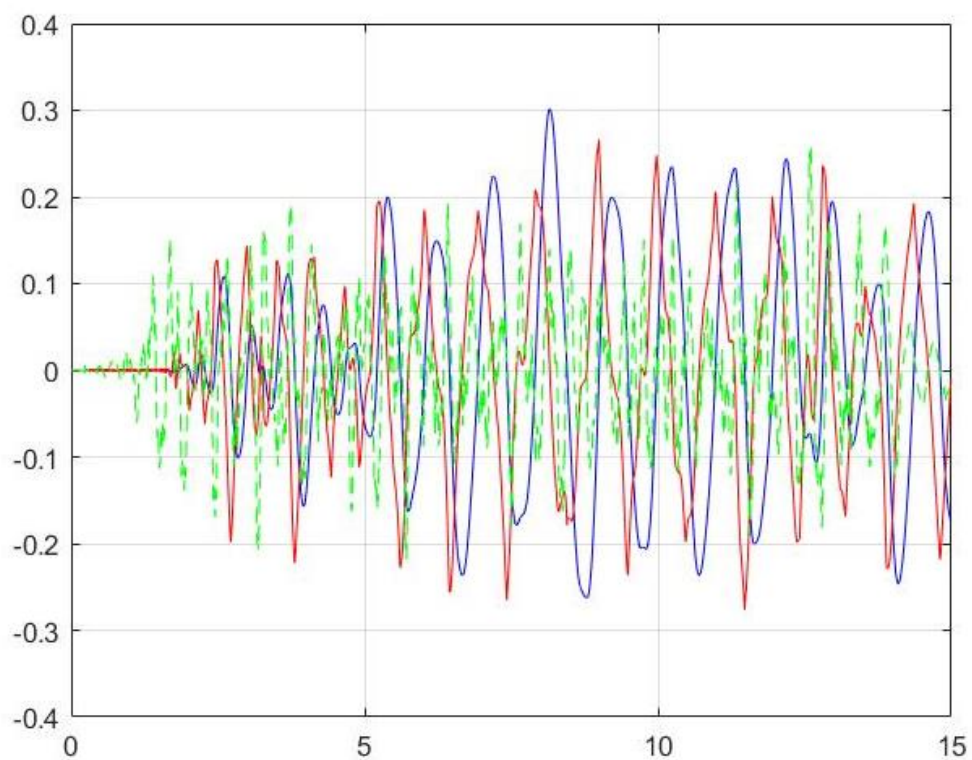
Série 6, acelerograma do tipo 1



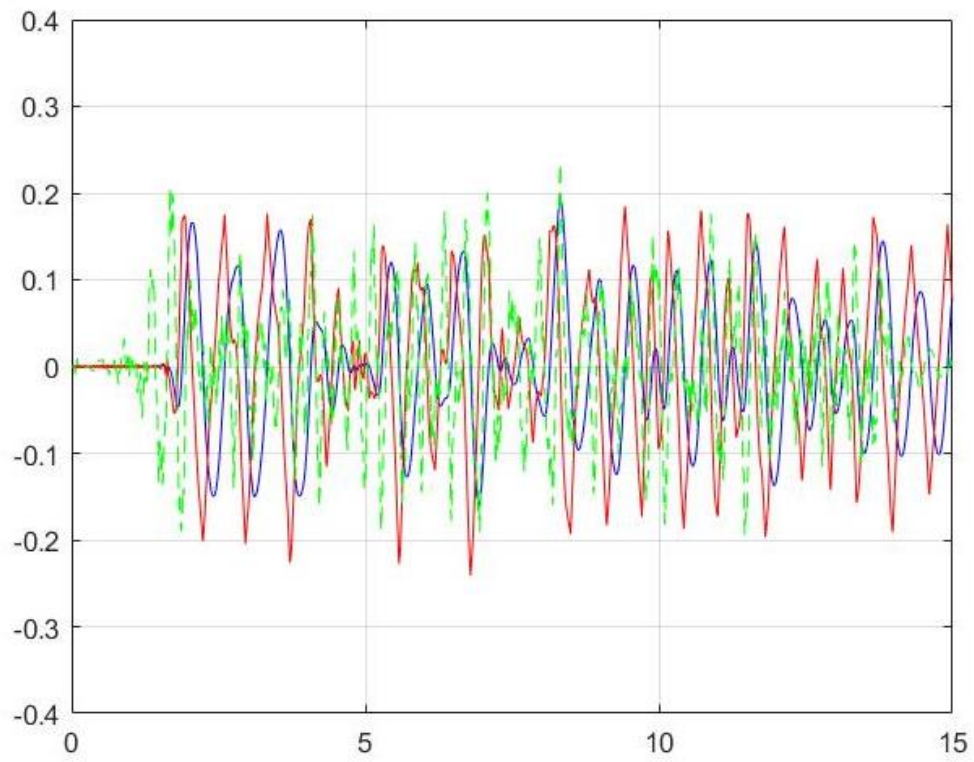
Série 7, acelerograma do tipo 1



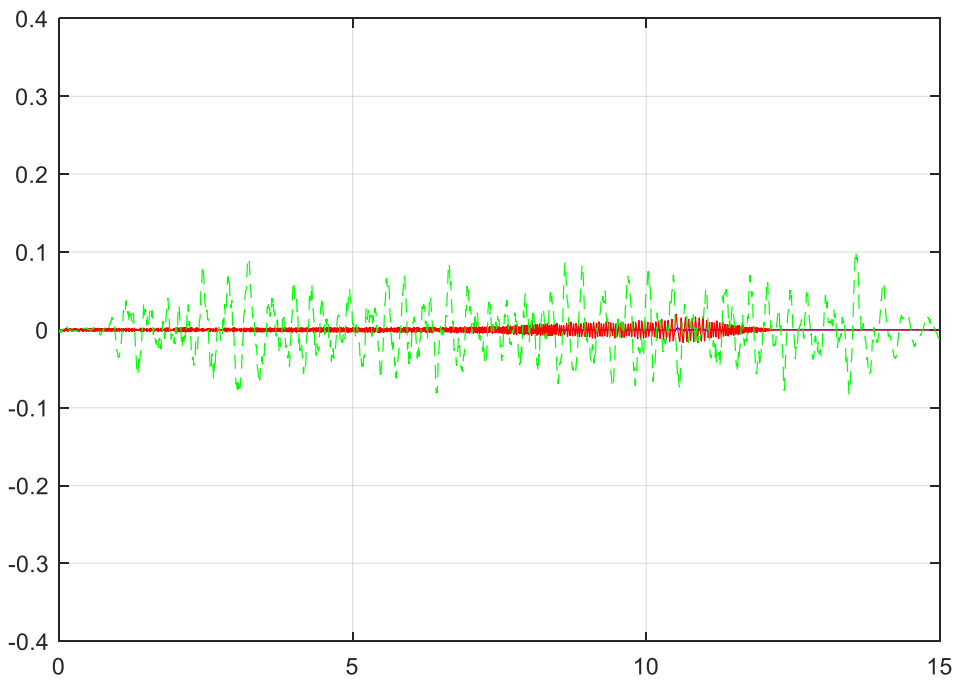
Série 8, acelerograma do tipo 1



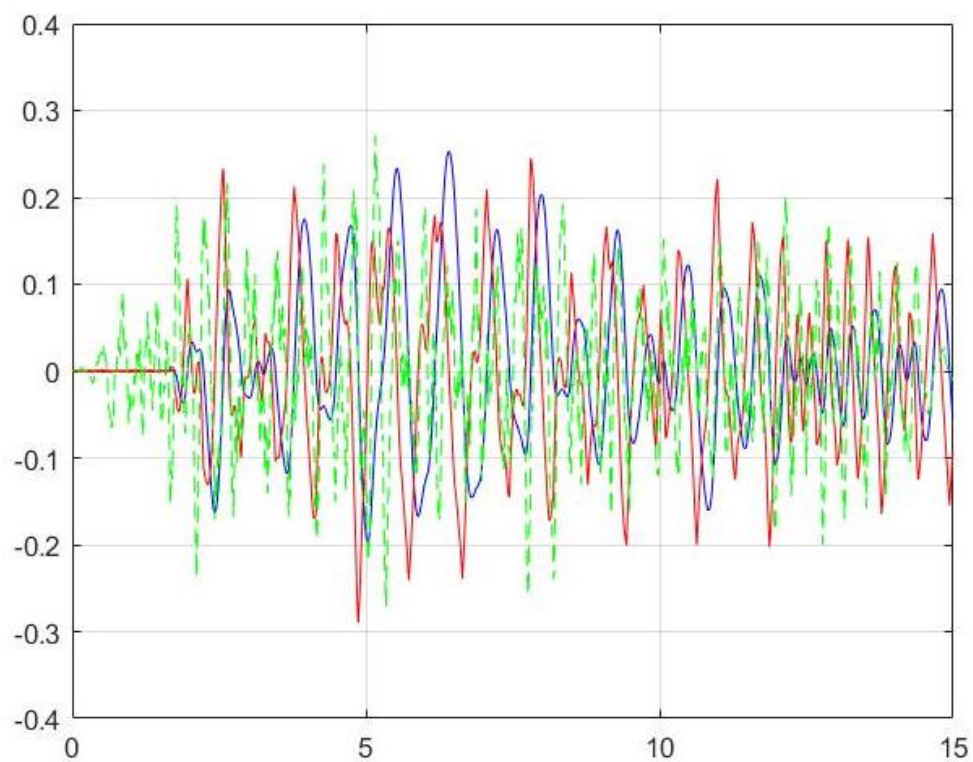
Série 1, acelerograma do tipo 2



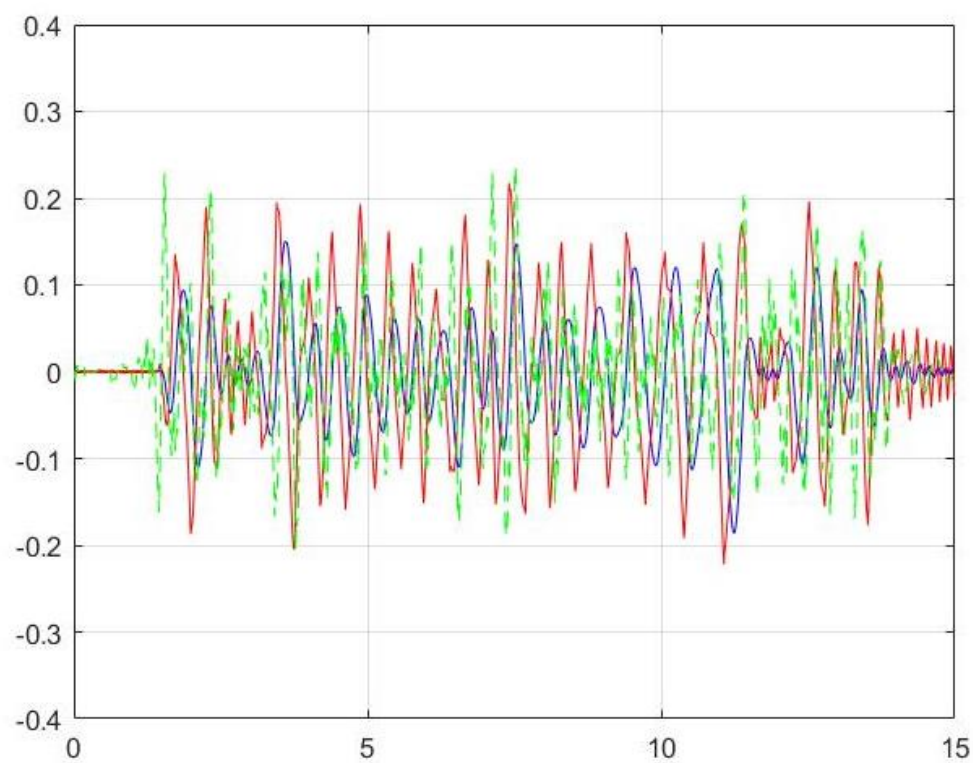
Série 2, acelerograma do tipo 2



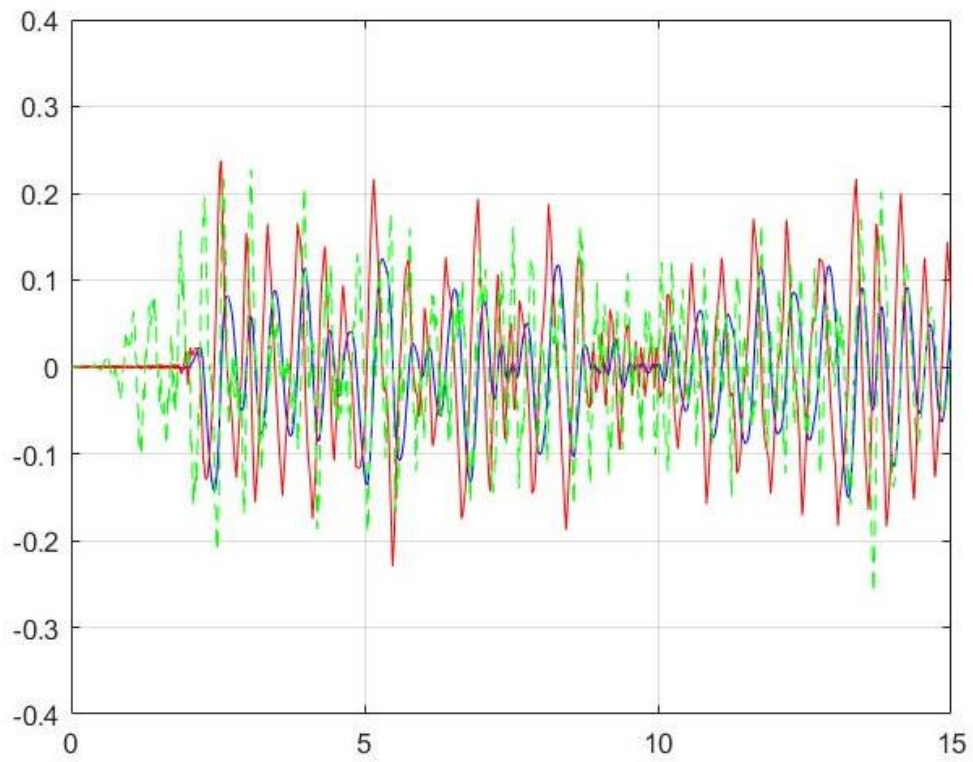
Série 3, acelerograma do tipo 2



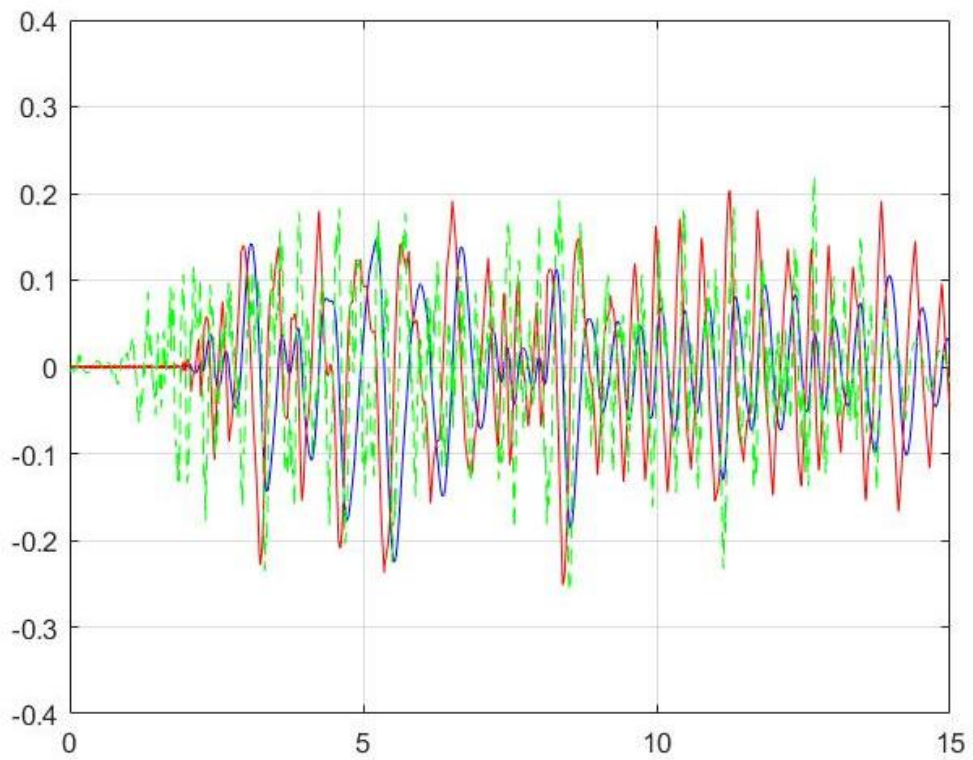
Série 4, acelerograma do tipo 2



Série 5, acelerograma do tipo 2



Série 6, acelerograma do tipo 2



Série 7, acelerograma do tipo 2

