U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ANÁLISE DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE CONSTRUÇÕES ANTIGAS DA CIDADE DO PORTO

JOSÉ MIGUEL SANTO DA ROCHA

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

Co-orientador: Professor Doutor Alexandre Aníbal Meira Guimarães da Costa

JUNHO DE 2019

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

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 - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

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.

À minha família

A educação é a ferramenta mais poderosa que podemos usar para mudar o mundo

Nelson Mandela

AGRADECIMENTOS

Dirijo o meu sincero agradecimento a todos os intervenientes que contribuíram e possibilitaram a realização deste trabalho, estando presentes no culminar desta etapa.

Ao Professor João Miranda Guedes expresso o meu agradecimento pela orientação e toda a dedicação e ajuda neste trabalho, pelo tempo investido no acompanhamento e nas frequentes reuniões, pelos conhecimentos transmitidos e acima de tudo pela boa disposição, optimismo e incansável entusiasmo que sempre partilhou no decorrer de toda esta etapa.

Ao Engenheiro Alexandre Costa agradeço toda a disponibilidade e ajuda. Desde o acompanhamento diário, aos conhecimentos transmitidos, a todas as palavras de apoio, incentivo e motivação, aliadas à constante boa disposição, o meu mais sincero agradecimento.

A toda a equipa da NCREP agradeço a naturalidade com que fui integrado, a disponibilidade que demostraram em todos os períodos da realização deste trabalho, e ao ambiente de optimismo e boa disposição que diariamente encontrei.

Aos meus amigos, que directa ou indirectamente se envolveram na realização deste trabalho, agradeço todos os conhecimentos, conselhos e opiniões que me deram, assim como toda a motivação e apoio que me dirigiram. Um grande obrigado a todos.

Por último, um agradecimento especial à minha família, que sem saber bem o que é isto da tese, me apoia incondicionalmente, tornando desta forma todo este percurso possível.

RESUMO

Este trabalho foi realizado com o objectivo de estudar o comportamento estrutural de sete edifícios antigos, presentes no centro histórico da cidade do Porto, face às acções sísmicas previstas no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 para esta zona. Foram assim estudados sete edifícios, representativos do que comumente se designa como casa burguesa do Porto, constituídos por paredes portantes em alvenaria de pedra de granito e pavimentos e coberturas em madeira, e que foram alvo de intervenções recentes de carácter reabilitativo.

Para atingir este objectivo, foram utilizados os programas de modelação e cálculo estrutural *3Muri* (versão comercial) e *Tremuri Research*, que fazem uso do método dos pórticos equivalentes e de macroelementos, para modelar as paredes e posteriormente fazer a assemblagem 3D do modelo. Isto permite caracterizar a resposta dos edifícios face às acções sísmicas, tendo em conta o comportamento das paredes no seu plano.

Os modelos utilizados nas análises dos sete edifícios foram construídos no âmbito de outro trabalho, tendo sido realizados modelos pré e pós reabilitação. Posteriormente, já no âmbito deste trabalho, foram modelados os mesmos edifícios substituindo os pavimentos em madeira, considerados flexíveis, por pavimentos em laje de betão armado, de vigotas pré-esforçadas, simulados como diafragmas rígidos, com a intenção de analisar o comportamento desta tipologia de edifício reabilitados recorrendo a este tipo de pavimento.

Nos casos dos modelos pré e pós reabilitação, foram realizadas análises dinâmicas não lineares temporais (NLTH). Os resultados foram analisados e posteriormente comparados com os obtidos através de análises pelo método N2, não realizadas neste trabalho, mas a cujos resultados se teve acesso. A comparação entre as duas análises mostrou que os resultados obtidos pelo método N2 são superiores aos obtidos pelo método NLTH, ou seja, que a análise pelo método N2 foi conservativa.

Nos casos dos modelos de pavimentos rígidos, foram realizadas análises do tipo *Pushover* e NLTH e análises incrementais dinâmicas (IDA), e analisados todos os resultados. Estas análises permitiram avaliar a capacidade resistente e de deformação dos modelos, assim como a sua resposta às solicitações sísmicas, verificando-se, de forma geral, uma menor capacidade de deformação e valores de *drift* mais elevados face aos modelos com pavimentos flexíveis.

PALAVRAS-CHAVE: reabilitação, alvenaria, madeira, sísmica, tremuri.

ABSTRACT

This work was carried out to study the structural behaviour of seven old buildings in the historic centre of the city of Oporto, in view of the seismic actions foreseen in the National Annex of Eurocode 8 for this area. Seven buildings, representative of what is commonly referred to as the bourgeois house of Oporto, were constructed, consisting of masonry walls made of granite stone and wooden floors and roofs, which were the subject of recent retrofit interventions.

In order to achieve this objective, the structural analysis and modelling programs *3Muri* (commercial version) and *Tremuri Research*, which use an equivalent frame method and macroelements to model the walls, were used to model the walls and then to do the 3D assembly of the model. This allows characterizing the response of buildings to seismic actions, taking into account the behaviour of the walls in their plane.

The models used in the analyses of the seven buildings were constructed within the scope of another work, with pre and post rehabilitation models being carried out. Subsequently, already in the scope of this work, the same buildings were modelled replacing the timber pavements, considered flexible, by reinforced concrete slabs, i.e. rigid diaphragms, to analyse the behaviour of these buildings retrofitted by using this type of pavement.

In the cases of the pre- and post-rehabilitation models, nonlinear time-history analyses (NLTH) were performed and the results were analysed and compared with the values obtained through N2 analyses, not carried out in this work. The comparison between the two analyses showed that the results obtained by the N2 method were higher than those obtained by the NLTH method, i.e. that the N2 analyses were conservative.

In the case of the rigid pavement models, *Pushover* and NLTH analyses, as well as incremental dynamic analyses (IDA) were performed and the results were analysed. These analyses allowed evaluating the resistant and deformation capacity of the models, as well as their response to the seismic loads. In general, lower deformation capacity and higher drifts were found for these models compared to the models with flexible pavements.

KEYWORDS: Retrofitting, Masonry, Timber, Seismic, Tremuri

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1 ENQUADRAMENTO 1
1.2 OBJECTO DE ESTUDO E REABILITAÇÃO 1
1.2.1 PRINCÍPIOS DA REABILITAÇÃO 2
1.2.2 RELATÓRIOS DE INSPECÇÃO E DIAGNÓSTICO 2
1.3 ORIGEM E METODOLOGIA 3
1.4 OBJETIVOS 4
1.4.1 *NLTH* (NON-LINEAR TIME HISTORY ANALYSIS) 4
1.4.2 *PUSHOVER* E NLTH COM PAVIMENTOS RÍGIDOS 5
1.4.3 *IDA* (INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS) 5
1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO 6

2. MODELAÇÃO 7
2.1. MODELO DE MACROELEMENTOS 7
2.1.1. MODELO NO TREMURI 7
2.1.2 O MACRO ELEMENTO 9
2.1.3 MODELAÇÃO 3D 10
2.2 ENSAIOS LABORATORIAIS 12
2.3 PRESSUPOSTOS DA MODELAÇÃO 14
2.3.1 ALVENARIA DE PEDRA 14
2.3.2 PAVIMENTOS E COBERTURA 15
2.3.3 PAREDES DE TABIQUE 16
2.3.4 SUPOSIÇÕES ADICIONAIS 17

3. CASOS DE ESTUDO 19

3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA CASA BURGUESA 19

3.1.1 DESCRIÇÃO DA TIPOLOGIA CONSTRUTIVA E DA SUA EVOLUÇÃO 19

3.1.1.1 Século *XVII* 19

3.1.1.2 Século *XVIII* 20

3.1.1.3 Século *XIX* 20

3.1.2 SISTEMA CONSTRUTIVO 20

3.2 MÉTODO DE SELECÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO 22

3.3 DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO E PARTICULARIDADES 23

3.3.1 EDIFÍCIO RUA DE SÃO BENTO DA VITÓRIA (EDIFÍCIO A) 24

3.3.2 EDIFÍCIO RUA DO ROSÁRIO (EDIFÍCIO B) 25

3.3.3 EDIFÍCIO RUA DO PINHEIRO (EDIFÍCIO C) 26

3.3.4 EDIFÍCIO RUA DO BARÃO DE SÃO COSME (EDIFÍCIO D) 27

3.3.5 EDIFÍCIO PRAÇA DO CORONEL PACHECO (EDIFÍCIO E) 28

3.3.6 EDIFÍCIO RUA DE ALEXANDRE BRAGA (EDIFÍCIO F) 30

3.3.7 EDIFÍCIO RUA DO ALMADA (EDIFÍCIO G) 31

4. SOLUÇÕES DE INTERVENÇÃO 33

4.1 RUA DE SÃO BENTO DA VITÓRIA 34

4.2 RUA DO ROSÁRIO 35

4.3 RUA DO PINHEIRO 35

4.4 RUA DO BARÃO DE SÃO COSME 36

4.5 PRAÇA DO CORONEL PACHECO 36

4.6 RUA DE ALEXANDRE BRAGA 36

4.7 RUA DO ALMADA 37

5. ANÁLISES DINÂMICAS E RESULTADOS 39

5.1 ANÁLISES DINÂMICAS (ORIGINAL E REABILITADO) 39

5.2 RESULTADOS DAS ANÁLISES DINÂMICAS 45

5.3 ANÁLISE DE RESULTADOS 49

5.3.1 ANÁLISE DE RESULTADOS DAS ANÁLISES DINÂMICAS 49

5.3.2 ANÁLISE DO COMPARATIVO N2/NLTH 49

6. DIAFRAGMAS RÍGIDOS E RESULTADOS 51

6.1 CASOS DE ESTUDO 51

6.2 MODELAÇÃO 51

6.3 ALTERAÇÕES NA MASSA DOS EDIFÍCIOS 52

6.4 ANÁLISES REALIZADAS 54

6.4.1 ANÁLISES PUSHOVER 54

6.4.2 ANÁLISES DINÂMICAS (NLTH) 54

6.5 RESULTADOS DAS ANÁLISES PUSHOVER 56

6.6 ANÁLISE DE RESULTADOS 64

6.6.1 ANÁLISES PUSHOVER 64

6.6.2 ANÁLISES DINÂMICAS 64

6.7 RESULTADOS DAS ANÁLISES IDA (INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS) 68

6.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS IDA 76

7. CONCLUSÕES 77

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS 77

7.2 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS 78

Anexos

ANEXO A.1 – RUA DE SÃO BENTO DA VITÓRIA (ORIGINAL) 83

ANEXO A.2 – RUA DO ROSÁRIO (ORIGINAL) 85

ANEXO A.3 – RUA DO PINHEIRO (ORIGINAL) 87

ANEXO A.4 – RUA DO BARÃO DE SÃO COSME (ORIGINAL) 89

ANEXO A.5 – PRAÇA DO CORONEL PACHECO (ORIGINAL) 91

ANEXO A.6 – RUA DE ALEXANDRE BRAGA (ORIGINAL) 93

ANEXO A.7 – RUA DO ALMADA (ORIGINAL) 95

ANEXO B.1 – RUA DE SÃO BENTO DA VITÓRIA (REABILITADO) 97

ANEXO B.2 – RUA DO ROSÁRIO (REABILITADO) 99

ANEXO B.3 – RUA DO PINHEIRO (REABILITADO) 101

ANEXO B.4 – RUA DO BARÃO DE SÃO COSME (REABILITADO) 103

ANEXO B.5 – PRAÇA DO CORONEL PACHECO (REABILITADO) 105

ANEXO B.6 – RUA DE ALEXANDRE BRAGA (REABILITADO) 107
ANEXO B.7 – RUA DO ALMADA (REABILITADO) 109
ANEXO C.1 – VALORES DAS ANÁLISES N2 E NLTH PARA O SISMO DE TIPO 1 111
ANEXO C.2 – VALORES DAS ANÁLISES N2 E NLTH PARA O SISMO DE TIPO 1 (DRIFTS) 115
ANEXO C.3 – VALORES DAS ANÁLISES N2 E NLTH PARA O SISMO DE TIPO 2 119
ANEXO C.4 – VALORES DAS ANÁLISES N2 E NLTH PARA O SISMO DE TIPO 2 (DRIFTS) 123
ANEXO D – PARÂMETROS DOS PAVIMENTOS RÍGIDOS 127
ANEXO E – MASSAS ADOPTADAS NOS MODELOS DOS EDIFÍCIOS 129

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1 - Formatação de um RID 3

Figura 2. 1 - Nembos (à esquerda) e lintéis (à direita) (Lagomarsino e Cattari 2009) 8

Figura 2. 2 - Identificação de nembos e lintéis e criação do pórtico equivalente (Lagomarsino et al. 2013) 8

Figura 2. 3 - Cinemática do Macroelemento (Penna, Lagomarsino e Galasco 2014)..... 9

Figura 2. 4 - Elementos Constitutivos do Macroelemento (a) "molas" da interface (b) Gráfico de resistência ao corte (Penna, Lagomarsino e Galasco 2014) 10

Figura 2. 5 - Modelação de um edifício no *Tremuri* (Lagomarsino, 2013) 11

Figura 2. 6 - Modelação no *Tremuri* de um edifício em Lisboa 11

Figura 2. 7 - Exemplo da resposta experimental (Almeida 2013) e numérica após calibração (Marchesi 2019) de um troço de parede de folha simples de granito extraida de um edifício e submetida a carga vertical constante e carga horizontal cíclica 12

Figura 2. 8 - Organização das alvenarias das paredes construídas em laboratório (Almeida 2013)..... 13

Figura 2. 9 - Exemplo da resposta experimental (Almeida 2013) e numérica após calibração (Marchesi 2019) de um troço de parede de folha simples de granito construída no LESE e submetida a carga vertical constante e carga horizontal cíclica 13

Figura 3. 1 - Localização dos edifícios em estudo (Marchesi 2019)..... 23

Figura 3. 2 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício A 24

Figura 3. 3 - Paredes divisórias interiores em Tabique (esquerda) e Tijolo (direita)..... 25

Figura 3. 4 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício B 26

Figura 3. 5 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício C..... 27

Figura 3. 6 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício D..... 28

Figura 3. 7 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício E 29

Figura 3. 8 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício F 31

Figura 3. 9 - Parede em tabique duplo (esquerda) de suporte à cobertura..... 32

Figura 3. 10 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício G..... 32

Figura 5. 1 - Espectro do sismo artificial Série 1 para os Tipos 1 e 2 40

Figura 5. 2 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental (IPQ 2010) 40

Figura 5.3 - Curvas histeréticas para a Série 1 do Tipo 2 para os edifícios A e B no estado original..... 43

Figura 5.4 - Gráfico comparativo, para o sismo de tipo 2 para os edifícios A e B no estado original 43

Figura 5. 5 - Gráfico global dos deslocamentos obtidos para os edifícios originais e reabilitados para o tipo 1 45

Figura 5. 6 - Gráfico global dos Drifts obtidos para os edifícios originais e reabilitados para o tipo 1 46

Figura 5. 7 - Gráfico global dos deslocamentos obtidos para os edifícios originais e reabilitados para o tipo 2 47

Figura 5. 8 - Gráfico global dos Drifts obtidos para os edifícios originais e reabilitados para o tipo 2 48

Figura 6. 1 - Valores da massa em toneladas considerados para os modelos 53

Figura 6. 2 - Alteração percentual da massa entre os diferentes estados dos edifícios 53

Figura 6. 3 - Sistema de coordenadas adoptado para as análises 54

Figura 6. 4 - Representação de um POMAS e um POMAZ..... 54

Figura 6. 5 - Validação das curvas *Pushover* para o edifício B sismo tipo 1 55

Figura 6. 6 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício A 56

Figura 6. 7 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício B 57

Figura 6. 8 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício C 57

Figura 6. 9 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício D 58

Figura 6. 10 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício E 58

Figura 6. 11 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício F..... 59

Figura 6. 12 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício G 59

Figura 6. 13 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício A 60

Figura 6. 14 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício B 61

Figura 6. 15 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício C 61

Figura 6. 16 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício D 62

Figura 6. 17 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício E 62

Figura 6. 18 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício F..... 63

Figura 6. 19 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício G 63

Figura 6. 20 - Resultados das análises dinâmicas para sismos de tipo 1 65

Figura 6. 21 - Resultados das análises dinâmicas para sismos de tipo 2 66

Figura 6. 22 - Zonas consideradas para as análises IDA (IPQ 2010) 68

Figura 6. 23 - Resultado das análises IDA ao edifício A para o sismo de tipo 1 69

Figura 6. 24 - Resultado das análises IDA ao edifício A para o sismo de tipo 2 70

Figura 6. 25 - Resultado das análises IDA ao edifício B para o sismo de tipo 1 70

Figura 6. 26 - Resultado das análises IDA ao edifício B para o sismo de tipo 2 71

Figura 6. 27 - Resultado das análises IDA ao edifício C para o sismo de tipo 1 71

Figura 6. 28 - Resultado das análises IDA ao edifício C para o sismo de tipo 2 72
Figura 6. 29 - Resultado das análises IDA ao edifício D para o sismo de tipo 1 72
Figura 6. 30 - Resultado das análises IDA ao edifício D para o sismo de tipo 2 73
Figura 6. 31 - Resultado das análises IDA ao edifício E para o sismo de tipo 1..... 73
Figura 6. 32 - Resultado das análises IDA ao edifício E para o sismo de tipo 2..... 74
Figura 6. 33 - Resultado das análises IDA ao edifício F para o sismo de tipo 1..... 74
Figura 6. 34 - Resultado das análises IDA ao edifício F para o sismo de tipo 2..... 75
Figura 6. 35 - Resultado das análises IDA ao edifício G para o sismo de tipo 1 75
Figura 6. 36 - Resultado das análises IDA ao edifício G para o sismo de tipo 2 76

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2. 1 - Parâmetros da alvenaria de pedra de granito (Marchesi 2019) 14
Quadro 2. 2 - Pesos próprios dos Soalhos e Tectos 16
Quadro 2. 3 - Parâmetros das paredes de tabique com função resistente 17
Quadro 2. 4 - Parâmetros dos restantes materiais 18
Quadro 3. 1 - Parâmetros médios da casa burguesa do Porto 22
Quadro 4. 1 - Medidas de Intervenção nos edifícios 34
Quadro 5. 1 - Aceleração máxima de referência "a_{gR}" nas várias zonas sísmicas (IPQ 2010) 41
Quadro 5. 2 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico (IPQ 2010) 41
Quadro 5. 3 - Coeficientes de amortecimento de Rayleigh para os edifícios originais 42
Quadro 5. 4 - Coeficientes de amortecimento de Rayleigh para os edifícios reabilitados 42
Quadro 6. 1 - Coeficientes de amortecimento adoptados para os modelos rígidos 55
Quadro 6. 2 - Factor de participação da massa na direcção x para o primeiro modo de vibração 67
Quadro 6. 3 - Valores dos PGA considerados nas análises IDA 69

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

E - Módulo de elasticidade [GPa]

E_1 – Módulo de elasticidade longitudinal [MPa]

E_2 – Módulo de elasticidade transversal [Mpa]

s_j – Espaçamento entre vigas [m]

s_b – Espaçamento entre tarugos [m]

b_{eq} – Largura equivalente [m]

h_{eq} – Altura equivalente [m]

n_{pr} – número de vigas do pavimento

A_{pr} – Somatório da área das vigas de pavimento [m^2]

ξ – Razão de amortecimento

ω – Frequência angular

ω_1 – Frequência angular do primeiro modo de vibação

ω_2 – Frequência angular do segundo modo de vibração

α/β – Parâmetros de amortecimento de Rayleigh

T – Período de vibração

1
Introdução

1.1 ENQUADRAMENTO

Nos tempos que correm, devido ao grande volume de construção que se registou nas últimas décadas que resultou numa grande densidade construtiva, dá-se um novo paradigma da construção em Portugal que dirige este sector para a intervenção em construções existentes, por oposição à construção nova, na linha do que aconteceu também noutros países ditos desenvolvidos.

Perante este desafio, os organismos internacionais que reflectem sobre a intervenção em construções antigas (reabilitação) defendem que os sistemas construtivos devem ser mantidos, sempre que possível, apenas reforçados e melhorados, com vista a preservar a identidade do património edificado. Adivinha-se então necessário o estudo aprofundado das antigas práticas da construção, nomeadamente dos materiais, técnicas construtivas e soluções estruturais, assim como do enquadramento histórico que resultou na evolução da construção em Portugal. Em particular, o recurso às novas tecnologias permite uma análise mais cuidada do comportamento estrutural destes edifícios e delinear as melhores estratégias para uma menor, porém mais eficaz intervenção no património edificado.

Este trabalho, procura precisamente recorrer a recursos tecnológicos atuais para efectuar o estudo do comportamento sísmico e melhor entender a capacidade estrutural resistente de edifícios antigos construídos tipicamente em alvenaria de pedra e madeira, assim como os efeitos provocados por diferentes intervenções, de carácter reabilitativo, mais ou menos invasivas, e daí retirar ilações para intervenções futuras.

No ponto seguinte é feita uma abordagem sumária aos procedimentos e às metodologias inerentes à intervenção em edificado existente, aspetos essenciais para a preconização de quaisquer medidas de reabilitação, após a qual se apresentam os pontos que orientam a construção desta tese.

1.2 OBJECTO DE ESTUDO E REABILITAÇÃO

Neste trabalho é analisado o efeito da acção sísmica em edifícios antigos. Englobam-se nesta categoria os edifícios anteriores ao aparecimento e utilização massiva do betão armado, em particular os edifícios constituídos fundamentalmente por paredes portantes de alvenaria e elementos estruturais horizontais de madeira. As alvenarias (de pedra, tijolo, terra…) e as madeiras eram, por esta altura, os materiais estruturais mais usados na construção de edifícios.

No âmbito da reabilitação existem vários níveis de importância atribuídos aos edifícios, podendo estes integrar o património edificado corrente, ou ser classificados como de interesse particular (público, municipal…), como património nacional ou mesmo património mundial da humanidade, tendo cada um as suas especificidades, limitações e desafios associados à intervenção de reabilitação. As análises numéricas, realizadas no decorrer deste trabalho tiveram como objecto de estudo edifícios antigos correntes, incluindo um edifício localizado em zona histórica classificada património mundial.

Inserem-se na categoria de edifícios antigos correntes, milhares de construções em Portugal e estima-se, segundo o Instituto Nacional de Estatística (INE e LNEC 2013), que cerca de vinte e cinco por cento necessitem de intervenção.

1.2.1 Princípios da Reabilitação

A reabilitação apresenta-se na engenharia civil com desafios muito diferentes, face às novas construções. O património edificado antigo encontra-se frequentemente associado à história, à arte e à cultura de uma zona, sociedade, ou país, o que por norma implica limitações, impostas pelas mais distintas entidades envolvidas na tomada de decisão em relação a possíveis intervenções, com consequentes desafios para todas as equipas nelas, directa, ou indirectamente, envolvidas. Neste pressuposto, surgiram então recomendações para a reabilitação que devem ser respeitadas, como é exemplo a recomendação internacional "Cracóvia 2000" que Portugal subscreveu. Estas recomendações, por exemplo, apontam no sentido da avaliação do edifício como um todo, e não da individualização das partes com maior valor (Freitas et al. 2012).

As intervenções em edifícios antigos devem ter como objectivos principais a segurança, a funcionalidade e o conforto, porém respeitando o sistema e tipologia construtiva, a arquitectura e a sua história. Neste pressuposto, deverá ser a função a adaptar-se ao edifício e nunca o contrário. Para que tal se verifique, é de extrema importância que as intervenções sejam indispensáveis e bem fundamentadas, de modo a que o "impacto" da intervenção seja mínimo. É também relevante que todas as alterações, sempre que possível, sejam reversíveis, permitindo, se necessário, o retorno à "estrutura original" e a substituição das medidas preconizadas, utilizando, em intervenções futuras, novos meios, métodos e(ou) materiais mais avançados/ adequados às características das construções (ICOMOS 2004).

1.2.2 Relatórios de inspecção e diagnóstico

Os Relatórios de Inspecção e Diagnóstico (RID) são documentos elaborados por técnicos experientes e familiarizados com métodos e materiais, onde é compilada toda a informação recolhida durante as fases iniciais do processo de reabilitação, e que será determinante para o desenrolar de todo o processo. Dada a relevância que este documento tem para a tomada de decisões e elaboração do projecto de execução, é já comum a defesa desta prática por diversos autores de referência, em grande parte da bibliografia existente sobre a reabilitação, tendo sempre por base as recomendações de organismos internacionais (ICOMOS 2004). Este estudo prévio do edifício visado, deve incluir tanto uma fase de avaliação da viabilidade do uso, nos casos em que já se encontra pré-definida a função a atribuir ao edifício, como de diagnóstico da estrutura existente, sem o qual não se pode avançar para uma intervenção bem planeada. Em particular, deve incluir as acções necessárias ao melhor conhecimento do edifício, de que são exemplo: a pesquisa histórica com a recolha de informação, através da consulta de arquivos, de entidades de licenciamento ou de outras fontes,

nomeadamente para datação, determinação de anteriores funções do edifício e intervenções realizadas no passado; os levantamentos materiais e geométricos dos elementos existentes e do seu estado de conservação/danos; a realização de sondagens e ensaios para o conhecimento das características dos elementos existentes; a realização de simulações e avaliações de segurança.

Na bibliografia disponível, e antes referida, verificou-se a existência de uma formatação típica para a realização dos *RID*, ilustrada na *Figura 1.1*, por forma a melhor organizar toda a informação recolhida (Freitas et al. 2012).

Estes documentos mereceram especial atenção neste trabalho, pois a maioria da informação utilizada sobre os edifícios alvo de estudo nesta tese havia já sido recolhida e compilada em relatórios deste tipo, facilitando o tratamento de dados e contribuindo, tanto para a eficácia como para a rapidez destas análises.

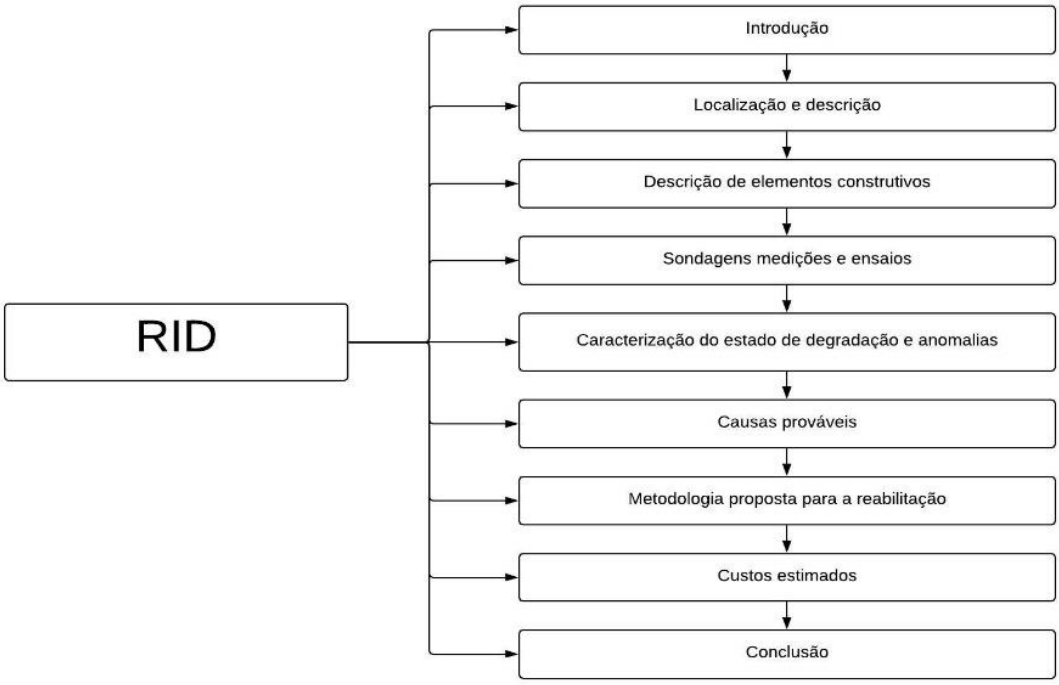


Figura 1. 1 - Formatação de um RID

1.3 ORIGEM E METODOLOGIA

O trabalho aqui apresentado foi elaborado no âmbito da realização da Tese de Mestrado em ambiente empresarial, mais concretamente na empresa NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda., que presta serviços de consultoria, inspecção e diagnóstico, monitorização e projecto no âmbito da reabilitação das construções. A NCREP tem por alvo as tipologias construtivas tradicionais em betão, aço, alvenaria e madeira.

Este teve por base outros trabalhos já realizados na empresa. Destacam-se, em particular, dois trabalhos que foram essenciais, e no qual o presente se apoia, razão pela qual serão citados diversas vezes ao longo deste

relatório. O primeiro, trata-se de um relatório realizado no âmbito de um estágio de verão (Rangel 2018), cujo objectivo foi o de registar as características geométricas de um conjunto de casas integradas no que comumente se refere como a casa típica burguesa do Porto, e compilá-las em folhas de cálculo, com auxílio do software (Microsoft) Excel. Esta recolha terá sido feita a partir de projectos que o NCREP realizou e dos quais mantêm toda a informação em arquivo que partilharam com o autor do trabalho. O segundo trabalho, e de extrema importância para este que agora se desenvolve, consistiu numa tese de mestrado realizado por (Marchesi 2019) que, por sua vez, se apoiou na informação recolhida por (Rangel 2018). Esta tese teve como objectivo a selecção dos casos mais representativos da casa típica burguesa do Porto que foram depois modelados e calibrados, nos seus estados original e reabilitado, com o recurso ao *software Tremuri* e sujeitos a análises *Pushover* e validação pelo método N2, com o objectivo de avaliar a sua resposta não-linear, no plano, a solicitações horizontais e verificar os efeitos das medidas de reabilitação adoptadas. Esta tese permitiu melhor compreender o comportamento destas construções face às acções sísmicas regulamentares.

Tomou-se então por base os resultados destes trabalhos, nomeadamente os modelos dos edifícios construídos e os resultados das análises efectuadas, e procedeu-se à comparação e validação dos mesmos efetuando análises numéricas complementares às anteriores.

Para assegurar a qualidade do trabalho, fez-se um planeamento prévio dos temas a explorar e dos melhores caminhos a adoptar, tendo o trabalho tido início com o estudo aprofundado da tipologia dos edifícios antigos e das técnicas construtivas utilizadas nas épocas em que foram edificados, tanto na cidade de Lisboa, como do Porto, e que apresentam aspectos comuns a muitas das edificações antigas existentes no território nacional. Uma vez dominado este aspecto, iniciou-se o processo das análises sísmicas dos edifícios em estudo, o que, por sua vez, implicou toda uma aprendizagem quanto ao software a utilizar para a sua realização, assim como a adaptação ao seu funcionamento e interfaces. Neste processo, ficou-se também a compreender melhor os trabalhos anteriores que precederam este, (Rangel 2018) e (Marchesi 2019), e com os quais é partilhada muita informação.

1.4 OBJETIVOS

O decorrer deste trabalho obrigou a uma análise cuidada sobre o caminho a adoptar, dada a grande diversidade de temas e análises que é possível desenvolver sobre este assunto. Em particular, foi determinante reflectir sobre as metodologias e objectivos a alcançar, por forma a incluir no trabalho as análises e resultados mais relevantes para a área da reabilitação estrutural aqui estudada. Atendendo a esta reflexão, decidiu-se seguir dois estudos de diferentes características para assim abranger o maior volume de informação possível dentro do tempo limitado de que se dispôs. Com esse objectivo realizaram-se três tipos de análises que se apresentam nos pontos seguintes.

1.4.1 NLTH (NON-LINEAR TIME HISTORY ANALYSIS)

Este processo consiste numa análise dinâmica no tempo, sendo aplicada ao edifício uma solicitação ao nível da base, simulando um sismo. Trata-se de uma análise que recorre a sismos naturais, ou artificiais, estes últimos gerados com base em espectros sísmicos.

No presente caso, foram utilizadas oito séries de sismos tipo um e tipo dois, totalizando dezasseis sismos por edifício, de acordo com o espectro regulamentar descrito no DNA para Portugal do Eurocódigo 8 e

correspondente à zona da localização dos edifícios, alvo de análise. Este processo, embora moroso, procurou obter resultados mais realistas, que permitissem validar os resultados das análises *Pushover* e pelo método N2, já realizadas e descritas no ponto 1.3, e assim avaliar a capacidade resistente e a vulnerabilidade sísmica dos edifícios na sua forma original e reabilitada.

1.4.2 *PUSHOVER* E NLTH COM PAVIMENTOS RÍGIDOS

Neste processo simula-se a utilização de pavimentos rígidos de betão, caracterizados por lajes de vigotas pré-esforçadas, nos modelos "reabilitados", com o objectivo de avaliar o comportamento dos edifícios submetidos a este tipo de intervenção, nomeadamente como resultado do aumento de massa e rigidez, e comparando-o, posteriormente, com o comportamento dos mesmos no seu estado original (pavimentos de madeira flexíveis).

São então efectuadas análises P*ushover* e NLTH. Contrariamente à segundas, as análises *Pushover* impõem uma determinada lei de carga horizontal, crescente, no edifício e determinam a deformação/deslocamento de um determinado ponto que se considera representativo da resposta do edifício, dando azo a curvas de comportamento. As análises NLTH visaram validar os resultados das análises P*ushover*, como previsto no Eurocódigo 8.

Após realizadas todas as análises, este trabalho dar-nos-á a possibilidade de comparar os vários tipos de análises e confrontar os resultados, validando-os e garantindo uma maior confiança nos modelos utilizados. Desta forma, poderemos tirar conclusões quanto às soluções de intervenção nos edifícios antigos, verificando a melhoria no seu comportamento. Pretende-se também destacar os efeitos do aumento de massa e rigidez das estruturas, numa solução de intervenção já considerada arriscada, que é a colocação de pavimentos rígidos sob a forma de lajes de vigotas pré-esforçadas, devido ao limitado conhecimento dos verdadeiros efeitos, que decorrem destas alterações, para o comportamento dos edifícios.

1.4.3 IDA (INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS)

Esta análise acontece no seguimento da anterior, sendo utilizados os mesmos sismos utilizados nas análise NLTH, porém escalando-os para diferentes intensidades, neste caso para diferentes acelerações máximas de pico (*PGA-Peak Ground Accelerations*) através da multiplicação directa das acelerações por um factor de escala.

Neste caso, estas diferentes intensidades podem ser entendidas como uma deslocação dos edifícios para outras zonas sísmicas, no presente caso de maior risco sísmico, adoptando para estas acções os valores os *PGA* previstos pelo Eurocódigo 8 para essas novas zonas, porém mantendo o espectro típico da zona do Porto. Isto permite estudar a vulnerabilidade sísmica dos edifícios.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este documento encontra-se dividido em oito capítulos.

Nos primeiros quatro capítulos encontra-se a parte mais descritiva do trabalho. No presente capítulo são explicadas as bases e todo o enquadramento que levou à realização deste trabalho. São ainda destacados e apresentados os trabalhos anteriores que são os alicerces deste estudo, assim como a empresa que proporcionou e apoiou a sua realização, fornecendo todo o conhecimento e informação necessários. Embora não sendo o foco principal deste estudo, é feita também a apresentação das boas práticas da reabilitação juntamente com a identificação de alguma bibliografia de interesse sobre o assunto. Por fim, são enumerados os objectivos deste trabalho e a contribuição, para a Engenharia, que se pretende dar com a sua realização.

No capítulo dois discute-se a temática da modelação e *software* utilizado; explica-se a abordagem e funcionamento das ferramentas utilizadas, assim como dos parâmetros assumidos, para uma melhor compreensão das análises que foram depois executadas.

Nos capítulos três e quatro faz-se uma descrição geral e particular dos edifícios em estudo, sendo o capítulo três reservado aos edifícios no seu estado original e o capítulo quatro aos edifícios após intervenção reabilitativa, sendo enumeradas as soluções de intervenção utilizadas para cada um.

No capítulo cinco são apresentados os primeiros resultados das análises dinâmicas pelo método NLTH, para os edifícios nos seus estados original e reabilitado, assim como toda a informação detalhada referente ao processo adoptado para a sua realização.

De forma igual, no capítulo seis apresenta-se toda a metodologia utilizada para a modelação dos edifícios com diafragmas rígidos, assim como o processo de análise a que os modelos foram submetidos. Ainda dentro deste capítulo, são apresentados os resultados obtidos por estas análises.

Por fim, o capítulo sete destina-se às considerações finais. São apresentadas as conclusões tiradas a partir dos resultados das diversas análises, sendo analisados e comparados todos os resultados obtidos, realçando o contributo deste trabalho para o aumento do conhecimento na área do comportamento sísmico de edifícios antigos de alvenaria de pedra.

2
Modelação

O objectivo deste trabalho consiste em verificar a capacidade resistente de edifícios a eventuais solicitações sísmicas pré e pós-reabilitação. Para ir ao encontro de tal objectivo, recorreu-se ao *software* de modelação e cálculo estrutural *Tremuri*, desenvolvido originalmente na Universidade de Génova (Gambarotta e Lagomarsino 1996). Este *software* baseia-se no método dos pórticos equivalentes, recorrendo a macroelementos deformáveis para a modelação da estrutura. Os pressupostos do método serão aprofundados nos próximos parágrafos.

Neste trabalho foram utilizadas duas versões distintas do programa, sendo a primeira a versão comercial do *3Muri (S.T.A. DATA)*, cuja interface possui visualização do modelo em 3D, facilitando muito a sua modelação, e produz um modelo numérico que foi introduzido na segunda versão *Tremuri Research* (Lagomarsino et al. 2013). Esta versão do programa foi desenvolvida com base num macroelemento mais avançado, inicialmente desenvolvido por (Penna, Lagomarsino e Galasco 2014) e mais tarde por (Bracchi et al. 2018), que permite uma melhor análise, não-linear, do comportamento do edifício.

2.1. Modelo de Macroelementos

2.1.1. Modelo no *Tremuri*

O software *Tremuri* recorre à utilização de macroelementos para modelar as estruturas e simular as acções sísmicas em edifícios. Este método, baseado em pórticos equivalentes, provém do conhecimento que a Engenharia Civil possui, maioritariamente por observação, quanto aos danos provocados pelas acções sísmicas nas fachadas dos edifícios, e das consequências estruturais que decorrem dos mesmos. Estes efeitos ocorrem por norma nos nembos (colunas) e lintéis (vigas), ilustrados na *Figura 2.1*, e caracterizam-se por fendas originadas por forças de corte.

Figura 2. 1 - Nembos (à esquerda) e lintéis (à direita) (Lagomarsino e Cattari 2009)

No entanto, os elementos que os ligam não registam, por norma, qualquer tipo de dano. Deste forma, o software *Tremuri* cria macroelementos deformáveis, figura 2.2, que simulam o comportamento dos nembos e dos lintéis, ligando os mesmos através de elementos de grande rigidez, reproduzindo desta forma o comportamento das paredes no seu plano.

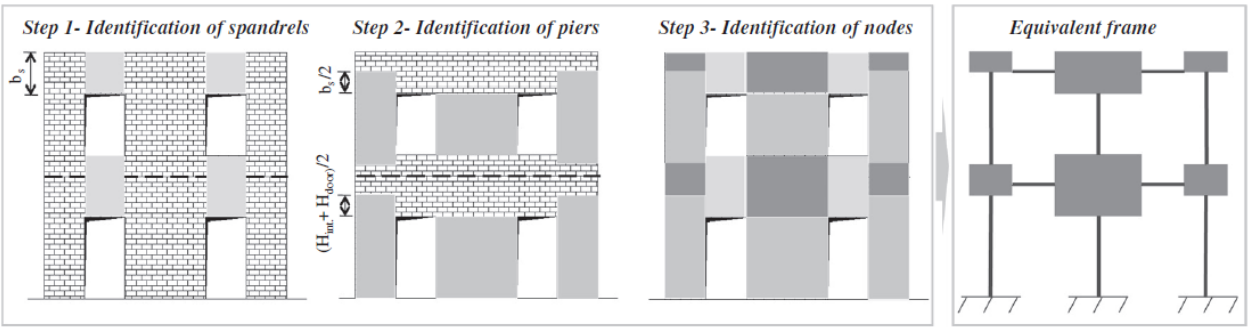


Figura 2. 2 - Identificação de nembos e lintéis e criação do pórtico equivalente (Lagomarsino et al. 2013)

Para obter resultados credíveis, pretende-se do modelo que apresente comportamentos elásticos e plásticos realistas, que faça uma boa avaliação das forças de corte e flexão produzidas aquando da solicitação, e que ofereça ao utilizador respostas cíclicas consistentes quando sujeita, a estrutura, a solicitações laterais.

Este modelo de macroelementos, utilizado pelo programa *Tremuri*, cumpre com estes requisitos e tem-se demonstrado muito útil neste tipo de análise, razão pela qual foi utilizado neste trabalho.

2.1.2 O Macro Elemento

O Macro Elemento, como já referido, e ilustrado na figura 2.3, quando analisado de forma isolada, pode ser dividido em três partes, sendo a base e o topo duas interfaces de espessura infinitesimal e somente sujeitas a deformações axial e de flexão, e um corpo central sujeito às acções transversais e consequentes deformações. O corpo central possui assim dois graus de liberdade, enquanto as interfaces possuem três de modo a permitir as rotações e deformações axiais das extremidades do corpo central.

A flexão do elemento é avaliada recorrendo a "molas", de comprimento nulo, entre as interfaces e o corpo central, sendo que estas seguem um comportamento bilinear à compressão, simulando a resistência do painel de alvenaria, e não possuem qualquer capacidade resistente à tracção. Este macroelemento está programado ainda para simular o esmagamento da alvenaria nos cantos do elemento, consequência da flexão e redirecção das cargas (Bracchi, Galasco e Penna 2017).

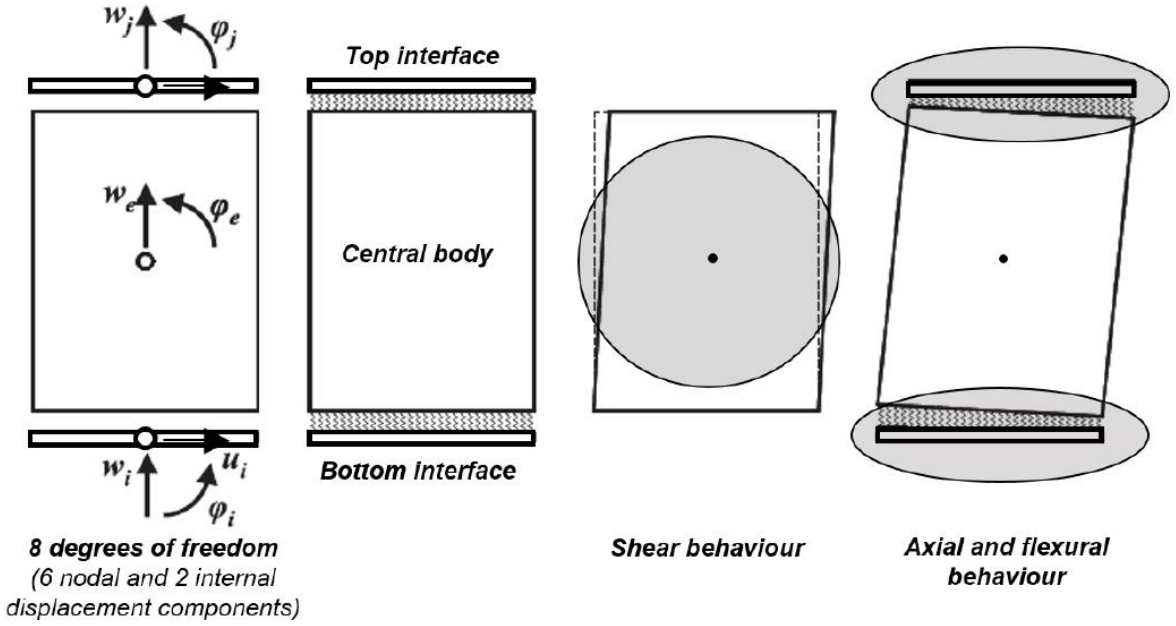


Figura 2. 3 - Cinemática do Macroelemento (Penna, Lagomarsino e Galasco 2014)

A resposta ao corte é simulada através de uma lei que relaciona, de forma não-linear, o esforço de corte e a deformação horizontal relativa, sendo provocada através de uma carga uniforme normal ao elemento.

O modelo de corte consiste na aplicação de um critério equivalente, tipo Coulomb, para determinar a resistência ao corte do painel que se considera macroscopicamente representativo dos modos de rutura, nomeadamente da fissuração diagonal e do escorregamento das juntas. O dano associado a esses mecanismos é depois medido por meio de um componente de deformação inelástico que ocorre quando o limite friccional de Coulomb é atingido ($V_f = \mu * W$). Para melhor descrição deste efeito, inclui-se o parâmetro α assumindo o valor "0" na fase elástica, o valor "1" no pico de resistência em fase plástica, e superior a "1" no patamar plástico, como ilustrado na figura 2.4. Este parâmetro permite ao modelo simular

a perda de rigidez e capacidade resistente, decorrentes da entrada dos materiais em regime plástico, como acontece com acelerações bruscas e breves, típicas da actividade sísmica.

Para calibrar estes macro elementos, devem ser introduzidos no programa os parâmetros necessários à sua caracterização, sendo que devem ser representativos do comportamento médio das paredes em estudo. Assim sendo, além das características geométricas, devemos incluir mais oito parâmetros, sendo estes:

- Densidade (ρ)
- Módulo de Young (E)
- MóduloTransversal (G)
- Resistência à Compressão (f_m)
- Coesão (c_{eff})
- Coeficiente de atrito (μ_{eff})
- Parâmetro que descreve a inclinação da curva de capacidade resistente em fase elástica pré-pico (C_t)
- Parâmetro que descreve a inclinação do desnível pós-pico (β)

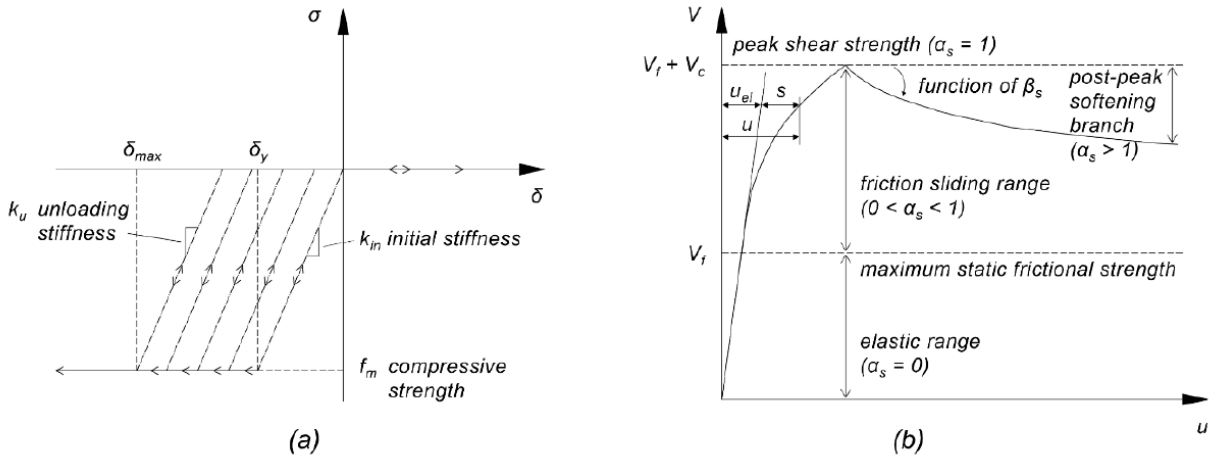


Figura 2. 4 - Elementos Constitutivos do Macroelemento (a) “molas” da interface (b) Gráfico de resistência ao corte (Penna, Lagomarsino e Galasco 2014)

2.1.3 MODELAÇÃO 3D

No software *Tremuri* as paredes são a estrutura responsável por resistir às cargas e acções. Uma parede é modelada como pórtico equivalente constituído por macroelementos ligados por nós rígidos.

Os pavimentos são elementos 2D cuja função única é a transferência de cargas laterais entre paredes.

A estratégia de modelação e cálculo estrutural deste software, assume assim o foco na resposta global da estrutura do edifício. Para que tal aconteça, considera-se a adequada ligação entre as paredes e os pavimentos, sendo ignorados os efeitos da resposta das paredes fora-do-plano assim como da flexão dos pavimentos. Essa assemblagem encontra-se representada pela figura 2.5.

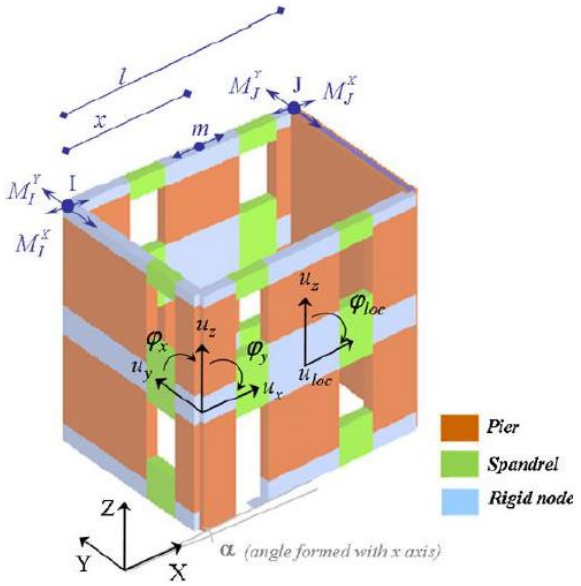


Figura 2. 5 - Modelação de um edifício no *Tremuri* (Lagomarsino, 2013)

No âmbito deste trabalho realizou-se inicialmente a modelação de um edifício de dimensões consideráveis, localizado na praça do Rossio em Lisboa, e que se encontra actualmente em estudo na empresa NCREP para possível intervenção estrutural.

Este desafio permitiu ao autor a melhor compreensão do programa utilizado e a familiarização com o mesmo, assim como a prévia adaptação às estratégias de modelação e ferramentas a utilizar.

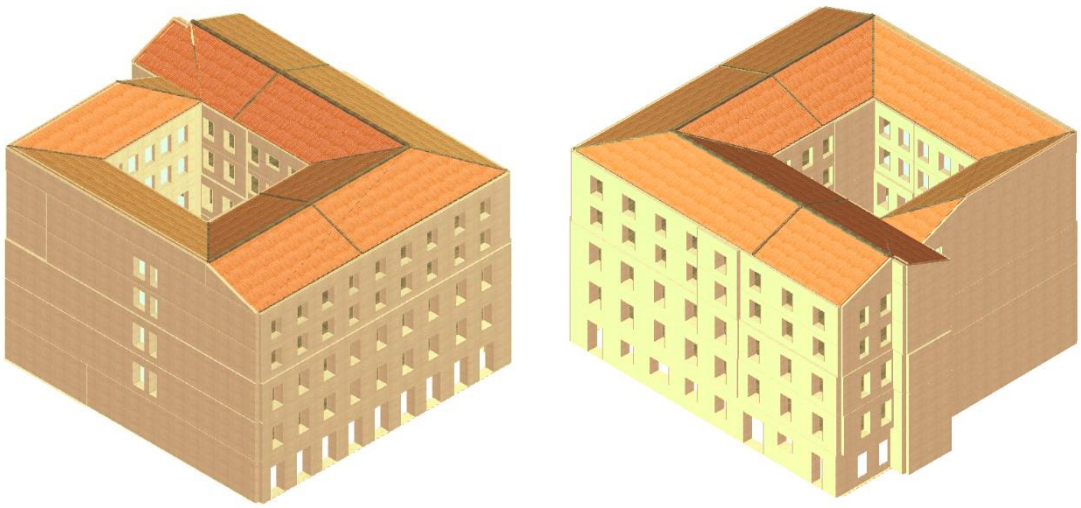


Figura 2. 6 - Modelação no *Tremuri* de um edifício em Lisboa

2.2 ENSAIOS LABORATORIAIS

Os modelos computacionais, utilizados no presente trabalho foram elaborados por (Marchesi 2019) da Universidade de Pavia, no decorrer da elaboração da sua tese. Foram desenvolvidos para avaliar a capacidade resistente de edifícios reais da cidade do Porto, e, como tal, foi necessário calibrar os materiais no programa *Tremuri*, adoptando valores obtidos a partir de resultados de testes realizados em laboratório em paredes de alvenaria reais. No presente caso, foram utilizados os resultados dos testes de compressão e compressão com corte no plano conduzidos, com início em 2010, por (Almeida 2013) no *Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural* (LESE) da *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto* (FEUP), em paredes resistentes de alvenaria de granito de pano simples, presentes nos edifícios antigos da cidade do Porto. Estas campanhas experimentais foram divididas em duas etapas. Numa primeira etapa foram recolhidos troços de paredes dum edifício do Porto que durante o processo de reabilitação sofreu a demolição de algumas das suas paredes que foram cortadas, transportadas e testadas no LESE. Alguns desses troços de parede foram testados à compressão e outros ao corte com compressão constante, tendo estes resultados, ilustrados a título de exemplo nas figuras 2.7 2.8 e 2.9, sido utilizados na calibração dos modelos de comportamento material (Marchesi 2019).

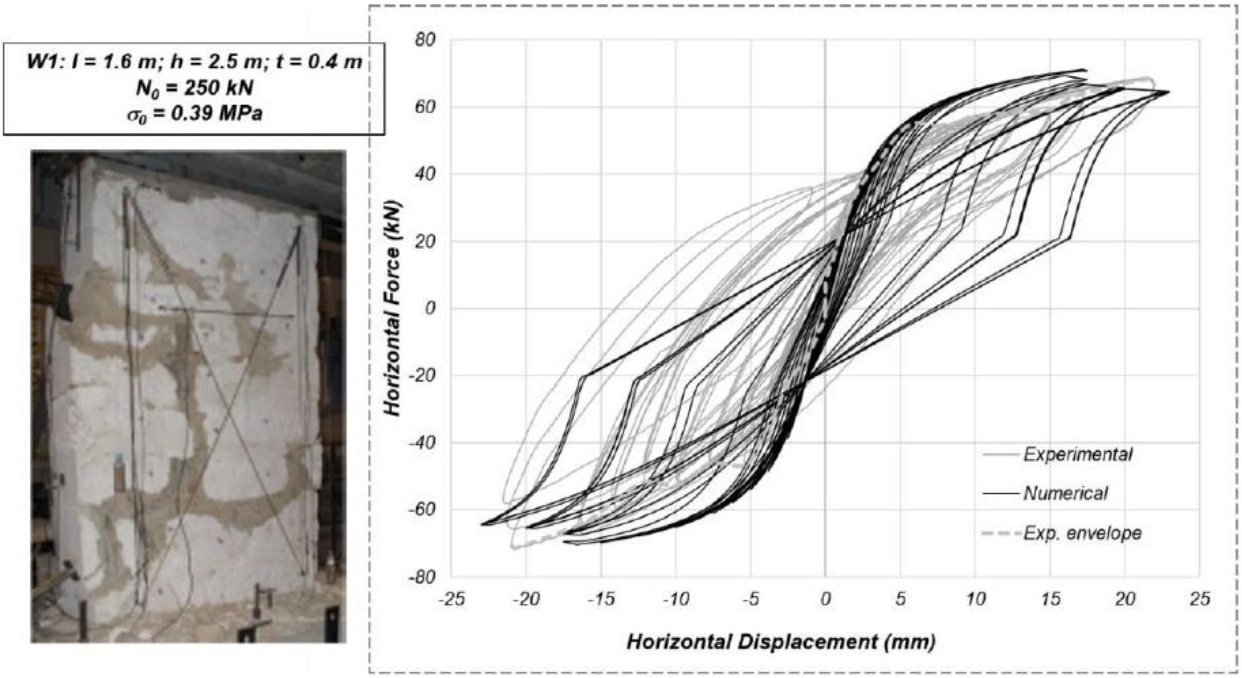


Figura 2. 7 - Exemplo da resposta experimental (Almeida 2013) e numérica após calibração (Marchesi 2019) de um troço de parede de folha simples de granito extraida de um edifício e submetida a carga vertical constante e carga horizontal cíclica

Numa segunda fase, foram construídas paredes no LESE, posteriormente divididas em troços de dimensão semelhante, porém com diferentes tipos de aparelhamento e juntas, de acordo com tipologias encontradas em paredes de edifícios na cidade do Porto.

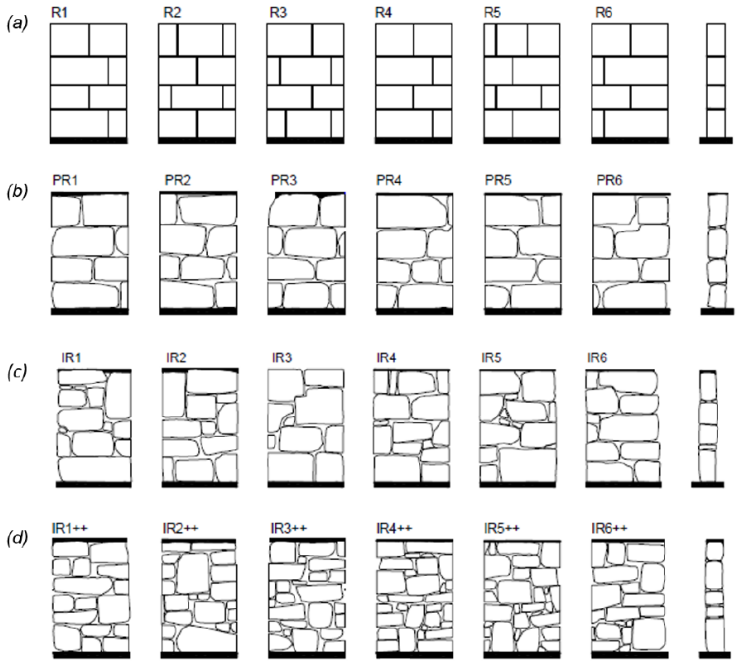


Figura 2. 8 - Organização das alvenarias das paredes construídas em laboratório (Almeida 2013)

Estas paredes foram igualmente testadas à compressão e ao corte com compressão constante, permitindo assim avaliar os efeitos das diferenças mencionadas e criar uma base de dados que englobasse diferentes possíveis texturas de paredes de alvenaria de granito.

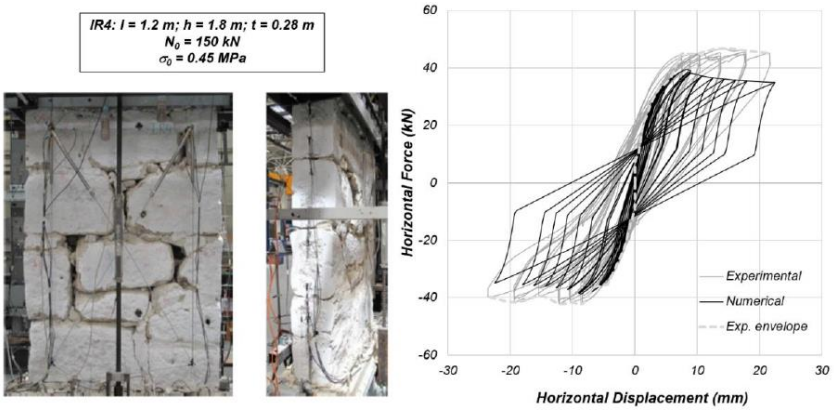


Figura 2. 9 - Exemplo da resposta experimental (Almeida 2013) e numérica após calibração (Marchesi 2019) de um troço de parede de folha simples de granito construída no LESE e submetida a carga vertical constante e carga horizontal cíclica

Os testes aqui descritos foram de extrema importância para este trabalho, pois garantiram a eficácia das análises feitas, ao permitir calibrar os modelos com valores reais, quadro 2.1. Destaca-se que o programa

Tremuri permite a fácil alteração dos parâmetros, assim como a utilização de diferentes unidades, à escolha do utilizador.

Quadro 2. 1 - Parâmetros da alvenaria de pedra de granito (Marchesi 2019)

Macroelement parameter (units)	Average experimental estimates for different bond types				Values adopted in the models
	W	PR	IR	IR+	
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, Gc_t	-	-	-	-	**1.50**
Softening parameter, β	-	-	-	-	**0.15**

[a] low-bound estimate

Tendo sido esta temática abordada de forma mais extensa nos trabalhos de (Marchesi 2019) e de (Almeida 2013), optou-se por não entrar em maior detalhe sobre os mesmos, podendo toda a informação ser consultada nas referências mencionadas.

2.3 PRESSUPOSTOS DA MODELAÇÃO

De acordo com o apresentado em 1.2, os edifícios aqui em estudo, que são descritos com maior detalhe no capítulo 3, caracterizam-se, de forma geral, por serem constituídos por paredes portantes de alvenaria de pedra e pavimentos e cobertura de madeira. No entanto, identificaram-se outros materiais usados nestes edifícios cujos parâmetros adotados na modelação serão apresentados neste ponto e depois associados aos diferentes edifícios nos capítulos 3 e 4.

2.3.1 ALVENARIA DE PEDRA

Tratando-se de um trabalho com algum pioneirismo no caso das construções do Porto, nem sempre foi fácil a recolha de informação sobre as características dos elementos estruturais/materiais usados na sua construção. Como apresentado em 2.2, para a construção dos modelos recorreu-se aos resultados de ensaios laboratoriais executados em paredes de alvenaria de pano simples. Porém, é comum verificar-se a existência de paredes de pano duplo em elementos transversais, ou seja, nas paredes de fachada, tendo-se assumido para as paredes de pano duplo os mesmos valores obtidos em 2.2.

Outros parâmetros a serem atribuídos ao modelo para as paredes de alvenaria de pedra são a capacidade dos deslocamentos relativos máximos. De acordo com a informação recolhida da bibliografia existente (Vanin et al. 2017), foram considerados para *Drifts* últimos por flexão e por corte, 0.85% e 0.6%, respectivamente.

2.3.2 Pavimentos e Cobertura

A atribuição dos parâmetros para caracterização dos pavimentos foi facilitada pelo facto de, na sua grande maioria, os edifícios analisados apresentarem a mesma tipologia de pavimento. Trata-se de pavimentos em madeira, caracterizados por vigas transversais à maior dimensão do edifício, simplesmente apoiadas nas paredes de alvenaria e cobertas por tábuas de soalho pregadas, admitindo-se funcionarem como diafragmas flexíveis.

Foram identificados dois tipos de madeira usada nos pavimentos: castanho (*Castanea ativa*) e pinho (*Pinus pinaster*). À madeira de castanho, utilizada em vigas de pavimento e com densidade de 640 kg/m^3, atribuiu-se a classe de resistência D30, de acordo com testes experimentais realizados, fora do âmbito deste trabalho, na FEUP (Ilharco 2008) e (Sousa, Branco e Lourenço 2014). Adoptou-se ainda para este material um módulo de elasticidade de 10000 N/mm^2. Para o pinho foi considerada a classe C18, de acordo com a norma (Italiana 2016) e que se encontra prescrito nas normas EN 338:195 e EN 1194:1999, tendo sido introduzida nos modelos com uma densidade de 380 kg/m^3 e módulo de elasticidade de 9000 N/mm^2.

Para construir os modelos foi necessário equacionar o efeito das tábuas de soalho, assim como dos pregos que as fixam às vigas, e tentar, através de métodos matemáticos, encontrar os parâmetros a introduzir no programa *Tremuri* para correctamente reproduzir o comportamento dos pavimentos. No entanto, devido ao conhecimento experimental limitado, assim como ao desconhecimento dos parâmetros relativamente ao tipo de ligações (pregos) utilizado, não foi possível obter tal informação. Assim, uma vez que se trata de madeiras antigas sem a manutenção necessária, e atendendo à espessura equivalente do soalho utilizada que foi de t_{eq}=4cm, tomou-se como valor conservativo G_{eq}=10 kN/m2 previsto em (NZSEE 2017) e inferior ao sugerido em (FEMA356 2000) que admite G_{eq}=12 kN/m^2. Este estudo foi realizado à data da elaboração dos modelos e apresenta-se descrito de forma detalhada em (Marchesi 2019) que apresenta também a bibliogafia de suporte à sua realização. Apresentam-se no quadro 2.2 os valores adoptados para os pesos próprios destes elementos.

Quadro 2. 2 - Pesos próprios dos Soalhos e Tectos

Edifícios	Tábuas de Soalho (kN/m^2)	Tectos (kN/m^2)
Rua de São Bento da Vitória	0.188	0.6
Rua do Rosário	0.188	0.6
Rua do Pinheiro	0.157	0.4
Rua do Barão de São Cosme	0.093	0.75
Praça do Coronel Pacheco	0.112	0.6
Rua de Alexandre Braga	0.120	0.8
Rua do Almada	0.188	0.5

Os valores das propriedades mecânicas das madeiras adoptados nas coberturas, e introduzidos no *software Tremuri*, foram os mesmos anteriormente referidos e considerados para os pavimentos.

Relativamente aos pesos próprios, foi também necessário recorrer a tabelas para determinar os valores a utilizar. Assim, para as coberturas consideraram-se os parâmetros para as telhas marselha e lusa, as mais vulgares em Portugal, sendo os seus pesos, respectivamente, 0,45 kN/m^2 e 0,5 kN/m^2.

Por fim, introduziram-se as acções ao nível dos pavimentos e cobertura, tendo sido cumprido o disposto nos Eurocódigos 0 e 1, (IPQ 2009a) e (IPQ 2009b), sendo as sobrecargas adoptadas de 2.0 kN/m^2 para pavimento corrente, 0.3 kN/m^2 para coberturas e 2,5 kN/m^2 para as varandas. Para a combinação de acções, usada no cálculo de estado limite de utilização, foi usado o valor de φ_2=0,3 de acordo com o disposto no Eurocódigo 0 para a utilização prevista para estes edifícios.

2.3.3 Paredes de Tabique

Dada a grande flexibilidade das paredes de tabique simples, ou seja paredes constituídas apenas por uma camada de tábuas verticais justapostas, quanto solicitadas por acções laterais (Pinto et al. 2011), decidiu-se ignorar a sua contribuição para a realização das análises sísmicas. No entanto, as cargas resultantes do peso-próprio destas paredes foram contabilizadas, sendo que, quando não contínuas em altura, assumiu-se no local da parede uma carga distribuída no pavimento, de acordo com o (RSAEEP 1983). Por outro lado, quando estas paredes se desenvolvem continuamente em toda a altura do edifício, como são, por norma, os casos da caixa de escadas, foram consideradas cargas distribuídas em vigas de madeira posicionadas no local das paredes. Assumiu-se, para paredes com cerca de 10 centímetros de espessura, uma densidade ρ=13,5 kN/m^3.

No caso de paredes de tabique com função resistente, cujas características se encontram no quadro 2.3, em que a parede de fachada, recuada, do piso superior é em tabique e contribui para o suporte da cobertura, optou-se por adoptar uma parede com espessura de 5 centímetros (estrutura de madeira sem reboco) e atribuir os parâmetros mecânicos estimados experimentalmente por (Amorim, Silva e Guedes 2018). Para a resistência ao corte foi atribuído um valor baixo f_{v0}=0.05 MPa.

Quadro 2. 3 - Parâmetros das paredes de tabique com função resistente

Parâmetros do Macroelemento	Valores adoptados
Densidade do tabique ρ (kg/m^3)	1376.6
Resistência à compressão fm (MPa)	0.4
Módulo de elasticidade E (MPa)	120.0
Módulo de distorção (MPa)	30.0
Resistência ao corte f_{v0} (MPa)	0.05
Parâmetro de deformabilidade não-linear G_{ct}	8.0
Parâmetro de perda de resistência β	0.8

Nos casos em que todas as paredes do último piso são em tabique, a estratégia de modelação foi um pouco diferente, devido tanto às áreas reduzidas como à incerteza em como modelar o tabique com as ferramentas disponíveis.

Caso o piso se encontre inserido na própria cobertura, no caso de um mezanino, opta-se por distribuir as cargas dessas paredes uniformemente sobre o pavimento. No caso da existência de um último piso delimitado por paredes exteriores em tabique, é colocada em todo o perímetro uma carga distribuída sobre as paredes exteriores de alvenaria do piso inferior.

As coberturas são modeladas como sendo diafragmas horizontais flexíveis que suportam as cargas distribuídas uniformemente, tanto de um eventual último piso (nos casos supramencionados), como do peso próprio e sobrecargas associadas à própria cobertura.

2.3.4 Suposições adicionais

O *software* utilizado *Tremuri* não contabiliza a resistência para fora-do-plano das paredes de alvenaria, ou seja, a contribuição das paredes perpendiculares à direcção do movimento para a estabilidade da estrutura é ignorada. Esses efeitos foram principalmente visíveis nos casos dos edifícios em que não existem paredes interiores em alvenaria, casos esses que inclusivamente apresentaram resultados atípicos quando realizadas as análises. Para os edifícios em questão, decidiu-se inverter a direcção das paredes direccionando-as paralelas ao movimento e invertendo a espessura pelo comprimento, dos macroelementos antes perpendiculares à direcção do movimento (Marchesi 2019).

Verificou-se em alguns casos a existência de elementos em alvenaria de tijolo ou blocos de betão, pelo que também esses materiais tiveram de ser calibrados, e cujos valores usados se encontram no quadro 2.4. Assim sendo, e atendendo à incerteza dos parâmetros de corte deste tipo de alvenarias em Portugal, foram utilizados os valores previstos na norma italiana (MIT 2008) e reduzidos de um factor de incerteza com o valor de 1,35. Os módulos de elasticidade e corte foram divididos por 2 para simular a os efeitos da fendilhação na rigidez.

As caves dos edifícios não foram modeladas por se considerarem caixas rígidas bem confinadas no terreno.

Quadro 2. 4 - Parâmetros dos restantes materiais

Parâmetros do Macroelemento	**Alvenaria de Tijolo Maciço (Edifício D)**	**Alvenaria de Blocos de Betão (Edifício E)**	**Alvenaria de Tijolo Perfurado (Edifício E)**
Densidade do tabique ρ (kg/m^3)	1834.86	1427.12	1223.24
Resistência à compressão fm (MPa)	1.926	2.2	3.41
Módulo de elasticidade E (MPa)	750	1350	1750
Módulo de distorção G (MPa)	250	270	350
Resistência ao corte f_{v0} (MPa)	0.096	0.13	0.22
Coesão μ	0.57	0.4	0.6
Parâmetro de deformabilidade não-linear G_{ct}	2	2	2
Parâmetro de perda de resistência β	0.4	0.4	0.4

3
Casos de estudo

Os edifícios de alvenaria de pedra e estrutura de pavimentos e cobertura em madeira são muito comuns na zona histórica do Porto. O menor risco sísmico desta zona faz com que tenham sido realizados, até à data, poucos estudos sobre o comportamento destes edifícios face às acções sísmicas, razão pela qual existe pouca informação relativamente a este tema.

Este trabalho procura abordar este tema, tendo, para isso, sido necessário, num primeiro momento, identificar de entre todas as possibilidades, os edifícios a estudar, como será apresentado no ponto 3.2. Foram escolhidos sete edifícios, cujas características vão ao encontro do que vulgarmente se identifica como a típica casa burguesa, e que foram recentemente alvo de um projecto de reabilitação realizado pela empresa *NCREP*.

3.1 Características Gerais da Casa Burguesa

3.1.1 Descrição da tipologia construtiva e da sua evolução (Teixeira 2004)

3.1.1.1 Século *XVII*

A tipologia construtiva original, que evoluiu até às construções em estudo neste trabalho, teve origem no século *XVII*, época onde se registam as primeiras características estruturais e materiais, descritas nos próximos pontos. Sem grandes aberturas para o exterior, poucos pisos (máximo 3 pisos) e pé-direito baixo, estas construções eram por norma pequenas com uma largura de cerca de quatro metros e profundidade entre os 10 e os 15 metros. Eram casas polifuncionais onde se registava toda a actividade da família, porém sem instalações sanitárias, espaços sociais, de registo, ou logradouro. O acesso aos pisos superiores era feito por acesso directo no caso de terrenos desnivelados, entre a fachada principal e a fachada de tardoz, ou por um só lanço de escadas longitudinal junto às paredes meeiras, ou transversal encostado ao alçado de tardoz.

Registam-se em finais do século o desenvolvimento desta tipologia construtiva e os primeiros edifícios de maiores dimensões que serão predominantes no século seguinte.

3.1.1.2 Século *XVIII*

No século *XVIII* encontram-se edifícios de tipologia semelhante ao século anterior, porém com processos construtivos melhorados e estruturas mais eficientes, que permitiram o aumento substancial em tamanho, passando agora as suas dimensões para cerca de seis metros de largura e vinte a trinta metros de profundidade, conferindo aos edifícios o formato da típica casa burguesa que nos habituámos a ver na cidade do Porto.

Para além das dimensões em planta, deu-se também o aumento das dimensões em altura, registando-se em média mais pisos, sendo que três pisos, era já usual, e com pé-direito mais alto. Os edifícios passam agora a ter logradouro e fachadas com mais aberturas. As crescentes preocupações com incêndios e problemas estruturais levam à construção de paredes exteriores predominantemente em alvenaria de pedra, deixando o uso dos tabiques para as paredes interiores e para as paredes exteriores apenas dos pisos superiores, no caso de pisos recuados ou acrescentados, contrastando com as construções anteriores em que apenas no piso térreo era utilizada a alvenaria e era predominante o uso da madeira. A utilização polifuncional destes edifícios ainda se mantém, sendo normal a utilização do rés-do-chão para a actividade comercial, como é o caso de armazéns, lojas ou oficinas, aparecendo por vezes um entrepiso entre o rés-do-chão e o primeiro piso de apoio à parte comercial, e dos pisos superiores para habitação. A cozinha localiza-se tipicamente no último piso, de modo a facilitar a extracção de fumos, e o acesso aos pisos superiores faz-se agora por meio de uma escada transversal de dois lanços localizada sensivelmente no centro do edifício.

3.1.1.3 Século *XIX*

No século *XIX* surgem os primeiros edifícios de utilização estritamente habitacional que desenvolveu um novo conceito na construção. Nesta época, devido aos fenómenos de migração e globalização, identificam-se influências trazidas de Inglaterra e do Brasil que viriam a ter grande impacto, tanto na organização das cidades, como nas tipologias construtivas. Apesar das dimensões semelhantes às das construções do século anterior, com excepção do pé-direito que aumenta, a função do edifício altera-se, assim como toda a sua organização. O rés-do-chão passa agora a ser ocupado pela cozinha junto à parede de tardoz e os restantes compartimentos por espaços sociais, sendo os pisos superiores destinados aos quartos e o último piso (recuado ou águas furtadas) aos quartos dos empregados da casa. O acesso a estes pisos continua a fazer-se por meio de uma caixa de escadas transversal e central ao edifício com dois a três lanços, sendo tipicamente iluminada por uma clarabóia.

Identificam-se também no alçado de tardoz destes edifícios, longas varandas apoiadas em grandes cachorros, podendo ser fechadas em marquises com recurso a paredes de tabique simples ou reforçado e com janelas para as traseiras. Estas varandas permitiam o acesso aos volumes dos quartos de banho que, à época se tornam obrigatórios e se localizavam encostados à parede de tardoz. Por fim surge a organização do logradouro com hortas e jardins.

3.1.2 Sistema Construtivo (Teixeira 2004)

As paredes de meação, normalmente partilhadas pelos dois edifícios contíguos, constituem os elementos portantes verticais principais destas estruturas, pois são responsáveis pelo suporte dos pavimentos, ou sobrados, como se designavam comumente na época. Trata-se de paredes, de espessura média, constituídas

por pedra de granito de aparelho irregular, ou nos casos de edifícios mais antigos em tabique misto, ou seja, paredes compostas por barrotes em pinho (frechais, prumos, travessanhos, escoras e vergas) e preenchidas com pedra miúda, ou tijolo maciço em forma de cunha. São revestidas no interior por argamassa de cal e saibro, estucadas e pintadas. Pelo exterior era comumente utilizada uma impermeabilização constituída por uma argamassa asfáltica que era recoberta por uma argamassa de acabamento, azulejos, soletos de ardósia, telha vã, ou ainda, em casos mais recentes, por chapa metálica ondulada.

Os sobrados eram formados por um sistema de vigas constituídas por paus rolados (progressivamente substituídos por vigas de madeira esquadriada, nos finais de século XIX, princípios do século XX), espaçados em cerca de meio metro, que constituíam o vigamento principal que apoiava nas paredes meeiras. Este vigamento era estabilizado por um sistema de tarugos constituído por um ou dois alinhamentos de troços de vigas dispostos perpendicularmente às vigas e que encostavam nas paredes paralelas às vigas, dispostas nos topos dos compartimentos. O soalho era pregado nesse vigamento formando o pavimento em madeira de castanho, pinho da terra, ou no caso de construções mais valiosas em pinho nórdico. No rés-do-chão, o sobrado apoiava acima da cota do solo, formando uma caixa-de-ar que era ventilada de forma a assegurar a sua boa conservação.

As coberturas eram também em madeira, sendo tipicamente constituídas por asnas, ou seja, estruturas trianguladas, constituídas por pernas e linha e podendo conter outros elementos intermédios, como escoras e pendural, assentes num frechal distribuído no coroamento das paredes do contorno do edifício. Estas asnas eram depois ligadas por vigas transversais, designadas por madres, que sustentavam as varas e ripas de suporte da telha. Tipicamente, para estas construções fazia-se uso de telha lusa ou telha marselha.

As fundações das paredes consistiam no prolongamento e espessamento das paredes junto à base, apoiando de forma contínua e directa no solo. A profundidade dessas fundações dependia da qualidade do solo; porém, eram normalmente pouco profundas dada a grande presença de afloramentos rochosos graníticos na região do Porto e ainda a menor tensão transmitida ao solo pelo facto da carga ser distribuída por uma maior superfície no contacto com o solo. Ainda assim, quando o solo era mau no ponto de vista estrutural, era usual a colocação de estacaria em madeira coberta por pranchões onde assentavam as paredes de fundação.

As paredes de fachada sobre a rua são as mais visíveis e por isso com maior preocupação do ponto de vista estético. São paredes de alvenaria de pedra e que utilizavam pedra aparelhada nas ombreiras, vergas e parapeitos. Estas paredes apresentam, por norma, maior espessura e duplo pano, devido às aberturas (portas e janelas), e devido às suas funções que incluem o travamento das paredes meeiras e sobrados, e o suporte da cobertura. Pelo exterior eram revestidas a reboco com argamassa à base de cal e pintadas, sendo que no século XIX verificou-se uma grande produção e utilização do azulejo como revestimento de fachadas. Pelo interior, para o acabamento, era também utilizada uma argamassa de cal e saibro, sendo posteriormente estucadas e pintadas; alternativamente eram utilizados outros tipos de acabamento, tais como azulejos e papéis de parede.

No interior encontram-se paredes em tabique com função meramente divisória, ou com função estrutural secundária, nomeadamente na zona das caixas-de-escada. Estas paredes podem ter tabuado simples ou duplo (tabique simples e tabique duplo), sendo o primeiro composto por um tabuado vertical e o segundo por um tabuado diagonal pregado sobre o anterior, em ambos os casos, revestido por um ripado horizontal sobre o qual era aplicado o reboco.

As paredes de tardoz são paralelas à fachada principal e também de alvenaria de pedra e de folha dupla.

As escadas são também de estrutura de madeira, sendo constituídas por pernas, cadeias e vigas ligadas entre si, com os degraus apoiados nas pernas. Lateralmente, as escadas apoiavam-se em paredes de tabique transversais às paredes meeiras e em paredes de alvenaria.

Referem-se ainda, dada a existência em grande número, os casos de pisos acrescentados, cujas paredes, acrescentadas sobre as paredes de meação, no século XVIII eram em tabique simples ou reforçado. Porém, em casos mais recentes foram utilizados tabiques mistos com a mesma função.

3.2 MÉTODO DE SELECÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO

Por forma a seleccionar os sete edifícios em estudo, foi feita, de forma preliminar, uma compilação das características geométricas referentes a cinquenta e um exemplos da casa burguesa, existentes no Porto (Rangel 2018). Destes exemplos foram depois analisadas as suas características, com recurso a métodos estatísticos, dos quais se registaram parâmetros típicos dos edifícios. De acordo com este estudo foram depois seleccionados os sete edifícios, considerados mais representativos da casa burguesa, e posteriormente modelados para análise (Marchesi 2019).

Todos os dados foram recolhidos de edifícios intervencionados entre os anos 2011 e 2017, pela empresa *NCREP*, que forneceu, para estes trabalhos, todos os documentos de que dispõe referentes a esses edifícios, nomeadamente plantas, de arquitectura e estruturais, RIDs e memórias de cálculo.

A partir destes dados, foi estatisticamente possível criar os parâmetros médios, apresentados na *tabela .1*, para as diferentes características avaliadas, sendo estas:

- Número de pisos acima do solo
- Altura do edifício
- Largura do edifício
- Profundidade do edifício
- Espessura das paredes de alvenaria

Recolhidos os dados, e depois de devidamente avaliados, procedeu-se à selecção dos edifícios mais representativos dos parâmetros médios, i.e., aos sete edifícios aqui estudados e que se descrevem de forma sumária nos pontos seguintes.

Quadro 3. 1 - Parâmetros médios da casa burguesa do Porto

	Original		Reabilitado	
Parâmetros dos Edifícios	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
Número de pisos acima do solo	3.73	1.25	3.84	1.21
Altura (m)	14.01	4.80	14.28	4.81
Largura (m)	6.90	3.04	6.90	3.04
Profundidade (m)	19.35	7.16	19.21	7.23
Espessura da fachada (m)	0.64	3.10	0.64	3.10
Espessura das paredes laterais (m)	0.33	7.08	0.31	7.12

3.3 DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO E PARTICULARIDADES

Os sete edifícios estudados localizam-se no centro do Porto. A figura 3.1 apresenta, em fotografia aérea da cidade do porto, a localização destes edifícios.

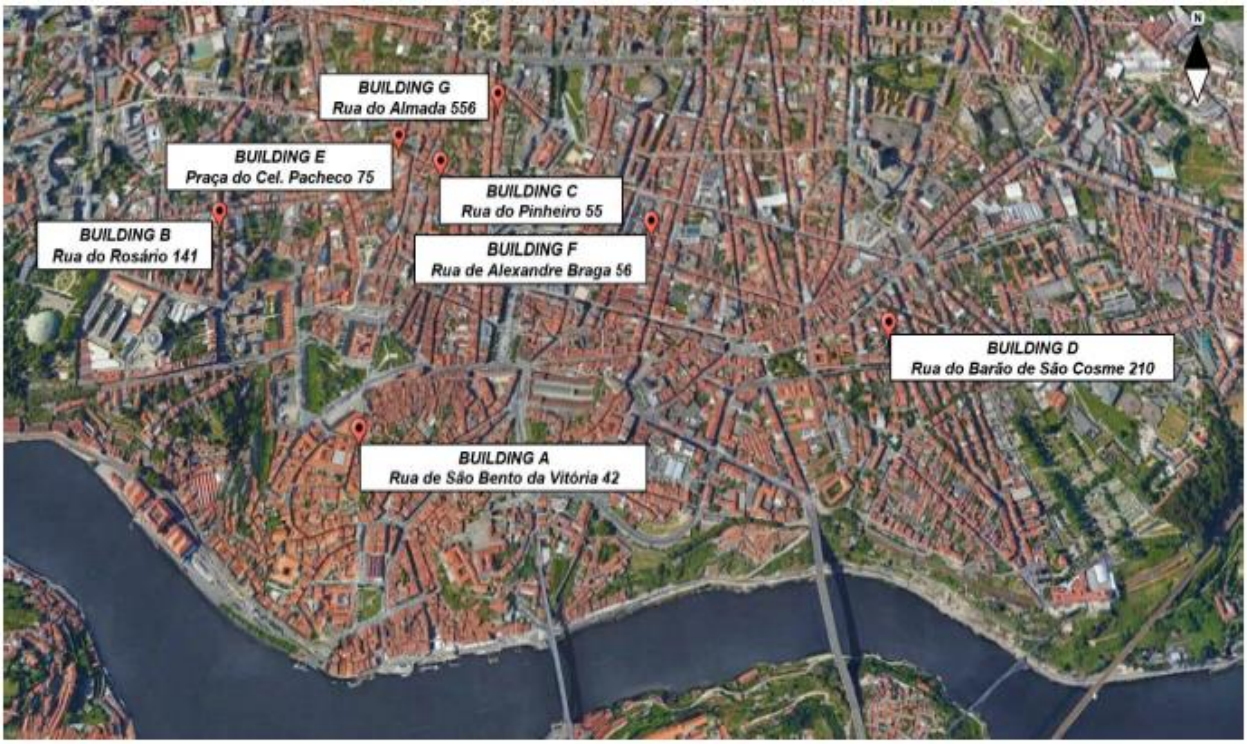


Figura 3. 1 - Localização dos edifícios em estudo (Marchesi 2019)

Apresentam-se, nos pontos que se seguem, e de forma sucinta, as características geométricas, assim como os detalhes de construção referentes aos diversos edifícios no seu estado original. Para maior facilidade de consulta, foram criadas fichas individuais de registo dos parâmetros dos diversos edifícios, que podem ser consultadas em anexo, junto com as respectivas fotografias e plantas (anexos designados nos descritivos).

3.3.1 Edifício Rua de São Bento da Vitória (Edifício A)

Figura 3. 2 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício A

O edifício A, figura 3.2 e 3.3, localiza-se na Rua de São Bento da Vitória, números 42-46. Geometricamente, apresenta uma planta rectangular de dimensões 8,20 x 39,65 m^2, e uma altura total de 12 m, dividida em três pisos acima do solo. As paredes do edifício são de alvenaria de pedra, sendo que as paredes longitudinais são de pano simples enquanto as transversais são de pano duplo e maior espessura. O edifício conta ainda com uma parede interior longitudinal de alvenaria.

Não há grande informação disponível acerca da data de construção, porém pensa-se que terá decorrido entre finais do século XVIII e início de século XIX.

Ao longo do tempo terão decorrido algumas alterações, direccionadas essencialmente ao tardoz do corpo original, tendo sido identificados elementos mais recentes em betão armado datados de 1929.

O edifício encontrava-se desocupado à data da inspecção. Porém, do estudo preliminar retirou-se que o piso zero, abaixo do nível da rua, havia sido utilizado no passado como padaria, motivo pelo qual podia ainda ser encontrado um forno de grandes dimensões neste local.

O piso 1 existe a duas cotas diferentes. Ao nível da rua de São Bento da Vitória existia a loja, enquanto atrás, através de escadas em madeira, se fazia o acesso ao patamar superior, usado para habitação.

A fachada principal do edifício distingue-se como parte original da construção, daí que tenha mantido os pavimentos em madeira, sendo que na parte posterior, que contém acima do piso zero um terraço, existem lajes em betão armado, suportadas por vigas e um pilar, também em betão.

O segundo piso é constituído por pavimentos de madeira, sendo que não mantém a extensão do primeiro piso. Seria, à época, usado também como habitação e, como era usual na época, as instalações sanitárias localizavam-se junto da fachada de tardoz.

No que diz respeito às paredes divisórias interiores, verificou-se, ao nível do piso zero, a existência de paredes em alvenaria de tijolo maciço, enquanto nos pisos superiores estas são de tabique simples.

No anexo A.1, apresentam-se as plantas estruturais e restantes pormenores.

Figura 3. 3 - Paredes divisórias interiores em Tabique (esquerda) e Tijolo (direita)

3.3.2 Edifício Rua do Rosário (Edifício B)

Este edifício B, figura 3.4, situa-se no Porto, mais propriamente na Rua do Rosário, número 141. De geometria rectangular, apresenta-se com dimensões em planta de 8,3 x 20,9 m^2, e altura total de 18,5 m partilhada por quatro pisos.

As paredes exteriores, estruturais, são de alvenaria de pedra de granito, sendo as longitudinais de pano simples e espessura gradualmente menor em altura. As paredes transversais são de pano duplo com sensivelmente o dobro da espessura das longitudinais na base.

O edifício conta com três aberturas para o exterior, por piso, nas fachadas principal e de tardoz.

A meio do edifício encontra-se uma parede longitudinal de pedra que divide o vão entre as duas paredes meeiras em dois, sendo interrompida perto da zona da caixa-de-escadas.

Nos pisos um e dois localizam-se as divisões principais, de uso habitacional, delimitadas por paredes de alvenaria de pedra e paredes de tabique, cujo acesso é feito pela caixa-de-escadas localizada a meio do edifício.

Na fachada de tardoz existem varandas compostas por lajetas de pedra apoiadas em cachorros, onde se situam os volumes dos sanitários para cada piso.

Os pavimentos são de madeira (vigas e soalho) na generalidade do edifício.

No anexo A.2 apresentam-se mais informações em planta e alçado.

Figura 3. 4 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício B

3.3.3 Edifício Rua do Pinheiro (Edifício C)

Este edifício localiza-se na Rua do Pinheiro, número 55. Tem um formato rectangular com dimensões 5,02 x 15,65 m^2 e altura total de 12,76 m ao longo de quatro pisos. Estruturalmente conta com paredes de alvenaria de pedra, sendo estas de espessuras diferentes e variáveis em altura.

As paredes longitudinais são de pano simples, diferentes das paredes transversais que são de pano duplo. Como é possível verificar na Figura 3.5, as fachadas do edifício contam com duas aberturas para o exterior, por piso.

Desocupado à data da inspecção, o edifício teria, no entanto, tido uma função habitacional no passado.

No piso térreo identificou-se também, a delimitar o corredor, uma parede interior de alvenaria de pedra de espessura de cerca de dezoito centímetros. Esse corredor permite o acesso entre as duas fachadas, ou seja, liga a entrada principal à zona do logradouro.

No rés-do-chão, primeiro e segundo pisos podemos encontrar as divisões principais do edifício. Estas encontram-se separadas por paredes interiores divisórias em tabique simples. Já o terceiro piso tem menor área e uma frente recuada, cuja parede frontal é em tabique.

Os três pisos elevados são servidos, na fachada de tardoz, por varandas constituídas por laje de pedra e apoiadas em cachorros, onde, por sua vez, se encontram os volumes dos sanitários delimitados por parede

de alvenaria de pedra. À data da inspecção, essas varandas encontravam-se fechadas pelo exterior com recurso a paredes de blocos de betão.

Os pavimentos deste edifício são em madeira, assim como a caixa de escadas existente no centro do edifício que permite o acesso a todos os pisos.

No anexo A.3 encontram-se as plantas e alçados do edifício.

Figura 3. 5 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício C

3.3.4 Edifício Rua do Barão de São Cosme (Edifício D)

Este edifício, D, figura 3.6, situa-se na Rua do Barão de São Cosme, número 210. Tal como os anteriores, identifica-se um formato quadrangular e dimensões 6,36 x 19,35 m^2, com 13,78 m de altura. Este edifício com três pisos acima do solo e uma cave, vê a sua estrutura suportada por paredes de alvenaria de pedra. As paredes longitudinais têm espessuras na ordem dos 35 cm, enquanto as transversais, de pano duplo, têm 55 centímetros de espessura. Construído em banda, este edifício possui aberturas para o exterior apenas nas fachadas principal e de tardoz.

No passado, o edifício teria sido utilizado para habitação, porém encontrava-se devoluto à data da inspecção.

A entrada faz-se pelo piso térreo, directamente para um corredor que nos leva a uma escada de madeira de um só lanço longitudinal junta à parede meeira, que permite o acesso ao piso 1.

No piso 1 situam-se as divisões principais, separadas por paredes de tabique simples.

O piso 2 é um piso recuado de dimensões reduzidas e encontra-se delimitado por três paredes em alvenaria de tijolo maciço, sendo que a parede frontal é em tabique simples, assim como as paredes interiores divisórias.

Na fachada de tardoz existem varandas ao nível dos pisos 1 e 2, constituídas por lajes de pedra apoiadas em cachorros que dão acesso aos volumes sanitários localizados nas próprias varandas e delimitados por paredes

de alvenaria de pedra. Quando realizada a inspecção, estas varandas encontravam-se fechadas por paredes de tabique e alvenaria de tijolo maciço, respectivamente nos pisos 1 e 2.

Como é habitual nesta tipologia de edifícios, os pavimentos existentes são de madeira, compostos por vigas e soalho.

Mais pormenores estruturais encontram-se ilustrados no anexo A.4.

Figura 3. 6 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício D

3.3.5 Edifício Praça do Coronel Pacheco (Edifício E)

Este edifício, figura 3.7, localiza-se na Praça do Coronel Pacheco, número 75. Este edifício mantém as características base dos anteriores, ou seja, paredes estruturais em alvenaria de pedra que definem a geometria, quadrangular, e medidas de 5,6 x 26 m^2, e apresenta uma altura de 17 m que se divide em quatro pisos acima do solo. O edifício conta ainda com uma cave. Nas paredes de fachada, transversais, de pano duplo e espessura de 65 cm, são visíveis duas aberturas para o exterior, por piso. As paredes longitudinais são meeiras e de pano simples com espessura de 20 cm.

Na fachada de tardoz existe um volume constituído por alvenaria de blocos de betão, que se desenvolve do piso térreo ao primeiro piso, cujos pavimentos são também em betão. Ao nível do segundo andar é inclusivamente possível caminhar sobre esse volume, numa espécie de pequeno terraço.

No terceiro piso identificou-se também a extensão da estrutura, anteriormente recuada e agora com fachada praticamente coincidente com a do restante edifício, com recurso à alvenaria de blocos de betão. Para esta

intervenção realizou-se uma pesquisa histórica que mostrou que os elementos em betão teriam sido realizados num passado recente.

No passado, o edifício terá tido dupla utilização, comercial e residencial, ainda que à data da inspecção estivesse desocupado.

A entrada principal faz-se pelo piso térreo, onde uma parede de alvenaria de pedra, com espessura de 30 cm, se desenvolve, pelo interior, até à caixa de escadas, sensivelmente a meio do edifício, que dá acesso aos pisos superiores.

Junto da fachada de tardoz existem também escadas que dão acesso à cave.

Os pisos 1, 2 e 3 albergam as principais divisões do edifício que teriam tido a função residencial e que se encontram delimitadas, de forma regular, por paredes interiores de tabique simples.

O piso 3 tem uma área sensivelmente inferior, porém contém, junto da fachada principal, uma varanda em laje de betão armado. A parede de fachada deste piso apoia-se numa viga transversal ao edifício também em betão armado.

Na fachada de tardoz, em todos os pisos elevados, existem varandas, em laje de pedra em consola apoiadas em cachorros, onde se localizam os volumes destinados às instalações sanitárias. Encontram-se, no entanto, fechadas por paredes de tijolo perfurado.

Os pavimentos, na generalidade do edifício, como é típico destas construções, são em madeira, constituídos por vigas e soalho.

Figura 3. 7 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício E

3.3.6 Edifício Rua de Alexandre Braga (Edifício F)

O edifício F, figura 3.8, localiza-se na Rua de Alexandre Braga, número 56. Tem um formato rectangular de dimensões 8,78 x 16,90 m^2, e uma altura total de 20,58 m, disposta por seis pisos acima da cota do terreno. Estruturalmente identificam-se as paredes em alvenaria de pedra de granito como o principal elemento resistente. As paredes longitudinais têm uma espessura de 30 cm e as transversais de 35 cm.

No edifício só existem aberturas nas paredes de fachada, principal e de tardoz, sendo que no piso térreo é visível um arco que vence um vão de quatro metros e cobre a montra de uma loja.

O edifício encontrava-se, à data da inspecção, ocupado apenas ao nível do piso térreo, tendo uma utilização comercial. Os restantes pisos estão desocupados, e teriam sido utilizados para habitação e serviços. Uma pesquisa histórica, elaborada no âmbito da inspecção, revelou que o edifício terá sido construído em inícios do século XX, cerca de 1920, e seria destinado à sede de um jornal existente na época, pelo que teriam sido projectados, originalmente, espaços amplos e instalações sanitárias em todos os pisos. Acima do piso térreo existe um mezanino que agora funciona como um piso integral, mas que outrora teria tido uma abertura a meio, provavelmente eliminada em 1960.

Os pisos 1 e 2, usados para serviços, têm uma organização semelhante com três grandes compartimentos principais.

O piso 3 tem uma organização diferente dos restantes e estima-se que terá sido construído posteriormente. Apresenta os seus compartimentos divididos com recurso a paredes de tabique simples.

Por fim, o piso superior faz já parte da cobertura e terá sido resultado de intervenções posteriores, sendo que tem, por isso, menor área e é todo ele delimitado por paredes em tabique simples de 10 centímetros, exteriores e interiores.

Na fachada de tardoz encontram-se pequenos volumes, delimitados por paredes de alvenaria de pedra, destinados às instalações sanitárias.

Os pavimentos terão sido alterados por volta de 1960, quando terá sido eliminada a abertura do mezzanine. Porém, terão mantido as suas características construtivas, nomeadamente vigas de madeira e soalho pregado.

Figura 3. 8 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício F

3.3.7 Edifício Rua do Almada (Edifício G)

Este edifício localiza-se na Rua do Almada, número 554. Tem uma geometria rectangular de dimensões 5,2 x 17,0 m^2. Existem cinco pisos acima do solo, suportados por uma estrutura resistente em alvenaria de pedra de granito. As paredes longitudinais desta estrutura têm cerca de 60 cm de espessura ao nível do piso térreo e 40 cm nos pisos superiores. As paredes transversais têm espessura variável começando nos 75 cm e diminuindo em altura. São visíveis no edifício duas aberturas por piso nas fachadas principal e de tardoz. Junto da fachada de tardoz existe um volume em tabique até ao nível do segundo piso, que será ignorado para a análise sísmica.

Não existem no interior paredes com função resistente, apenas divisórias em tabique simples, sendo a organização dos compartimentos semelhante em todo o edifício.

Existe uma caixa de escadas no centro do edifício, delimitada por paredes em tabique simples que se mantêm em altura.

O piso superior, figura 3.9, ocupa uma menor área e é delimitado por paredes em tabique simples de espessura entre 15 e 20 cm. Apenas uma das paredes é em tabique duplo.

Figura 3. 9 - Parede em tabique duplo (esquerda) de suporte à cobertura

Na fachada de tardoz existem varandas em cada piso, onde tipicamente se localizam os volumes dos sanitários. Estas varandas, figura 3.10, são compostas por lajes de pedra assentes em cachorros.

Os pavimentos são de madeira com vigas e soalho.

Figura 3. 10 - Fachadas da frente e de tardoz do edifício G

4
Soluções de intervenção

Como descrito em 1.2 os edifícios antes de reabilitação estão sujeitos a uma inspecção rigorosa, que inclui levantamento de danos por observação, ensaios e sondagens, no sentido de apurar, entre outras, as suas características estruturais e danos associados. Para os edifícios aqui em estudo foi feita essa inspecção, conseguindo-se determinar o estado de conservação e deficiências estruturais que permitiram posteriormente planear, dimensionar e executar as soluções de intervenção a aplicar a cada um. Nessa tomada de decisão são também equacionadas as necessidades do cliente, desenhos arquitectónicos e toda a informação histórica disponível sobre o edifício, dando sempre prioridade à sua segurança e boas condições de uso.

As soluções aqui adoptadas ao nível estrutural passam, principalmente, pela atribuição de rigidez aos pavimentos, melhorando as suas ligações às paredes, pela redução de fontes de degradação e substituição de elementos degradados, e pela melhoria do comportamento das alvenarias.

Estas soluções, dada a baixa actividade sísmica para a zona do Porto, foram pensadas apenas para as acções verticais e do vento, de acordo com o disposto no (RSAEEP 1983) e nos Eurocódigos (IPQ 2009b).

Uma vez que no decurso deste trabalho recorremos aos modelos reabilitados para a eelaboração dos modelos de diafragma rígido, apresentam-se neste capítulo as soluções de intervenção e as alterações dos modelos reabilitados em relação aos modelos originais (Marchesi 2019). Apesentam-se no quadro 4.1 as principais alterações a que estes edifícios foram sujeitos.

Quadro 4. 1 - Medidas de Intervenção nos edifícios

	Pavimentos			Cobertura	Paredes em alvenaria		Outros		
Edifício	Vigas de pavimento (substituição ou reforço)	Tarugamento	Painéis de OSB	Substituição ou Reforço	Reparação das juntas (argamassa)	Tirantes	Novo piso	Novo volume	Demolição de volume
A	X	X			X	X			
B	X	X		X	X		X		
C	X	X	X	X	X				
D	X	X			X				
E	X	X	X	X	X				X
F	X	X		X	X				
G	X	X		X	X			X	

4.1 Rua de São Bento da Vitória

Neste edifício identificaram-se problemas ao nível dos pavimentos com alguns a exibirem excesso de deformação e vibração, mas também sinais de degradação ao apresentarem sinais de humidade e de ataques de agentes bióticos (fungos e insectos). Esses pavimentos foram integralmente substituídos por vigas com maior secção e espaçamento reduzido. Foi utilizada para as vigas madeira lamelada colada de classe GL24h. A todos os pavimentos do edifício foram aplicados, a meio vão, tarugos. Para contabilizar o efeito dos tarugos no modelo, foi alterado o valor do módulo de elasticidade longitudinal E_1 e ortogonal E_2 dos pavimentos com recurso à fórmula 4.1, em que s_j e s_b representam respectivamente o espaçamento entre vigas e o espaçamento entre tarugos (no caso de um único alinhamento de tarugos, ao centro, considera-se meio vão).

$$\Delta E_2 = \frac{s_j}{2_{sb}} E_1 \quad \text{(Marcesi 2019)} \tag{4.1}$$

No rés-do-chão existe uma estrutura em betão armado. No decorrer da inspecção identificou-se uma forte degradação das armaduras que se encontravam visivelmente corroídas e tinham já causado o destacamento da camada de recobrimento. Os ensaios registaram uma elevada profundidade de carbonatação do betão que contribuiu para a perda de secção dos elementos de betão armado, pelo que se optou pela demolição de ditos elementos e a sua substituição por uma estrutura metálica. As lajes foram substituídas por lajes mistas e, no caso da laje de tardoz, por uma laje de vigotas pré-esforçadas. Ao introduzir no modelo, consideraram-se os elementos metálicos reais, existentes na base de dados do *Tremuri*, e as lajes como pavimentos rígidos com os respectivos pesos-próprios e sobrecargas.

Foram também implementados tirantes com 20 mm de diâmetro, embebidos nas paredes perimetrais, ao nível do piso 1 e cobertura, do volume posterior, fixados às respectivas paredes perpendiculares por forma a melhorar as ligações entre paredes e melhorar o funcionamento conjunto da estrutura.

Quanto às alvenarias, foi aplicada argamassa nas juntas danificadas de modo a melhorar o comportamento da alvenaria. No *Tremuri* isto significou a multiplicação dos parâmetros de resistência à compressão e ao corte (f_m e f_t) por um factor de 1,3, como sugerido pela norma italiana (MIT 2008).

Existem desenhos de pormenor disponíveis no anexo B.1.

4.2 RUA DO ROSÁRIO

Neste edifício encontraram-se, à data da inspecção, os pavimentos em bom estado geral, excepto para o piso 2, onde os pavimentos que vencem o maior vão se encontravam deformados e com sinais de degradação provocados pela existência de fungos. As vigas do pavimento foram por isso substituídas por vigas de madeira lamelada colada da classe GL24h, com secção 10 x 20 cm^2 e espaçadas de 50 cm. Estas alterações provocam o aumento da rigidez dos pavimentos calculada automaticamente no *Tremuri* aquando da introdução dos novos parâmetros. No piso 3 foi também aplicado um tarugamento a meio vão (10x20cm^2) cujo efeito foi introduzido no modelo com recurso à expressão 4.1.

Na cobertura os barrotes encontravam-se danificados e foram substituídos por novos de classe C18 com secção 8 x 8 cm. Por requisição do cliente, foi ainda introduzido um mezanino, à cota de 15,20 m, como novo piso ao nível das linhas de seis novas asnas. Os pesos próprios destes novos elementos foram introduzidos como carga uniformemente distribuída no diafragma da cobertura.

A alvenaria do edifício foi melhorada com recurso à aplicação de argamassas compatíveis nas juntas danificadas e as resistências a introduzir no modelo multiplicadas por um factor de valor 1,3, como mencionado em 4.1.

Mais elementos, referentes à intervenção, a consultar no anexo B.2.

4.3 RUA DO PINHEIRO

Neste edifício, os pavimentos dos pisos 0 e 1 encontravam-se em bom estado de conservação, e assim decidiu-se manter os pavimentos originais, apenas reforçando pontualmente com vigas novas intercaladas com as existentes. No modelo, esta intervenção foi contabilizada com um pequeno aumento da massa do diafragma. No entanto, o piso 2 apresentava-se muito degradado, pelo que necessitou de ser integralmente substituído com recurso a vigas de madeira, classe GL24h, e secção de 10 x 20 cm^2, espaçadas de 40 cm. Em todos os pavimentos foi também aplicado um tarugamento a meio vão com secção 10 x 16 cm^2, modelado, quanto ao módulo de elasticidade ortogonal, com recurso à expressão 4.1. Neste edifício procurou-se aumentar a rigidez dos diafragmas no plano, pelo que foi adoptada uma solução que consistiu na aplicação sobre o soalho existente de placas de OSB do tipo OSB/3, com espessura de 2,2 cm. Na modelação foram utilizados os parâmetros E_{OSB}=3500MPa, G_{OSB}=1080MPa e densidade ρ=640kg/m^3.

Na cobertura apenas se substituiram os barrotes existentes, muito degradados, por barrotes novos de secção 8 x 8 cm^2 de madeira da classe C18.

À semelhança dos outros edifícios, recorreu-se à aplicação de argamassa nas juntas da alvenaria mais degradadas de modo a assim melhorar o comportamento das alvenarias. Os parâmetros mecânicos da alvenaria de pedra a introduzir no *software* foram assim multiplicados pelo mesmo factor considerado em 4.1.

Encontram-se no anexo B.3 plantas mais detalhadas.

4.4 RUA DO BARÃO DE SÃO COSME

Os pavimentos deste edifício encontravam-se em bom estado geral, pelo que foram mantidos. Num caso específico ao nível do piso 1, documentado nas plantas no anexo B.4, registou-se uma forte degradação do pavimento devido à infiltração de água, tendo-se optado por pregar novas vigas às existentes e desta forma criar secções de 22 x 22 cm^2. Estas vigas foram introduzidas no *Tremuri* como vigas únicas com essa secção e espaçadas de 55 cm. Foram também aplicados a todos os pavimentos tarugos de secção 8 x 16 cm^2 cujo parâmetro E_2 foi calculado e introduzido no modelo com recurso à expressão 4.1.

As alvenarias foram reforçadas com a aplicação de argamassa nas juntas danificadas, melhorando assim o seu comportamento estrutural. Este reforço é introduzido no *Tremuri* multiplicando os parâmetros mecânicos por um factor como descrito em 4.1.

4.5 PRAÇA DO CORONEL PACHECO

Os pisos 0, 1 e 2 deste edifício revelaram na inspecção grande deformação, causada pela insuficiência de dimensão das vigas (8x20 cm^2), assim como do seu espaçamento, para vencer o vão de 5,2 m e suportar o peso das paredes divisórias em tabique. Junto da fachada de tardoz identificou-se também a avançada degradação das madeiras por ataque de caruncho, pelo que, para estes casos, se tenha optado por pregar novas vigas, em madeira de classe C18, e secção 14 x 20 cm^2, às existentes de modo a reforçar os pavimentos. No piso 2, o pavimento situado na frente do edifício encontrava-se também degradado devido à infiltração de água, pelo que neste caso se optou por substituir integralmente o pavimento com recurso a vigas de secção 12 x 24 cm^2, espaçadas de 50 cm. Foi também adoptada neste edifício a solução da Rua do Pinheiro, embora neste caso tenham sido colocadas placas de OSB, com espessura de 2,2 cm (classe OSB/3), de forma parcial, ou seja apenas nos pavimentos entre a caixa de escadas e a fachada de tardoz para os pisos 1 e 2. Como acontece com os outros edifícios, foi aplicada uma solução de tarugamento, de secção 10 x 10 cm^2, em vários pavimentos, devidamente identificados nas plantas do anexo B.5.

Quanto à cobertura, procedeu-se à substituição de alguns dos elementos mais degradados, ação que se traduziu num ligeiro aumento de massa aplicado no modelo. As ripas da cobertura foram substituídas, resultando também num aumento da rigidez do diafragma existente no modelo.

As alvenarias apresentavam juntas bastantes danificadas e fendilhadas, tendo-se procedido ao enchimento dessas juntas com argamassa compatível, melhorando assim as propriedades da alvenaria, como descrito em 4.1.

Regista-se também a demolição do segundo piso do volume em betão armado existente junto da fachada de tardoz.

4.6 RUA DE ALEXANDRE BRAGA

Neste edifício o mezanino e os pavimentos dos pisos 1, 2 e 3, junto da fachada de tardoz, foram reforçados com três perfis paralelos HEA240/IPE300 em aço S275JR, perpendiculares às vigas de pavimento, de modo a suportá-las e a diminuir os vãos a vencer pelas mesmas. No caso do mezanino, foram ainda deslocadas as vigas existentes para respeitar um espaçamento de 66 cm. Junto da fachada principal, no mezanino, foi substituído o pavimento por um novo com vigas em madeira da classe GL24h, sendo reforçado com uma

viga metálica, paralela e junto à fachada, do tipo HEA160. As vigas em madeira, que se encontravam degradadas, foram substituídas por novas da classe GL24h. O piso superior foi desenhado para se inserir e desenvolver ao nível da linha das asnas em madeira de suporte à cobertura. Nos pavimentos junto à fachada principal foi ainda inserido um sistema de tarugamento, cujo efeito foi modelado recorrendo à expressão (4.1) de acordo com o processo descrito em 4.1.

A cobertura foi integralmente reconstruída para albergar o novo piso, com todos os elementos em madeira da classe GL24h. Esta cobertura é modelada colocando uma carga uniformemente distribuída sobre o diafragma da cobertura no modelo.

À semelhança dos outros edifícios, foi colocada argamassa, nas juntas danificadas das paredes em alvenaria de pedra, por forma a restituir as suas propriedades resistentes.

4.7 RUA DO ALMADA

O edifício, à data da inspecção, apresentava os pavimentos em boas condições. Ainda assim, foram dimensionados para receber maiores cargas, pelo que tiveram de ser reforçados nos pisos 1, 2 e 3 com vigas C18 de secção 8 x 22 cm^2 intercaladas com as originais e em casos pontuais junto com as mesmas. No entanto, o *Tremuri* só aceita a introdução de pavimentos com secções e espaçamentos uniformes, razão pela qual teve de se estimar, com recurso a métodos matemáticos, uma altura e largura, de secção da viga, equivalente, b_{eq}, através da expressão 4.2. Na expressão b_{eq} e h_{eq} são respectivamente a largura e altura equivalentes das vigas de madeira, A_{pr} o somatório das áreas de todas as vigas do pavimento, e n_{pr} o número de vigas consideradas.

$$b_{eq} = \frac{A_{pr}}{n_{pr} h_{eq}} \tag{4.2}$$

Na cobertura foram substituídas as ripas danificadas por novas de dimensões 8 x 8 cm^2 e espaçamento de 40 cm, aumentando assim a rigidez do diafragma da cobertura.

A alvenaria do edifício foi também alvo de reabilitação, tendo sido colocada uma argamassa, compatível com a pedra existente, nas juntas danificadas restituindo assim as propriedades da alvenaria, propriedades essas modeladas da mesma forma que em 4.1.

Verificou-se nesta reabilitação uma acção interventiva mais profunda, tendo sido construído, junto da fachada de tardoz, um novo volume em alvenaria de blocos de betão. Esse novo volume apresenta pavimentos e cobertura também em madeira, nos pavimentos vigas da classe GL24h, e na cobertura painéis de laminado em madeira colada suportado por vigas metálicas. Na parte da fachada de tardoz deste volume existem pavimentos em betão armado suportados por duas paredes também em betão armado.

5
Análises Dinâmicas e Resultados

Neste capítulo, são apresentados os resultados referentes às análises dinâmicas realizadas aos edifícios nos seus estados "original" e "reabilitado", assim como todos os procedimentos necessários à realização dessas análises e organização dos resultados. Será também descrito o processo da representação gráfica desses resultados de forma a permitir uma fácil leitura e comparação dos mesmos. Uma vez que foram realizadas, só neste capítulo, duzentas e vinte e quatro análises, referentes aos sete edifícios originais, mais sete reabilitados e para oito sismos tipo 1 e mais oito sismos tipo 2, não serão apresentados todos os resultados isolados, mas apenas gráficos e tabelas com resultados merecedores de destaque, ou a título exemplificativo, assim como os gráficos globais englobando toda a informação essencial. Os gráficos secundários e tabelas de dados são apresentados apenas em anexo.

Faz-se notar que, dado o elevado número de análises a efectuar, recorreu-se ao *software* (Mathworks 1994) para escrever um comando que permitisse correr o *Tremuri* em *ciclo*, permitindo a corrida de várias análises em sequência, e com isto realizar de forma mais célere todas as análises que haviam sido programadas inicialmente. Este procedimento permitiu correr o *Tremuri* em segundo plano (*batch mode)*, levando à realização das análises em segundo plano, o que aumentou a velocidade de processamento significativamente.

5.1 Análises dinâmicas (Original e Reabilitado)

De acordo com o EC8, foram realizadas para estes modelos análises dinâmicas na direcção paralela à fachada (menor inércia), recorrendo a dezasseis sismos artificiais, informaticamente gerados: oito sismos de tipo 1 e oito sismos de tipo 2, para a zona do Porto, figura 5.2 e quadros 5.1 e 5.2. Estes sismos foram gerados de acordo com o espectro sísmico associado à zona em estudo, e de forma a que a média fosse representativa do dito espectro, tendo cada sismo os seus picos e particularidades, que podem ser mais ou menos prejudiciais aos edifícios. Na figura 5.1 apresenta-se um exemplo de um desses sismos. Para os sismos do tipo 1 verificam-se oito mil pontos e duração do sismo de quarenta segundos, sendo os *intervalos de tempo* entre os pontos de 0,005 segundos. A aceleração de pico para os sismos de tipo 1 é de 0,4725 m/s^2 e para o sismo tipo 2 de 1,08 m/s^2 como previsto no Eurocódigo 8. Os sismos tipo 2 são de duração mais curta, quinze segundos, mantendo-se os *time steps* de 0,005 segundos que dividem a duração do sismo por três mil pontos.

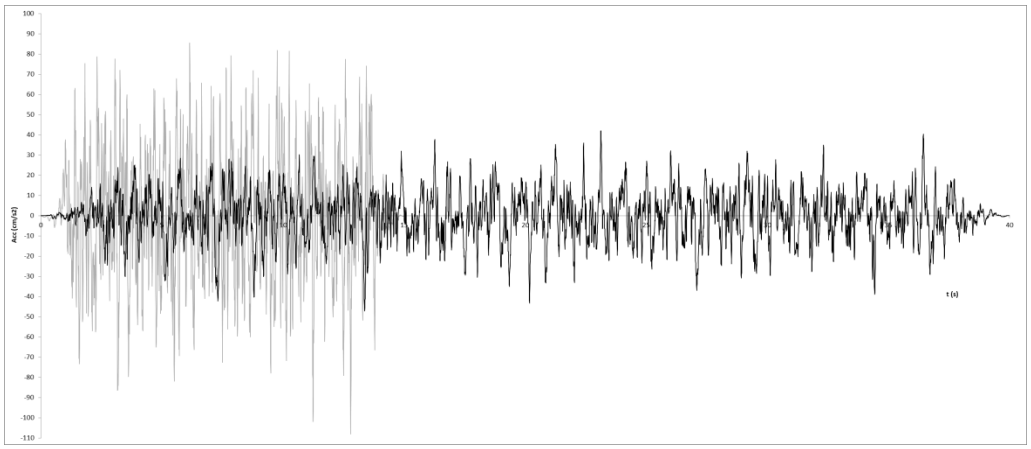


Figura 5. 1 - Espectro do sismo artificial Série 1 para os Tipos 1 e 2

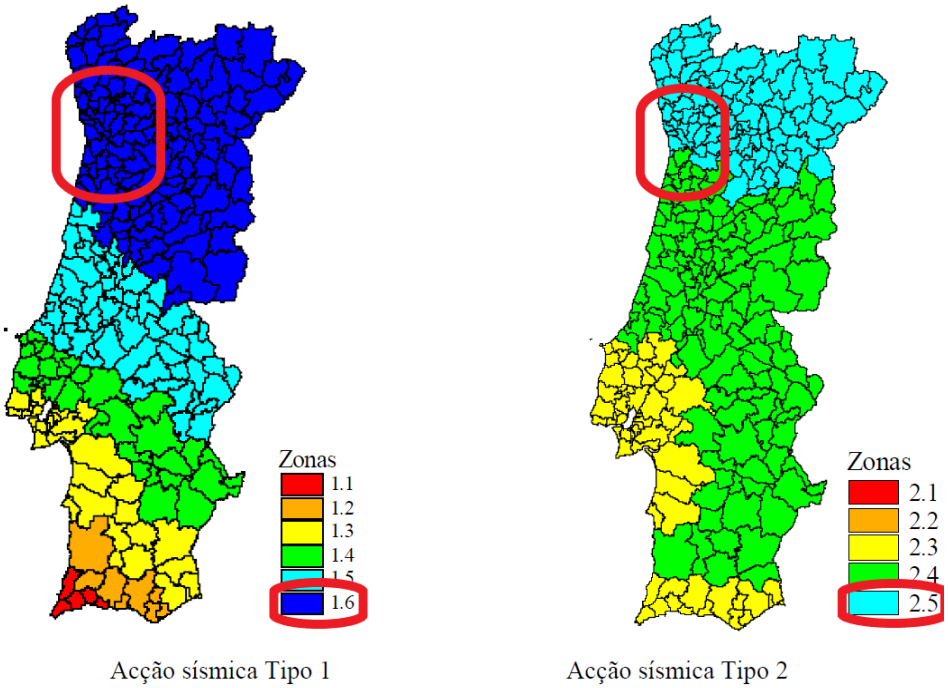


Figura 5. 2 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental (IPQ 2010)

Quadro 5. 1 - Aceleração máxima de referência "a_{gR}" nas várias zonas sísmicas (IPQ 2010)

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

Quadro 5. 2 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico (IPQ 2010)

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Para programar o *Tremuri* e correr estas análises é ainda necessário, além da introdução dos sismos, inserir as propriedades dos edifícios, nomeadamente os coeficientes de amortecimento de *Rayleigh*. Estes parâmetros α e β foram calculados de acordo com a expressão 5.1 retirada do livro (Clough e Penzien).

$$\begin{pmatrix}\alpha\\ \beta\end{pmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_m\omega_n}\begin{pmatrix}\omega_m\omega_n\\ 1\end{pmatrix} \tag{5.1}$$

Ao parâmetro de amortecimento ξ foi atribuído o valor de 5%, valor um pouco alto, porém considerado de modo a garantir a convergência no comportamento dos edifícios. Os parâmetros ω_m e ω_n são as frequências angulares para os primeiro e segundo modos de vibração dos edifícios, respectivamente. Para encontrar esses valores foram realizadas análises modais, com recurso ao *Tremuri*, que automaticamente fornece os períodos dos diferentes modos de vibração. Esses períodos foram convertidos através da fórmula 5.2 em frequências angulares.

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \tag{5.2}$$

As expressões suprarreferidas foram então introduzidas na folha de cálculo originando os resultados que se apresentam nos quadros 5.3 e 5.4.

Quadro 5. 3 - Coeficientes de amortecimento de Rayleigh para os edifícios originais

	Original						
	ξ	T1	T2	ω1	ω2	α	β
São Bento da Vitória	0.05000	0.39158	0.25791	16.04577	24.36212	0.96741	0.00247
Rua do Rosário	0.05000	1.04924	0.37609	5.98834	16.70656	0.44082	0.00441
Rua do Pinheiro	0.05000	0.59000	0.24100	10.64947	26.07131	0.75610	0.00272
Rua do Barão de São Cosme	0.05000	0.41297	0.20047	15.21474	31.34227	1.02426	0.00215
Praça Coronel Pacheco	0.05000	0.84719	0.45209	7.41651	13.89815	0.48359	0.00469
Rua do Alexandre Braga	0.05000	0.80000	0.53600	7.85398	11.72236	0.47030	0.00511
Rua do Almada	0.05000	1.00700	0.35846	6.23951	17.52852	0.46015	0.00421

Quadro 5. 4 - Coeficientes de amortecimento de Rayleigh para os edifícios reabilitados

	Retrofitted						
	ξ	T1	T2	ω1	ω2	α	β
São Bento da Vitória	0.05000	0.35000	0.34000	17.95196	18.47996	0.91061	0.00274
Rua do Rosário	0.05000	0.94000	0.34000	6.68424	18.47996	0.49087	0.00397
Rua do Pinheiro	0.05000	0.52400	0.19600	11.99081	32.05707	0.87266	0.00227
Rua do Barão de São Cosme	0.05000	0.37000	0.19000	16.98158	33.06940	1.12200	0.00200
Praça Coronel Pacheco	0.05000	0.69000	0.28000	9.10607	22.43995	0.64775	0.00317
Rua do Alexandre Braga	0.05000	0.70000	0.52000	8.97598	12.08305	0.51502	0.00475
Rua do Almada	0.05000	1.01000	0.32000	6.22098	19.63495	0.47242	0.00387

Nesta primeira abordagem, definiu-se como objectivo a verificação das curvas *Pushover* existentes e já realizadas (Marchesi 2019), através da realização de análises dinâmicas. Esta verificação, consiste na observação gráfica dos resultados das duas análises e sobreposição dos mesmos de modo a verificar a sua concordância. Para chegar a esta comparação foi necessário seguir um método que se uniformizou para todas as análises. Este método inicia-se com a organização dos resultados fornecidos pelo *Tremuri*, estritamente numéricos e exportados em ficheiro do tipo ".txt". Estes dados são depois inseridos numa folha de cálculo em *Excel*, separando em dois ficheiros distintos as análises para os sismos do tipo 1 e tipo 2 para o mesmo edifício, e são criados gráficos com curvas histeréticas que relacionam o corte basal total medido nos nós da base com o deslocamento médio dos nós do piso superior, para as oito séries, como se apresenta na figura 5.3.

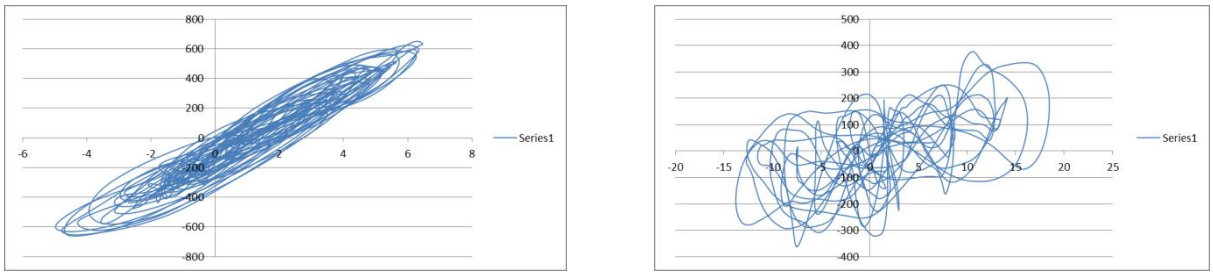


Figura 5.3 - Curvas histeréticas para a Série 1 do Tipo 2 para os edifícios A e B no estado original

Em seguida são identificados e registados o valor máximo do deslocamento médio (de entre os nós do piso superior), assim como o corte basal total associado a esse deslocamento e aceleração sísmica, e o corte basal total máximo, e respectivo deslocamento médio associado, assim como a aceleração registada. Esses valores são depois utilizados para criar um gráfico de pontos sobrepostos às curvas P*ushover*. Estes gráficos permitem analisar a dispersão dos pontos e homogeneidade das curvas, relacionando-as com o processo de dissipação de energia, e o comportamento do edifício, verificando se responde em regime claramente não linear ou dentro de um regime que ainda se pode considerar aproximadamente como linear elástico. A figura 5.4 apresenta exemplos dos gráficos descritos.

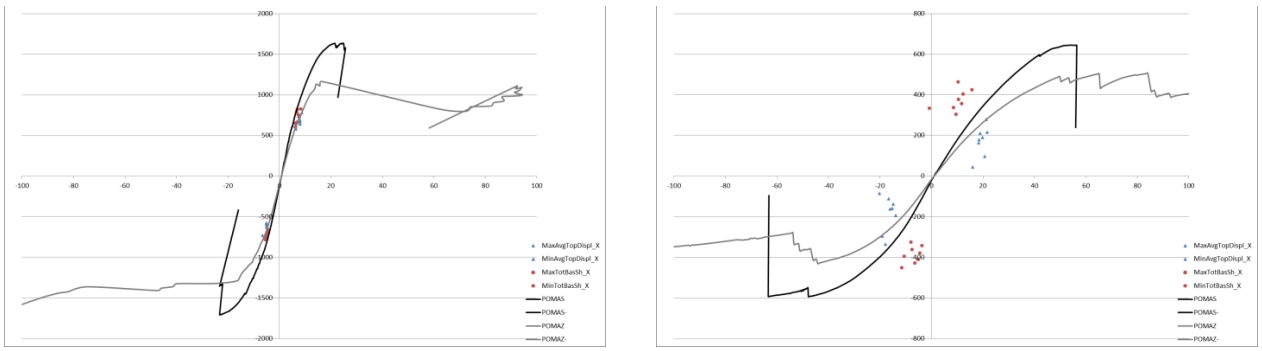


Figura 5.4 - Gráfico comparativo, para o sismo de tipo 2 para os edifícios A e B no estado original

Por fim, no trabalho (Marchesi 2019) foram realizadas análises com o método N2 que correspondem a análises mais simples, previstas no Eurocódigo, com o objectivo de substituir as mais complexas NLTH, e que deverão ser mais conservativas. Com base neste pressuposto, decidiu-se comparar os resultados das duas diferentes abordagens, pelo que se criaram novos gráficos (Figuras 5.5 e 5.7) onde se representa toda a informação obtida neste trabalho e no trabalho (Marchesi 2019). Estes gráficos, apesar de difícil execução, são de leitura simples; os resultados do método N2 estão representados a cinzento e os resultados do método NLTH a preto, sendo que apresentam no eixo vertical os deslocamentos médios máximos verificados para os sete edifícios nos estados original e reabilitado. Foi criado esse gráfico para os sismos tipo 1 e tipo 2.

Assim, representam-se os resultados do método N2, e respectiva média, e os resultados do método NLTH e das suas oito séries, indicando a média e o desvio padrão. Num segundo gráfico, os deslocamentos foram divididos pelas alturas dos edifícios obtendo-se assim os deslocamentos relativos em percentagem,

denominados *Drifts*, e representados nas figuras 5.6 e 5.8. Todos os valores considerados para a elaboração destes gráficos encontram-se apresentados no anexo C. Esses valores incluem os resultados do método do N2 obtidos por (Marchesi 2019); os resultados do método NLTH dizem respeito aos deslocamentos médios máximos dos nós dos pisos superiores retirados das análises realizadas neste trabalho para cada edifício.

5.2 RESULTADOS DAS ANÁLISES DINÂMICAS

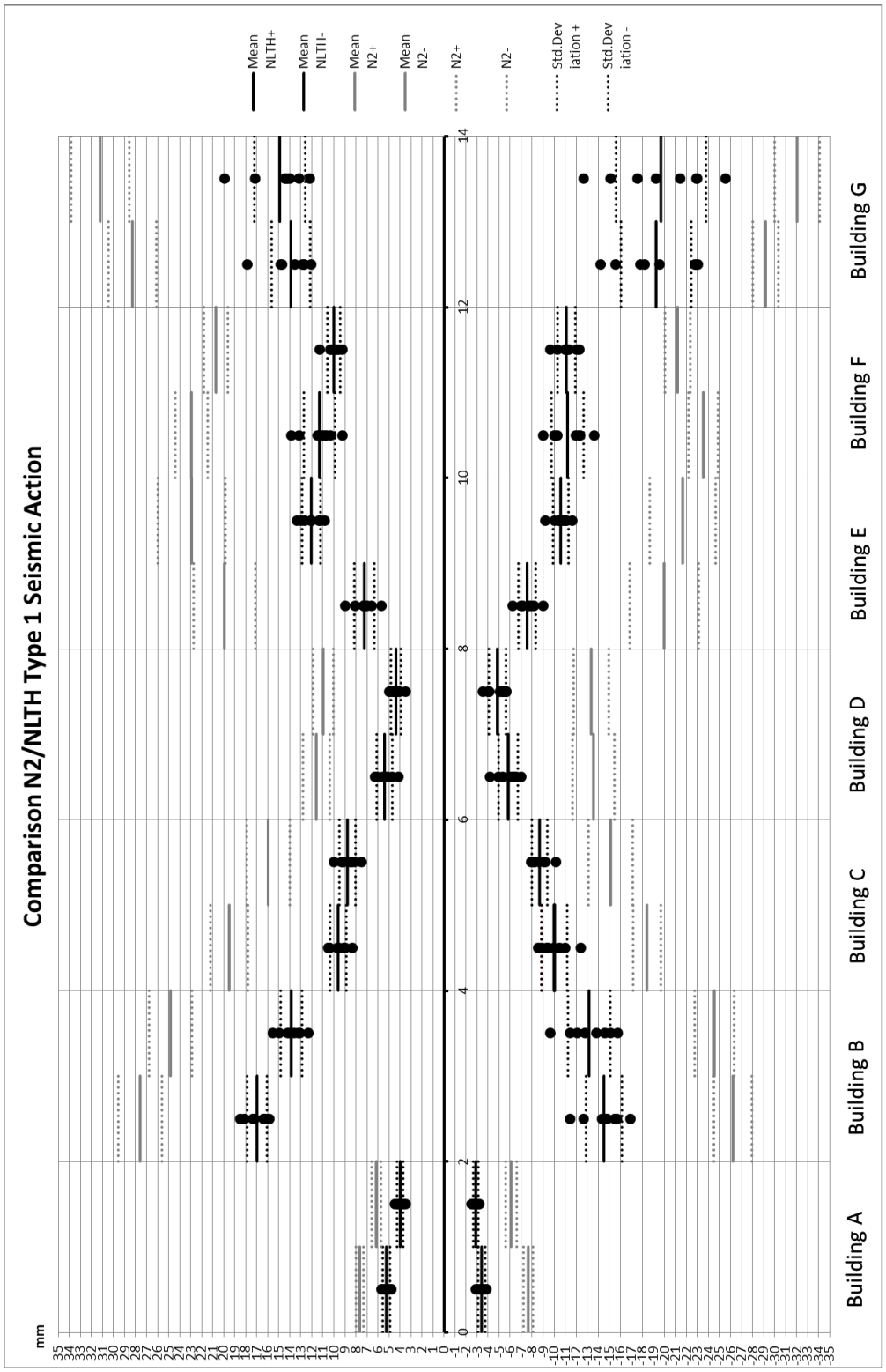


Figura 5. 5 - Gráfico global dos deslocamentos obtidos para os edifícios originais e reabilitados para o tipo 1

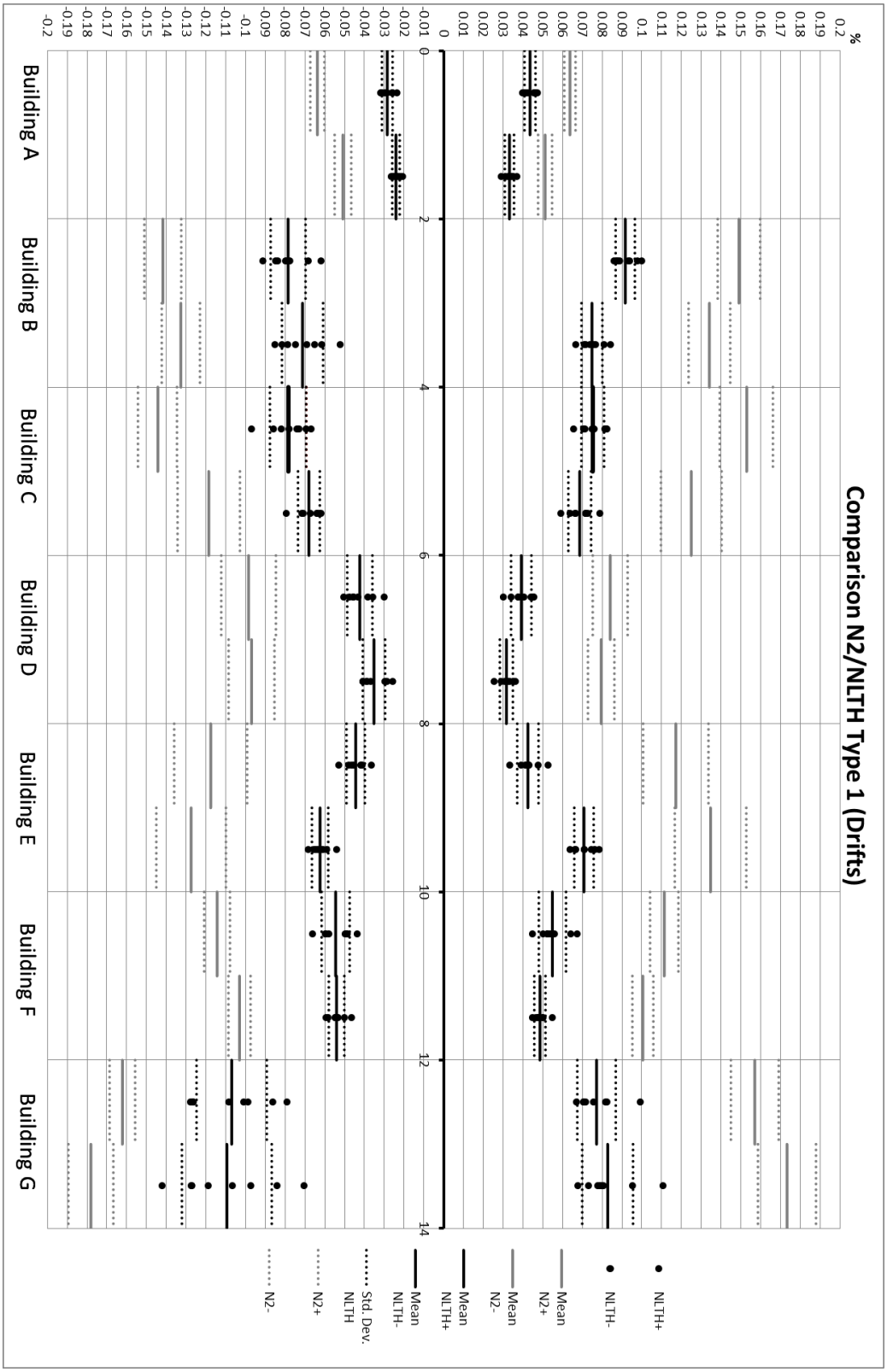


Figura 5. 6 - Gráfico global dos Drifts obtidos para os edifícios originais e reabilitados para o tipo 1

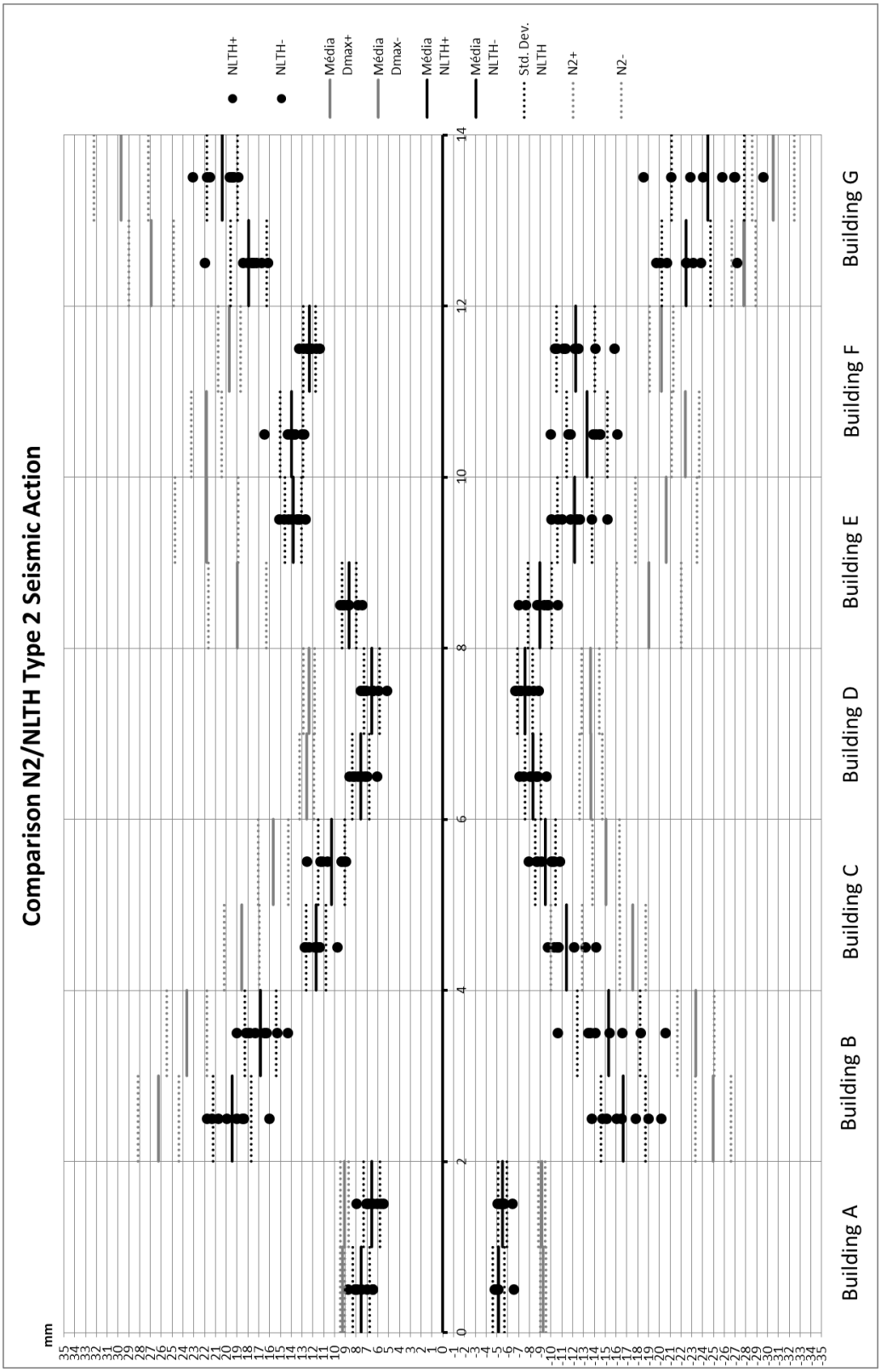


Figura 5. 7 - Gráfico global dos deslocamentos obtidos para os edifícios originais e reabilitados para o tipo 2

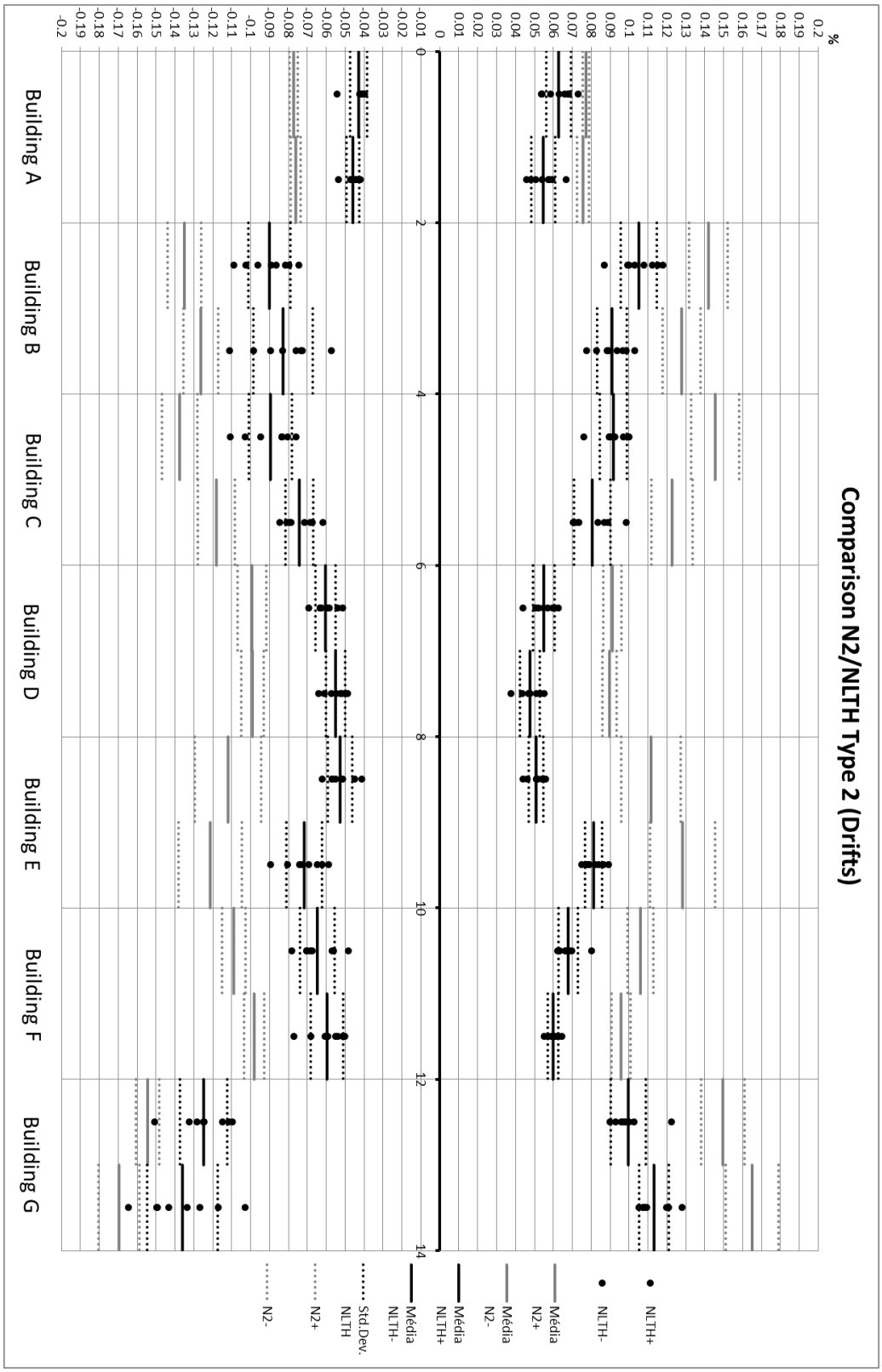


Figura 5. 8 - Gráfico global dos Drifts obtidos para os edifícios originais e reabilitados para o tipo 2

5.3 ANÁLISE DE RESULTADOS

5.3.1 ANÁLISE DE RESULTADOS DAS ANÁLISES DINÂMICAS

Um dos primeiros objectivos deste trabalho foi a validação de curvas *Pushover* que haviam já sido calculadas, como curvas envolventes através da realização de análises dinâmicas do tipo NLTH. Os resultados das análises dinâmicas foram assim graficamente representados recorrendo-se a uma nuvem de pontos que foi sobreposta às curvas das análises *Pushover*. Verifica-se que os resultados das análises *Pushover*, quando comparados com os das análises dinâmicas, coincidem quanto aos valores dos cortes basais e deslocamentos para determinada força ou aceleração. Dado o baixo risco sísmico da zona do Porto, essas nuvens de pontos encontraram-se invariavelmente sobrepostas às curvas na zona do comportamento elástico, longe do patamar plástico e da capacidade resistente da estrutura, mostrando a relativamente baixa vulnerabilidade destes edifícios quanto ao seu comportamento no plano, face às acções sísmicas. Os referidos gráficos não foram incluídos neste trabalho devido ao número elevado de gráficos que resultam desta investigação e das diversas análises realizadas, e uma vez que os mesmos resultados são obtidos e representados nos resultados das análises IDA nas figuras 6.23 a 6.36 fazendo-se representar pelas nuvens de pontos circulares. A figura 5.4 ilustra, a título de exemplo, dois dos gráficos sem incremento da intensidade sísmica, como acontece nas análises IDA.

Nestas análises, destacaram-se os edifícios B e G, cuja maior proximidade dos pontos à zona do patamar elástico resultaram em curvas histeréticas "mais abertas", apresentando uma maior dissipação de energia motivada pelo dano ocorrido. Este facto revelou também uma maior dispersão dos resultados gerais das análises dinâmicas, mostrando para estes edifícios comportamentos menos regulares, quando submetidos a diferentes sismos de igual intensidade, tal como se mostra nas figuras 5.5 a 5.8.

É também de salientar o aumento dos deslocamentos e a diminuição da capacidade do estado original para o estado reabilitado dos edifícios E e G. Este não seria um resultado esperado, pois o objectivo da reabilitação estrutural será melhorar o comportamento estrutural dos edifícios e nunca o contrário. No entanto, e como apresentado no capítulo 4, as acções de intervenção nestes casos incluíram alterações à geometria original dos edifícios, com a construção ou demolição de pisos ou volumes, pelo que se optou por não os tomar como representativos para este efeito.

5.3.2 ANÁLISE DO COMPARATIVO N2/NLTH

A análise sísmica aos edifícios alvo deste estudo foi feita com recurso a dois métodos diferentes: recorrendo a análises dinâmicas NLTH, em que os edifícios são submetidos a sismos virtuais com determinada duração e depois avaliados os resultados dos deslocamentos e cortes basais ao longo da duração do sismo, e ao método N2 que permite a avaliação do comportamento da estrutura, face a determinado espectro sísmico, de forma mais expedita, e que se encontra também previsto no Eurocódigo 8. De forma sucinta, o método N2 consiste na intersecção de uma curva bilinear, retirada a partir do resultado das análises *Pushover*, normalizada à massa do edifício e escalada para um oscilador equivalente de 1 grau de liberdade, com o espectro sísmico previsto no Anexo Nacional para a zona onda se localiza o edifício em estudo. A esta intersecção dá-se o nome de "*performance point*" de onde se extraem depois os valores do deslocamento e aceleração, associados a esse ponto e que correspondem à resposta máxima da estrutura.

Nas figuras 5.5 a 5.8 pode-se verificar a cinzento os resultados do método N2, realizados no âmbito do trabalho (Marchesi 2019), e a preto os resultados do método NLTH. Desta comparação retiraram-se duas conclusões. Como foi mencionado no ponto anterior, os deslocamentos dos edifícios E e G, face à mesma acção sísmica, são superiores para os edifícios em estado reabilitado. Apesar de não se ter tomado estes casos como representativos, são concordantes com os obtidos pelo método do N2.

Por fim, verificaram-se invariavelmente deslocamentos superiores para o método do N2, pelo que se conclui que este método é mais conservativo e pode, de facto, ser utilizado para caracterizar a resposta destes edifícios à acção sísmica.

6
Diafragmas Rígidos e Resultados

Um dos objectivos deste trabalho foi a análise dos efeitos da inserção de pavimentos rígidos, sob a forma de lajes em betão armado, nos casos de estudo. Esta análise surge devido à crescente utilização destas soluções, seja em lajes maciças, aligeiradas, mistas, ou de vigotas pré-esforçadas, nas obras de reabilitação de edifícios antigos. Esta prática, apesar de facilitar o dimensionamento e construção, devido à maior disponibilidade de mão-de-obra qualificada para planear e executar estas práticas mais modernas e usuais, pode trazer consequências negativas ao nível do comportamento estrutural dinâmico do edifício.

Em zonas de baixo risco sísmico, como é o caso da cidade do Porto, as lajes, por norma, são dimensionadas para as acções verticais, não sendo considerado o seu efeito nos elementos verticais que as suportam quando consideradas acções laterais. No entanto, esta prática deve ser ponderada, uma vez que, para além de outros aspetos, o aumento de rigidez dos pavimentos pode levar à perda da capacidade de deformação dos edifícios, tema que se tenta então aqui aprofundar.

6.1 Casos de estudo

Foi então analisado o comportamento dos sete edifícios selecionados neste trabalho face à alteração das condições de rigidez dos pavimentos. Tomaram-se como base os modelos reabilitados, ou seja os modelos em *Tremuri* elaborados em (Marchesi 2019) após intervenção, incluindo assim todas as soluções de reabilitação apresentadas no capítulo 4.

6.2 Modelação

Para modelar estes edifícios tomou-se por base, como já referido, os modelos pós-intervenção e, usando o *software 3Muri*, substituíram-se os pavimentos existentes (em madeira) por diafragmas rígidos, sendo que esta é uma opção existente dentro do *software*. Para este efeito, foram utilizadas as mesmas solicitações anteriormente consideradas, alterando-se apenas os pesos próprios, ou seja, a massa das lajes. Para isso, recorreu-se ao program da (PRESDOURO 2019), empresa especialista em lajes de vigotas pré-esforçadas, disponível *online* que permite determinar as lajes a utilizar que cumpram as análises em *Estado Limite Último* e em *Estado Limite de Serviço*, após introduzidos os parâmetros: distância entre apoios, cargas permanentes, cargas permanentes lineares e sobrecargas. Das várias lajes possíveis, optou-se sempre pelas mais leves. As lajes a utilizar, assim como os valores introduzidos, foram registados numa folha de cálculo

que se apresenta no anexo D. Para as coberturas, duplicou-se o valor das cargas permanentes, simulando a laje da cobertura e a laje de tecto do piso superior, sobrepostas.

Os *softwares 3Muri* e *Tremuri* geram automaticamente ficheiros de texto (.txt), onde se encontra toda a informação relativa aos modelos e de onde a mesma é lida e processada pelo programa. Assim, na tentativa de ter a melhor base de comparação entre os diferentes modelos, sem se alterar outros parâmetros que não os estritamente necessários, dos modelos referentes aos edifícios de diafragma rígido, extraíram-se apenas as informações relativas às novas massas e propriedades dos pavimentos, inseridas depois nos ficheiros de informação dos modelos reabilitados, criados originalmente e calibrados em (Marchesi 2019), mantendo assim os pressupostos descritos em 2.3.

6.3 ALTERAÇÕES NA MASSA DOS EDIFÍCIOS

Uma das preocupações neste tipo de intervenção são as alterações de massa do edifício que decorrem da substituição dos pavimentos em madeira por pavimentos mais pesados em betão. Com este tipo de intervenção, acredita-se que a maior rigidez obtida no diafragma dos pisos se reflecte num eventual melhor funcionamento conjunto das paredes estruturais do edifício, alterando assim a resposta da estrutura à acção sísmica. No entanto, estas soluções têm também implicações ao nível da massa, que deverá ser conjugada com o aumento de rigidez, e consequentemente no comportamento final da estrutura. Apresentam-se, neste ponto, as massas dos diversos edifícios para os estados original, reabilitado e rígido, em ton e kN permitido verificar as alterações. Para tal, consultou-se os ficheiros "*file log*" emitidos pelo *Tremuri*, aquando da realização das análises, já que uma das informações que aí se apresenta são as massas associadas aos diferentes pisos. Essas massas foram então somadas, ignorando a massa de metade das paredes do piso térreo, que se considera encastrada no terreno e sem participação na resposta estrutural, e foi também calculada a diferença entre as massas totais associadas aos diferentes estados do edifício. A variação da massa está representada nos gráficos das figuras 6.1 e 6.2, tendo a mesma se situado por norma entre os 20% e os 30%.

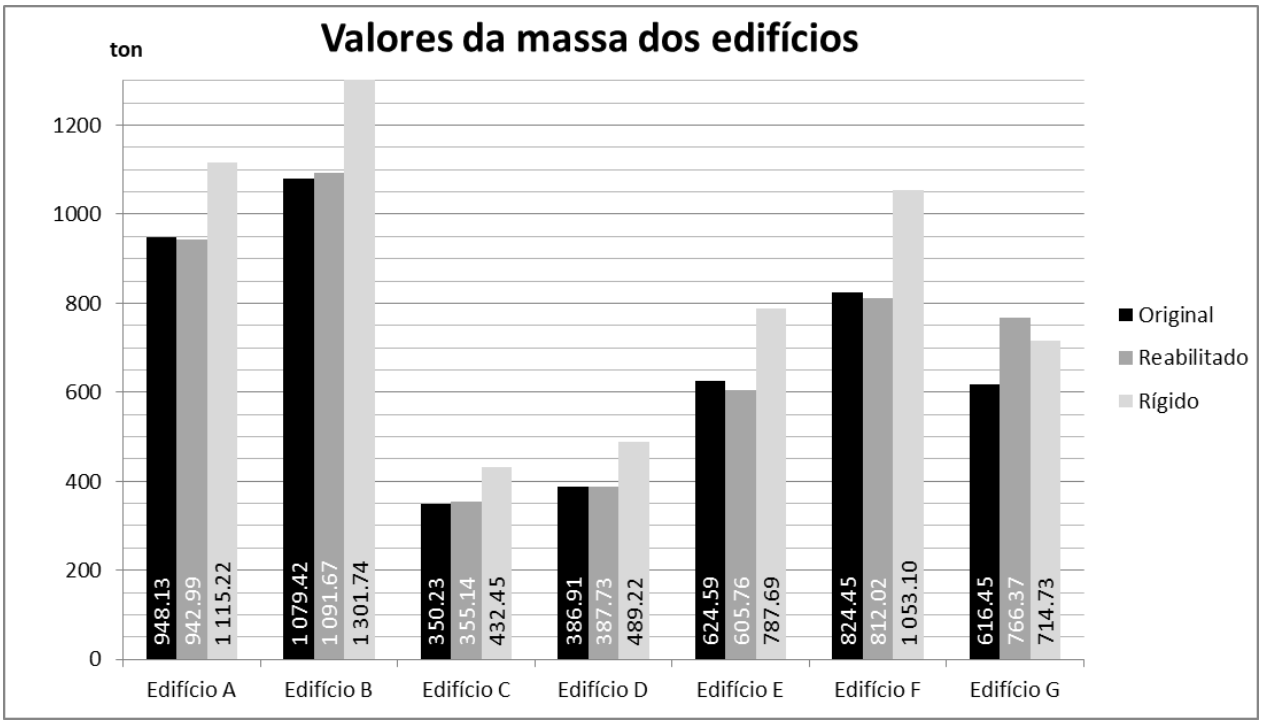


Figura 6. 1 - Valores da massa em toneladas considerados para os modelos

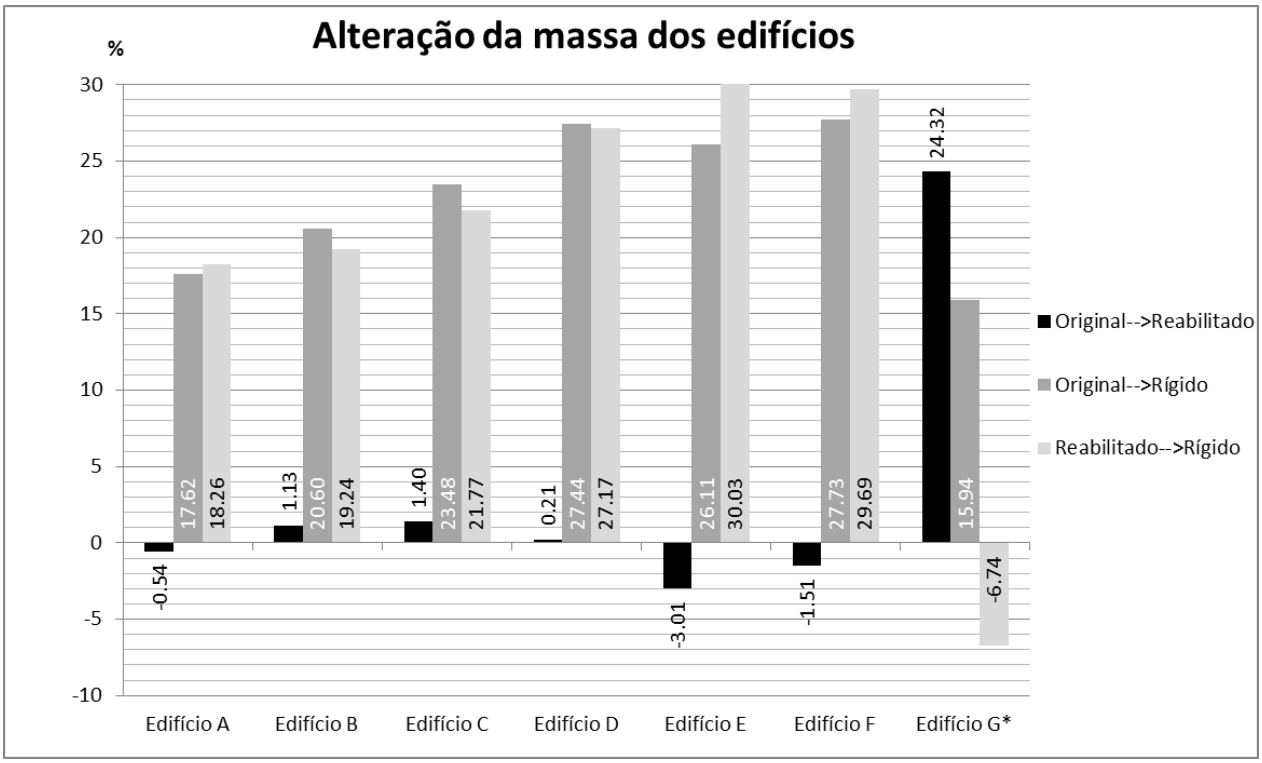


Figura 6. 2 - Alteração percentual da massa entre os diferentes estados dos edifícios

*Nota: No edifício G, uma vez que, no seguimento da intervenção reabilitativa, sofreu alterações significativas à sua geometria, optou-se por aplicar os diafragmas rígidos directamente no modelo do edifício original.

6.4 ANÁLISES REALIZADAS

6.4.1 ANÁLISES *PUSHOVER*

Para os edifícios com pavimentos rígidos, e no sentido de aprofundar este estudo, foram realizados dois tipos de análises distintas. Inicialmente os modelos foram submetidos a análises do tipo *Pushover* realizadas na direcção perpendicular à maior direcção em planta dos edifícios (eixo dos xx segundo a figura 6.3), sendo que as análises POMAS e POMAS- referem-se, respectivamente, a análises *Pushover* de carga uniforme no sentido positivo e negativo, e as análises POMAZ e POMAZ- a análises do tipo *Pushover* de carga triangular nos sentidos positivo e negativo.

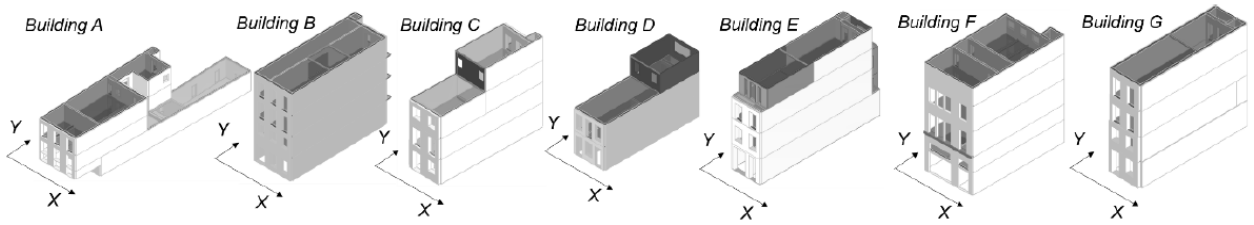


Figura 6. 3 - Sistema de coordenadas adoptado para as análises

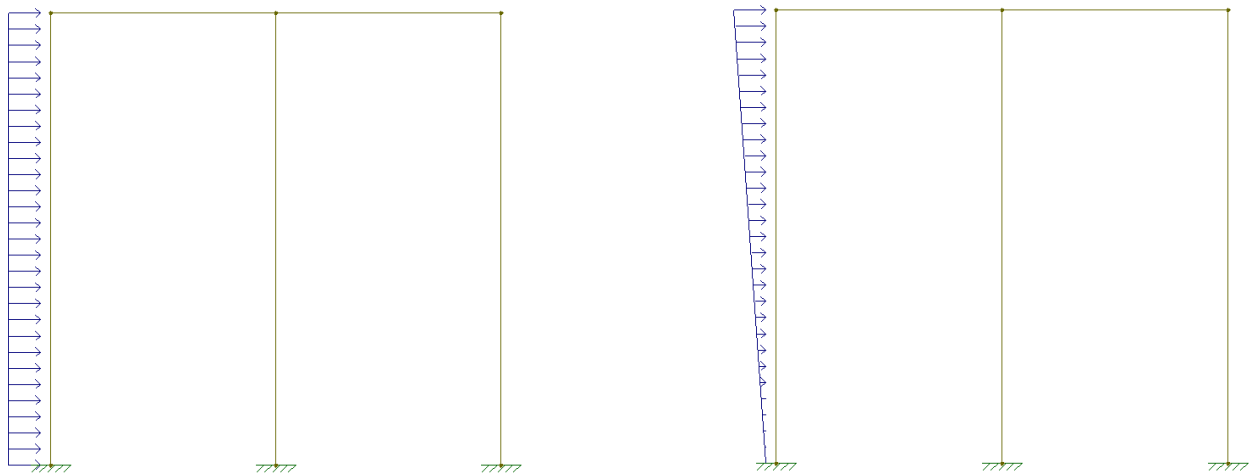


Figura 6. 4 - Representação de um POMAS e um POMAZ

6.4.2 ANÁLISES DINÂMICAS (NLTH)

À semelhança do que foi feito para os edifícios originais e reabilitados, foram realizadas, utilizando a mesma metodologia e ferramentas, análises dinâmicas pelo método NLTH. Para estes modelos, agora com diafragmas rígidos, pretendeu-se de igual forma comparar estes resultados com os obtidos pelas análises de P*ushover*. Estes resultados foram inseridos em gráficos globais, idênticos aos apresentados no capítulo 5,

por forma a criar um gráfico que junta toda a informação referente às análises dinâmicas. Os resultados são apresentados no capítulo 6.2.2 nas figuras 6.20 e 6.21. Não existem para estes casos resultados do método N2, pelo que não foi feita a comparação com os resultados da aplicação dessa metodologia.

Tal como foi referido em 5.1, também aqui foi necessário encontrar os valores do amortecimento de Rayleigh para estes edifícios. Calculados pelo mesmo método, apresentam-se no quadro 6.8 os parâmetros obtidos.

Quadro 6. 1 - Coeficientes de amortecimento adoptados para os modelos rígidos

	Rígido						
	ξ	T1	T2	ω1	ω2	α	β
São Bento da Vitória	0.05000	0.37513	0.15454	16.74927	40.65813	1.18625	0.00174
Rua do Rosário	0.05000	0.96337	0.33139	6.52212	18.96026	0.48528	0.00392
Rua do Pinheiro	0.05000	0.51283	0.19401	12.25201	32.38538	0.88891	0.00224
Rua do Barão de São Cosme	0.05000	0.38153	0.16701	16.46826	37.62116	1.14543	0.00185
Praça Coronel Pacheco	0.05000	0.75649	0.20515	8.30570	30.62712	0.65338	0.00257
Rua do Alexandre Braga	0.05000	0.76179	0.24081	8.24796	26.09177	0.62669	0.00291
Rua do Almada	0.05000	0.70428	0.24247	8.92146	25.91336	0.66366	0.00287

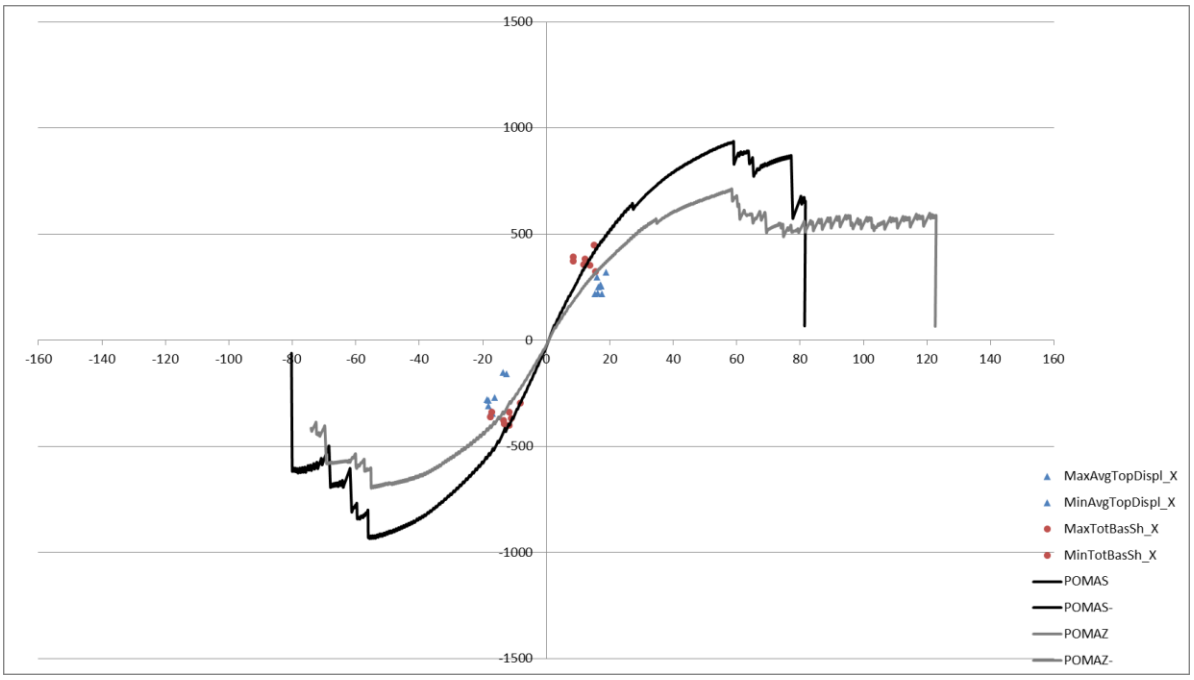


Figura 6. 5 - Validação das curvas *Pushover* para o edifício B sismo tipo 1

6.5 RESULTADOS DAS ANÁLISES *PUSHOVER*

Como foi descrito, foram introduzidos nos modelos dos edifícios no *software Tremuri* diafragmas rígidos para simular a colocação de lajes em betão armado nestes edifícios e verificar as alterações ao seu comportamento sísmico, face a este tipo de intervenção. As curvas presentes nos gráficos apresentados nas figuras 6.6 a 6.12 representam os resultados das análises P*ushover* triangular (a cinzento) e uniforme (a preto) correspondentes aos edifícios nos estados "original", "reabilitado" e reabilitado com pavimento "rígido".

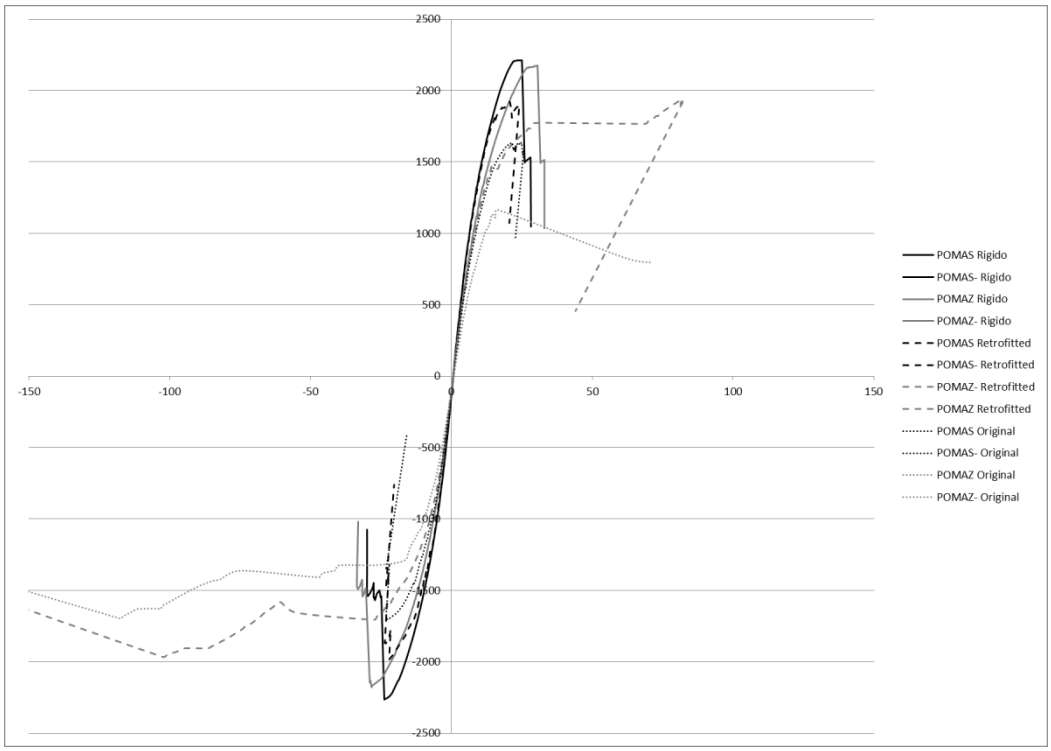


Figura 6. 6 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício A

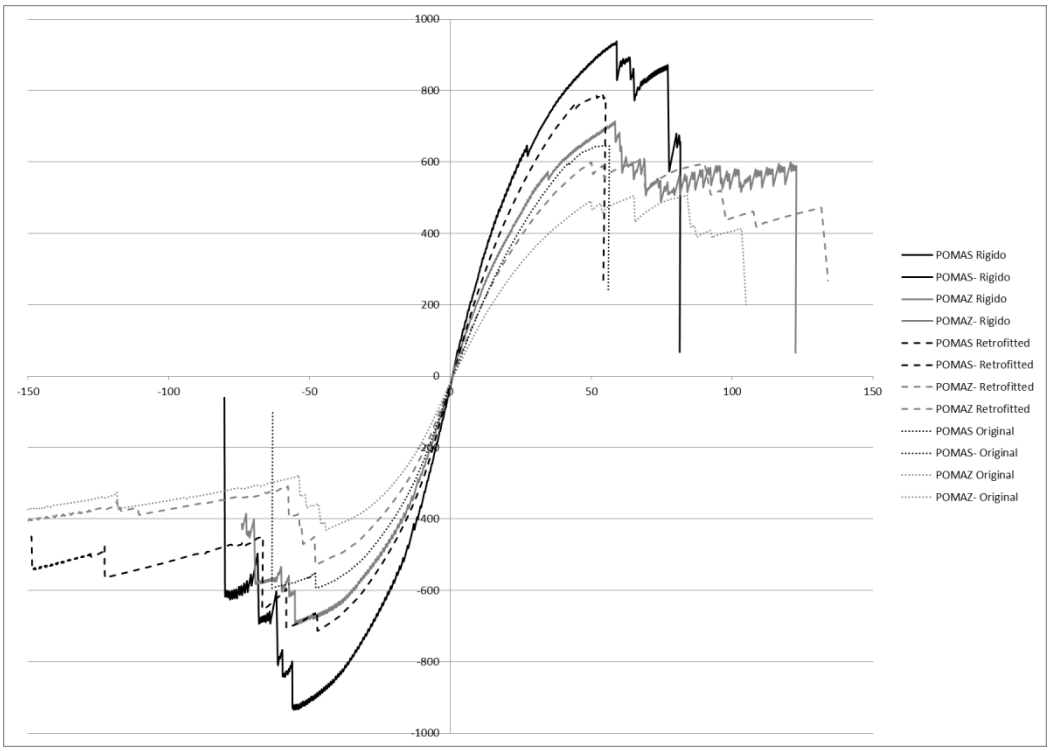


Figura 6. 7 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício B

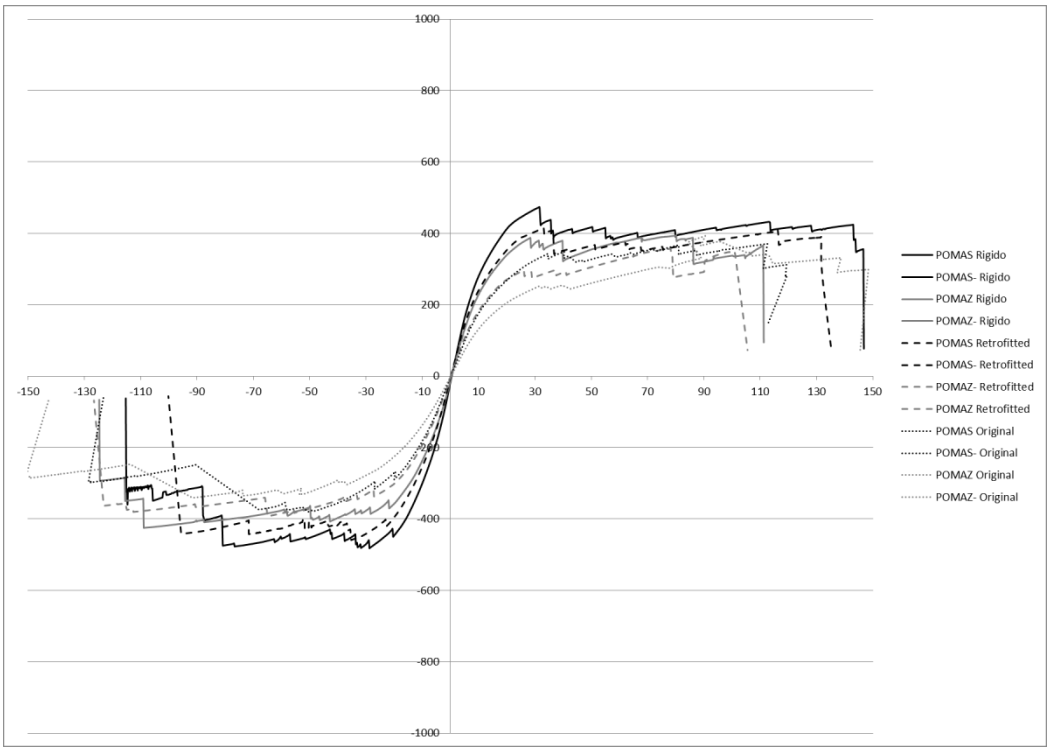


Figura 6. 8 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício C

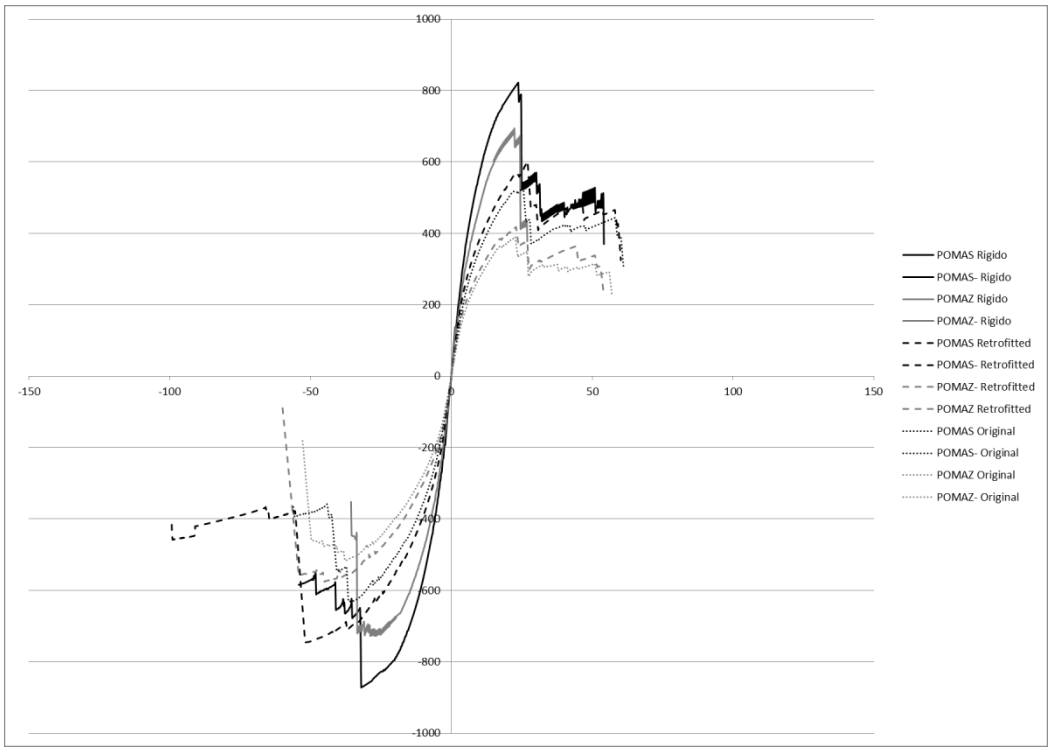


Figura 6. 9 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício D

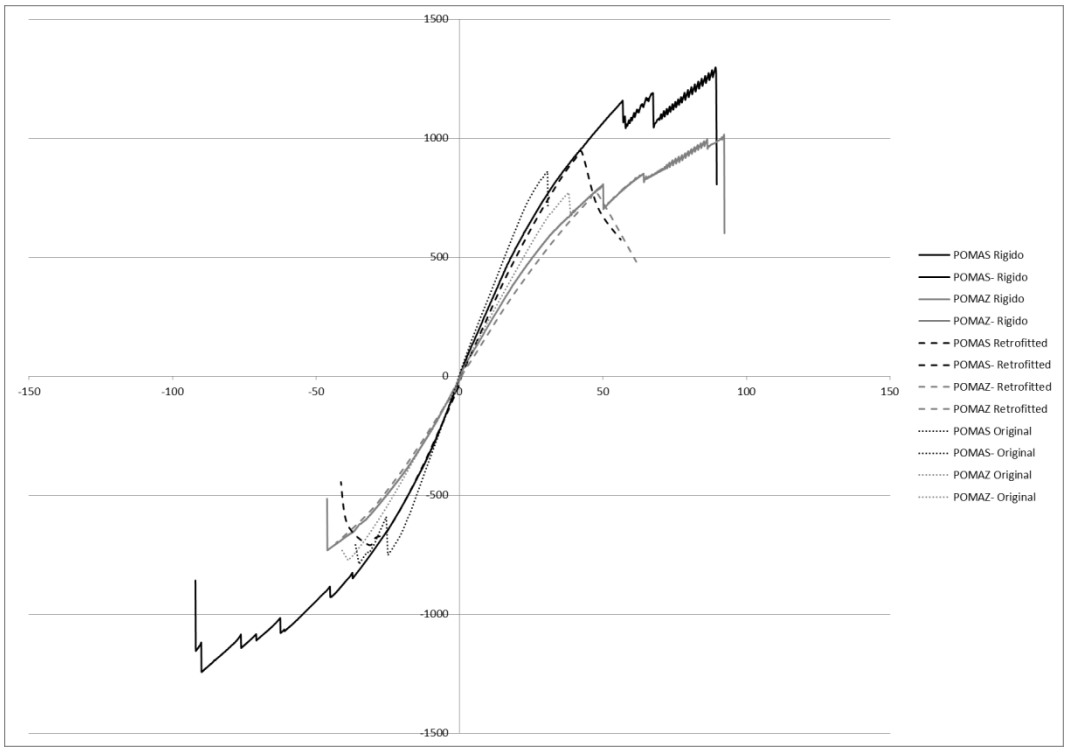


Figura 6. 10 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício E

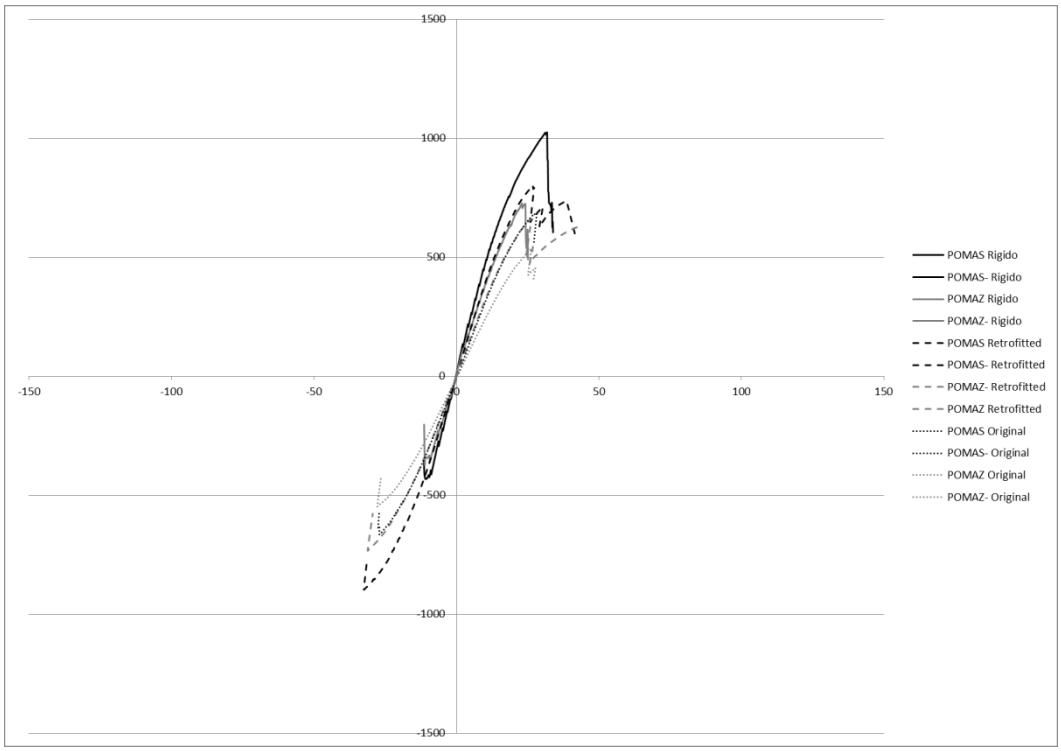


Figura 6. 11 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício F

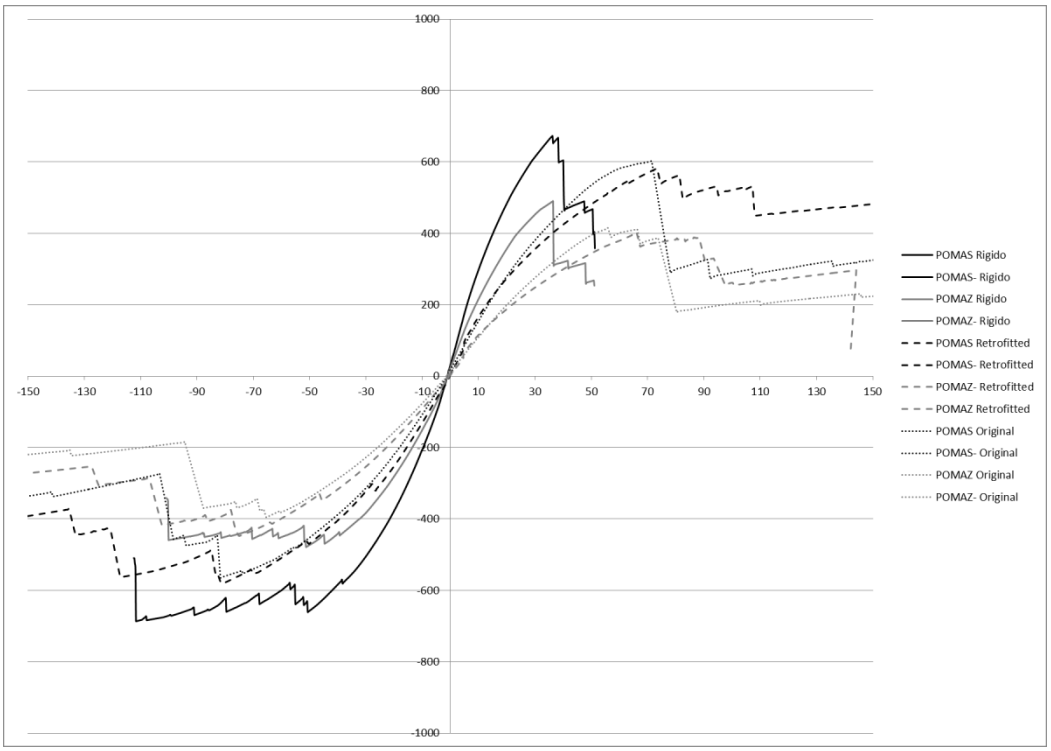


Figura 6. 12 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício G

Para melhor caracterizar a capacidade resistente dos edifícios, tentando eliminar o efeito do aumento da massa no corte basal, nas figuras 6.13 a 6.19 representa-se os gráficos correspondentes aos apresentados nas figuras 6.6 a 6.12, mas onde os cortes basais foram normalizados ao peso do edifício, recorrendo à divisão dos valores do corte basal pelo peso do edifício para cada estado.

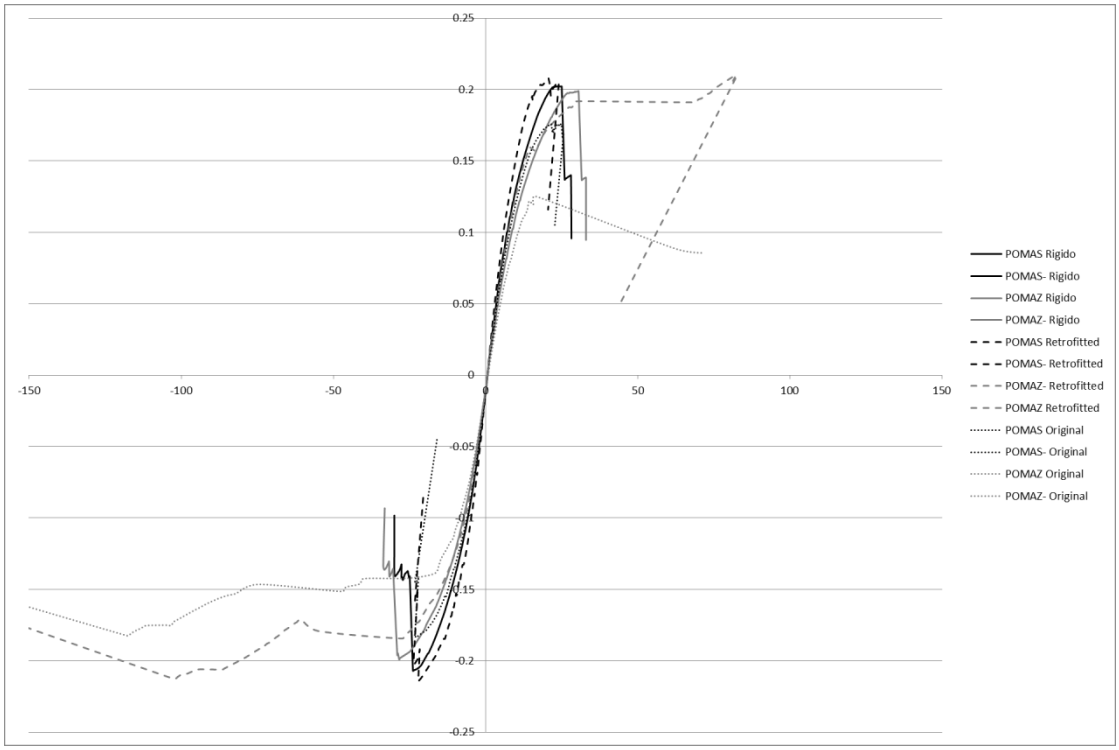


Figura 6. 13 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício A

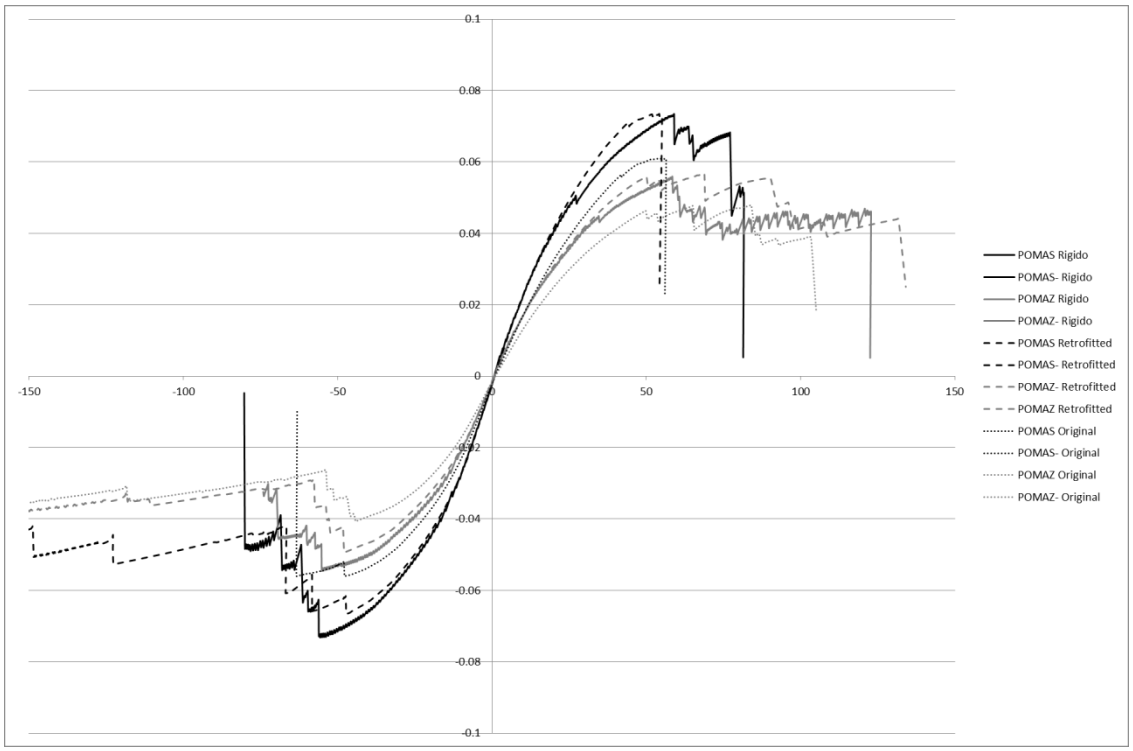


Figura 6. 14 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício B

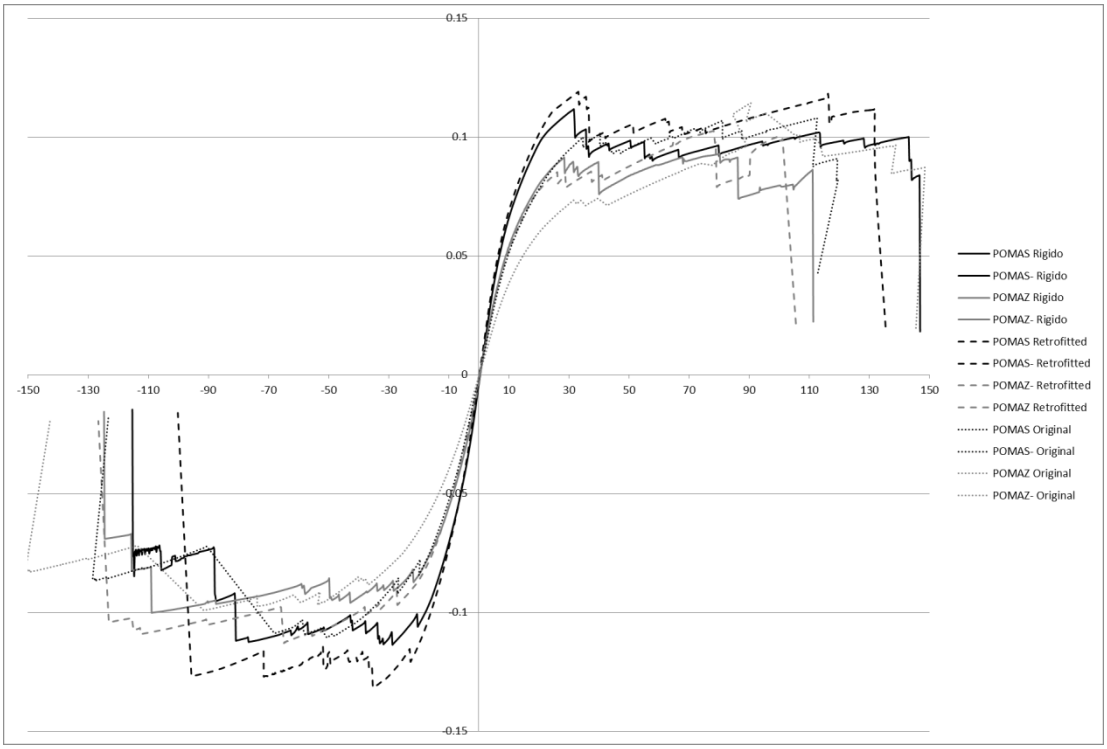


Figura 6. 15 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício C

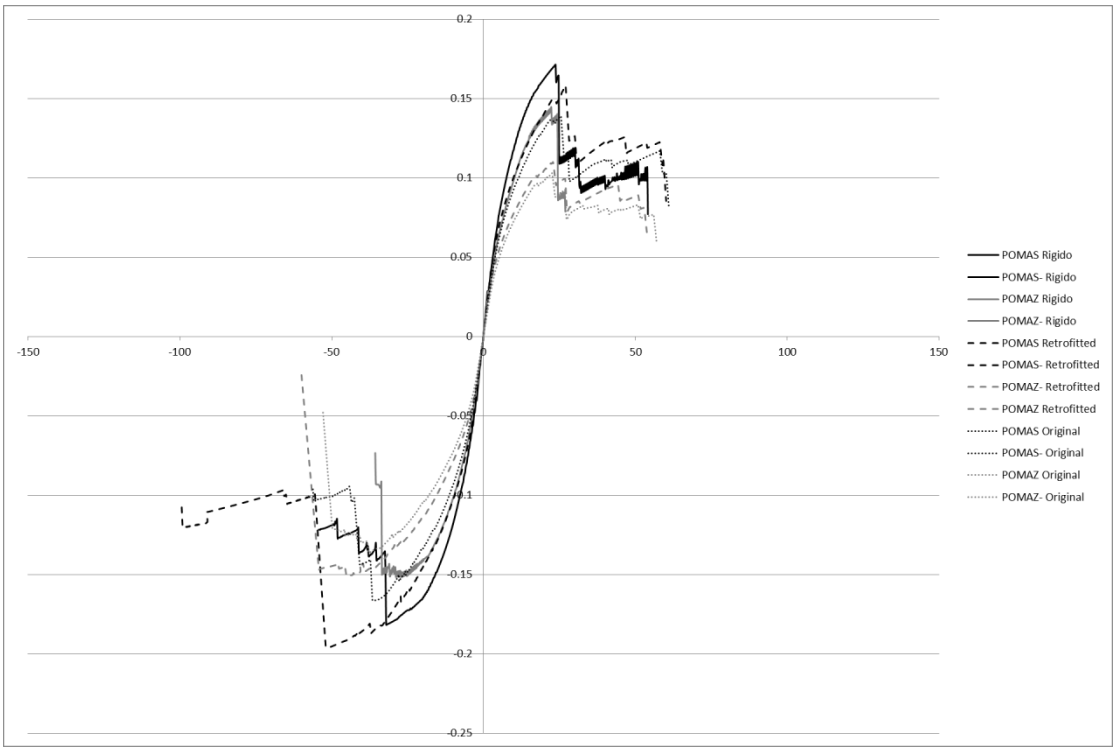


Figura 6. 16 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício D

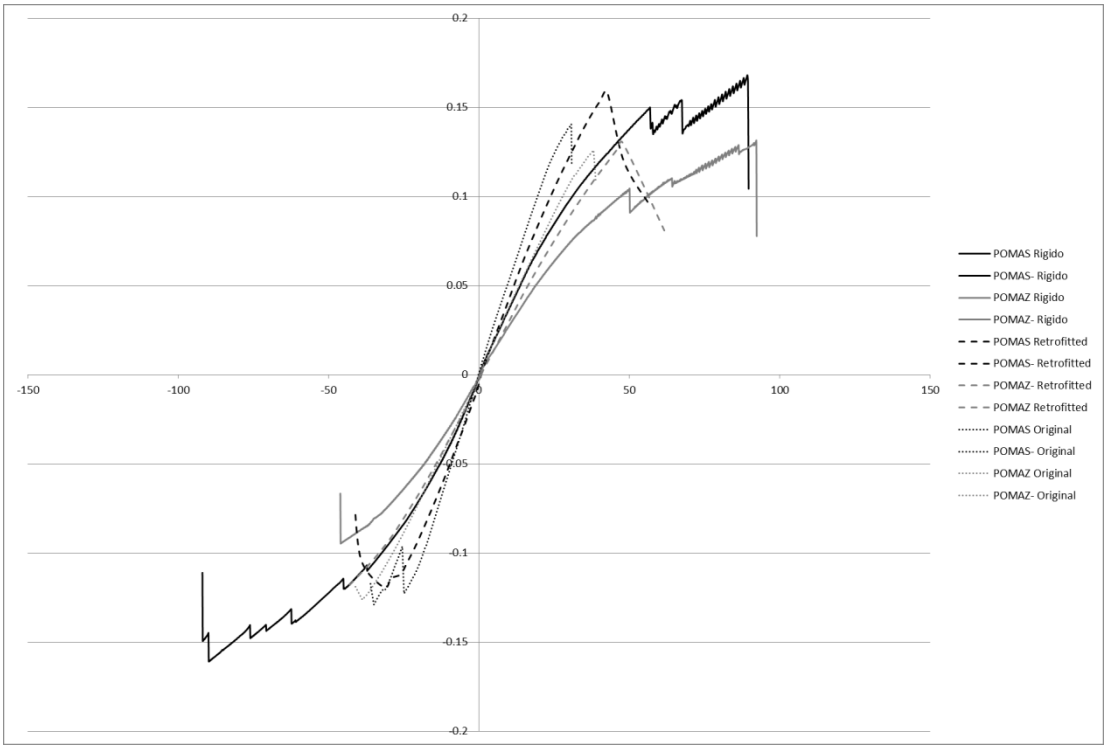


Figura 6. 17 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício E

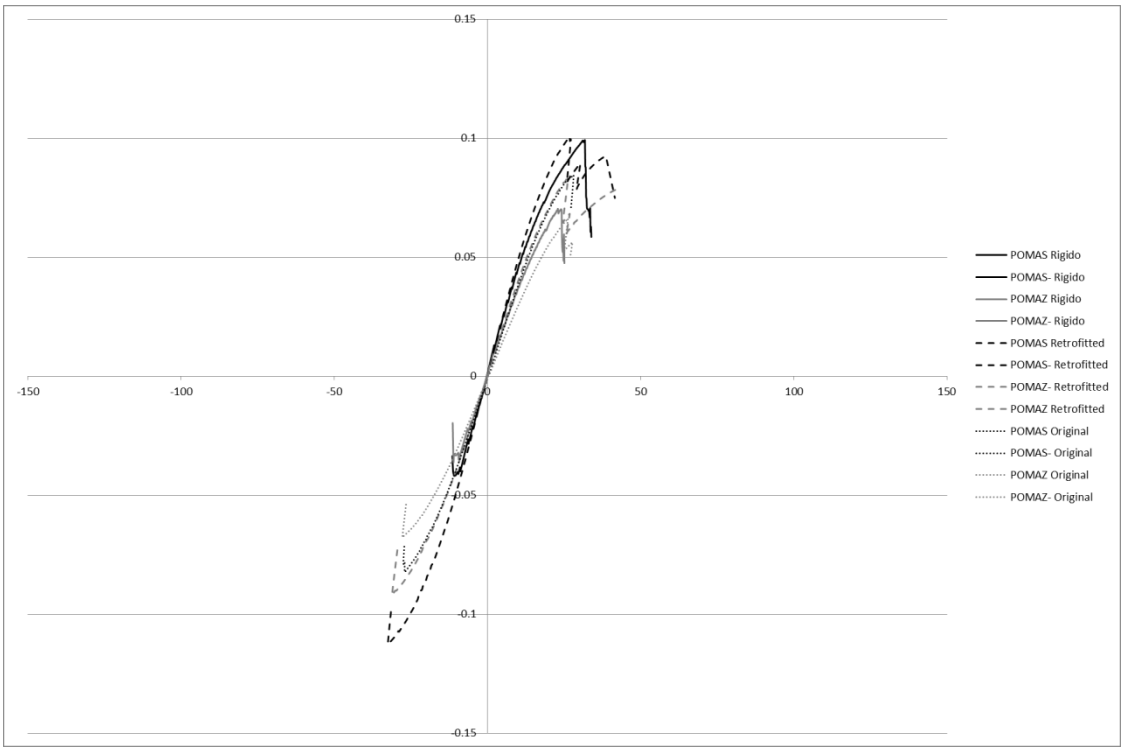


Figura 6. 18 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício F

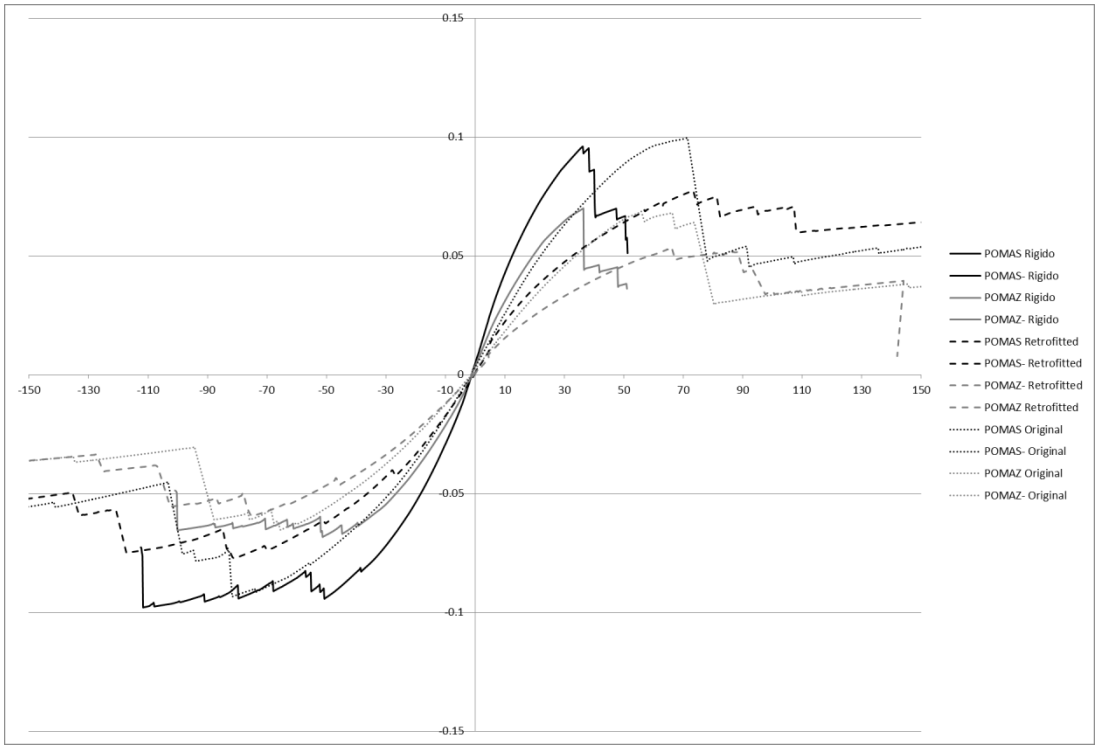


Figura 6. 19 - Gráfico comparativo das curvas *Pushover* para os três estados do edifício G

6.6 ANÁLISE DE RESULTADOS

6.6.1 ANÁLISES *PUSHOVER*

Nos modelos foram introduzidos diafragmas rígido, de forma a simular uma acção de intervenção em que fossem colocadas lajes de betão armado. Desta forma, procurou-se determinar as implicações que tal acção teria no comportamento sísmico do edifício. As primeiras análises a que esses modelos foram submetidos, foram análises do tipo *Pushover*, de acordo com o ponto 6.4.1. Estas análises mostram que a introdução de diafragmas rígidos resultou num aumento da capacidade resistente dos edifícios, mas numa diminuição da sua capacidade de deformação. Isto é observável nos gráficos 6.6 a 6.19 pelas curvas a traço continuo que se apresentam com maior inclinação atingindo valores de corte basal superiores, porém perdendo dimensão face ao eixo dos xx (deslocamentos), sendo o patamar associado ao comportamento plástico da estrutura visivelmente mais curto.

6.6.2 ANÁLISES DINÂMICAS

Para estes edifícios, foram realizadas também análises dinâmicas em duas fases distintas. Na primeira fase foram realizadas análises sísmicas de acordo com a zona em estudo e os resultados foram comparados com os das curvas *Pushover*. Desta primeira abordagem, resultaram gráficos comparativos, onde se confrontam os resultados das análises dinâmicas para os edifícios nos estados original, reabilitado e rígido. Esses gráficos são apresentados nas figuras 6.20 e 6.21 para assim facilitar a análise destes resultados. Nestes gráficos apresentam-se os valores de *Drift* para os diversos edifícios, lendo-se para cada edifício, e da esquerda para a direita, os resultados referentes aos estados original, reabilitado e rígido.

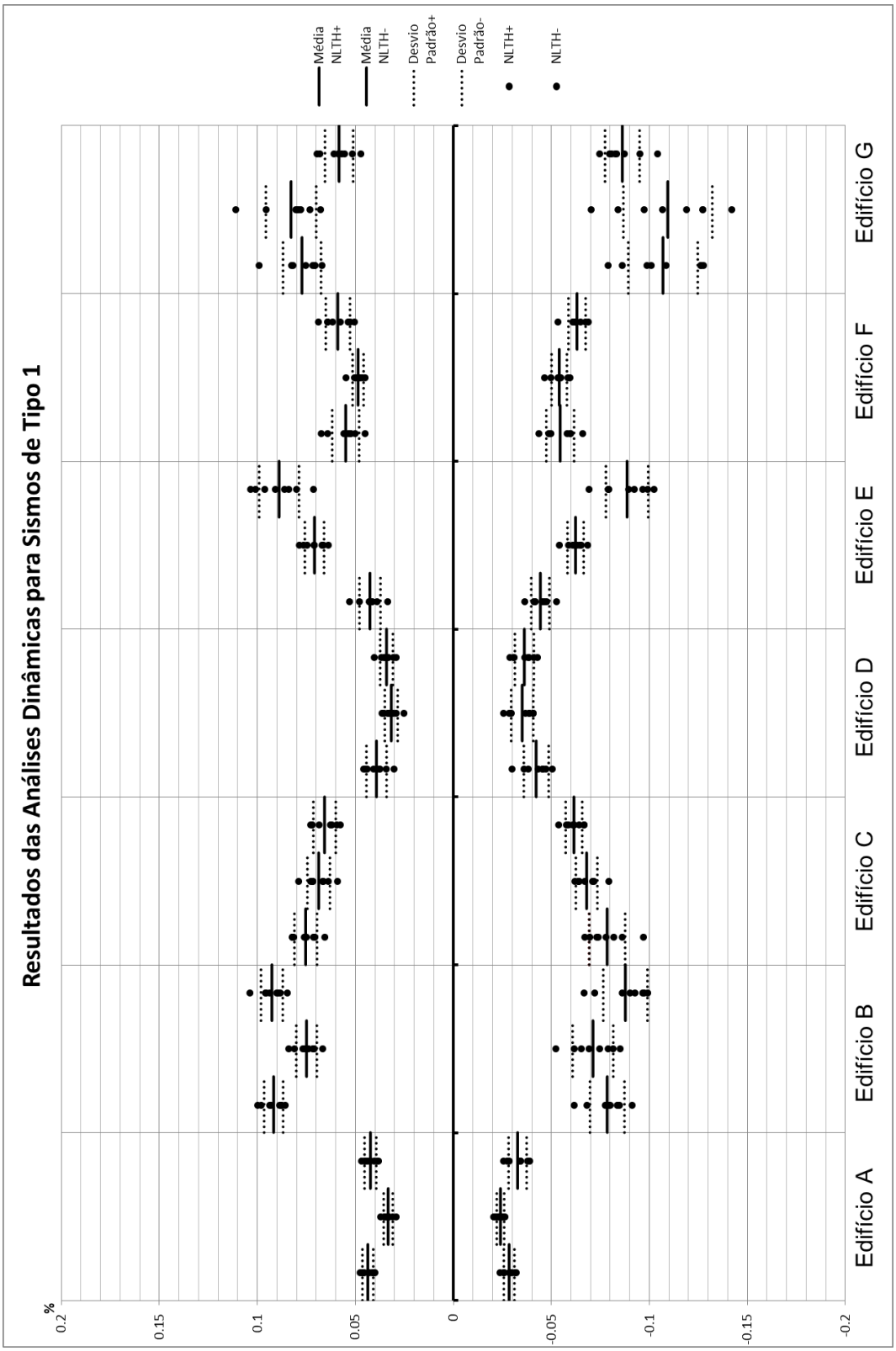


Figura 6. 20 - Resultados das análises dinâmicas para sismos de tipo 1

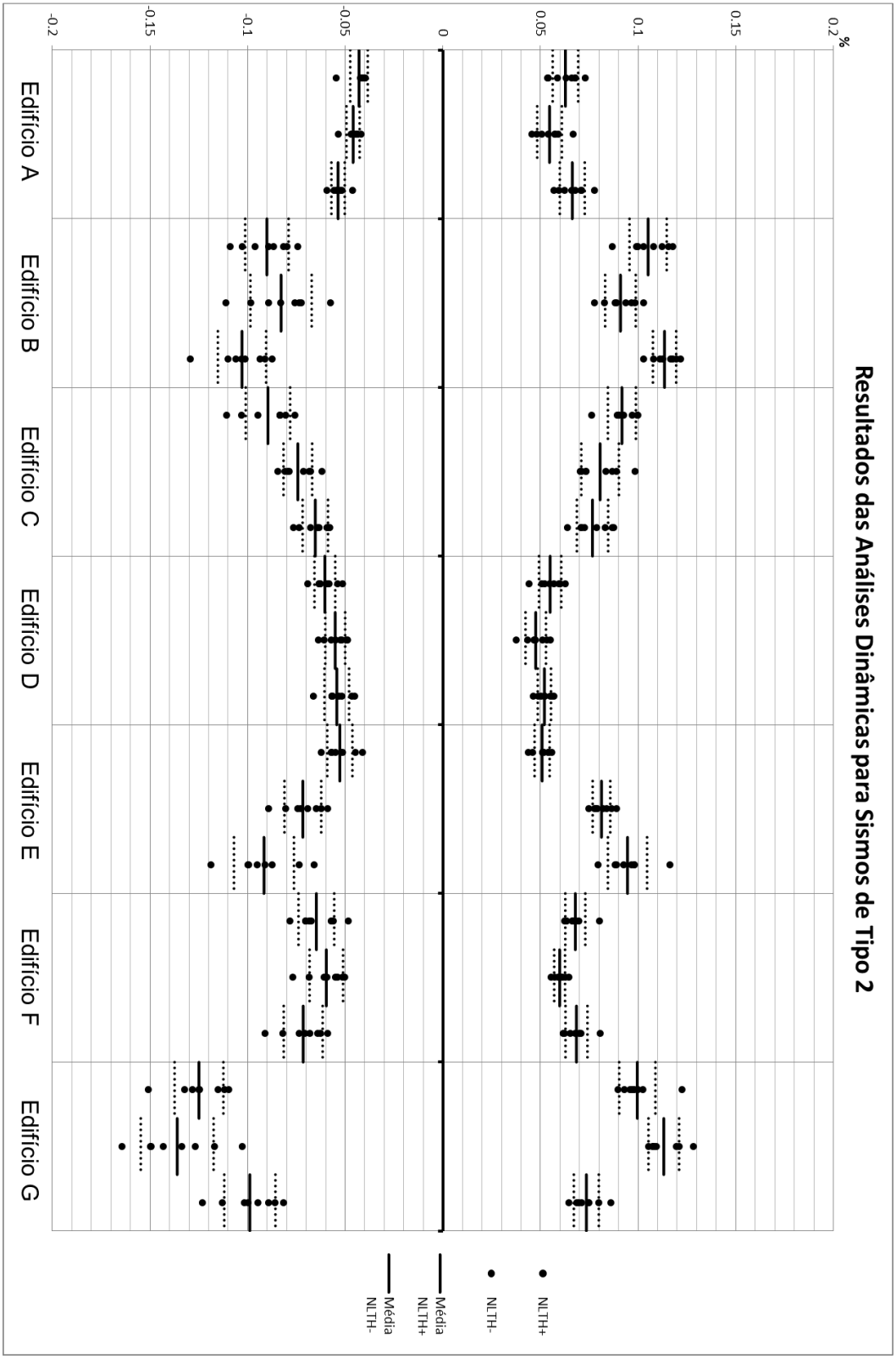


Figura 6. 21 - Resultados das análises dinâmicas para sismos de tipo 2

Da interpretação dos gráficos apurou-se que cinco dos sete edifícios não beneficiou ao nível dos deslocamentos máximos com a inserção de pavimentos rígidos, sendo que esta acção aumenta esses deslocamentos; ou seja, para sismos iguais, verificaram-se valores de *Drifts* superiores para os edifícios de diafragmas rígidos, face àqueles observados para os edifícios no estado reabilitado sem difragmas rígidos. Por outro lado, as análises *Pushover* mostram que os edifícios com a inserção de pavimentos rígidos, apresentam menor capacidade de deformação, ou seja, a inserção de pavimentos rígidos aumenta a vulnerabilidade destes edifícios face às acções sísmicas: impõe maiores deslocamentos em estruturas que apresentam uma menor capacidade de deformação.

Destacam-se ainda os resultados obtidos para os deslocamentos do edifício E, cujo aumento da massa foi o mais elevado e cuja característica se associa à perda de capacidade resistente, que se observa nos resultados das análises *Pushover*, e ao considerável aumento dos valores de *Drift*¸ quando submetida a estrutura à acção sísmica, face ao modelo reabilitado.

Para o edifício C as acções de intervenção reais contaram com a aplicação de painéis de OSB de forma a aumentar a rigidez dos pavimentos. Esta acção parece ter tido efeitos positivos no comportamento do edifício reabilitado. No entanto, segundo as análises modais realizadas para todos os edifícios, o factor de participação da massa na direcção paralela à fachada, para o primeiro modo de vibração, revelava-se ainda baixo, tendo a aplicação dos diafragmas rígidos aumentado este valor em 9%. À semelhança do edifício G, cuja análise é feita no seguinte parágrafo, este edifício com baixo factor de participação beneficia com o aumento da rigidez dos pavimentos.

A análise do edifício G é feita de forma diferente, uma vez que a comparação da fase "rígida" deverá ser feita em relação à estrutura original, uma vez que se verificam para o edifício reabilitado alterações relevantes à sua geometria. Neste caso, e sendo este o edifício que consistentemente se mostrou mais vulnerável entre os sete, sofrendo os maiores Drifts quando submetido aos sismos, houve um benefício com o aumento da rigidez dos pavimentos. Isto deve-se ao facto de o edifício passar a funcionar como um todo, aumentando o factor de participação da massa para o primeiro modo que se revelava o mais baixo de todos os edifícios.

Após extensa análise dos resultados, e atendendo ao referido nos parágrafos anteriores, verificou-se a possível ligação entre os valores do fator de participação e os benefícios no comportamento das estruturas, parecendo existir um patamar óptimo para a resposta estrutural quando os valores do fator de participação se situam entre os 70% e os 75%. Por limitação de tempo não se aprofundou o estudo dessa hipótese, mas levanta-se a questão para estudos futuros.

Apresentam-se no quadro 6.2 os valores para o factor de participação para os diversos modelos.

Quadro 6. 2 - Factor de participação da massa na direcção x para o primeiro modo de vibração

Γ (%)	Edifício A	Edifício B	Edifício C	Edifício D	Edifício E	Edifício F	Edifício G
Original	82	68	60	77	54	74	55
Reabilitado	76	69	65	76	71	78	55
Rígido	88	77	74	87	79	86	71

6.7 RESULTADOS DAS ANÁLISES IDA (INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS)

De forma a completar este estudo, realizaram-se análises IDA. Estas análises são em tudo iguais às análises dinâmicas NLTH, mas incluem sismos com espectros escalados em relação aos iniciais. No presente caso, os valores de *PGA* (Peak Ground Acceleration) foram incrementados, considerando valores de intensidade sísmica correspondentes aos de zonas sísmicas de maior risco. Neste trabalho foram realizadas análises para mais duas zonas sísmicas a acrescentar às que haviam já sido realizadas. Assim sendo, e atendendo ao disposto no Eurocódigo 8, as zonas a considerar foram as zonas 1.5 e 1.4 para os sismos de tipo 1 e as zonas 2.4 e 2.3 para os sismos de tipo 2. Uma vez que os valores de a_g aumentam para valores superiores a 1 m/s^2 o Eurocódigo sugere a correcção dos valores recorrendo à expressão *6.1*.

$$S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3}(a_g - 1) \tag{6.1}$$

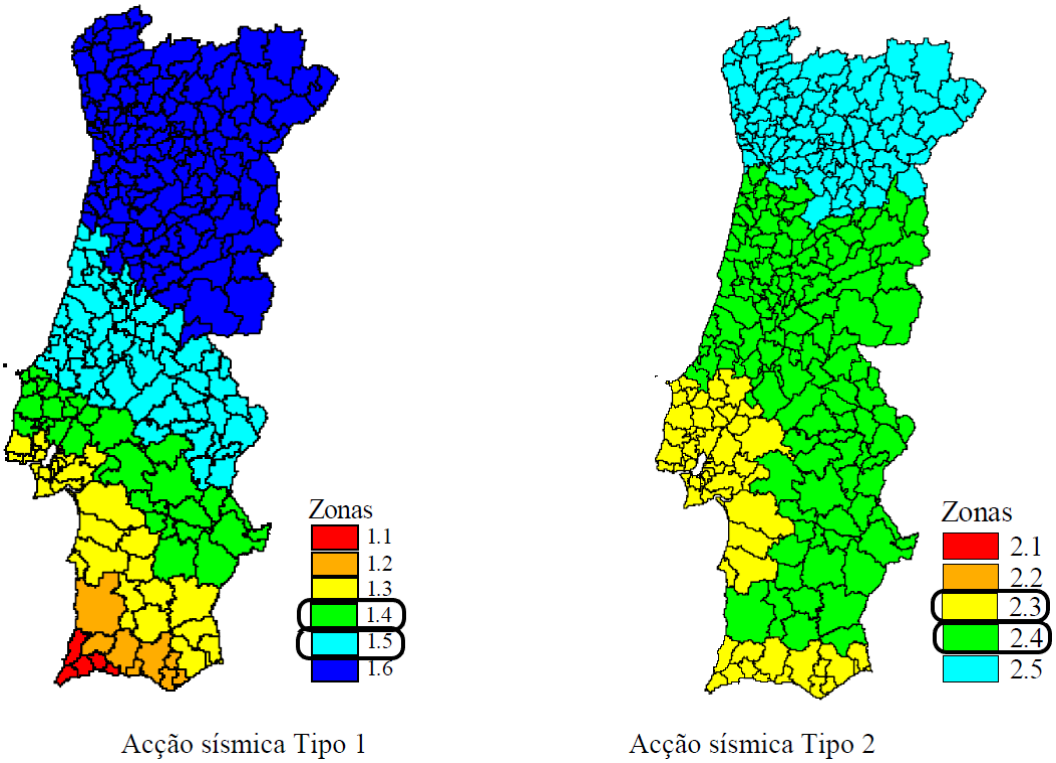


Figura 6. 22 - Zonas consideradas para as análises IDA (IPQ 2010)

Seguindo o método antes adoptado em 6.4.2 calcularam-se os novos valores de pico de aceleração PGA (Peak Ground Acceleration), e escalaram-se os sismos apresentados em 5.1 multiplicando-os pelo rácio das acelerações de pico. Esses valores apresentam-se no quadro 6.3.

Quadro 6. 3 - Valores dos PGA considerados nas análises IDA

PGA m/s2	Zona 1.6/2.5	Zona 1.5/2.4	Zona 1.4/2.3
Tipo 1	0.47	0.81	1..35
Tipo 2	1.08	1.47	2.16

A realização destas análises, fornece três nuvens de pontos que acompanham a curvatura dos gráficos obtidos nas análises *Pushover*, tal como se observa nos gráficos obtidos para os sismos tipo 1 e tipo 2, apresentados nas figuras 6.23 a 6.36. Estes gráficos representam as curvas das análises *Pushover* e as nuvens de pontos provenientes das análises IDA, estando representados por círculos as análises NLTH originais, por triângulos os resultados da zona 1.5/2.4, e por quadrados os resultados da zona 1.4/2.3.

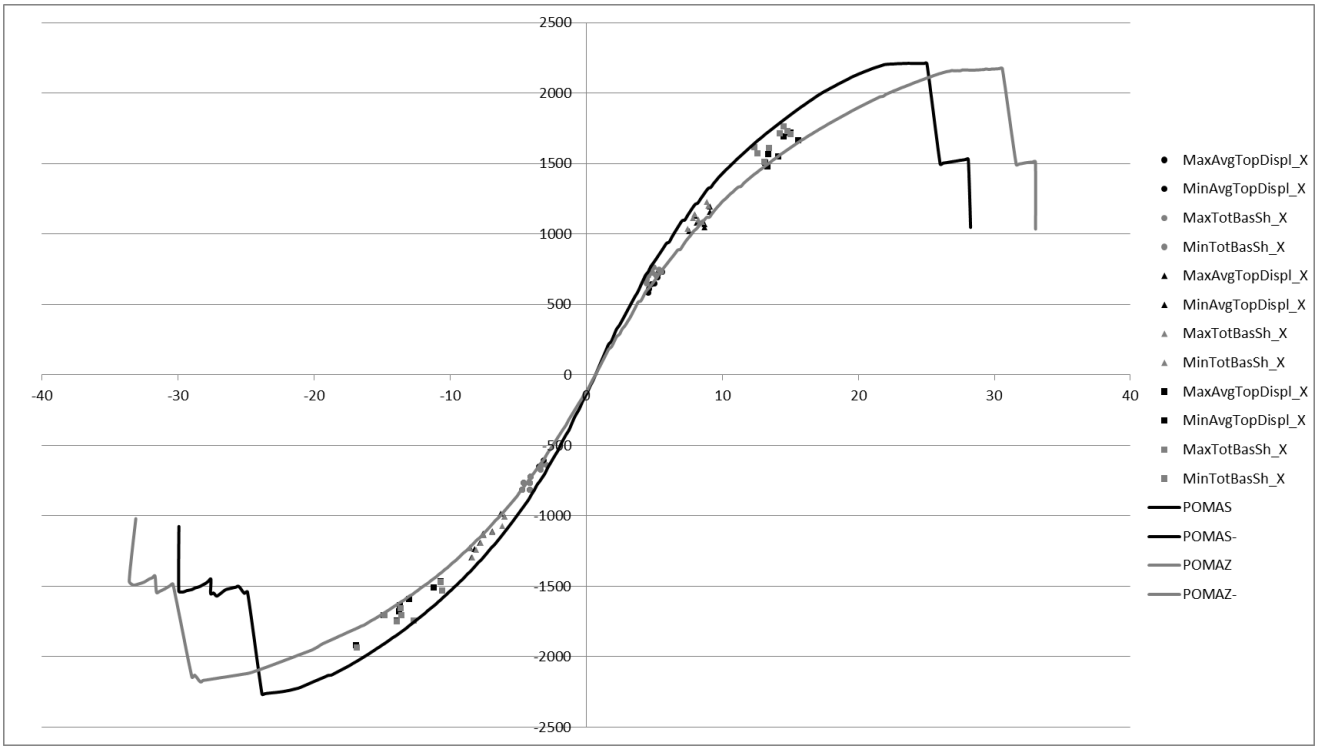


Figura 6. 23 - Resultado das análises IDA ao edifício A para o sismo de tipo 1

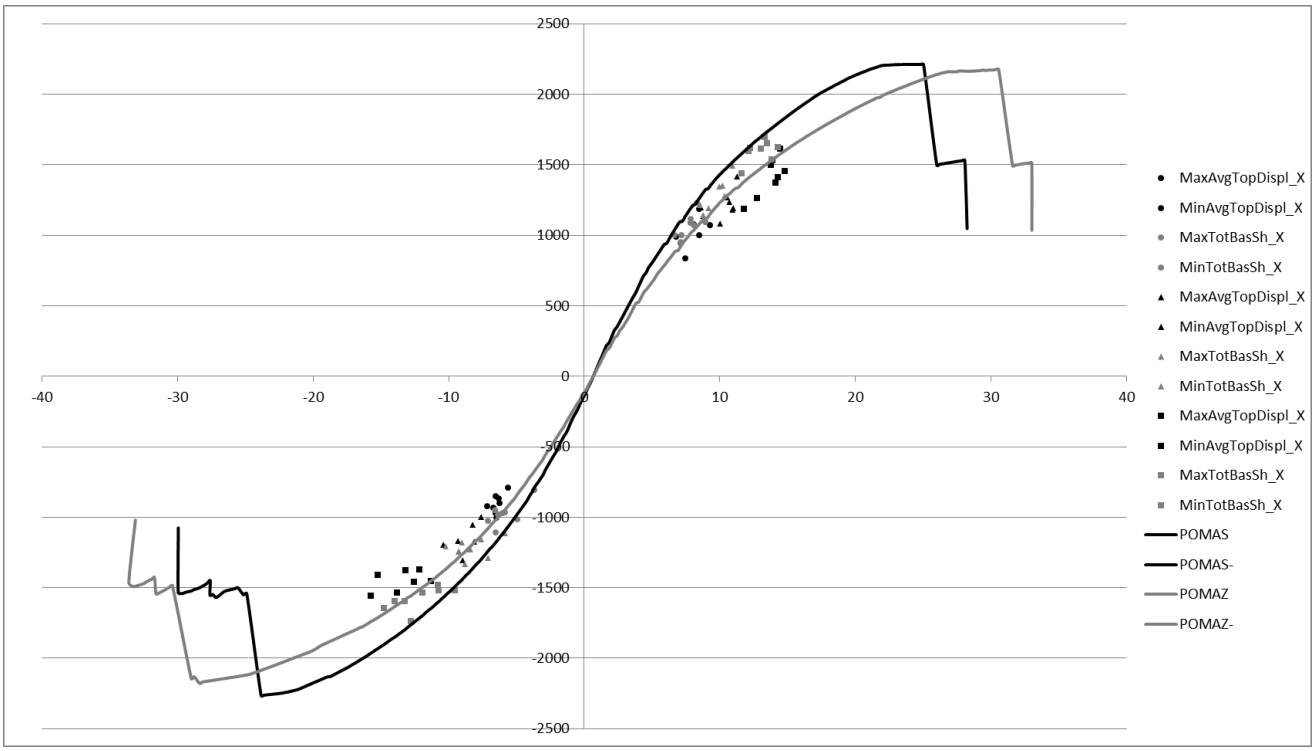


Figura 6. 24 - Resultado das análises IDA ao edifício A para o sismo de tipo 2

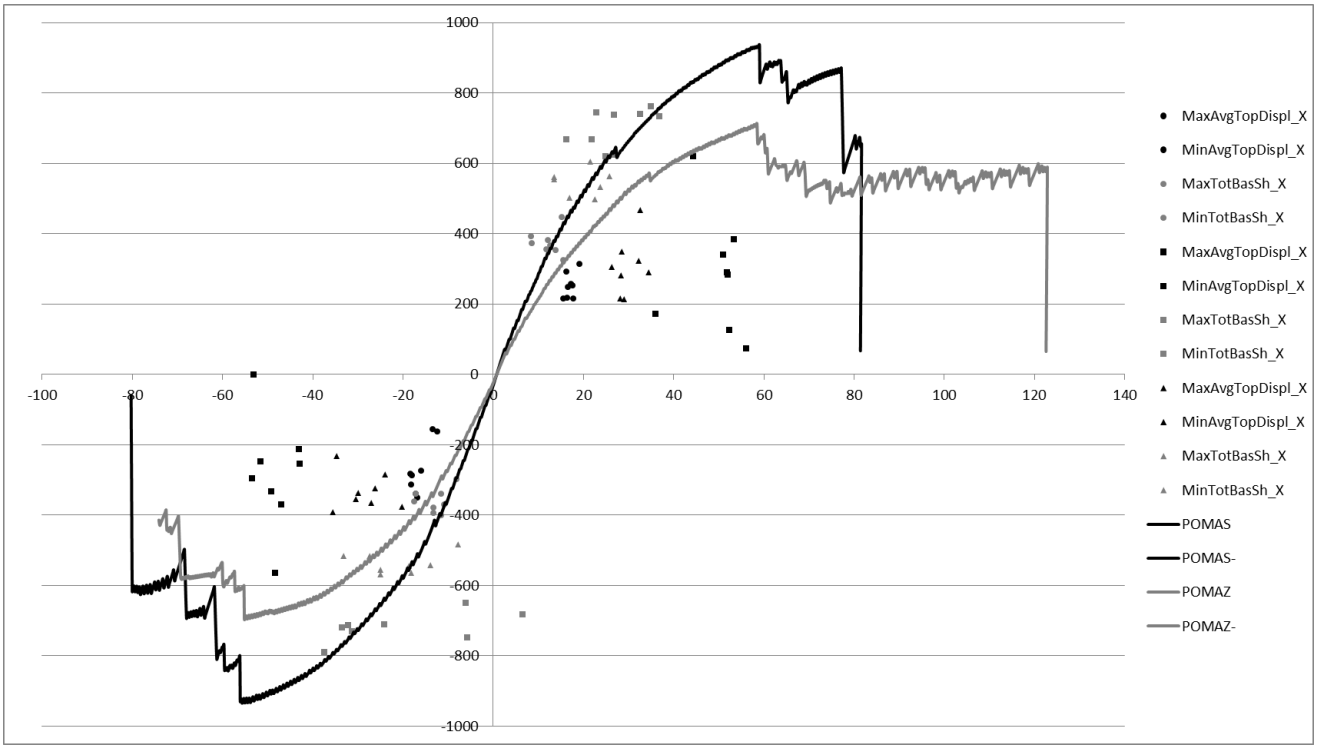


Figura 6. 25 - Resultado das análises IDA ao edifício B para o sismo de tipo 1

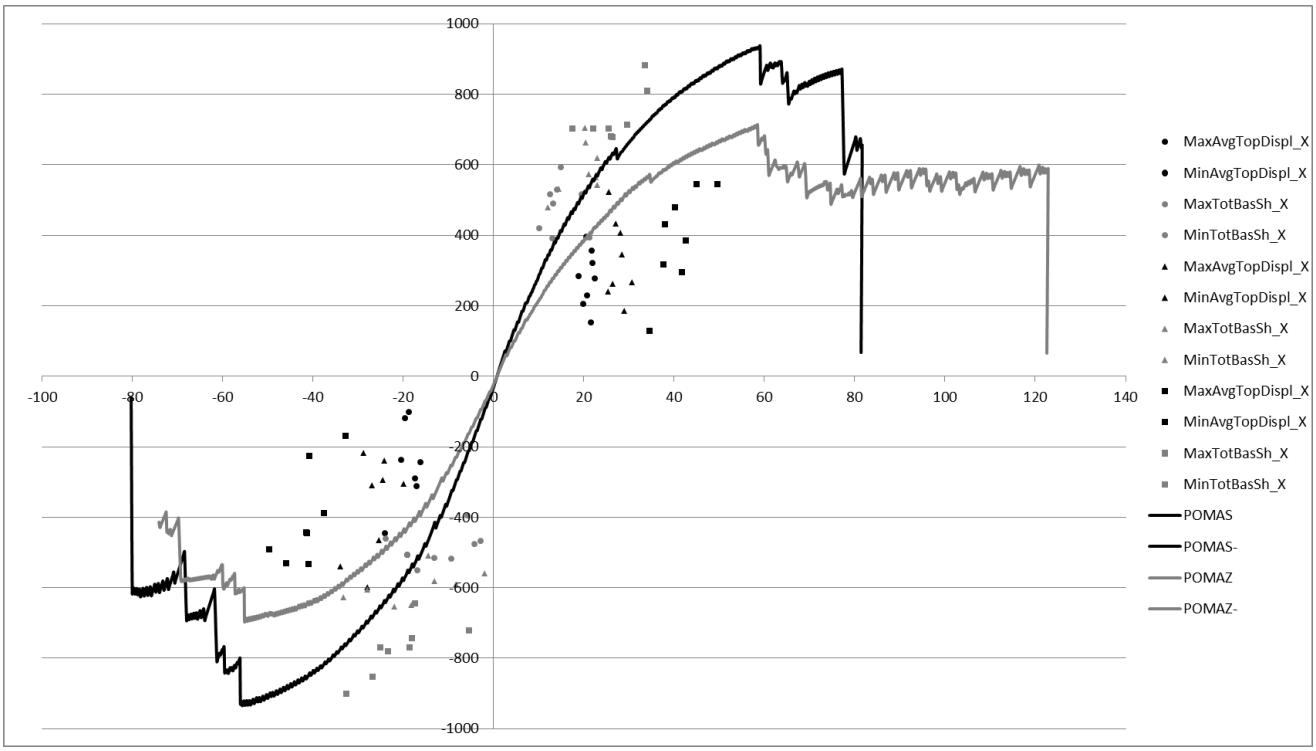


Figura 6. 26 - Resultado das análises IDA ao edifício B para o sismo de tipo 2

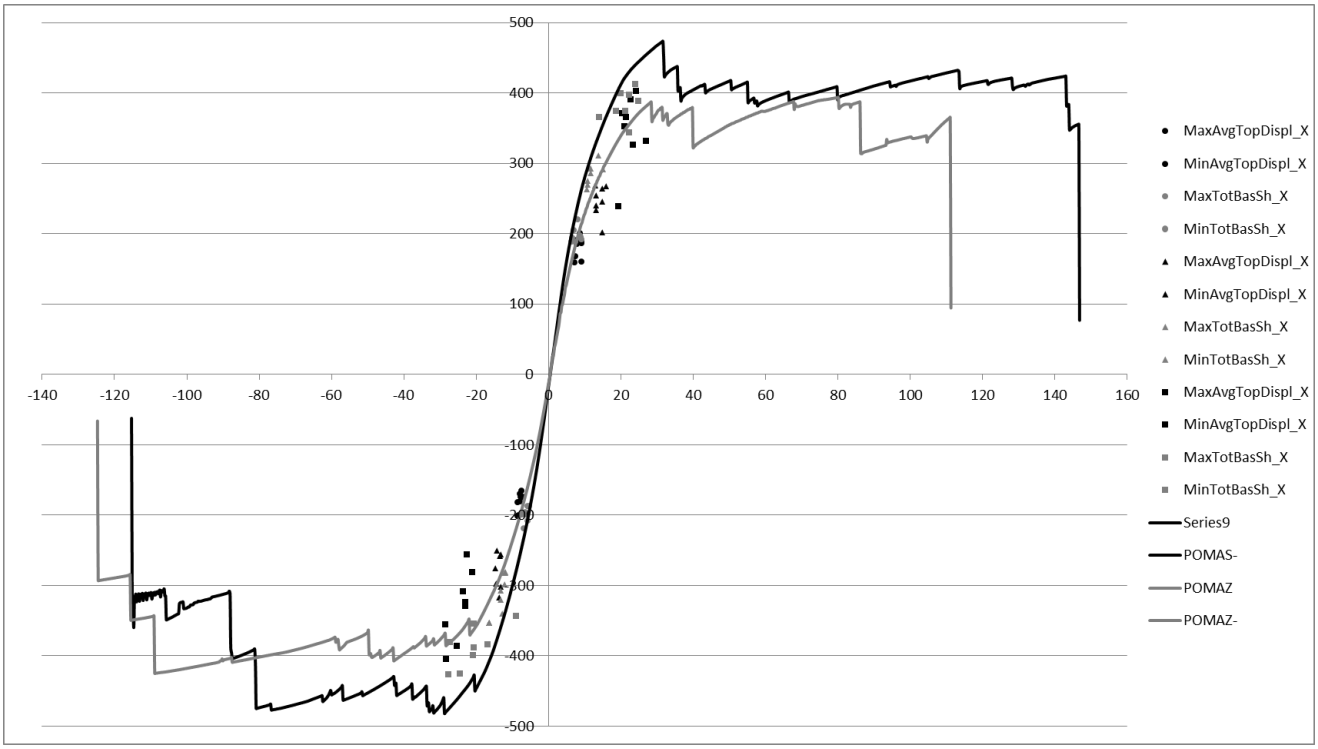


Figura 6. 27 - Resultado das análises IDA ao edifício C para o sismo de tipo 1

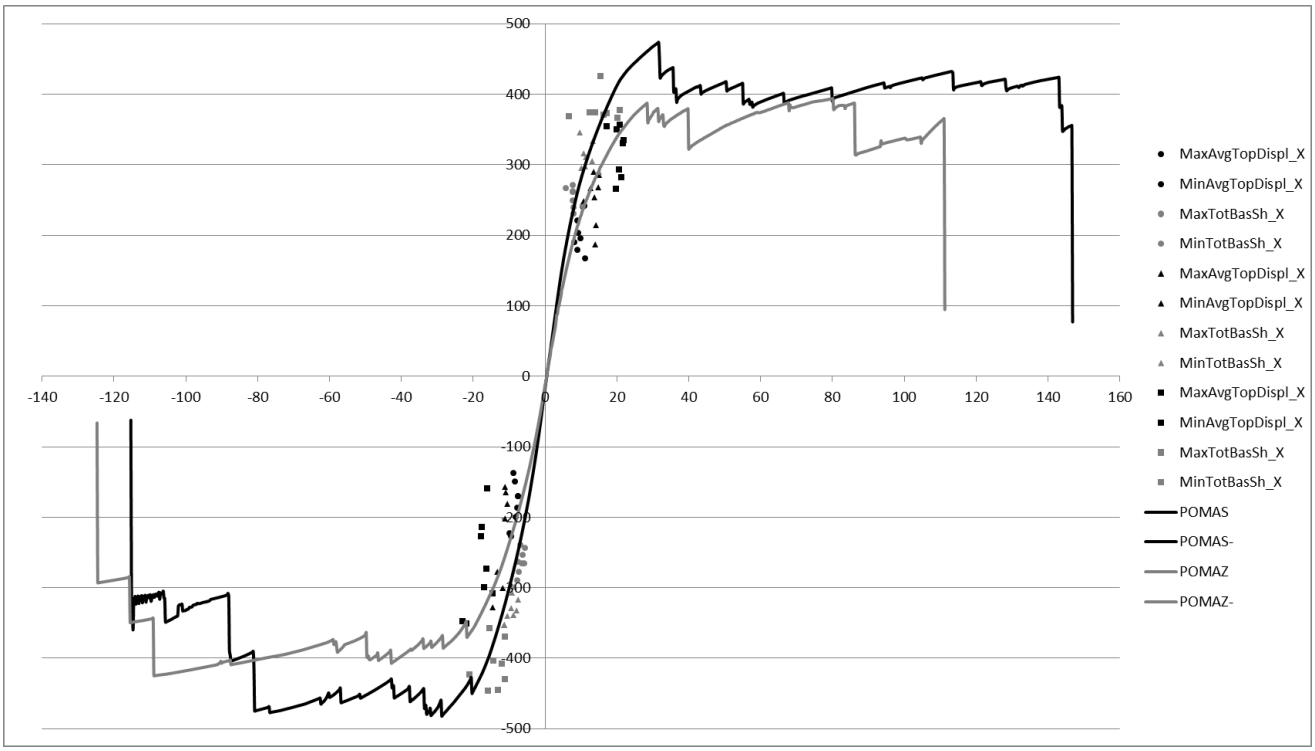


Figura 6. 28 - Resultado das análises IDA ao edifício C para o sismo de tipo 2

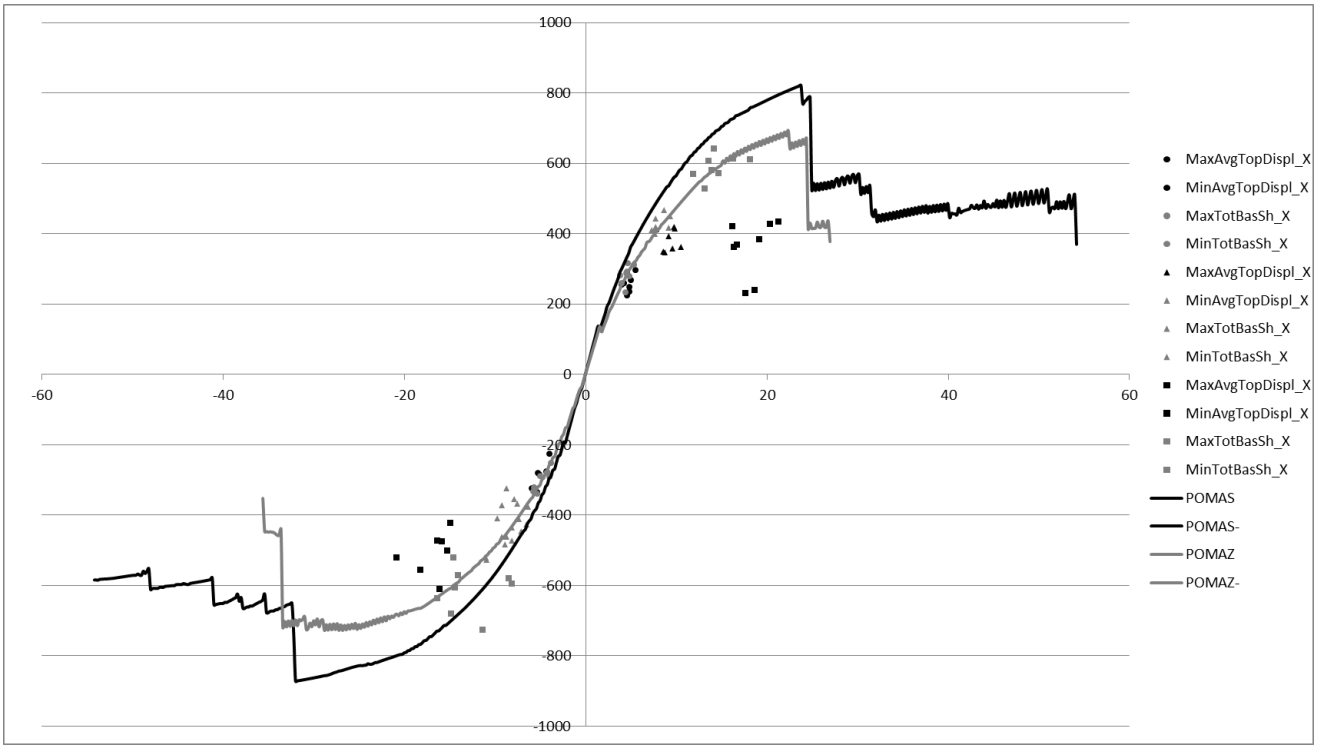


Figura 6. 29 - Resultado das análises IDA ao edifício D para o sismo de tipo 1

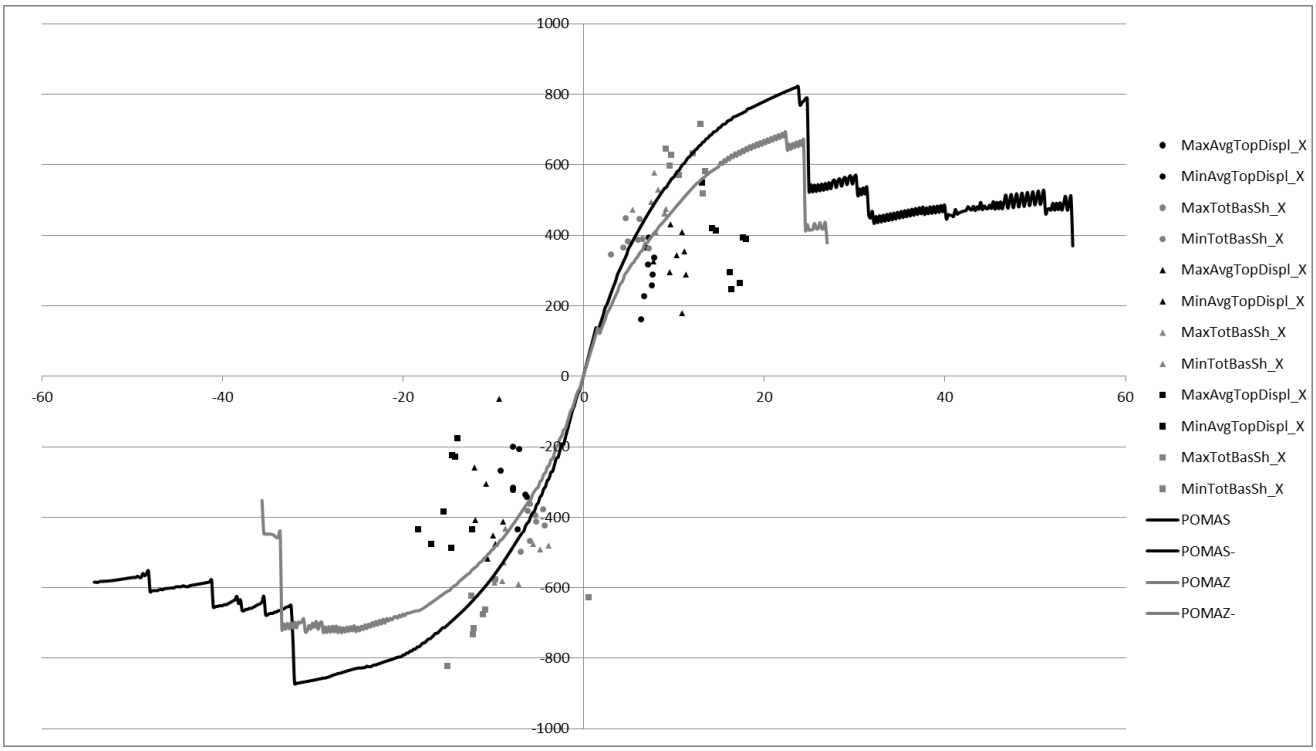


Figura 6. 30 - Resultado das análises IDA ao edifício D para o sismo de tipo 2

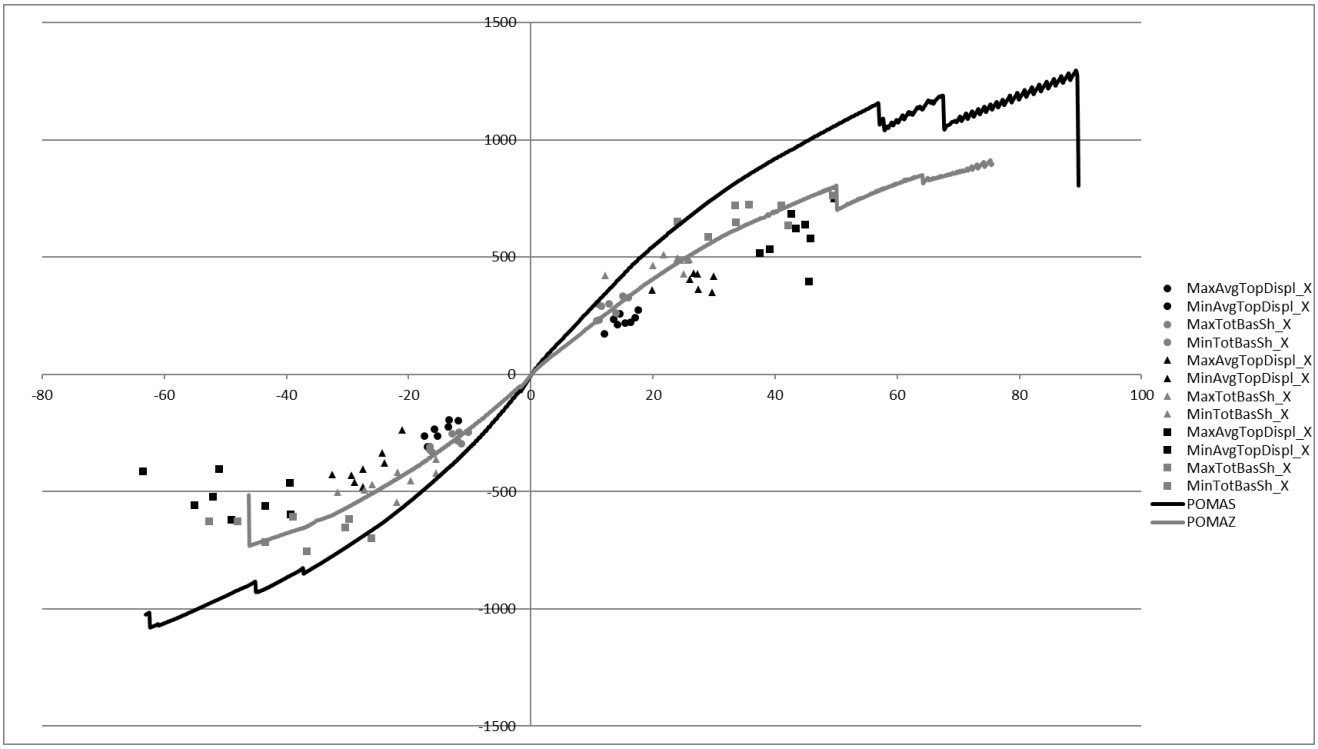


Figura 6. 31 - Resultado das análises IDA ao edifício E para o sismo de tipo 1

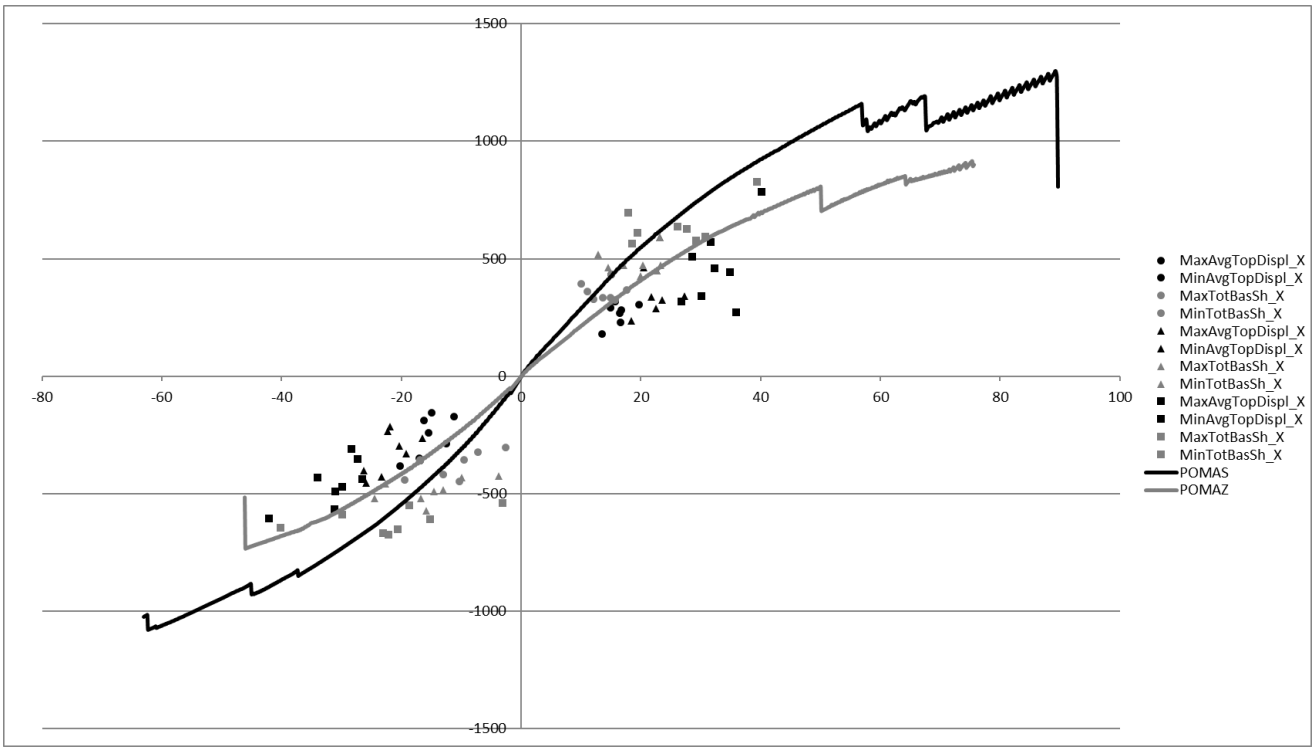


Figura 6. 32 - Resultado das análises IDA ao edifício E para o sismo de tipo 2

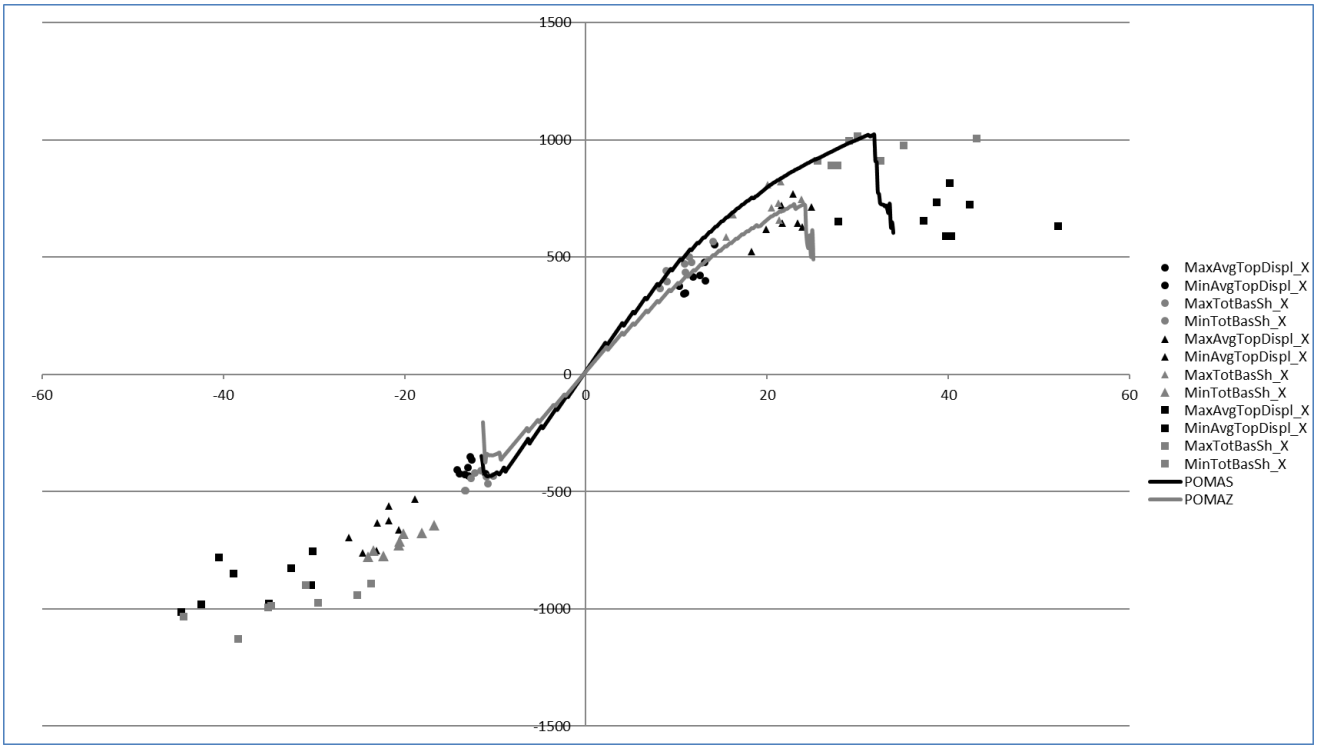


Figura 6. 33 - Resultado das análises IDA ao edifício F para o sismo de tipo 1

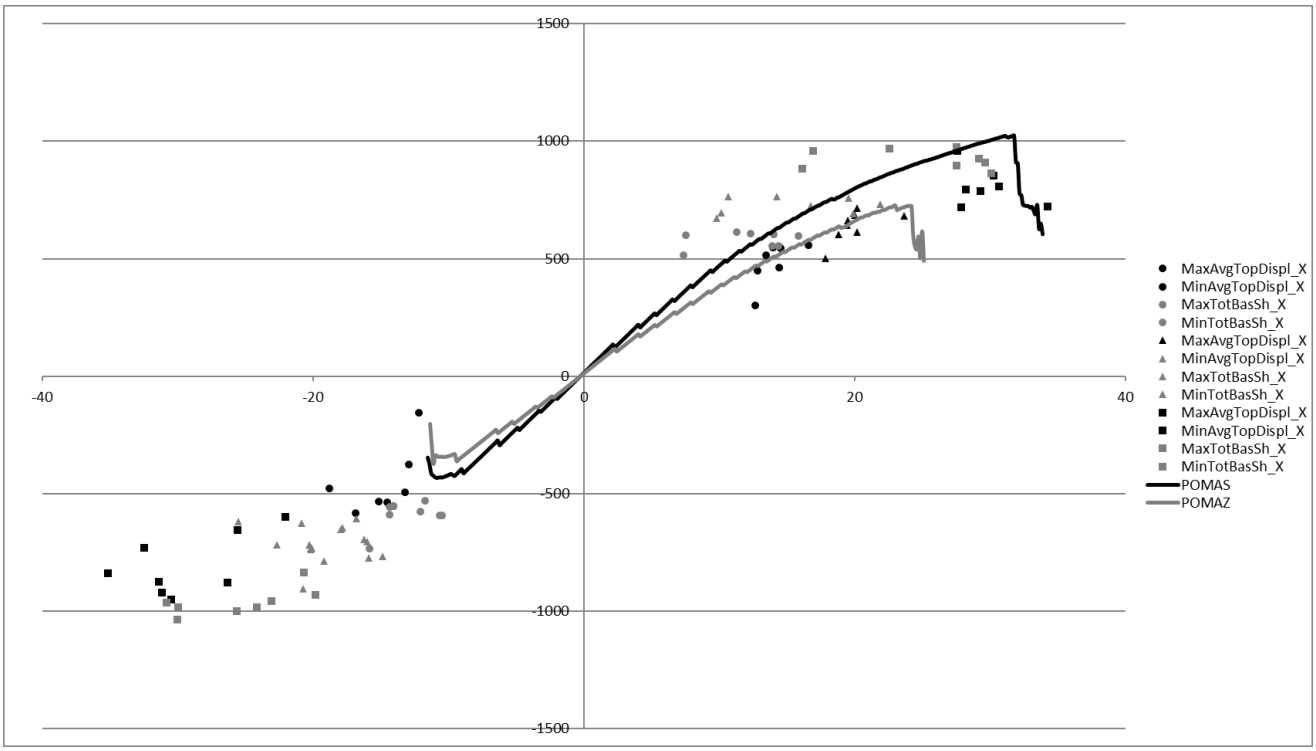


Figura 6. 34 - Resultado das análises IDA ao edifício F para o sismo de tipo 2

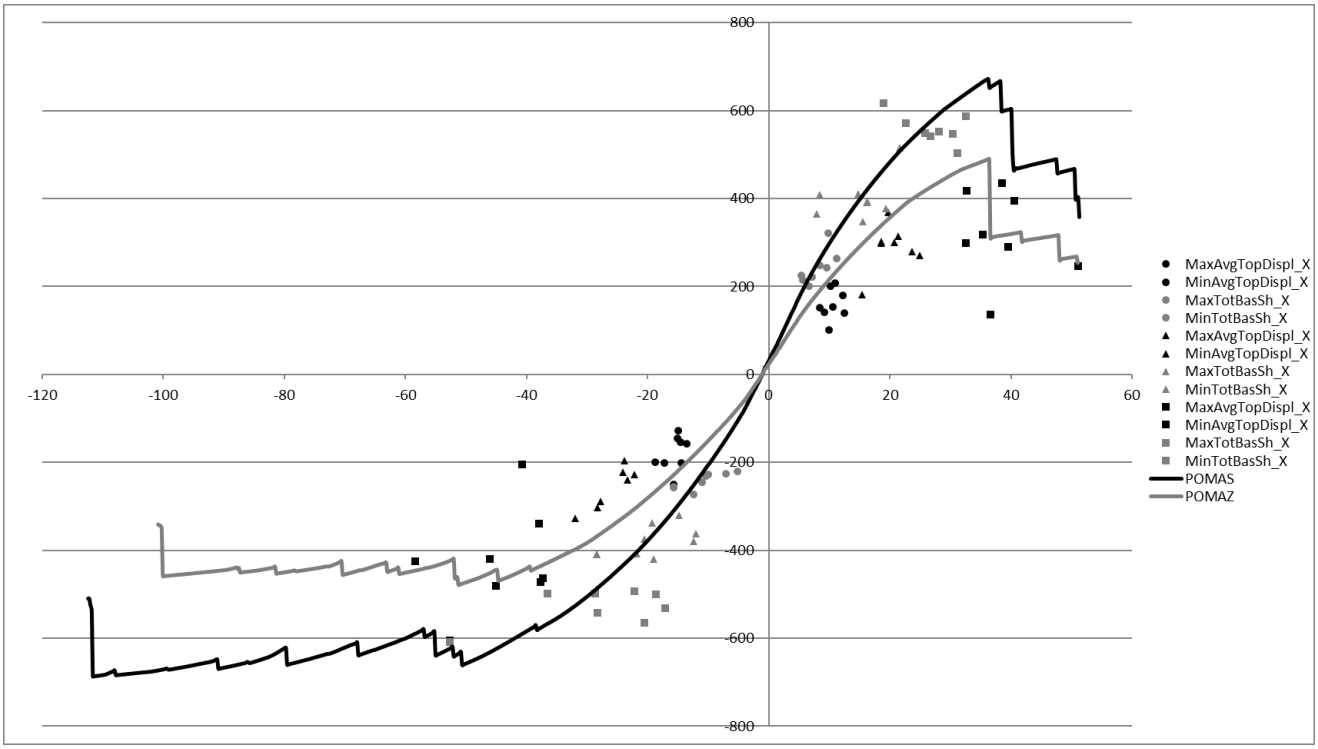


Figura 6. 35 - Resultado das análises IDA ao edifício G para o sismo de tipo 1

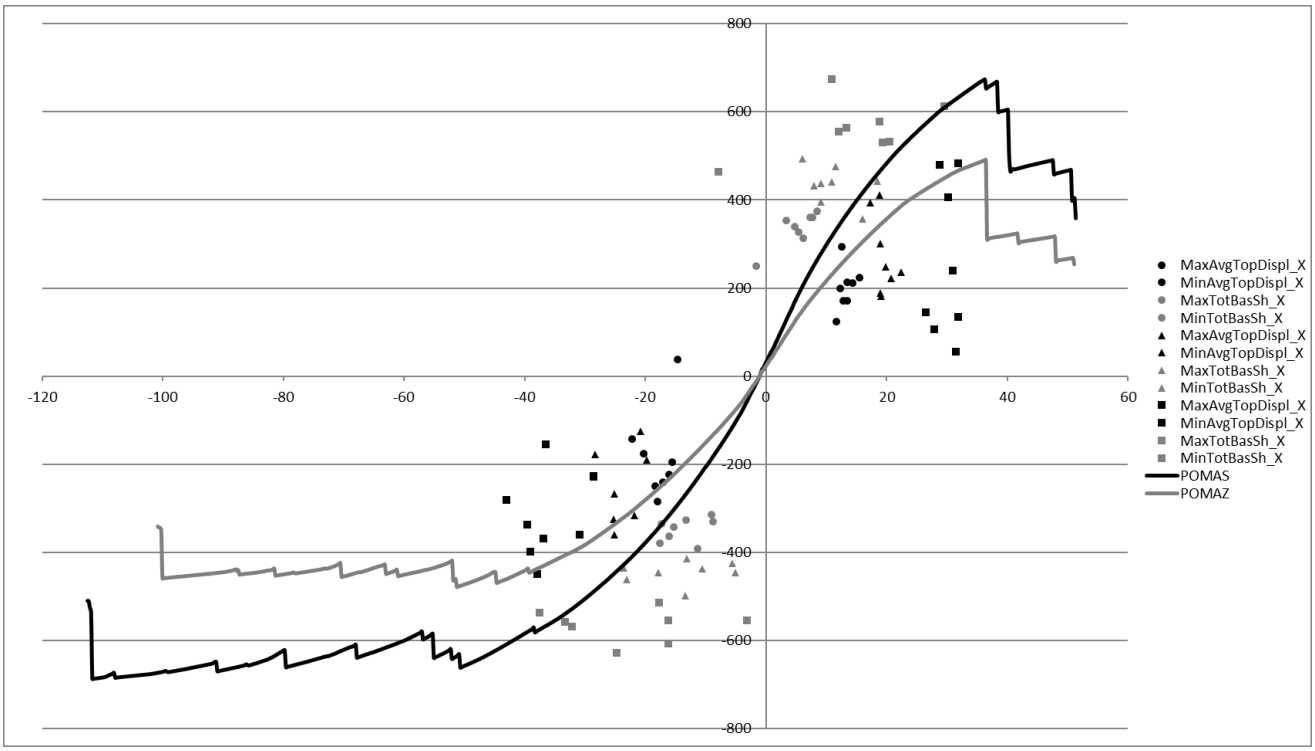


Figura 6. 36 - Resultado das análises IDA ao edifício G para o sismo de tipo 2

6.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS IDA

Os resultados das análises IDA aos edifícios com pavimentos rígidos mostram que estes edifícios, ao serem submetidos a sismos de maior intensidade, atingiram o comportamento plástico, porém não atigem a rotura, que se considerou apenas quando se identificam valores nulos para o corte basal total. No entanto, face à acção sísmica a que foram submetidos, verificou-se, de acordo com o que seria já expectável, para intensidades sísmicas superiores, uma considerável diminuição da capacidade resistente dos edifícios, espelhada pela diminuição dos valores de corte basal total, e que se justifica com o elevado grau de dano que ocorre nas estruturas quando submetidas aos sísmos aqui estudados.

Verificou-se também nestas análises que, para intensidades menores, os sismos de tipo 2 pareciam inicialmente ter efeitos mais gravosos para a estrutura dos edifícios do que os efeitos registados para os sismos de tipo 1. No entanto ao incrementar os valores da intensidade verifica-se uma aproximação dos resultados dos sismos de tipo 1 aos resultados dos sismos de tipo 2 e, em alguns casos, valores até superiores, tanto de cortes basais, como de deslocamentos. Conclui-se, por isso, que do aumento da intensidade decorrem alterações aos efeitos da vibração, sendo a acção associada aos sismos de tipo 1 mais gravosa face à do sismo de tipo 2.

Por outro lado, os resultados obtidos nestas análises, parecem acompanhar as curvas das análises *Pushover*, sendo este um bom indicador da validade do estudo aqui realizado.

7
Conclusões

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram seguidas as estratégias e objectivos inicialmente traçados, tendo-se analisado o comportamento sísmico de edifícios antigos de alvenaria de pedra e madeira utilizando diferentes abordagens, tendo sempre por base um programa de análise que considera o comportamento dos edifícios/paredes apenas no seu plano. Este trabalho foi desafiante para o autor, já que envolveu análises complexas e uma boa compreensão destes resultados, de forma a extrair conclusões úteis relativamente ao comportamento destea tipologia de edifícios.

Este documento compila toda a informação relativa ao caminho seguido neste estudo, metodologias, ferramentas, análises, resultados e conclusões. Porém o vasto estudo aqui realizado abre novas oportunidades de estudo, que por limitação de tempo aqui não foram abordadas, mas que se apresentam em 7.2, para que no futuro possam ser exploradas.

Este estudo permitiu uma boa caracterização do comportamento sísmico da tipologia construtiva aqui analisada, quer na situação pré, quer pós intervenção estrutural. Para além disso, analisou-se o comportamento destes edifícios quando os pavimentos eram substituídos por elementos estruturais que se consideram com comportamento de diafragma rígido. As análises dinâmicas permitiram validar as curvas P*ushover* como envolventes do comportamento cíclico das construções e caracterizar as exigências de resistência e de deformação dos edifícios, pré e pós reabilitação estrutural, que se mantiveram dentro dos limites da capacidade resistente dos edifícios. Estes resultados permitiram também a comparação dos resultados da aplicação de dois métodos de análise sísmica diferentes: N2 e NLTH, destacando os valores superiores, e por isso conservativos, das análises N2, mais simples e expeditas, face aos valores das análises NLTH, mais complexas.

Os modelos com diafragmas rígidos foram sujeitos às análises *Pushover* de modo a caracterizar a sua capacidade resistente e de deformação, tendo estes valores sido comparados com os obtidos nos edifícios, em estados original e reabilitado. Verificou-se, de forma geral, uma capacidade resistente ligeiramente superior nestes edifícios, mas associada a uma menor capacidade de deformação. No seguimento destas verificações, e da estratégia adoptada neste trabalho, determinou-se a resposta dos edifícios nestas condições através de análises dinâmicas NLTH, tendo-se ainda introduzido fatores incrementais da intensidade (IDA). Os valores das análises IDA acompanharam as curvas *Pushover* e mantiveram-se dentro dos limites da capacidade resistente dos edifícios, ainda que por vezes, se tenha verificado elevado nível de dano com os

valores de corte basal total a diminuírem de forma drástica e demonstrando a considerável perda de capacidade resistente da estrutura.

Concluindo, este trabalho permitiu verificar que os edifícios, que foram alvo de um estudo exaustivo, numa análise em que intervém apenas o comportamento das paredes no seu plano, apresentam um comportamento satisfatório face à ocorrência de acções sísmicas regulamentares para a cidade do Porto. Isto acontece, neste tipo de análise, para qualquer tipo de intervenção que se possa realizar, seja com manutenção dos pavimentos flexíveis, ou com introdução de diafragmas rígidos, não apresentando assim grande risco ou preocupações de maior no processo de eventuais reabilitações.

7.2 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Durante a realização deste trabalho, e dadas as diferentes abordagens adoptadas, surgiram por vezes temas que suscitaram a curiosidade do autor, e que, por limitações de tempo ou falta de recursos, ficaram sem resposta. Sugerem-se então nos seguintes parágrafos alguns desses temas.

Verificou-se em alguns casos uma assimetria das curvas *Pushover* entre o sentido positivo dos eixos e o sentido negativo. Não sendo esse o foco deste estudo, e uma vez que os modelos foram realizados no âmbito de outro trabalho, essa característica dos edifícios foi ignorada. Porém, seria eventualmente interessante o estudo dos fatores que influenciam este comportamento assimétrico.

No estudo das análises modais realizadas aos edifícios, em todos os estados aqui analisados, verificou-se uma possível correlação entre os fatores de participação da massa, na direcção do eixo dos xx para o primeiro modo de vibração, e os valores registados nas análises dinâmicas. Verificou-se que a introdução de pavimentos rígidos em edifícios com um fator de participação baixo, havia uma melhoria nos resultados das análises NLTH. Contrariamente, quando o mesmo se aplicava a edifícios com fatores de participação já altos à partida, isso parece resultar numa pior resposta da estrutura às acções dinâmicas, com aumento dos valores de Drift. As melhores respostas estruturais parecem encontrar-se para factores de participação entre os 70% e os 75%, mas este aspeto deveria ser explorado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, C. 2013. "Paredes de alvenaria do Porto. Tipificação e caraterização experimental". PhD, FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Amorim, M., B. Silva e J. Guedes. 2018. "Experimental assessment of in-plane mechanical behavior of tabique walls". *International Journal of Architectural Heritage* 12, no. 4: 516-32.

Bracchi, S., A. Galasco e A. Penna. 2017. "An improved macroelement model accounting for energy dissipation in in-plane flexural behaviour of masonry walls". Comunicação apresentada em Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile.

Bracchi, S., A. Galasco, A. Penna e G. Magenes. 2018. "An improved macroelement model for the nonlinear analysis of masonry buildings". Comunicação apresentada em Proceedings of the 10th Australian Masonry Conference, Sydney, Australia.

Clough, Ray W. e Joseph Penzien. *Dynamics of Structures*. Edição de McGraw-Hill International. second ed. Civil Engineering.

FEMA356. 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. edição de Federal Emergency Management Agency (FEMA). Washington D.C., USA.

Freitas, V., A. Guimarães, A. Costa, A. Arêde, A. Carvalho, A. Begonha, C. Medeiros, et al. 2012. *Manual de apoio ao projecto de reabilitação de edifícios antigos*. Lisboa.

Gambarotta, Luigi e Sergio Lagomarsino. 1996. *On dynamic response of masonry panels*.

ICOMOS. 2004. *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico*. Traduzido por Paulo B. Lourenço e Daniel V. Oliveira. Edição de Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil (DEC). http://hdl.handle.net/1822/3172.

Ilharco, T. 2008. "Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural". MSc, FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

INE, Instituto Nacional de Estatística e Laboratório Nacional de Engenharia Civil LNEC. 2013. *O Parque habitacional e a sua reabilitação - análise e evolução 2001-2011*.

IPQ. 2009a. Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas, NPEN1990. edição de Instituto Português da Qualidade (IPQ). Caparica, Portugal.

IPQ. 2009b. Eurocódigo 1 - Bases para o projeto de estruturas. Parte 1-1: Acções Gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, NPEN1991-1-1. edição de Instituto Português da Qualidade (IPQ). Caparica, Portugal.

IPQ. 2010. Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, NPEN1999-1. edição de Instituto Português da Qualidade (IPQ). Caparica, Portugal.

Italiana, Norma. 2016. UNI-EN338.

Lagomarsino, S. e S. Cattari. 2009. "Nonlinear seismic analysis of masonry buildings by the equivalent frame model". Comunicação apresentada em 1th D-A-CH Conference: Masonry and Earthquakes, Switzerland, Zurich.

Lagomarsino, Sergio, Andrea Penna, Alessandro Galasco e Serena Cattari. 2013. *TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings*. Vol. 56. 10.1016/j.engstruct.2013.08.002.

Marchesi, Beatrice. 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.

Excel.

MIT. 2008. Italian National Technical Code. edição de Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (MIT). Rome, Italy.

NZSEE. 2017. The Seismic Assessment of Existing Buildings. Technical Guidelines for Engineering

Assessments. edição de New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE). Wellington, New Zealand.

Penna, Andrea, Sergio Lagomarsino e Alessandro Galasco. 2014. *A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings*. Vol. 43. 10.1002/eqe.2335.

Pinto, J., H. Varum, L. Nunes e L. Ramos. 2011. "Building details of a tabique dwelling in Trás-os-Montes e Alto Douro region". Comunicação apresentada em Proceedings of the 12th International Conference on Durability of Building Materials and Components (XII DBMC), Porto, Portugal.

Presdouro Calc - Software para cálculo de lajes.

Rangel, Carolina Maciel. 2018. "Relatório de estágio de verão - Elaboração de base de dados com parâmetros geométricos dos edifícios do Porto dos projetos de reabilitação estrutural da NCREP".

RSAEEP. 1983. Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes. Lisbon, Portugal.

TREMURI – Seismic Analysis Program for 3D Masonry Buildings 11.5.0.0.

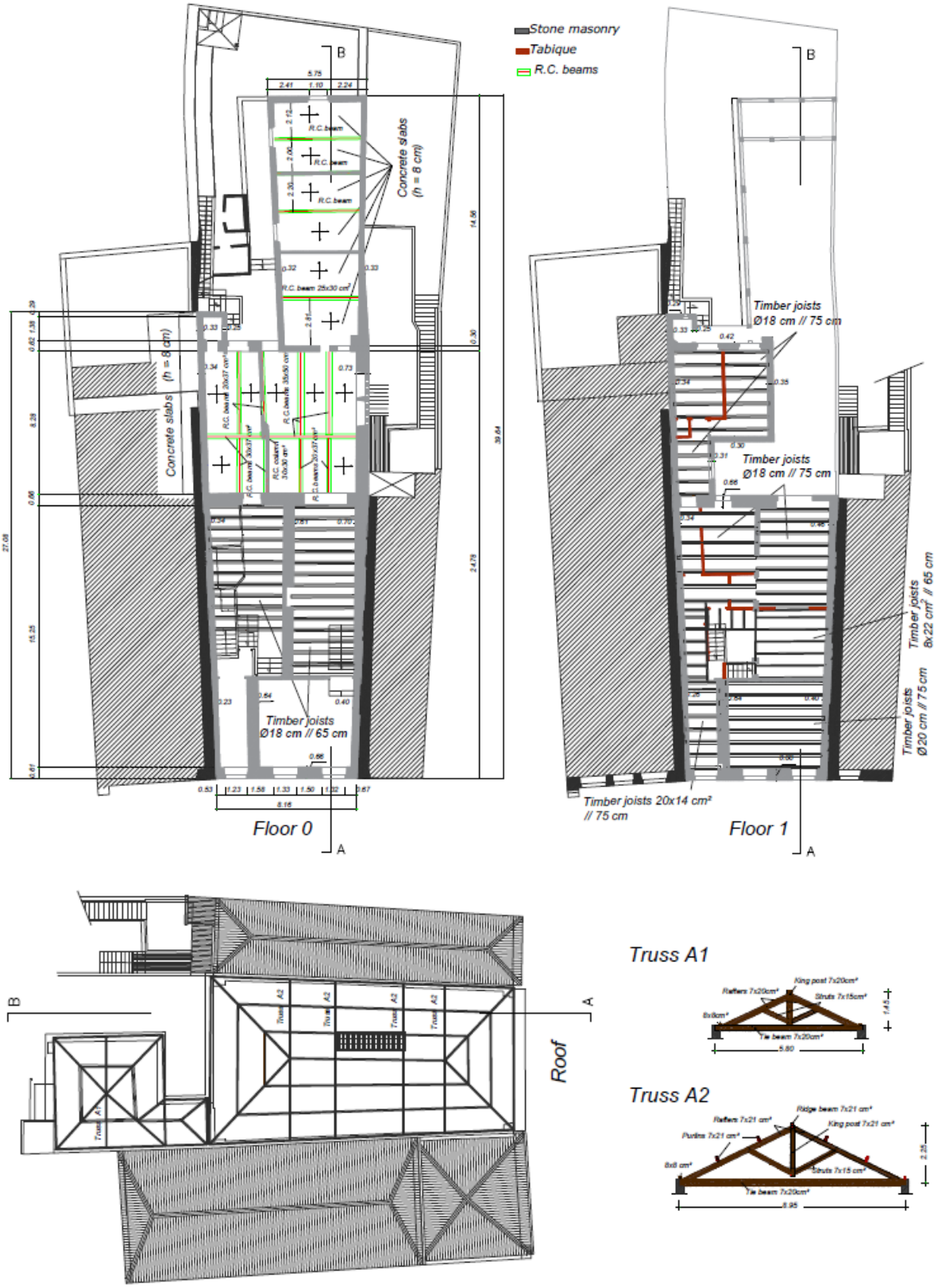
Sousa, H., J. Branco e P. Lourenço. 2014. "Characterization of cross sections from old chestnut beams weakened by decay". *International Journal of Architectural Heritage* 8, no. 3: 436-51.

Teixeira, Joaquim. 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". Universidade do Porto - FAUP. https://hdl.handle.net/10216/39475.

Vanin, F., D. Zaganelli, A. Penna e K. Beyer. 2017. Estimates for the stiffness, strength and drift capacity of stone masonry walls based on 123 quasi-static cyclic tests reported in the literature. Em *Bulletin of Earthquake Engineering*.

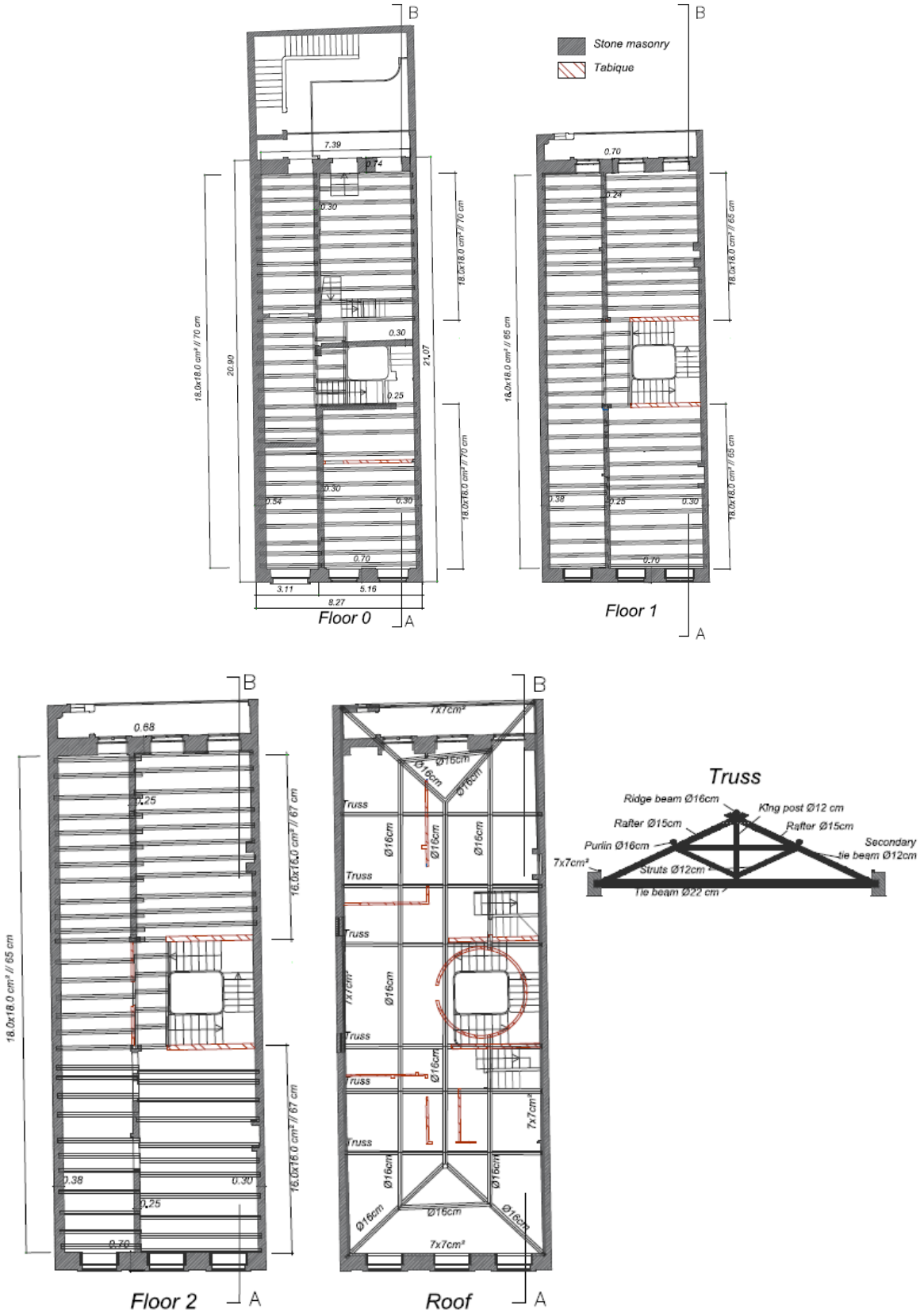
ANEXO A.1 – RUA DE SÃO BENTO DA VITÓRIA (ORIGINAL)

Edifício	Rua de São Bento da Vitória
Área implantação	325.13
Número de pisos acima do solo	3
Altura	12
Largura	8.2
Profundidade	39.65
Paredes fachada	Alvenaria de Pedra (duplo)
Espessura	65 cm
Paredes meeiras	Alvenaria de Pedra (simples)
Espessura	35 cm
Paredes interiores	Alvenaria de tijolo/tabique
Espessura	10 cm


Stone masonry
Tabique
R.C. beams
Concrete slabs (h = 8 cm)
Timber joists Ø18 cm // 65 cm
Floor 0
Timber joists Ø18 cm // 75 cm
Timber joists 8x22 cm² // 65 cm
Timber joists Ø20 cm // 75 cm
Timber joists 20x14 cm² // 75 cm
Floor 1
Roof
Truss A1
Truss A2

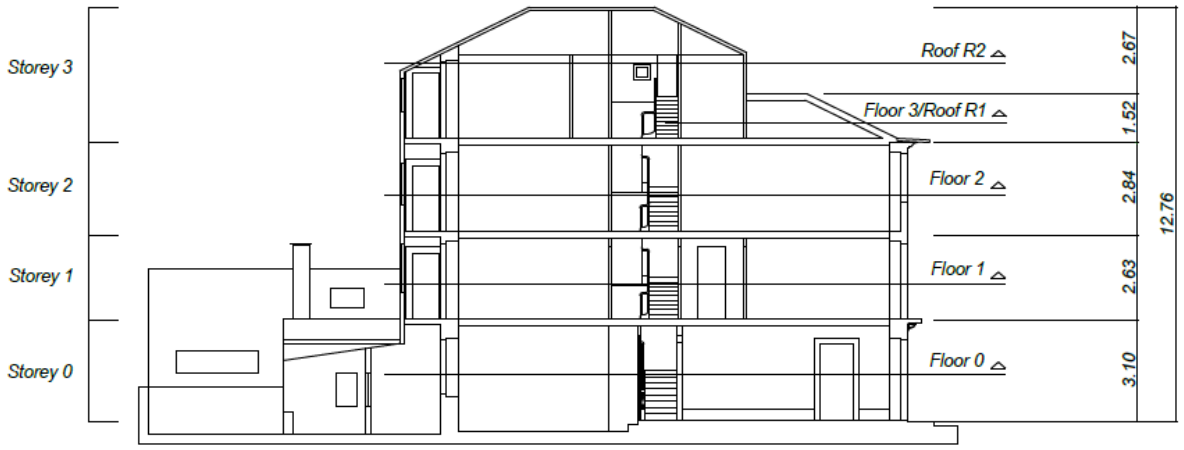
ANEXO A.2 – RUA DO ROSÁRIO (ORIGINAL)

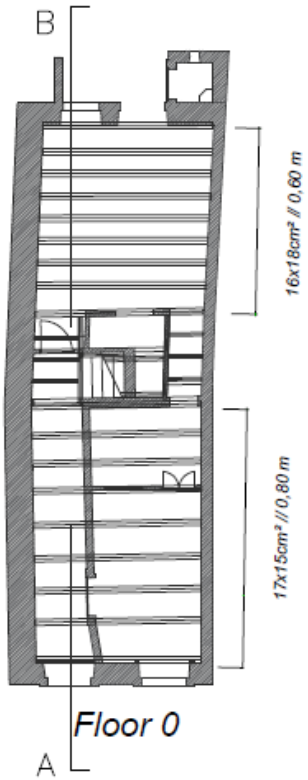
Edifício	Rua do Rosário
Área implantação	173.47
Número de pisos acima do solo	4
Altura	18.5
Largura	8.3
Profundidade	20.9
Paredes fachada	Alvenaria de Pedra (duplo)
Espessura	70 cm
Paredes meeiras	Alvenaria de Pedra (simples)
Espessura	35 cm
Paredes interiores	Tabique
Espessura	10 cm

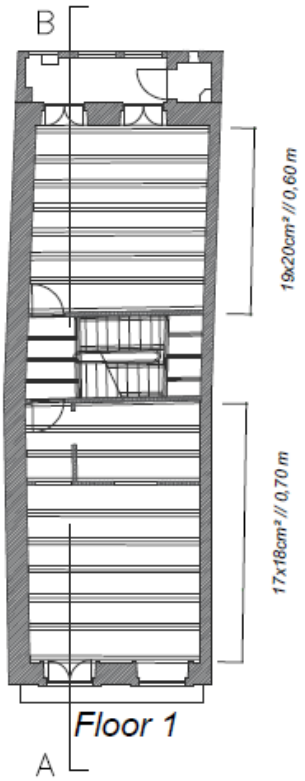

Stone masonry
Tabique
Floor 0
Floor 1
Floor 2
Roof
Truss
Ridge beam Ø16cm
King post Ø12 cm
Rafter Ø15cm
Rafter Ø15cm
Purlin Ø16cm
Secondary tie beam Ø12cm
Struts Ø12cm
Tie beam Ø22 cm
7x7cm²
18.0x18.0 cm² // 70 cm
18.0x18.0 cm² // 65 cm
18.0x18.0 cm² // 67 cm
20.90
21.07
7.39
8.27
3.11
5.16

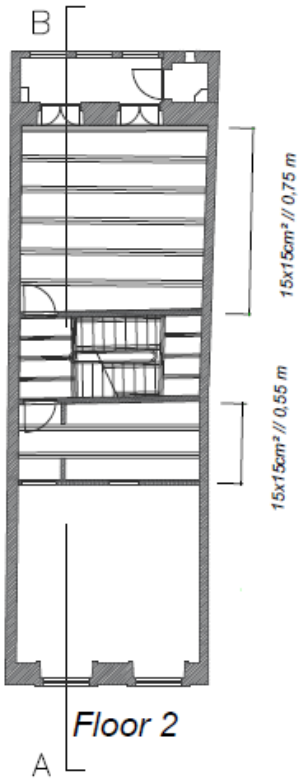
ANEXO A.3 – RUA DO PINHEIRO (ORIGINAL)

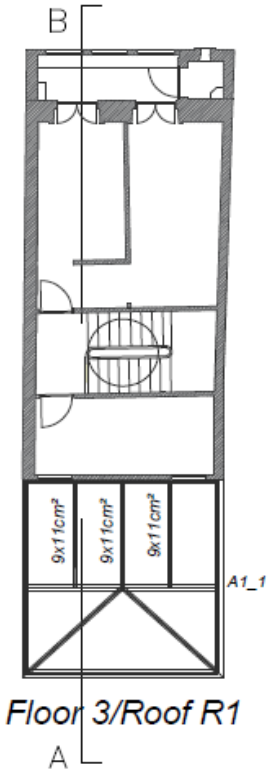
Edifício	Rua do Pinheiro
Área implantação	78.563
Número de pisos acima do solo	4
Altura	12.76
Largura	5.02
Profundidade	15.65
Paredes fachada	Alvenaria de Pedra (duplo)
Espessura	55 cm
Paredes meeiras	Alvenaria de Pedra (simples)
Espessura	27-67 cm
Paredes interiors	Tabique
Espessura	10 cm

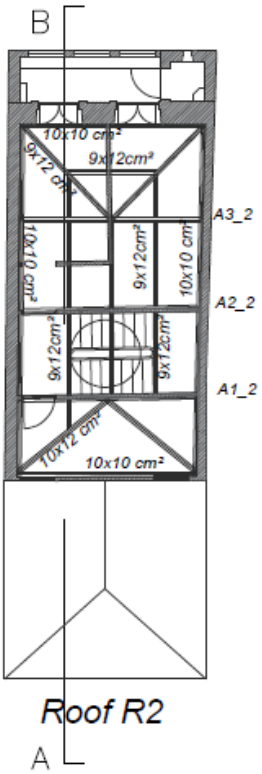


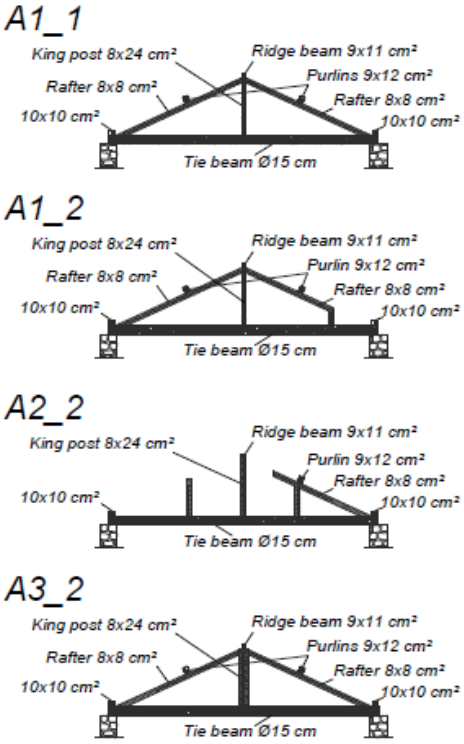

B
16x18cm² // 0,60 m
17x15cm² // 0,80 m
Floor 0
A


B
19x20cm² // 0,60 m
17x18cm² // 0,70 m
Floor 1
A


B
15x15cm² // 0,75 m
15x15cm² // 0,55 m
Floor 2
A

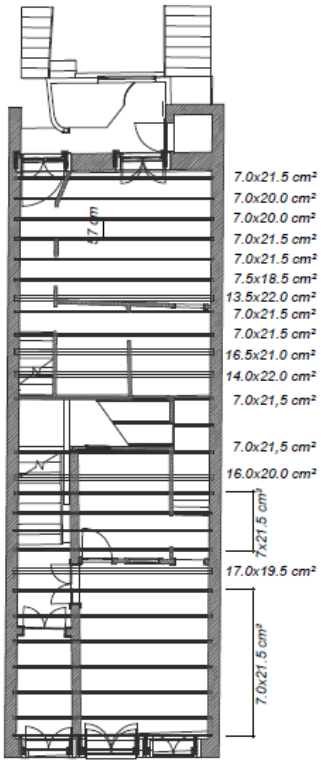

B
9x11cm²
9x11cm²
9x11cm²
A1_1
Floor 3/Roof R1
A


B
10x10 cm²
9x12cm²
9x12 cm²
A3_2
10x10 cm²
9x12cm²
10x10 cm²
A2_2
9x12cm²
9x12cm²
A1_2
10x12 cm²
10x10 cm²
Roof R2
A

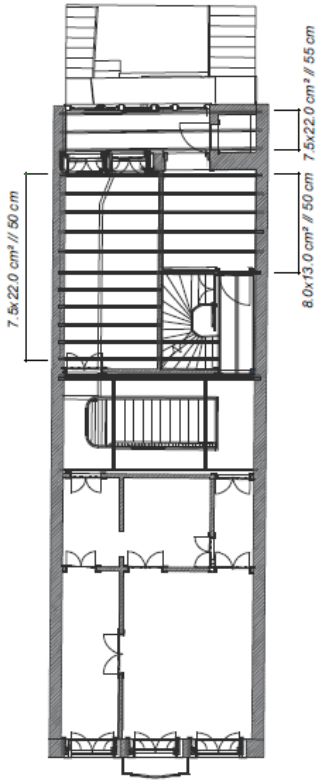

A1_1
King post 8x24 cm²
Ridge beam 9x11 cm²
Purlins 9x12 cm²
Rafter 8x8 cm²
Rafter 8x8 cm²
10x10 cm²
10x10 cm²
Tie beam Ø15 cm
A1_2
King post 8x24 cm²
Ridge beam 9x11 cm²
Purlin 9x12 cm²
Rafter 8x8 cm²
Rafter 8x8 cm²
10x10 cm²
10x10 cm²
Tie beam Ø15 cm
A2_2
King post 8x24 cm²
Ridge beam 9x11 cm²
Purlin 9x12 cm²
Rafter 8x8 cm²
10x10 cm²
10x10 cm²
Tie beam Ø15 cm
A3_2
King post 8x24 cm²
Ridge beam 9x11 cm²
Purlins 9x12 cm²
Rafter 8x8 cm²
Rafter 8x8 cm²
10x10 cm²
10x10 cm²
Tie beam Ø15 cm

ANEXO A.4 – RUA DO BARÃO DE SÃO COSME (ORIGINAL)

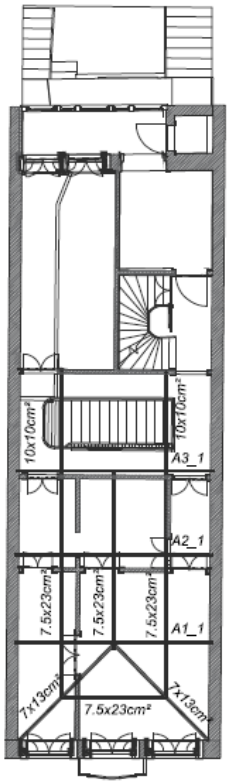
Edifício	Rua do Barão de São Cosme
Área implantação	123.066
Número de pisos acima do solo	3
Altura	13.78
Largura	6.36
Profundidade	19.35
Paredes fachada	Alvenaria de Pedra (duplo)
Espessura	55 cm
Paredes meeiras	Alvenaria de Pedra (simples)
Espessura	35 cm
Paredes interiores	Tabique
Espessura	10 cm



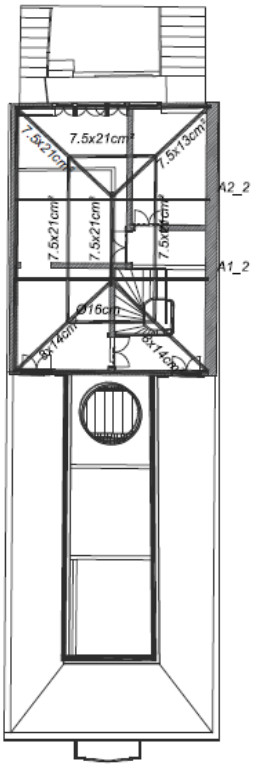
Floor 1



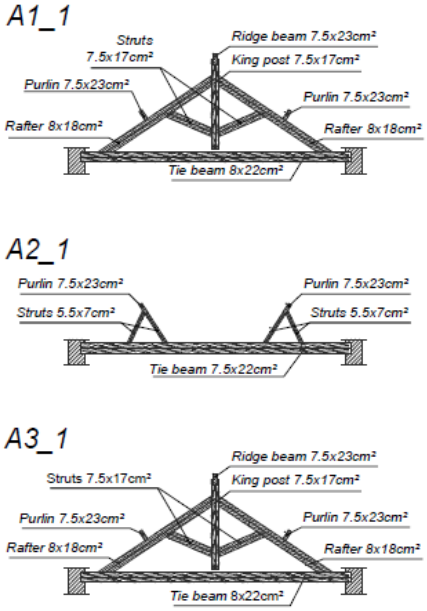
Floor 2

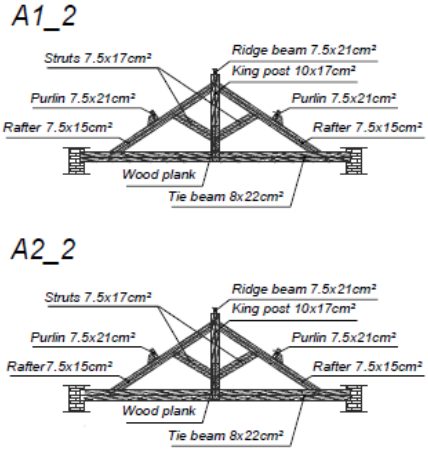


Roof R1



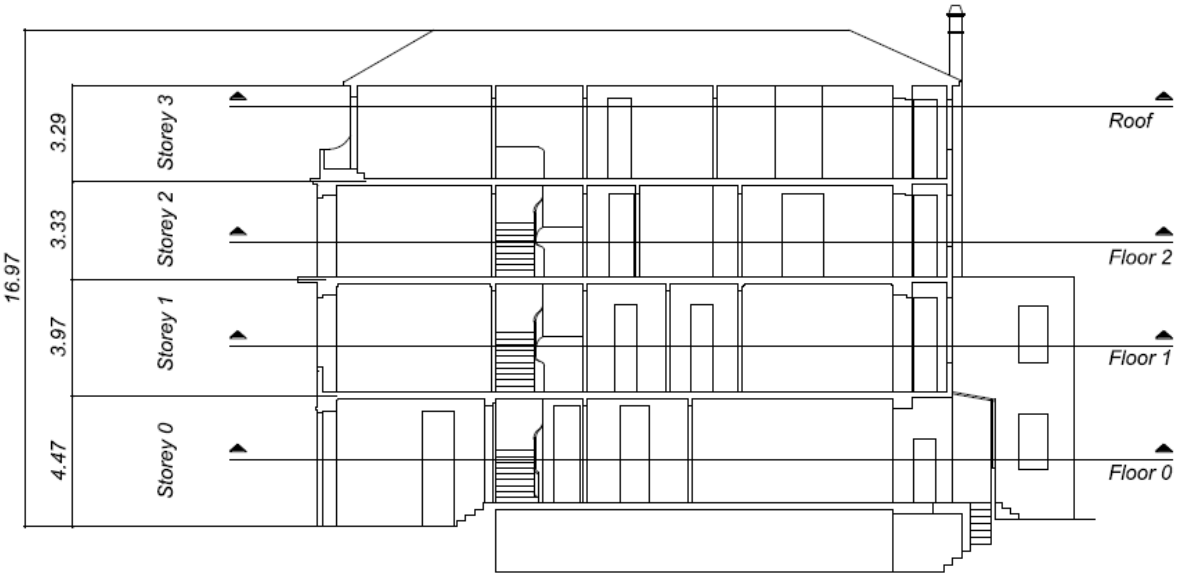
Roof R2

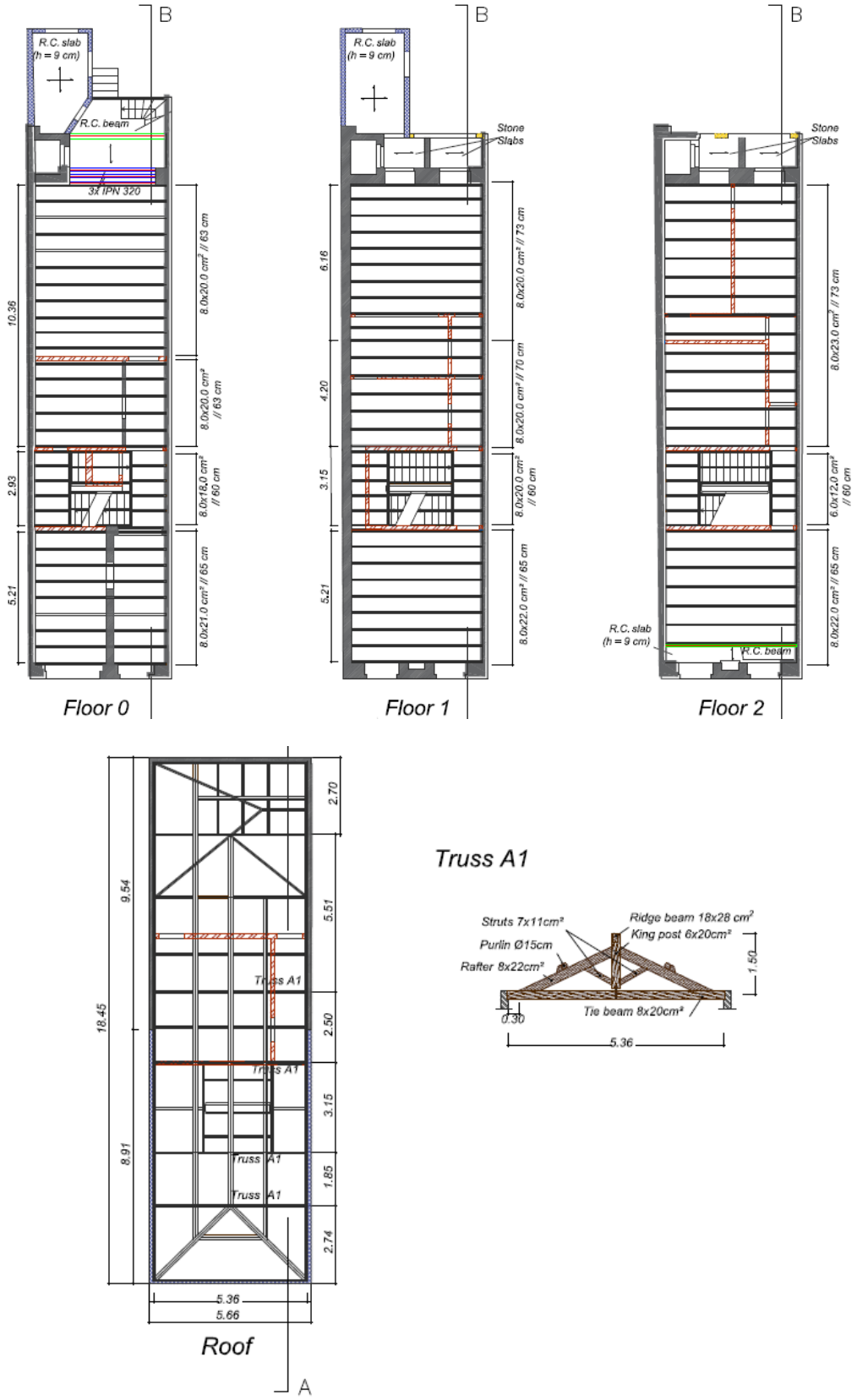




ANEXO A.5 – PRAÇA DO CORONEL PACHECO (ORIGINAL)

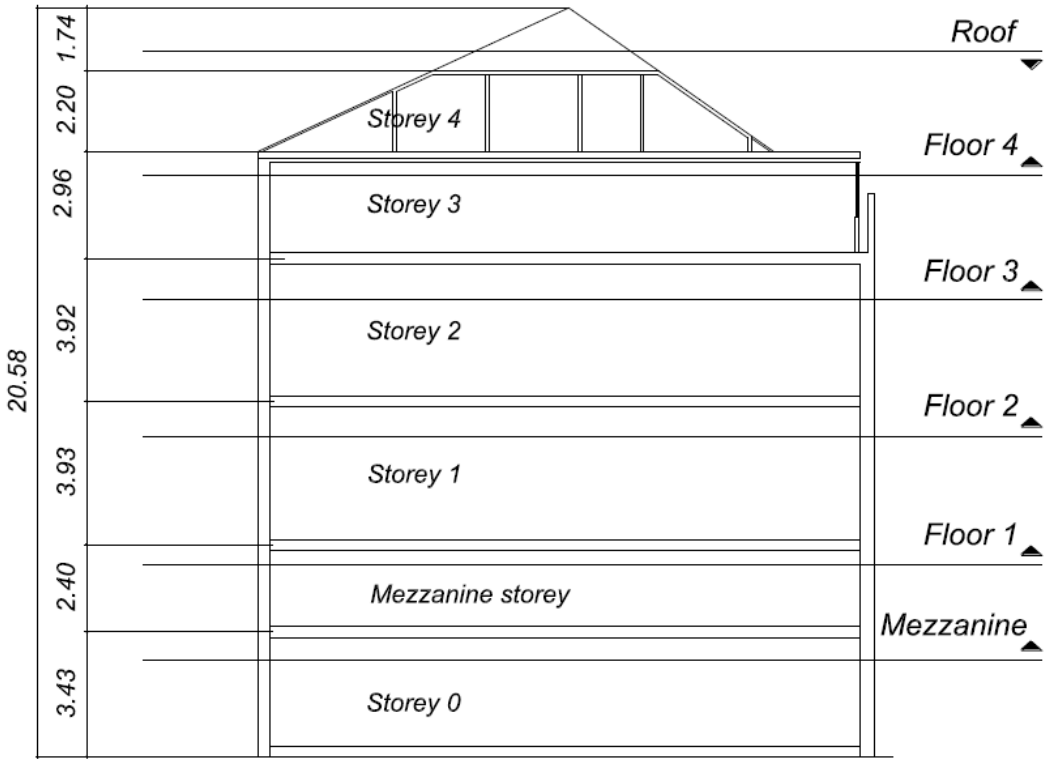
Edifício	Praça do Coronel Pacheco
Área implantação	145.6
Número de pisos acima do solo	4
Altura	17
Largura	5.6
Profundidade	26
Paredes fachada	Alvenaria de Pedra (duplo)
Espessura	65 cm
Paredes meeiras	Alvenaria de Pedra (simples)
Espessura	20 cm
Paredes interiors	Tabique
Espessura	10 cm

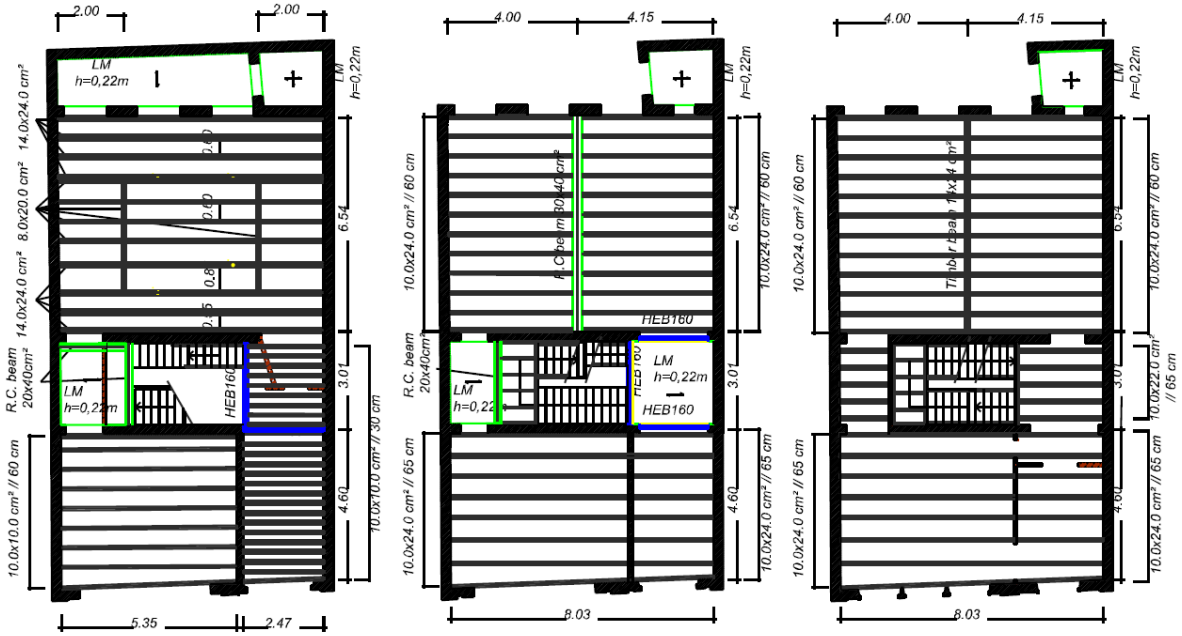


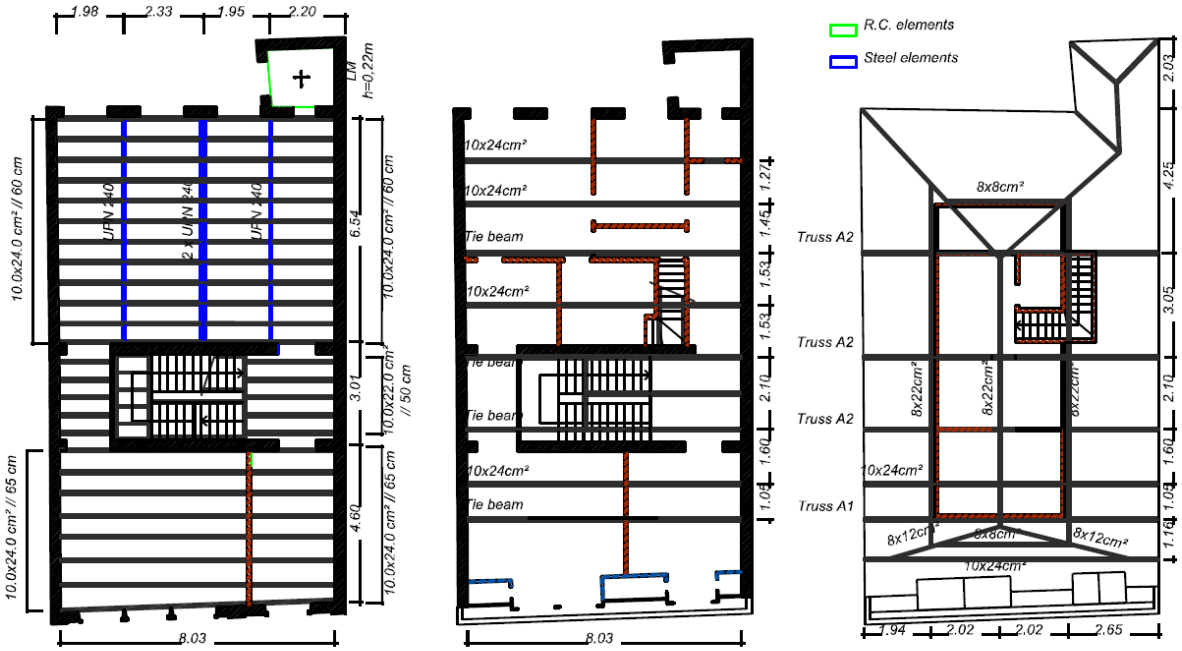

B
R.C. slab
(h = 9 cm)
R.C. beam
3x IPN 320
10.36
2.93
5.21
8.0x20.0 cm² // 63 cm
8.0x20.0 cm² // 63 cm
8.0x18.0 cm² // 60 cm
8.0x21.0 cm² // 65 cm
Floor 0
Stone Slabs
6.16
4.20
3.15
5.21
8.0x20.0 cm² // 73 cm
8.0x20.0 cm² // 70 cm
8.0x20.0 cm² // 60 cm
8.0x22.0 cm² // 65 cm
Floor 1
8.0x23.0 cm² // 73 cm
6.0x12.0 cm² // 60 cm
8.0x22.0 cm² // 65 cm
Floor 2
A
2.70
5.51
2.50
3.15
1.85
2.74
9.54
8.91
18.45
Truss A1
5.36
5.66
Roof
Truss A1
Struts 7x11cm²
Ridge beam 18x28 cm²
King post 6x20cm²
Purlin Ø15cm
Rafter 8x22cm²
1.50
0.30
Tie beam 8x20cm²
5.36

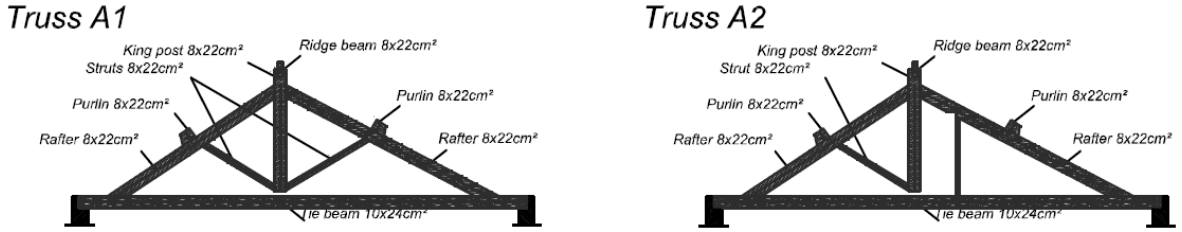
ANEXO A.6 – RUA DE ALEXANDRE BRAGA (ORIGINAL)

Edifício	Rua de Alexandre Braga
Área implantação	148.382
Número de pisos acima do solo	6
Altura	20.58
Largura	8.78
Profundidade	16.9
Paredes fachada	Alvenaria de Pedra (duplo)
Espessura	30 cm
Paredes meeiras	Alvenaria de Pedra (simples)
Espessura	35 cm
Paredes interiores	Tabique
Espessura	10 cm



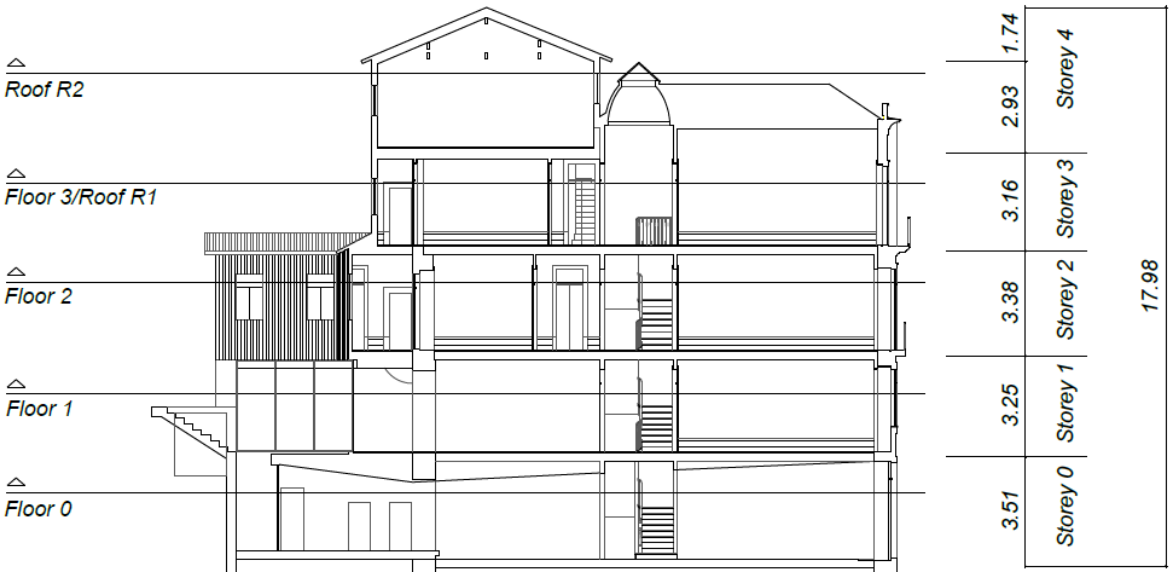

Mezzanine
Floor 1
Floor 2
LM h=0,22m
HEB160
R.C. beam 20x40cm²
10.0x10.0 cm² // 60 cm
10.0x24.0 cm² // 65 cm
10.0x24.0 cm² // 60 cm
5.35
2.47
8.03

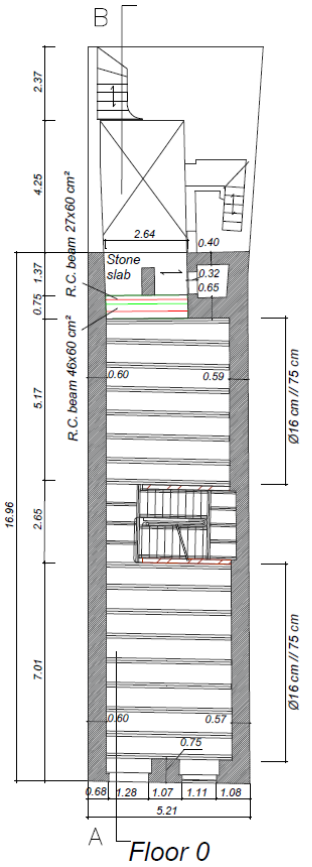

Floor 3
Floor 4
Roof
R.C. elements
Steel elements
UPN 240
Tie beam
10x24cm²
8x8cm²
Truss A2
Truss A1
8x22cm²
8x12cm²
8.03


Truss A1
King post 8x22cm²
Ridge beam 8x22cm²
Struts 8x22cm²
Purlin 8x22cm²
Rafter 8x22cm²
Tie beam 10x24cm²
Truss A2
King post 8x22cm²
Ridge beam 8x22cm²
Strut 8x22cm²
Purlin 8x22cm²
Rafter 8x22cm²
Tie beam 10x24cm²

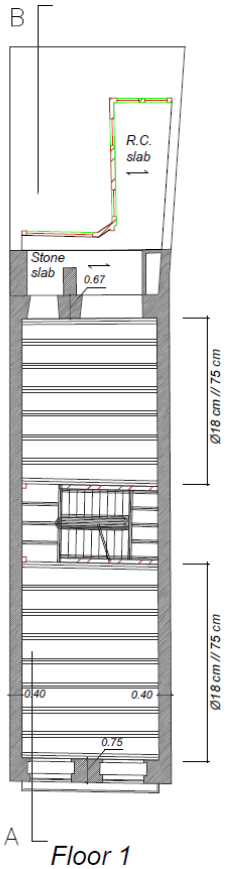
ANEXO A.7 – RUA DO ALMADA (ORIGINAL)

Edifício	Rua do Almada
Área implantação	88.4
Número de pisos acima do solo	5
Altura	18
Largura	5.2
Profundidade	17
Paredes fachada	Alvenaria de Pedra (duplo)
Espessura	75 cm
Paredes meeiras	Alvenaria de Pedra (simples)
Espessura	60-40 cm
Paredes interiores	Tabique
Espessura	15-20 cm

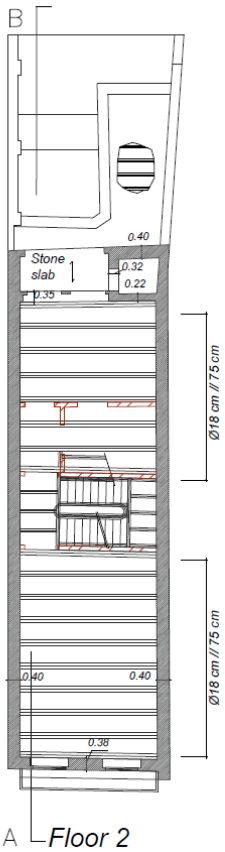




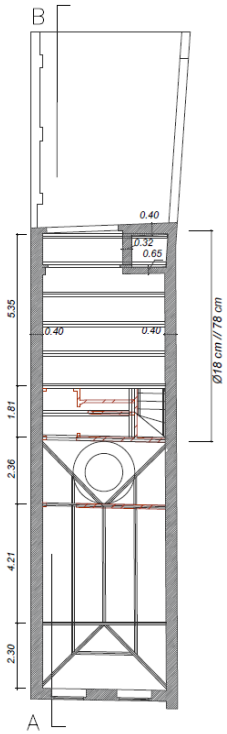
Floor 0



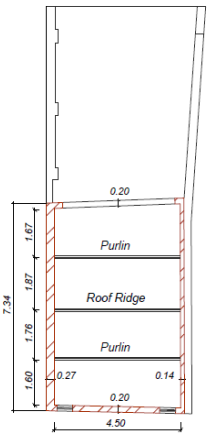
Floor 1



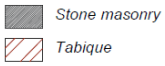
Floor 2



Floor 3/Roof R1



Roof R2



ANEXO B.1 – RUA DE SÃO BENTO DA VITÓRIA (REABILITADO)

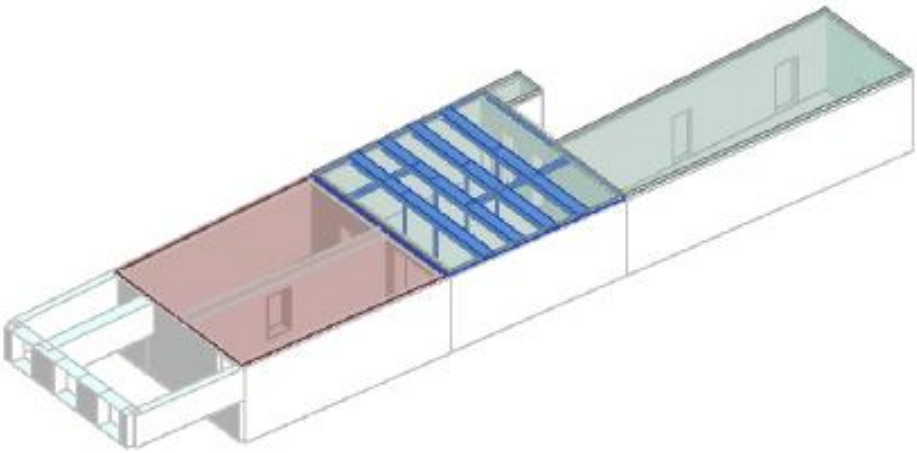


Figura B.1.1 - Estrutura metálica ao nível do piso térreo

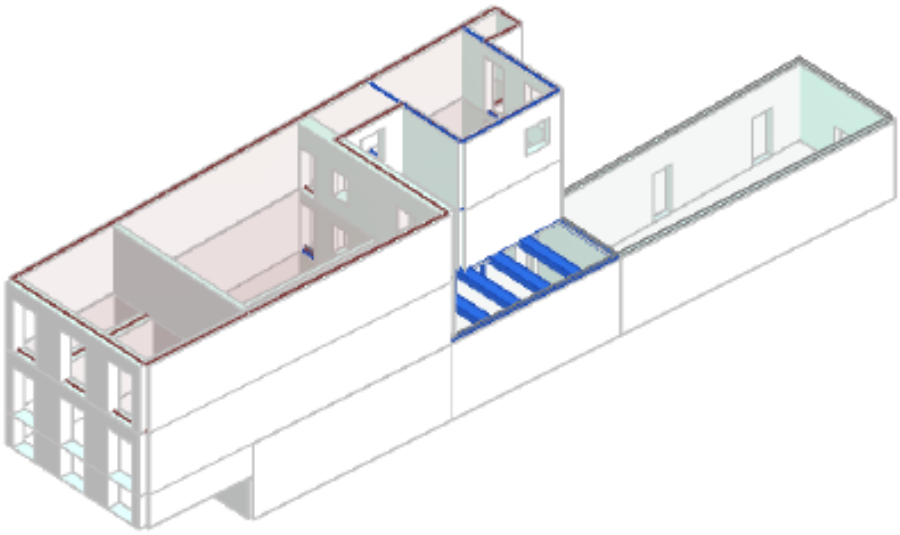


Figura B.1.2 - Ilustração da modelação dos tirantes

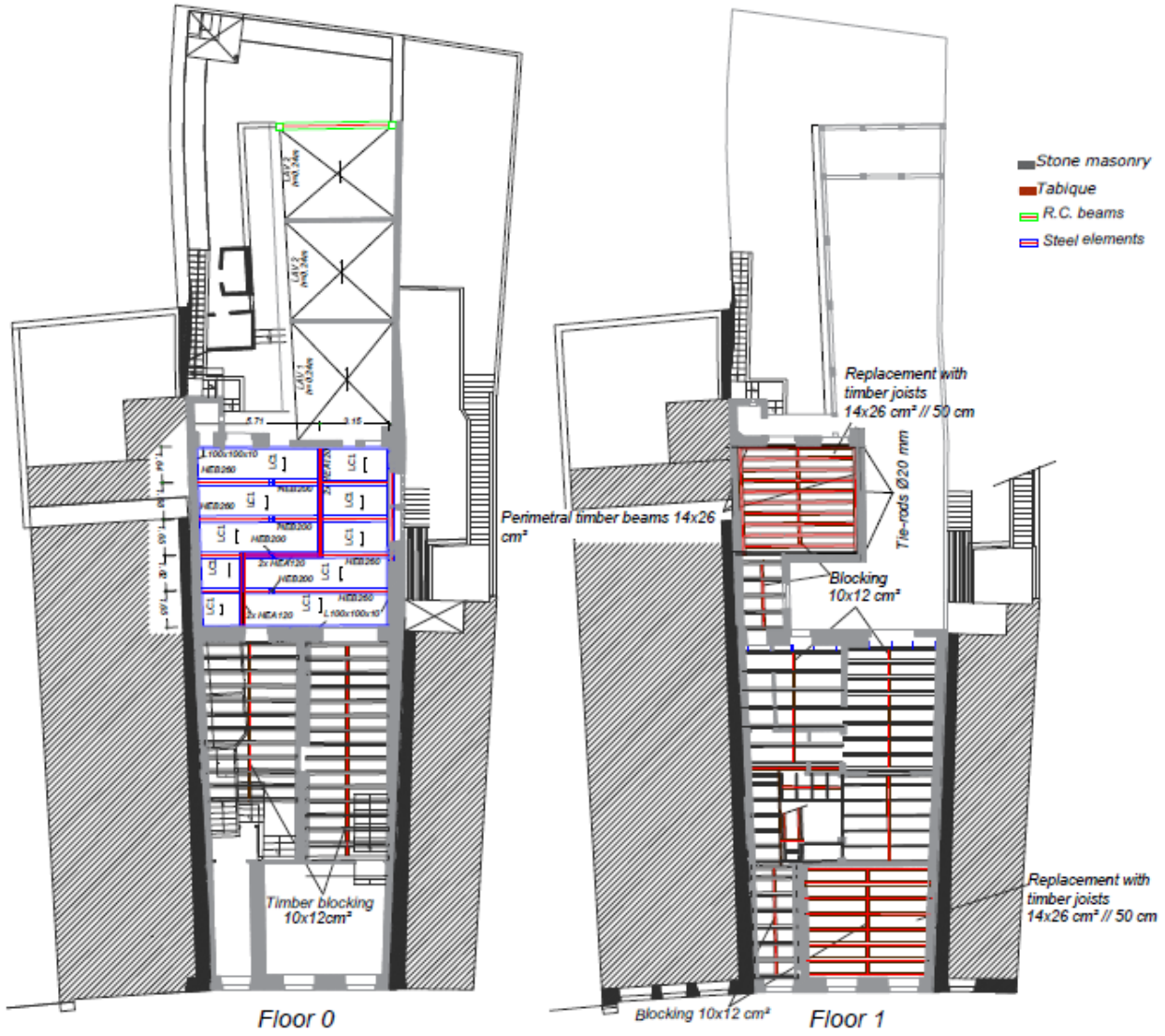


Figura B.1.3 - Plantas de Intervenção

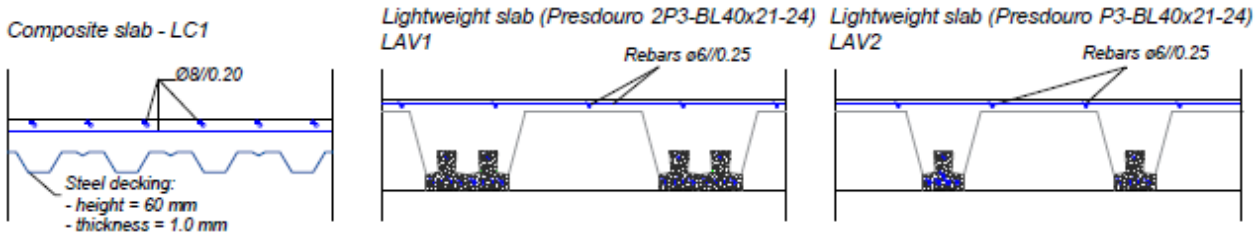


Figura B.1.4 - Pormenor construtivo das lajes em betão armado

ANEXO B.2 – RUA DO ROSÁRIO (REABILITADO)

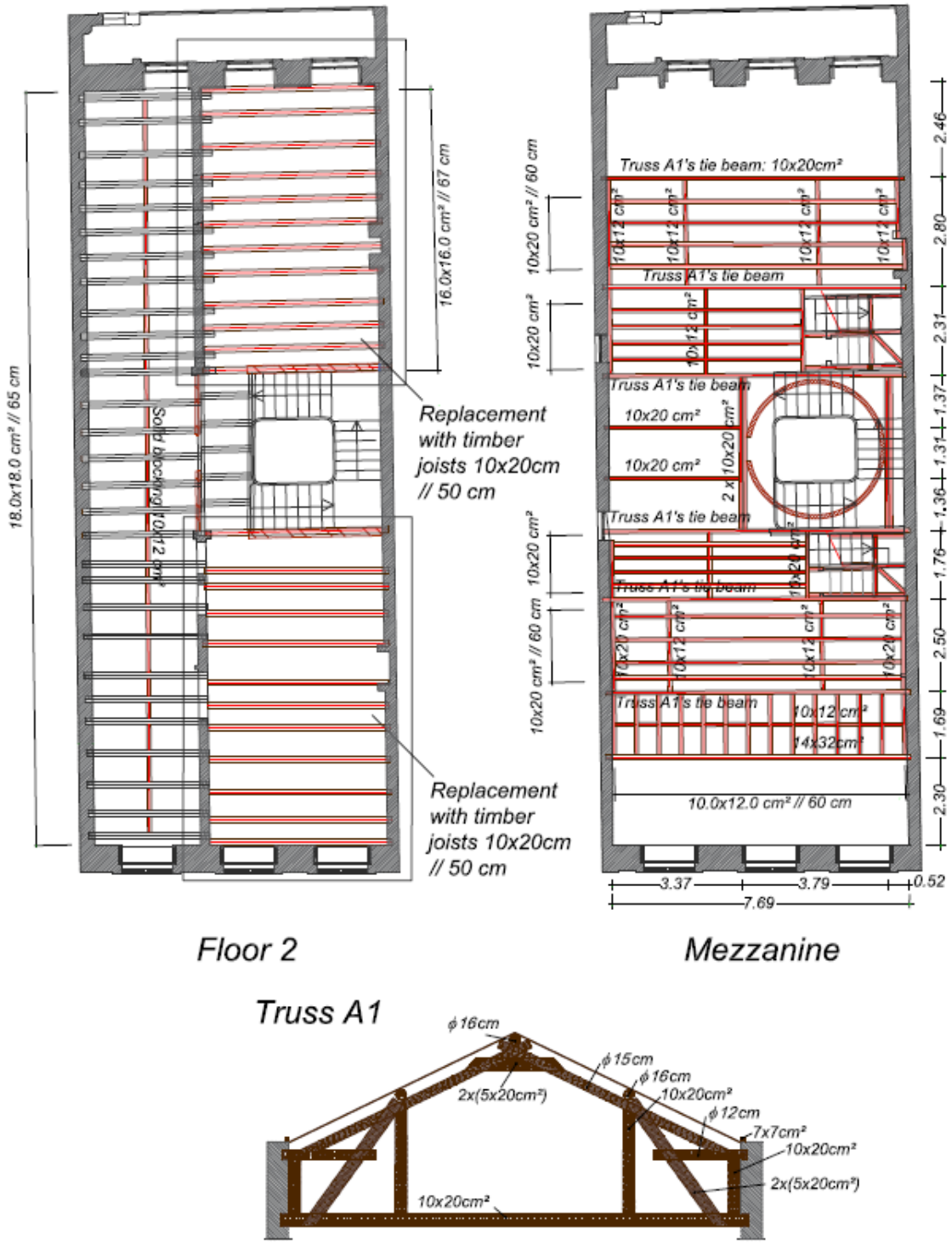


Figura B.2.1 – Plantas de intervenção

ANEXO B.3 – RUA DO PINHEIRO (REABILITADO)

Figura B.3.1 – Plantas de intervenção

ANEXO B.4 – RUA DO BARÃO DE SÃO COSME (REABILITADO)

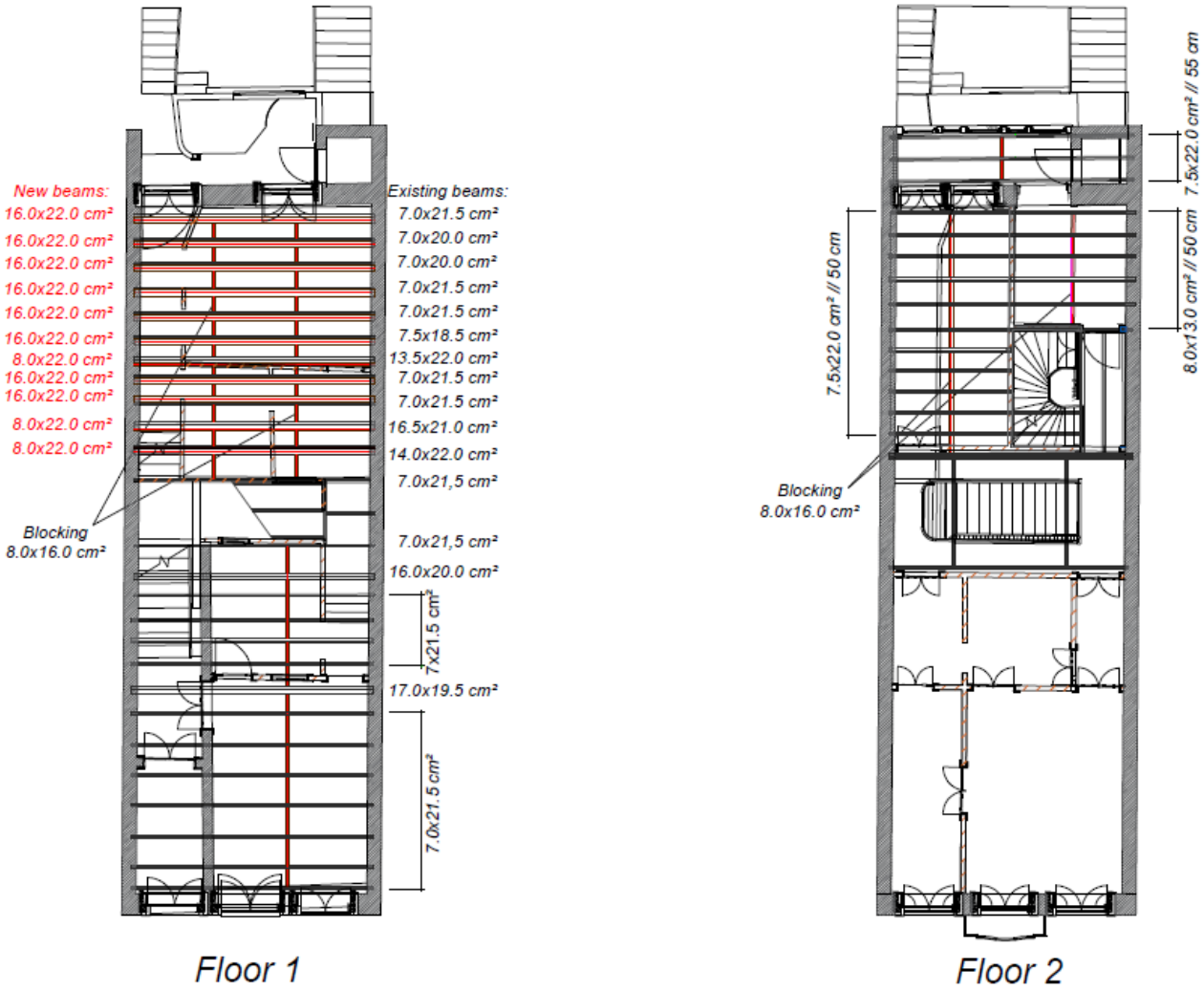
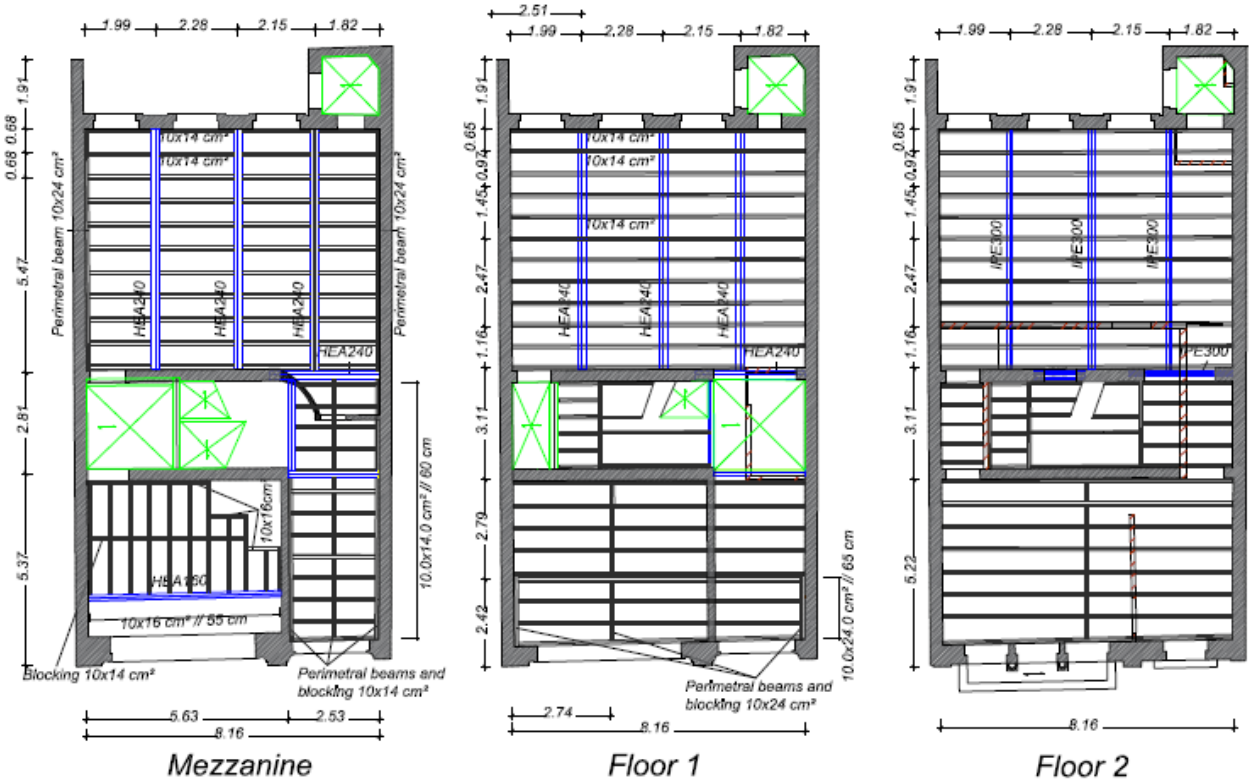


Figura B.4.1 – Plantas de Intervenção

ANEXO B.5 – PRAÇA DO CORONEL PACHECO (REABILITADO)

B.5.1 – Plantas de Intervenção

ANEXO B.6 – RUA DE ALEXANDRE BRAGA (REABILITADO)



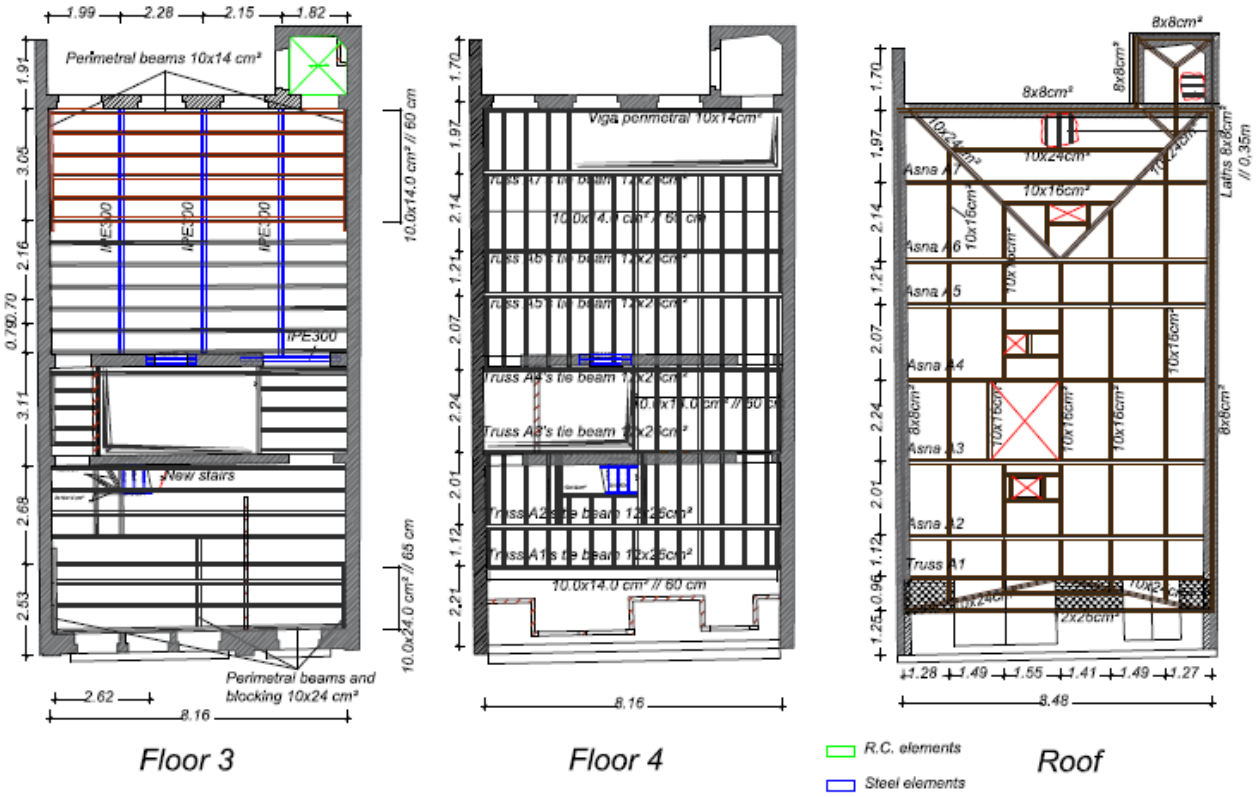


Figura B.6.1 – Plantas de Intervenção

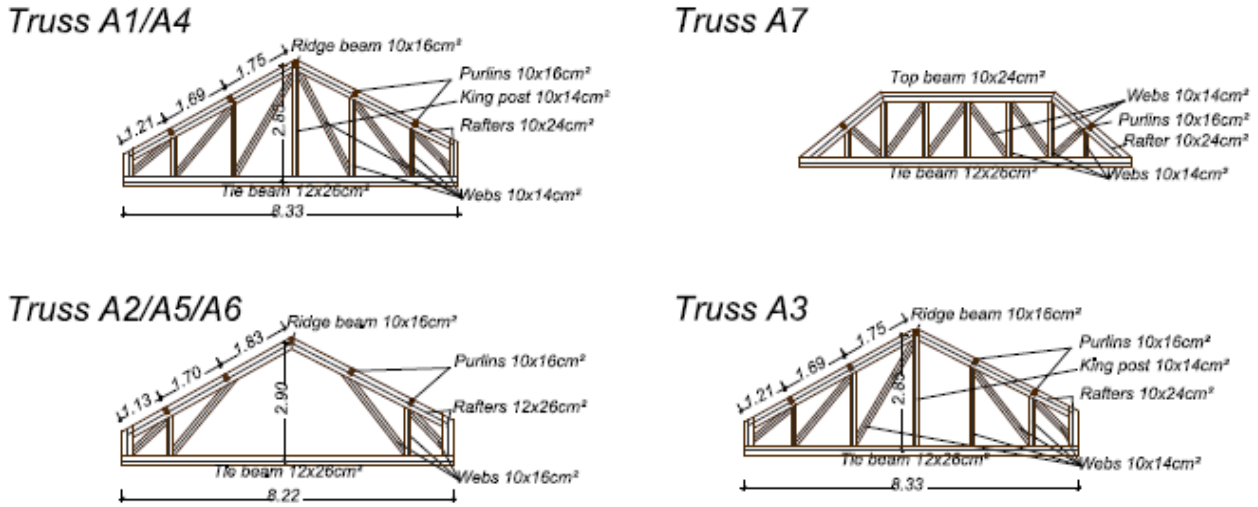


Figura B.6.2 – Pormenor das asnas

ANEXO B.7 – RUA DO ALMADA (REABILITADO)

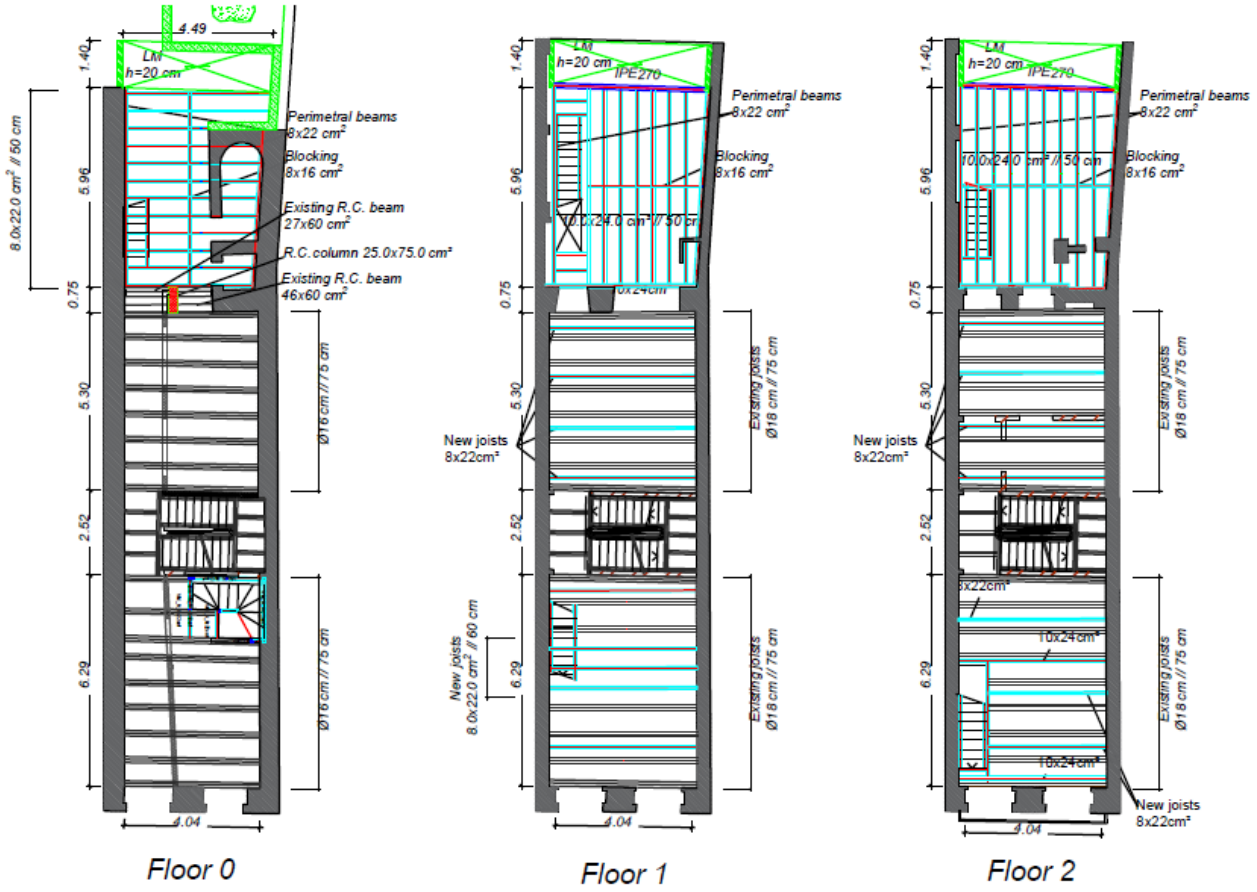


Figura B.7.1 – Plantas de Intervenção

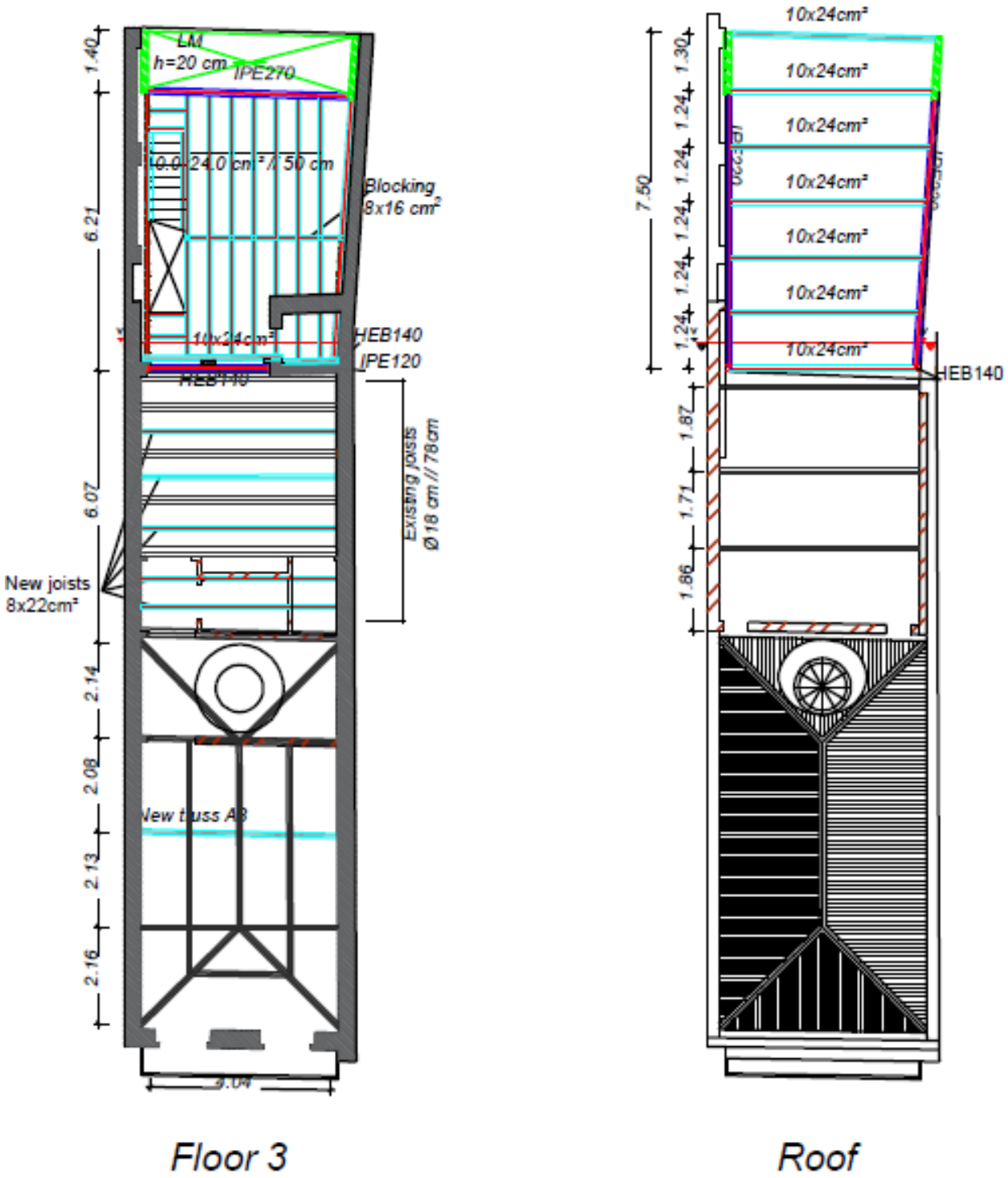


Figura B.7.2 – Pormenor do Piso 3 e Cobertura

ANEXO C.1 – VALORES DAS ANÁLISES N2 E NLTH PARA O SISMO DE TIPO 1

Dmax N2 (A - OG)	
Dmax POMAS	7.318945
Dmax POMAS-	-7.211765
Dmax POMAZ	7.998135
Dmax POMAZ-	-8.068745
Média +	7.65854
Média -	-7.640255
Desvio Padrão +	0.339595
Desvio Padrão -	0.42849

Dmax N2 (A - RF)	
Dmax POMAS	5.730553
Dmax POMAS-	-5.587383
Dmax POMAZ	6.576785
Dmax POMAZ-	-6.595411
Média +	6.153669
Média -	-6.091397
Desvio Padrão +	0.423116
Desvio Padrão -	0.504014

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	4.847058	-3.108871
T1_S2	4.779577	-3.141009
T1_S3	5.510078	-3.851145
T1_S4	5.12139	-3.488229
T1_S5	4.956221	-3.608348
T1_S6	5.682192	-3.772262
T1_S7	5.442882	-2.860833
T1_S8	5.576876	-3.438986
Média	5.23953425	-3.408710375
Desvio Padrão	0.332436518	0.323409663

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	3.48513	-2.4998
T1_S2	3.71541	-2.760584
T1_S3	4.207729	-2.822939
T1_S4	3.897741	-3.1893
T1_S5	4.138236	-3.101255
T1_S6	4.436167	-3.055783
T1_S7	3.961729	-2.624033
T1_S8	4.100258	-2.972853
Média	3.9928	-2.878318375
Desvio Padrão	0.278420385	0.226855204

Dmax N2 (B - OG)	
Dmax POMAS	25.605256
Dmax POMAS-	-24.490124
Dmax POMAZ	29.569288
Dmax POMAZ-	-27.936828
Média +	27.587272
Média -	-26.213476
Desvio Padrão +	1.982016
Desvio Padrão -	1.723352

Dmax N2 (B - RF)	
Dmax POMAS	22.88
Dmax POMAS-	-22.74
Dmax POMAZ	26.78
Dmax POMAZ-	-26.31
Média +	24.830442
Média -	-24.527758
Desvio Padrão +	1.94649
Desvio Padrão -	1.786654

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	16.400072	-14.367732
T1_S2	15.870379	-11.446344
T1_S3	17.332597	-15.490424
T1_S4	16.232038	-16.925029
T1_S5	18.103227	-14.816425
T1_S6	18.47169	-15.708603
T1_S7	16.168136	-12.650784
T1_S8	17.188386	-14.703184
Média	16.97081563	-14.51356563
Desvio Padrão	0.897217787	1.628813697

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	13.993697	-11.437372
T1_S2	13.608414	-9.673791
T1_S3	12.325668	-14.60818
T1_S4	13.236683	-15.095828
T1_S5	14.15229	-13.830112
T1_S6	14.968877	-15.777107
T1_S7	13.073441	-12.085415
T1_S8	15.536496	-12.829137
Média	13.86194575	-13.16711775
Desvio Padrão	0.972637807	1.921192757

Dmax N2 (C - OG)	
Dmax POMAS	17.804714
Dmax POMAS-	-17.158834
Dmax POMAZ	21.206036
Dmax POMAZ-	-19.66919
Média +	19.505375
Média -	-18.414012
Desvio Padrão +	1.700661
Desvio Padrão -	1.255178

Dmax N2 (C - RF)	
Dmax POMAS	14.004063
Dmax POMAS-	-13.111553
Dmax POMAZ	17.908757
Dmax POMAZ-	-17.128146
Média +	15.95641
Média -	-15.1198495
Desvio Padrão +	1.952347
Desvio Padrão -	2.0082965

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	9.084609	-8.559266
T1_S2	8.977538	-8.879336
T1_S3	10.448242	-10.990999
T1_S4	10.486642	-9.465636
T1_S5	9.670039	-9.977341
T1_S6	9.537767	-12.385265
T1_S7	8.344076	-9.344268
T1_S8	10.369936	-10.450103
Média	9.614856125	-10.00652675
Desvio Padrão	0.73619755	1.168410517

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	8.461149	-8.14411
T1_S2	8.125995	-7.919139
T1_S3	8.477066	-10.14576
T1_S4	9.152186	-9.067702
T1_S5	9.151799	-8.142843
T1_S6	10.028542	-8.189056
T1_S7	7.516006	-8.583303
T1_S8	9.276308	-9.168897
Média	8.773631375	-8.67010125
Desvio Padrão	0.733182237	0.701961816

Dmax N2 (D - OG)	
Dmax POMAS	10.38072
Dmax POMAS-	-11.65612
Dmax POMAZ	12.80832
Dmax POMAZ-	-15.4609
Média +	11.59452
Média -	-13.55851
Desvio Padrão +	1.2138
Desvio Padrão -	1.90239

Dmax N2 (D - RF)	
Dmax POMAS	10.048324
Dmax POMAS-	-11.757746
Dmax POMAZ	11.88473
Dmax POMAZ-	-14.948934
Média +	10.966527
Média -	-13.35334
Desvio Padrão +	0.918203
Desvio Padrão -	1.595594

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	5.148981	-5.297928
T1_S2	4.149976	-4.166507
T1_S3	5.5869	-6.974146
T1_S4	6.26413	-6.551658
T1_S5	4.692086	-6.293023
T1_S6	6.186432	-5.992979
T1_S7	5.172632	-4.966863
T1_S8	6.060094	-6.324133
Média	5.407653875	-5.820904625
Desvio Padrão	0.708324782	0.873901701

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	3.473398	-3.969976
T1_S2	4.401709	-4.095605
T1_S3	4.592083	-5.086639
T1_S4	4.212032	-5.402927
T1_S5	4.497683	-5.624218
T1_S6	4.97649	-5.643601
T1_S7	3.979905	-3.554114
T1_S8	4.839377	-5.320148
Média	4.371584625	-4.8371535
Desvio Padrão	0.45218597	0.777297868

Dmax N2 (E - OG)	
Dmax POMAS	17.12637
Dmax POMAS-	-16.84692
Dmax POMAZ	22.738185
Dmax POMAZ-	-23.109705
Média +	19.9322775
Média -	-19.9783125
Desvio Padrão +	2.8059075
Desvio Padrão -	3.1313925

Dmax N2 (E - RF)	
Dmax POMAS	19.843542
Dmax POMAS-	-18.667746
Dmax POMAZ	25.982046
Dmax POMAZ-	-24.642954
Média +	22.912794
Média -	-21.65535
Desvio Padrão +	3.069252
Desvio Padrão -	2.987604

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	7.265207	-7.148603
T1_S2	7.289927	-7.025302
T1_S3	7.019892	-7.72914
T1_S4	8.092177	-7.910336
T1_S5	7.023434	-8.994097
T1_S6	5.669993	-7.09177
T1_S7	6.598349	-6.239557
T1_S8	8.959192	-8.14279
Média	7.239771375	-7.535199375
Desvio Padrão	0.912204802	0.787453171

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	11.339189	-10.384522
T1_S2	12.042693	-9.190214
T1_S3	12.6669	-10.57106
T1_S4	13.346691	-11.147118
T1_S5	12.050404	-10.971711
T1_S6	10.81372	-11.654086
T1_S7	11.233253	-10.042169
T1_S8	12.935296	-10.773477
Média	12.05351825	-10.59179463
Desvio Padrão	0.832645849	0.700366011

Dmax N2 (F - OG)	
Dmax POMAS	21.45605
Dmax POMAS-	-22.180158
Dmax POMAZ	24.401454
Dmax POMAZ-	-24.860836
Média +	22.928752
Média -	-23.520497
Desvio Padrão +	1.472702
Desvio Padrão -	1.340339

Dmax N2 (F - RF)	
Dmax POMAS	19.62
Dmax POMAS-	-20.04
Dmax POMAZ	21.80
Dmax POMAZ-	-22.34
Média +	20.710767
Média -	-21.193634
Desvio Padrão +	1.088703
Desvio Padrão -	1.15038

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	10.293671	-10.117327
T1_S2	11.460101	-10.013919
T1_S3	10.762494	-12.342578
T1_S4	13.842826	-12.268372
T1_S5	10.733908	-13.614959
T1_S6	9.220057	-9.029438
T1_S7	11.038751	-10.280898
T1_S8	13.15882	-11.984655
Média	11.3138285	-11.20651825
Desvio Padrão	1.412522708	1.458994971

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	9.207409	-10.994797
T1_S2	10.338111	-9.617169
T1_S3	9.806502	-11.254383
T1_S4	10.230682	-11.053981
T1_S5	9.799444	-12.04797
T1_S6	9.55504	-12.279009
T1_S7	9.875875	-10.306023
T1_S8	11.267573	-11.308692
Média	10.0100795	-11.107753
Desvio Padrão	0.580164079	0.806069755

Dmax N2 (G - OG)	
Dmax POMAS	26.114055
Dmax POMAS-	-28.018155
Dmax POMAZ	30.45636
Dmax POMAZ-	-30.338055
Média +	28.2852075
Média -	-29.178105
Desvio Padrão +	2.1711525
Desvio Padrão -	1.15995

Dmax N2 (G - RF)	
Dmax POMAS	28.57
Dmax POMAS-	-30.00
Dmax POMAZ	33.85
Dmax POMAZ-	-34.08
Média +	31.208052
Média -	-32.04027
Desvio Padrão +	2.637776
Desvio Padrão -	2.041718

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	12.856036	-14.239974
T1_S2	12.058744	-15.537932
T1_S3	14.687302	-22.764175
T1_S4	12.693981	-22.81443
T1_S5	14.839179	-18.220274
T1_S6	13.560487	-19.561047
T1_S7	12.703692	-17.806265
T1_S8	17.828733	-23.02787
Média	13.90351925	-19.24649588
Desvio Padrão	1.74705945	3.190769042

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	13.973553	-12.685994
T1_S2	12.187783	-15.128734
T1_S3	17.137171	-22.96126
T1_S4	14.158564	-25.574894
T1_S5	14.299042	-21.435205
T1_S6	13.14129	-17.566327
T1_S7	14.47054	-19.25143
T1_S8	19.929316	-22.903473
Média	14.91215738	-19.68841463
Desvio Padrão	2.310318452	4.081495233

ANEXO C.2 – VALORES DAS ANÁLISES N2 E NLTH PARA O SISMO DE TIPO 1 (DRIFTS)

Dmax N2 (A - OG)	
Dmax POMAS	0.060991208
Dmax POMAS-	-0.060098042
Dmax POMAZ	0.066651125
Dmax POMAZ-	-0.067239542
Média +	0.063821167
Média -	-0.063668792
Desvio Padrão +	0.002829958
Desvio Padrão -	0.00357075

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.04039215	-0.025907258
T1_S2	0.039829808	-0.026175075
T1_S3	0.045917317	-0.032092875
T1_S4	0.04267825	-0.029068575
T1_S5	0.041301842	-0.030069567
T1_S6	0.0473516	-0.031435517
T1_S7	0.04535735	-0.023840275
T1_S8	0.046473967	-0.028658217
Média	0.043662785	-0.02840592
Desvio Padrão	0.002770304	0.002695081

height	12	m

Dmax N2 (A - RF)	
Dmax POMAS	0.047754608
Dmax POMAS-	-0.046561525
Dmax POMAZ	0.054806542
Dmax POMAZ-	-0.054961758
Média +	0.051280575
Média -	-0.050761642
Desvio Padrão +	0.003525967
Desvio Padrão -	0.004200117

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.02904275	-0.020831667
T1_S2	0.03096175	-0.023004867
T1_S3	0.035064408	-0.023524492
T1_S4	0.032481175	-0.0265775
T1_S5	0.0344853	-0.025843792
T1_S6	0.036968058	-0.025464858
T1_S7	0.033014408	-0.021866942
T1_S8	0.034168817	-0.024773775
Média	0.033273333	-0.023985986
Desvio Padrão	0.00232017	0.00189046

height	12	m

Dmax N2 (B - OG)	
Dmax POMAS	0.138406789
Dmax POMAS-	-0.132379049
Dmax POMAZ	0.159833989
Dmax POMAZ-	-0.151009881
Média +	0.149120389
Média -	-0.141694465
Desvio Padrão +	0.0107136
Desvio Padrão -	0.009315416

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.088649038	-0.077663416
T1_S2	0.085785832	-0.06187213
T1_S3	0.093689714	-0.083732022
T1_S4	0.087740746	-0.091486643
T1_S5	0.097855281	-0.080088784
T1_S6	0.099846973	-0.084911368
T1_S7	0.08739533	-0.068382616
T1_S8	0.092910195	-0.07947667
Média	0.091734139	-0.078451706
Desvio Padrão	0.004849826	0.008804398

height	18.5	m

Dmax N2 (B - RF)	
Dmax POMAS	0.123697038
Dmax POMAS-	-0.122924886
Dmax POMAZ	0.144740173
Dmax POMAZ-	-0.142240065
Média +	0.134218605
Média -	-0.132582476
Desvio Padrão +	0.010521568
Desvio Padrão -	0.009657589

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.075641605	-0.061823632
T1_S2	0.073558995	-0.052290762
T1_S3	0.066625232	-0.078963135
T1_S4	0.071549638	-0.08159907
T1_S5	0.076498865	-0.074757362
T1_S6	0.080912849	-0.085281659
T1_S7	0.070667249	-0.065326568
T1_S8	0.083981059	-0.069346686
Média	0.074929436	-0.071173609
Desvio Padrão	0.005257502	0.010384826

height	18.5	m

Dmax N2 (C - OG)	
Dmax POMAS	0.139535376
Dmax POMAS-	-0.134473621
Dmax POMAZ	0.166191505
Dmax POMAZ-	-0.154147257
Média +	0.15286344
Média -	-0.144310439
Desvio Padrão +	0.013328064
Desvio Padrão -	0.009836818

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.071195995	-0.067078887
T1_S2	0.070356881	-0.069587273
T1_S3	0.081882774	-0.086136356
T1_S4	0.082183715	-0.0741821
T1_S5	0.075784005	-0.078192328
T1_S6	0.07474739	-0.097063205
T1_S7	0.065392445	-0.07323094
T1_S8	0.081269091	-0.081897359
Média	0.075351537	-0.078421056
Desvio Padrão	0.005769573	0.009156822

height	12.76	m

Dmax N2 (C - RF)	
Dmax POMAS	0.10974971
Dmax POMAS-	-0.102755118
Dmax POMAZ	0.14035076
Dmax POMAZ-	-0.134233119
Média +	0.125050235
Média -	-0.118494118
Desvio Padrão +	0.015300525
Desvio Padrão -	0.015739001

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.066309945	-0.063825313
T1_S2	0.063683346	-0.062062218
T1_S3	0.066434687	-0.079512226
T1_S4	0.071725596	-0.071063495
T1_S5	0.071722563	-0.063815384
T1_S6	0.078593589	-0.064177555
T1_S7	0.058902868	-0.067267265
T1_S8	0.072698339	-0.07185656
Média	0.068758867	-0.067947502
Desvio Padrão	0.005745942	0.005501268

height	12.76	m

Dmax N2 (D - OG)	
Dmax POMAS	0.075331785
Dmax POMAS-	-0.084587228
Dmax POMAZ	0.092948621
Dmax POMAZ-	-0.112198113
Média +	0.084140203
Média -	-0.098392671
Desvio Padrão +	0.008808418
Desvio Padrão -	0.013805443

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.03736561	-0.038446502
T1_S2	0.030115936	-0.0302359
T1_S3	0.040543541	-0.050610639
T1_S4	0.045458128	-0.047544688
T1_S5	0.034049971	-0.045667801
T1_S6	0.044894282	-0.043490414
T1_S7	0.037537242	-0.036043999
T1_S8	0.04397746	-0.045893563
Média	0.039242771	-0.042241688
Desvio Padrão	0.005140238	0.006341812

height	13.78	m

Dmax N2 (D - RF)	
Dmax POMAS	0.072919623
Dmax POMAS-	-0.085324717
Dmax POMAZ	0.086246226
Dmax POMAZ-	-0.10848283
Média +	0.079582925
Média -	-0.096903774
Desvio Padrão +	0.006663302
Desvio Padrão -	0.011579057

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.025206081	-0.028809695
T1_S2	0.031942736	-0.029721372
T1_S3	0.03332426	-0.0369132
T1_S4	0.03056627	-0.039208469
T1_S5	0.032639209	-0.040814354
T1_S6	0.036113861	-0.040955015
T1_S7	0.028881749	-0.025791829
T1_S8	0.035118846	-0.03860775
Média	0.031724126	-0.03510271
Desvio Padrão	0.003281466	0.005640768

height	13.78	m

Dmax N2 (E - OG)	
Dmax POMAS	0.100743353
Dmax POMAS-	-0.099099529
Dmax POMAZ	0.133754029
Dmax POMAZ-	-0.135939441
Média +	0.117248691
Média -	-0.117519485
Desvio Padrão +	0.016505338
Desvio Padrão -	0.018419956

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.042736512	-0.042050606
T1_S2	0.042881924	-0.041325306
T1_S3	0.041293482	-0.045465529
T1_S4	0.047601041	-0.046531388
T1_S5	0.041314318	-0.052906453
T1_S6	0.0333529	-0.041716294
T1_S7	0.038813818	-0.036703276
T1_S8	0.052701129	-0.047898765
Média	0.04258689	-0.044324702
Desvio Padrão	0.005365911	0.004632077

height	17	m

Dmax N2 (E - RF)	
Dmax POMAS	0.116726718
Dmax POMAS-	-0.109810271
Dmax POMAZ	0.152835565
Dmax POMAZ-	-0.144958553
Média +	0.134781141
Média -	-0.127384412
Desvio Padrão +	0.018054424
Desvio Padrão -	0.017574141

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.066701112	-0.061085424
T1_S2	0.070839371	-0.054060082
T1_S3	0.074511176	-0.062182706
T1_S4	0.078509947	-0.065571282
T1_S5	0.070884729	-0.064539476
T1_S6	0.063610118	-0.068553447
T1_S7	0.066077959	-0.059071582
T1_S8	0.076089976	-0.063373394
Média	0.070903049	-0.062304674
Desvio Padrão	0.004897917	0.0041198

height	17	m

Dmax N2 (F - OG)	
Dmax POMAS	0.104256803
Dmax POMAS-	-0.107775306
Dmax POMAZ	0.118568776
Dmax POMAZ-	-0.120800952
Média +	0.111412789
Média -	-0.114288129
Desvio Padrão +	0.007155986
Desvio Padrão -	0.006512823

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.050017838	-0.049160967
T1_S2	0.055685622	-0.048658499
T1_S3	0.052295889	-0.059973654
T1_S4	0.067263489	-0.059613081
T1_S5	0.052156987	-0.066156263
T1_S6	0.044801054	-0.04387482
T1_S7	0.053638246	-0.049955773
T1_S8	0.063939845	-0.058234475
Média	0.054974871	-0.054453441
Desvio Padrão	0.00686357	0.007089383

height	20.58	m

Dmax N2 (F - RF)	
Dmax POMAS	0.095345306
Dmax POMAS-	-0.097391905
Dmax POMAZ	0.10592551
Dmax POMAZ-	-0.108571497
Média +	0.100635408
Média -	-0.102981701
Desvio Padrão +	0.005290102
Desvio Padrão -	0.005589796

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.044739597	-0.05342467
T1_S2	0.050233776	-0.046730656
T1_S3	0.047650641	-0.05468602
T1_S4	0.049711769	-0.05371225
T1_S5	0.047616346	-0.058542128
T1_S6	0.046428766	-0.059664767
T1_S7	0.047987731	-0.050077857
T1_S8	0.054750112	-0.054949913
Média	0.048639842	-0.053973533
Desvio Padrão	0.002819067	0.003916763

height	20.58	m

Dmax N2 (G - OG)	
Dmax POMAS	0.145078083
Dmax POMAS-	-0.155656417
Dmax POMAZ	0.169202
Dmax POMAZ-	-0.16854475
Média +	0.157140042
Média -	-0.162100583
Desvio Padrão +	0.012061958
Desvio Padrão -	0.006444167

Dmax N2 (G - RF)	
Dmax POMAS	0.158723756
Dmax POMAS-	-0.166658622
Dmax POMAZ	0.188032378
Dmax POMAZ-	-0.189344378
Média +	0.173378067
Média -	-0.1780015
Desvio Padrão +	0.014654311
Desvio Padrão -	0.011342878

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.071422422	-0.079110967
T1_S2	0.066993022	-0.086321844
T1_S3	0.081596122	-0.126467639
T1_S4	0.070522117	-0.126746833
T1_S5	0.082439883	-0.101223744
T1_S6	0.075336039	-0.108672483
T1_S7	0.070576067	-0.098923694
T1_S8	0.099048517	-0.127932611
Média	0.077241774	-0.106924977
Desvio Padrão	0.009705886	0.017726495

height	18	m

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T1_S1	0.07763085	-0.070477744
T1_S2	0.067709906	-0.084048522
T1_S3	0.095206506	-0.127562556
T1_S4	0.078658689	-0.142082744
T1_S5	0.079439122	-0.119084472
T1_S6	0.073007167	-0.097590706
T1_S7	0.080391889	-0.106952389
T1_S8	0.110718422	-0.127241517
Média	0.082845319	-0.109380081
Desvio Padrão	0.012835103	0.022674974

height	18	m

ANEXO C.3 – VALORES DAS ANÁLISES N2 E NLTH PARA O SISMO DE TIPO 2

Dmax N2 (A - OG)	
Dmax POMAS	9.068325
Dmax POMAS-	-9.001625
Dmax POMAZ	9.47968
Dmax POMAZ-	-9.52154
Média +	9.2740025
Média -	-9.2615825
Desvio Padrão +	0.2056775
Desvio Padrão -	0.2599575

Dmax N2 (A - RF)	
Dmax POMAS	-8.821774
Dmax POMAS-	8.710852
Dmax POMAZ	-9.450749
Dmax POMAZ-	9.464093
Média +	-9.1362615
Média -	9.0874725
Desvio Padrão +	0.3144875
Desvio Padrão -	0.3766205

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	6.468004	-4.979011
T2_S2	7.015108	-4.883926
T2_S3	6.438842	-6.548549
T2_S4	8.106552	-5.104068
T2_S5	7.540035	-4.897046
T2_S6	8.11748	-4.775434
T2_S7	8.755311	-4.966633
T2_S8	7.907072	-5.001528
Média	7.5435505	-5.144524375
Desvio Padrão	0.782889051	0.538260463

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	5.469675	-5.354777
T2_S2	7.076164	-5.055854
T2_S3	5.746008	-6.453665
T2_S4	6.898217	-5.620874
T2_S5	6.056936	-5.434518
T2_S6	6.447782	-5.242361
T2_S7	7.978161	-5.23672
T2_S8	6.859014	-5.665492
Média	6.566494625	-5.508032625
Desvio Padrão	0.758133103	0.40455166

Dmax N2 (B - OG)	
Dmax POMAS	24.385964
Dmax POMAS-	-23.323904
Dmax POMAZ	28.161268
Dmax POMAZ-	-26.606556
Média +	26.273616
Média -	-24.96523
Desvio Padrão +	1.887652
Desvio Padrão -	1.641326

Dmax N2 (B - RF)	
Dmax POMAS	21.79424
Dmax POMAS-	-21.658212
Dmax POMAZ	25.50184
Dmax POMAZ-	-25.061392
Média +	23.64804
Média -	-23.359802
Desvio Padrão +	1.8538
Desvio Padrão -	1.70159

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	18.491646	-13.794485
T2_S2	18.343154	-16.034272
T2_S3	21.343883	-16.540813
T2_S4	21.777627	-19.025238
T2_S5	16.049372	-15.125359
T2_S6	19.963074	-14.757474
T2_S7	20.738148	-20.174205
T2_S8	19.01608	-17.801668
Média	19.465373	-16.65668925
Desvio Padrão	1.761442153	2.056664508

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	17.854559	-10.647637
T2_S2	14.331539	-13.629594
T2_S3	17.314726	-16.563024
T2_S4	18.175967	-20.559461
T2_S5	16.460379	-14.067156
T2_S6	16.309434	-13.445932
T2_S7	19.006069	-18.251889
T2_S8	15.310938	-15.372011
Média	16.84545138	-15.317088
Desvio Padrão	1.448582898	2.901850015

Dmax N2 (C - OG)	
Dmax POMAS	16.956896
Dmax POMAS-	-16.341836
Dmax POMAZ	20.196212
Dmax POMAZ-	-18.732664
Média +	18.576554
Média -	-17.53725
Desvio Padrão +	1.619658
Desvio Padrão -	1.195414

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	12.370447	-10.652543
T2_S2	12.755873	-10.674982
T2_S3	11.542861	-9.700853
T2_S4	12.683647	-14.134899
T2_S5	9.713464	-10.285051
T2_S6	11.395432	-10.646853
T2_S7	11.426969	-13.152383
T2_S8	11.810586	-12.111563
Média	11.71240988	-11.41989088
Desvio Padrão	0.913868915	1.450666257

Dmax N2 (C - RF)	
Dmax POMAS	14.278223
Dmax POMAS-	-13.815727
Dmax POMAZ	17.055881
Dmax POMAZ-	-16.31252
Média +	15.667052
Média -	-15.0641235
Desvio Padrão +	1.388829
Desvio Padrão -	1.2483965

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	9.360181	-10.053593
T2_S2	9.057726	-7.91884
T2_S3	10.638157	-9.130041
T2_S4	12.564261	-10.314074
T2_S5	8.956113	-8.639226
T2_S6	11.324221	-8.744317
T2_S7	11.080431	-10.79889
T2_S8	9.324222	-10.139114
Média	10.288164	-9.467261875
Desvio Padrão	1.228967449	0.93575602

Dmax N2 (D - OG)	
Dmax POMAS	11.91596
Dmax POMAS-	-12.62688
Dmax POMAZ	13.23616
Dmax POMAZ-	-14.72478
Média +	12.57606
Média -	-13.67583
Desvio Padrão +	0.6601
Desvio Padrão -	1.04895

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	7.519445	-8.749503
T2_S2	6.052822	-7.468093
T2_S3	7.185911	-9.570259
T2_S4	8.637969	-8.738952
T2_S5	6.952353	-7.114378
T2_S6	7.835601	-8.067414
T2_S7	8.18997	-8.651742
T2_S8	8.290439	-8.179412
Média	7.58306375	-8.317469125
Desvio Padrão	0.786330767	0.732800902

Dmax N2 (D - RF)	
Dmax POMAS	11.848694
Dmax POMAS-	-12.816947
Dmax POMAZ	12.885873
Dmax POMAZ-	-14.451866
Média +	12.3672835
Média -	-13.6344065
Desvio Padrão +	0.5185895
Desvio Padrão -	0.8174595

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	6.43289	-7.92011
T2_S2	5.180121	-6.71758
T2_S3	6.537228	-8.823874
T2_S4	5.967878	-7.163524
T2_S5	6.455201	-6.845154
T2_S6	7.585498	-8.410751
T2_S7	7.034255	-7.226099
T2_S8	7.342931	-7.582784
Média	6.56700025	-7.5862345
Desvio Padrão	0.72210506	0.701356404

Dmax N2 (E - OG)	
Dmax POMAS	16.310835
Dmax POMAS-	-16.04475
Dmax POMAZ	21.65535
Dmax POMAZ-	-22.009185
Média +	18.9830925
Média -	-19.0269675
Desvio Padrão +	2.6722575
Desvio Padrão -	2.9822175

Dmax N2 (E - RF)	
Dmax POMAS	18.898596
Dmax POMAS-	-17.778852
Dmax POMAZ	24.744852
Dmax POMAZ-	-23.469426
Média +	21.821724
Média -	-20.624139
Desvio Padrão +	2.923128
Desvio Padrão -	2.845287

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	7.808771	-7.006793
T2_S2	8.682532	-7.645721
T2_S3	7.446657	-10.593693
T2_S4	9.206177	-8.735055
T2_S5	8.799344	-9.73025
T2_S6	9.165573	-8.854599
T2_S7	9.488031	-9.684646
T2_S8	8.669489	-9.394513
Média	8.65832175	-8.95565875
Desvio Padrão	0.657298706	1.094306686

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	12.703051	-11.048022
T2_S2	14.262818	-11.784952
T2_S3	13.907859	-12.633775
T2_S4	13.194059	-15.215447
T2_S5	13.285854	-10.020288
T2_S6	14.672919	-10.598731
T2_S7	13.446749	-13.732364
T2_S8	15.123359	-12.380819
Média	13.8245835	-12.17679975
Desvio Padrão	0.765984651	1.599692754

Dmax N2 (F - OG)	
Dmax POMAS	20.434414
Dmax POMAS-	-21.123872
Dmax POMAZ	23.239524
Dmax POMAZ-	-23.677038
Média +	21.836969
Média -	-22.400455
Desvio Padrão +	1.402555
Desvio Padrão -	1.276583

Dmax N2 (F - RF)	
Dmax POMAS	18.687592
Dmax POMAS-	-19.088762
Dmax POMAZ	20.761356
Dmax POMAZ-	-21.280028
Média +	19.724474
Média -	-20.184395
Desvio Padrão +	1.036882
Desvio Padrão -	1.095633

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	12.807213	-11.77427
T2_S2	13.640025	-9.971864
T2_S3	13.021531	-14.133623
T2_S4	13.869698	-14.505861
T2_S5	13.657001	-11.572734
T2_S6	14.030524	-14.521255
T2_S7	14.319448	-16.117483
T2_S8	16.483015	-13.923226
Média	13.97855688	-13.3150395
Desvio Padrão	1.055285217	1.882587732

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	11.72685	-10.576228
T2_S2	12.868523	-11.13393
T2_S3	12.574594	-11.346295
T2_S4	12.306447	-15.868317
T2_S5	11.353946	-12.225275
T2_S6	12.413834	-10.364429
T2_S7	12.099858	-14.0889
T2_S8	13.274647	-12.524734
Média	12.32733738	-12.2660135
Desvio Padrão	0.57218376	1.76659968

Dmax N2 (G - OG)	
Dmax POMAS	24.87045
Dmax POMAS-	-26.683965
Dmax POMAZ	29.006175
Dmax POMAZ-	-28.89348
Média +	26.9383125
Média -	-27.7887225
Desvio Padrão +	2.0678625
Desvio Padrão -	1.1047575

Dmax N2 (G - RF)	
Dmax POMAS	27.21
Dmax POMAS-	-28.57
Dmax POMAZ	32.23
Dmax POMAZ-	-32.46
Média +	29.721884
Média -	-30.514496
Desvio Padrão +	2.512152
Desvio Padrão -	1.944548

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	17.215822	-22.444415
T2_S2	17.64572	-23.109076
T2_S3	16.706475	-22.544718
T2_S4	21.998429	-27.181612
T2_S5	17.437025	-19.742426
T2_S6	17.969211	-20.130055
T2_S7	18.424646	-23.857028
T2_S8	16.150195	-20.729146
Média	17.94344038	-22.4673095
Desvio Padrão	1.669411966	2.24953626

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	19.330238	-18.52672
T2_S2	18.92904	-26.967372
T2_S3	19.477968	-24.073677
T2_S4	21.754546	-29.623941
T2_S5	19.679306	-21.072019
T2_S6	21.517273	-22.846448
T2_S7	23.056328	-26.921093
T2_S8	19.326082	-25.796536
Média	20.38384763	-24.47847575
Desvio Padrão	1.412800492	3.358362691

ANEXO C.4 – VALORES DAS ANÁLISES N2 E NLTH PARA O SISMO DE TIPO 2 (DRIFTS)

Dmax N2 (A - OG)	
Dmax POMAS	0.075569375
Dmax POMAS-	-0.075013542
Dmax POMAZ	0.078997333
Dmax POMAZ-	-0.079346167
Média +	0.077283354
Média -	-0.077179854
Desvio Padrão +	0.001713979
Desvio Padrão -	0.002166313

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.053900033	-0.041491758
T2_S2	0.058459233	-0.040699383
T2_S3	0.053657017	-0.054571242
T2_S4	0.0675546	-0.0425339
T2_S5	0.062833625	-0.040808717
T2_S6	0.067645667	-0.039795283
T2_S7	0.072960925	-0.041388608
T2_S8	0.065892267	-0.0416794
Média	0.062862921	-0.042871036
Desvio Padrão	0.006524075	0.004485504

height	12	m

Dmax N2 (A - RF)	
Dmax POMAS	-0.073514783
Dmax POMAS-	0.072590433
Dmax POMAZ	-0.078756242
Dmax POMAZ-	0.078867442
Média +	-0.076135513
Média -	0.075728938
Desvio Padrão +	0.002620729
Desvio Padrão -	0.003138504

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.045580625	-0.044623142
T2_S2	0.058968033	-0.042132117
T2_S3	0.0478834	-0.053780542
T2_S4	0.057485142	-0.046840617
T2_S5	0.050474467	-0.04528765
T2_S6	0.053731517	-0.043686342
T2_S7	0.066484675	-0.043639333
T2_S8	0.05715845	-0.047212433
Média	0.054720789	-0.045900272
Desvio Padrão	0.006317776	0.003371264

height	12	m

Dmax N2 (B - OG)	
Dmax POMAS	0.131816022
Dmax POMAS-	-0.126075157
Dmax POMAZ	0.15222307
Dmax POMAZ-	-0.143819222
Média +	0.142019546
Média -	-0.134947189
Desvio Padrão +	0.010203524
Desvio Padrão -	0.008872032

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.099954843	-0.074564784
T2_S2	0.099152184	-0.086671741
T2_S3	0.115372341	-0.0894098
T2_S4	0.117716903	-0.102839124
T2_S5	0.086753362	-0.081758697
T2_S6	0.107908508	-0.07977013
T2_S7	0.112098097	-0.109049757
T2_S8	0.102789622	-0.096225232
Média	0.105218232	-0.090036158
Desvio Padrão	0.009521309	0.011117105

height	18.5	m

Dmax N2 (B - RF)	
Dmax POMAS	0.117806703
Dmax POMAS-	-0.117071416
Dmax POMAZ	0.137847784
Dmax POMAZ-	-0.135466984
Média +	0.127827243
Média -	-0.1262692
Desvio Padrão +	0.010020541
Desvio Padrão -	0.009197784

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.09651113	-0.057554795
T2_S2	0.077467778	-0.073673481
T2_S3	0.093593114	-0.089529859
T2_S4	0.09824847	-0.111132222
T2_S5	0.088975022	-0.076038681
T2_S6	0.088159103	-0.072680714
T2_S7	0.102735508	-0.098658859
T2_S8	0.082761827	-0.083091951
Média	0.091056494	-0.08279507
Desvio Padrão	0.007830178	0.015685676

height	18.5	m

Dmax N2 (C - OG)	
Dmax POMAS	0.132891034
Dmax POMAS-	-0.128070815
Dmax POMAZ	0.158277524
Dmax POMAZ-	-0.146807712
Média +	0.145584279
Média -	-0.137439263
Desvio Padrão +	0.012693245
Desvio Padrão -	0.009368448

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.096947077	-0.083483879
T2_S2	0.099967657	-0.083659734
T2_S3	0.090461293	-0.076025494
T2_S4	0.099401622	-0.110775071
T2_S5	0.076124326	-0.080603848
T2_S6	0.089305893	-0.083439287
T2_S7	0.089553049	-0.103075102
T2_S8	0.092559451	-0.094918205
Média	0.091790046	-0.089497577
Desvio Padrão	0.007161982	0.011368858

height	12.76	m

Dmax N2 (C - RF)	
Dmax POMAS	0.111898299
Dmax POMAS-	-0.108273723
Dmax POMAZ	0.133666779
Dmax POMAZ-	-0.127841066
Média +	0.122782539
Média -	-0.118057394
Desvio Padrão +	0.01088424
Desvio Padrão -	0.009783672

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.07335565	-0.078789914
T2_S2	0.070985313	-0.062059875
T2_S3	0.083371136	-0.071552045
T2_S4	0.098465995	-0.080831301
T2_S5	0.070188973	-0.067705533
T2_S6	0.088747813	-0.06852913
T2_S7	0.086837234	-0.084630799
T2_S8	0.07307384	-0.079460141
Média	0.080628245	-0.074194842
Desvio Padrão	0.009631406	0.007333511

height	12.76	m

Dmax N2 (D - OG)	
Dmax POMAS	0.086472859
Dmax POMAS-	-0.09163193
Dmax POMAZ	0.096053411
Dmax POMAZ-	-0.106856168
Média +	0.091263135
Média -	-0.099244049
Desvio Padrão +	0.004790276
Desvio Padrão -	0.007612119

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.054567816	-0.063494216
T2_S2	0.043924688	-0.05419516
T2_S3	0.052147395	-0.069450356
T2_S4	0.062684826	-0.063417649
T2_S5	0.050452489	-0.051628287
T2_S6	0.056862126	-0.058544369
T2_S7	0.059433745	-0.062784775
T2_S8	0.060162837	-0.059357126
Média	0.05502949	-0.060358992
Desvio Padrão	0.005706319	0.005317859

height	13.78	m

Dmax N2 (D - RF)	
Dmax POMAS	0.085984717
Dmax POMAS-	-0.093011226
Dmax POMAZ	0.093511415
Dmax POMAZ-	-0.10487566
Média +	0.089748066
Média -	-0.098943443
Desvio Padrão +	0.003763349
Desvio Padrão -	0.005932217

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.046682801	-0.057475399
T2_S2	0.037591589	-0.048748766
T2_S3	0.047439971	-0.064033919
T2_S4	0.043308258	-0.051984935
T2_S5	0.04684471	-0.049674557
T2_S6	0.055047155	-0.061035929
T2_S7	0.051046843	-0.052439035
T2_S8	0.053286872	-0.05502746
Média	0.047656025	-0.0550525
Desvio Padrão	0.00524024	0.005089669

height	13.78	m

Dmax N2 (E - OG)	
Dmax POMAS	0.095946088
Dmax POMAS-	-0.094380882
Dmax POMAZ	0.127384412
Dmax POMAZ-	-0.129465794
Média +	0.11166525
Média -	-0.111923338
Desvio Padrão +	0.015719162
Desvio Padrão -	0.017542456

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.045933947	-0.041216429
T2_S2	0.051073718	-0.044974829
T2_S3	0.043803865	-0.062315841
T2_S4	0.054153982	-0.051382676
T2_S5	0.051760847	-0.057236765
T2_S6	0.053915135	-0.052085876
T2_S7	0.055811947	-0.056968506
T2_S8	0.050996994	-0.055261841
Média	0.050931304	-0.052680346
Desvio Padrão	0.003866463	0.006437098

height	17	m

Dmax N2 (E - RF)	
Dmax POMAS	0.111168212
Dmax POMAS-	-0.104581482
Dmax POMAZ	0.145557953
Dmax POMAZ-	-0.138055447
Média +	0.128363082
Média -	-0.121318465
Desvio Padrão +	0.017194871
Desvio Padrão -	0.016736982

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.074723829	-0.064988365
T2_S2	0.083898929	-0.069323247
T2_S3	0.081810935	-0.074316324
T2_S4	0.077612112	-0.089502629
T2_S5	0.078152082	-0.058942871
T2_S6	0.086311288	-0.062345476
T2_S7	0.079098524	-0.080778612
T2_S8	0.088960935	-0.072828347
Média	0.081321079	-0.071628234
Desvio Padrão	0.004505792	0.009409957

height	17	m

Dmax N2 (F - OG)	
Dmax POMAS	0.099292585
Dmax POMAS-	-0.102642721
Dmax POMAZ	0.112922857
Dmax POMAZ-	-0.115048776
Média +	0.106107721
Média -	-0.108845748
Desvio Padrão +	0.006815136
Desvio Padrão -	0.006203027

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.062231356	-0.057212196
T2_S2	0.066278061	-0.04845415
T2_S3	0.063272745	-0.068676497
T2_S4	0.067394062	-0.070485233
T2_S5	0.066360549	-0.056232915
T2_S6	0.06817553	-0.070560034
T2_S7	0.069579436	-0.078316244
T2_S8	0.080092396	-0.067654159
Média	0.067923017	-0.064698929
Desvio Padrão	0.005127722	0.009147657

height	20.58	m

Dmax N2 (F - RF)	
Dmax POMAS	0.090804626
Dmax POMAS-	-0.092753946
Dmax POMAZ	0.100881224
Dmax POMAZ-	-0.103401497
Média +	0.095842925
Média -	-0.098077721
Desvio Padrão +	0.005038299
Desvio Padrão -	0.005323776

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.056981778	-0.051390807
T2_S2	0.062529266	-0.054100729
T2_S3	0.06110104	-0.055132629
T2_S4	0.05979809	-0.077105525
T2_S5	0.055169806	-0.059403669
T2_S6	0.060319893	-0.050361657
T2_S7	0.058794257	-0.068459184
T2_S8	0.064502658	-0.060858766
Média	0.059899599	-0.059601621
Desvio Padrão	0.00278029	0.008584061

height	20.58	m

Dmax N2 (G - OG)	
Dmax POMAS	0.138169167
Dmax POMAS-	-0.14824425
Dmax POMAZ	0.161145417
Dmax POMAZ-	-0.160519333
Média +	0.149657292
Média -	-0.154381792
Desvio Padrão +	0.011488125
Desvio Padrão -	0.006137542

Dmax N2 (G - RF)	
Dmax POMAS	0.151165178
Dmax POMAS-	-0.158721933
Dmax POMAZ	0.179077978
Dmax POMAZ-	-0.180328022
Média +	0.165121578
Média -	-0.169524978
Desvio Padrão +	0.0139564
Desvio Padrão -	0.010803044

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.095643456	-0.124691194
T2_S2	0.098031778	-0.128383756
T2_S3	0.09281375	-0.125248433
T2_S4	0.122213494	-0.151008956
T2_S5	0.096872361	-0.109680144
T2_S6	0.09982895	-0.111833639
T2_S7	0.102359144	-0.132539044
T2_S8	0.089723306	-0.115161922
Média	0.09968578	-0.124818386
Desvio Padrão	0.009274511	0.012497424

height	18	m

	NLTH +	NLTH -
	MaxAvgTopDispl_X	MinAvgTopDispl_X
T2_S1	0.107390211	-0.102926222
T2_S2	0.105161333	-0.149818733
T2_S3	0.108210933	-0.13374265
T2_S4	0.120858589	-0.16457745
T2_S5	0.109329478	-0.117066772
T2_S6	0.119540406	-0.126924711
T2_S7	0.128090711	-0.149561628
T2_S8	0.107367122	-0.143314089
Média	0.113243598	-0.135991532
Desvio Padrão	0.007848892	0.018657571

height	18	m

ANEXO D – PARÂMETROS DOS PAVIMENTOS RÍGIDOS

Rua de São Bento da Vitória		Vão	Gk	Add Gk	Qk	φ2	
	Piso 1	4.33	3.55	1.6	2	0.3	P3-BL33x18-21
		1.68	2	1.6	2	0.3	Laje colaborante
	Piso 2	1.66	3.05	1.75	2	0.3	P1-BL40x12-15
		5.33	4.23	1.75	2	0.3	P3-BL23x21-24
		4.45	4.03	1.75	2	0.3	P3-BL33x18-23
		5.42	4.23	1.75	2	0.3	P3-BL23x21-24
	Cobertura	4.46	6.58	0	0.3	0.3	P2-BL40x12-16

Rua do Rosário		Vão	Gk	Add Gk	Qk	φ2	
	Piso 1	4.57	3.84	2	2	0.3	P2-BL33x21-24
	Piso 2	4.57	3.84	2	2	0.3	P2-BL33x21-24
	Piso 3	4.57	3.84	2	2	0.3	P2-BL33x21-24
	Piso 4	4.57	3.84	2	2	0.3	P2-BL33x21-24
		2.78	3.53	2	2	0.3	P1-BL40x12-17
	Cobertura	3.83	6.1	0.75	0.3	0.3	P2-BL40x12-15

Rua do Pinheiro		Vão	Gk	Add Gk	Qk	φ2	
	Piso 1	4.23	3.54	1.5	2	0.3	P2-BL33x18-21
	Piso 2	4.23	3.54	1.5	2	0.3	P2-BL33x18-21
	Piso3	4.23	3.54	1.5	2	0.3	P2-BL33x18-21
	Cobertura	4.23	6.12	0.6	0.3	0.3	P3-BL40x12-15

Rua do Barão de S.Cosme		Vão	Gk	Add Gk	Qk	φ2	
	Piso 1	5.66	3.37	2	2	0.3	P3-BL33x15-18
	Piso 2	5.66	3.37	2	2	0.3	P3-BL33x15-19
	Cob. 2	5.66	6.74	0	0.3	0.3	P3-BL33x15-20
	Cob. 3	5.85	6.74	0	0.3	0.3	P3-BL33x15-20

Praça do Coronel Pacheco		Vão	Gk	Add Gk	Qk	φ2	
	Piso 1	5.2	4.22	2	2	0.3	P2-BL23x21-24
	Piso 2	5.2	4.22	2	2	0.3	P2-BL23x21-25
	Piso 3	5.2	4.22	2	2	0.3	P2-BL23x21-26
	Cobertura	5.2	8.44	0	0.3	0.3	P5-BL33x15-18

Rua do Alexandre Braga	Vão	Gk	Add Gk	Qk	φ2	
Piso 1	5.35	3.91	1.3	2	0.3	P5-BL33x21-24
	2.47	3.05	1.3	2	0.3	P2-BL40x12-15
	8.1	5.7	1.3	2	0.3	P5-BL23x30-34
Piso 2	8.03	5.21	2	2	0.3	P5-BL33x30-35
	4.15	3.77	2	2	0.3	P3-BL33x15-20
Piso 3	8.03	5.21	2	2	0.3	P5-BL33x30-35
	4	3.77	2	2	0.3	P3-BL33x15-21
Piso4	8.03	5.58	1.5	2	0.3	P5-BL23x30-34
	4	3.77	1.5	2	0.3	P2-BL33x15-20
Cobertura	8.03	9.94	0	0.3	0.3	P5-BL33x30-34

Rua do Almada	Vão	Gk	Add Gk	Qk	φ2	
Piso 1	4.04	3.54	1.8	2	0.3	P2-BL33x18-21
	4.49	3.6	1.8	2	0.3	P5-BL33x18-21
Piso 2	4.04	3.54	1.8	2	0.3	P2-BL33x18-21
	4.49	3.6	1.8	2	0.3	P5-BL33x18-21
Cobertura	4.04	6.1	0.5	0.3	0.3	P2-BL40x12-15
	4.49	6.58	0.8	0.3	0.3	P2-BL33x15-18

ANEXO E – MASSAS ADOPTADAS NOS MODELOS DOS EDIFÍCIOS

Edifício A

Rigido						
Massa Total	1193433	----->	1115216	kg	10936.93	kN
Massa Piso 1	156433.5				10936.93	
Massa Piso 2	465245.1					
Massa Piso 3	342159.1					
Massa Piso 4	229595.2					

Retrofitted						
Massa Total	1021209.061	---->	942992.3	kg	9247.925642	kN
Massa Piso 1	156433.4912				9247.925642	
Massa Piso 2	442666.514					
Massa Piso 3	290567.8709					
Massa Piso 4	131541.1854					

Original						
Massa Total	1026560	---->	948131.3	kg	9298.323	kN
Massa Piso 1	156857.8				9298.323	
Massa Piso 2	448788					
Massa Piso 3	289414.9					
Massa Piso 4	131499.4					

Original --> Reabilitado	-0.542008283	%
Original --> Rígido	17.62255355	%
Reabilitado --> Rígido	18.26355179	%

Edifício B

Rigido						
Massa total	1368994	---->	1301737	kg	12766.13	kN
Massa Piso1	134514				12766.13	
massa Piso2	381609.1					
Massa Piso3	318838.3					
Massa Piso4	311458.3					
Massa Piso5	222573.9					

Retrofitted						
Massa total	1158922	---->	1091665.012	kg	10705.96	kN
Massa Piso1	134514				10705.96	
massa Piso2	336400.8					
Massa Piso3	273792.1					
Massa Piso4	268395.9					
Massa Piso5	145819.2					

Original						
Massa total	1146681	---->	1079424	kg	10585.92	kN
Massa Piso1	134514				10585.92	
massa Piso2	336400.8					
Massa Piso3	273792.1					
Massa Piso4	267498					
Massa Piso5	134476.6					

Original --> Reabilitado	1.133986	%
Original --> Rígido	20.59543	%
Reabilitado --> Rígido	19.24322	%

Edifício C

Rigido						
Piso 1	61550.55					
Piso 2	146112.5					
Piso 3	114581.6					
Piso 4	95912.13					
Piso 5	45072.52					
Total	463229.2	---->	432454	kg	4241.076	kN

Retrofitted						
Piso 1	61550.55					
Piso 2	130384.6					
Piso 3	99280.71					
Piso 4	68973.46					
Piso 5	25721.16					
Total	385910.4	---->	355135.1701	kg	3482.811	kN

Original						
Piso 1	61550.55					
Piso 2	128189					
Piso 3	97313.75					
Piso 4	68230.78					
Piso 5	25721.16					
Total	381005.3	---->	350230	kg	3434.706	kN

Original --> Reabilitado	1.400551	%
Original --> Rígido	23.47713	%
Reabilitado --> Rígido	21.77165	%

Edifício D

Rigido						
Massa total	534637.2	---->	489220.8	kg	4797.788	kN
Piso 1	90832.81				4797.788	
Piso2	236013.7					
Piso 3	162227.3					
Piso 4	45563.39					

Original						
Massa total	432323.8	---->	386907.4	kg	3794.401	kN
Piso 1	90832.81				3794.401	
Piso2	210170.1					
Piso 3	111909.2					
Piso 4	19411.73					

Retrofitted						
Massa total	433150.6	---->	387734.1925	kg	3802.509	kN
Piso 1	90832.81				3802.509	
Piso2	210996.9					
Piso 3	111909.2					
Piso 4	19411.73					

Original -- > Reabilitado	0.213702	%
Original --> Rígido	27.44391	%
Reabilitado --> Rígido	27.17427	%

Edifício E

Rigido						
Massa total	830800.3	---->	787687.3	kg	7724.85	kN
Piso 1	86225.98				7724.85	
Piso 2	248206.8					
Piso 3	202612.4					
Piso 4	167805.8					
Piso 5	125949.4					

Original						
					6125.321	
Massa total	666105.3	---->	624586.6	kg	6125.321	kN
Piso 1	83037.4					
Piso 2	216243.3					
Piso 3	179019.2					
Piso 4	135767.9					
Piso 5	52037.49					

Retrofitted						
Massa total	648873.3	---->	605760.285	kg	5940.691	kN
Piso 1	86225.98				5940.691	
Piso 2	211317					
Piso 3	167703.4					
Piso 4	134294.4					
Piso 5	49332.51					

Original --> Reabilitado	-3.0142	%
Original --> Rígido	26.1134	%
Reabilitado --> Rígido	30.03285	%

Edifício F

Rigido						
Massa total	1082797	---->	1053101	kg	10327.76	kN
Piso 1	59392.69				10327.76	
Piso 2	184123.3					
Piso 3	203283.4					
Piso 4	234950.7					
Piso 5	212216.3					
Piso 6	188830.8					

Original						
Massa total	858595.1	---->	824452.5	kg	8085.405	kN
Piso 1	68285.19				8085.405	
Piso 2	161379.5					
Piso 3	170440.1					
Piso 4	195274.7					
Piso 5	172033.9					
Piso 6	91181.68					

Retrofitted						
Massa total	841719.8	---->	812023.4197	kg	7963.514	kN
Piso 1	59392.69				7963.514	
Piso 2	145840.6					
Piso 3	169436.2					
Piso 4	196244.5					
Piso 5	172072.1					
Piso 6	98733.78					

Original --> Reabilitado	-1.50755	%
Original --> Rígido	27.73336	%
Reabilitado --> Rígido	29.68848	%

Edifício G

Rigido						
Piso 1	86564.36					
Piso 2	204006.9					
Piso 3	169856.9					
Piso 4	169695					
Piso 5	127888.4				7009.352	
Total	758011.7	---->	714729.5	kg	7009.352	kN

Retrofitted						
Piso 1	114663.2					
Piso 2	235181.3					
Piso 3	186601.4					
Piso 4	185392.4					
Piso 5	101862.6				7515.784	
Total	823700.9	---->	766369.2986	kg	7515.784	kN

Original						
Piso 1	86564.36					
Piso 2	184762.1					
Piso 3	150961.9					
Piso 4	150940					
Piso 5	86503.83				6047.375	
Total	659732.2	--->	616450	kg	6047.375	kN

Original --> Reabilitado	24.31978	%
Original --> Rígido	15.94281	%
Reabilitado --> Rígido	-6.73824	%