U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE ESTRUTURAS ANTIGAS DE ALVENARIA TRADICIONAL DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 8 - PARTE 3

ASPETOS PRÁTICOS DE APLICAÇÃO

NILZA EUNITO MACHANGO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Coorientador: Professora Doutora Celeste Maria Nunes Vieira de Almeida

JUNHO DE 2022

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2021/2022

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@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

✉ 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 em Engenharia Civil - 2021/2022 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2022*.

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.

Aos meus avós

Ao meu pai

Á minha mãe (em memória)

A educação é a arma mais poderosa que você pode usar para mudar o mundo.

Nelson Mandela

AGRADECIMENTOS

Depois de cinco anos, mais um ciclo se fecha, trazendo consigo a realização de um sonho muito almejado. Felizmente fecha-se da melhor forma possível, com o coração cheio de alegria e, com o sentimento de dever cumprido. Contudo, esta realização só foi possível porque não estive só durante a caminhada. Sendo assim, é chegada a hora de agradecer a todos aqueles que, trilharam comigo durante esses cinco anos.

Ao meu orientador, Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde, endereço o meu profundo agradecimento, pela inigualável orientação durante a realização deste trabalho, pela disponibilidade, pela paciência, pelo encorajamento, demonstrados durante todo o percurso.

Á minha coorientadora, Professora Doutora Celeste Maria Nunes Vieira de Almeida, endereço o meu agradecimento, pelo auxílio, pela paciência, pela disponibilidade, durante a realização do trabalho.

Á Engenheira Ana Gabriela Simões, agradeço a incansável paciência e disponibilidade no auxílio ao uso e manuseio do software.

Aos meus avós paternos, Artimiza Monjane e José Machango (a quem dedico esta tese), agradeço imenso, por cumprirem na perfeição o papel de segundos pais, pelo amor e suporte incondicionais, pela educação, pela motivação e incentivo para que eu sonhe e, acima de tudo consiga alcançar os meus sonhos.

Ao meu pai, Eunito Machango (a quem dedico esta tese), endereço o meu muito obrigado, pelo amor incondicional, pelo carinho, pela educação, por apoiar as minhas decisões, pelo sacrifício em prol da minha felicidade e realização.

Á minha mãe Celeste Chiziane (em memória, a quem dedico esta tese), agradeço pelo amor e carinho demonstrados em vida.

Às minhas irmãs: Mércia Machango, Yunity Machango e Kinaty Machango, agradeço, pelo carinho, pelo suporte e acima de tudo por estarem sempre na primeira fila a torcer pela minha felicidade e sucesso, independentemente da distância física que nos separa!

Às minhas tias, deixo aqui o meu obrigado, em especial à Melta Machango, por ser uma das responsáveis pela realização do sonho de estudar fora do país, pelo amor e carinho demonstrados ao longo dos anos, por incentivar-me sempre a sonhar cada vez mais alto e ter a coragem de correr atrás da realização dos meus sonhos.

Ao meu namorado, Izoide Tandane, sou extremamente grata, pelo amor, pelo carinho, pela inigualável paciência, pela motivação, por ser o aconchego e luz nos momentos mais difíceis, por acreditar no meu potencial, por apoiar os meus sonhos e, acima de tudo, por ser o meu porto seguro.

Aos meus amigos: Gertrudes Chichango, Rute Macaringue, Imaculada da Conceição, Wieto Langa, entres outros, agradecida estou pelo suporte além-fronteiras, pelas energias positivas, pelos momentos compartilhados, sejam eles bons ou maus.

Aos meus amigos e colegas: Baptista Zumba, João Vítor e Raquel Pedreiras; sou grata e honrada por partilhar a minha caminhada académica ao vosso lado, pela amizade além da faculdade, pelos conhecimentos e experiências partilhados.

Á FEUP e à SOPSEC S.A, endereço o meu obrigado, por acolherem-me, pelos conhecimentos adquiridos e experiências inesquecíveis.

Por último, endereço o meu profundo agradecimento, à Ashinaga Brasil, por tornar possível a concretização deste sonho.

RESUMO

As dificuldades associadas à avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas antigas de alvenaria, são por um lado devidas às incertezas associadas à ação sísmica propriamente dita e, por outro lado devem-se à dificuldade na caracterização da alvenaria em termos de resistência, que se torna ainda mais difícil quando se trata de edifícios antigos.

No presente trabalho procedeu-se à avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício antigo de alvenaria tradicional, localizado na zona do Porto, recorrendo para tal às metodologias expeditas desenvolvidas pelo LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) e ao método de referência preconizado no Eurocódigo 8.

A avaliação pelos métodos expeditos é baseada em parâmetros geométricos e num conjunto de propriedades mecânicas, tornando a sua aplicação relativamente fácil. A aplicação do método de referência traduz um grau de complexidade superior ao dos métodos expeditos. Sendo assim, a sua aplicação no âmbito deste trabalho, foi feita com recurso a modelação por macro elementos, através do software TreMuri, recorrendo a sua versão comercial 3Muri.

A avaliação da segurança é feita para as duas direções principais (X e Y) e tem-se em conta os dois tipos de ações sísmicas previstas na regulamentação atual (Eurocódigo 8). Por se tratar de um edifício inserido em banda, verifica-se a necessidade da consideração das suas condições fronteira na avaliação da sua resistência, principalmente na direção Y.

Com base nos resultados obtidos através das três metodologias, é feita uma análise comparativa destes, com o intuito de tirar conclusões fiáveis sobre a resistência do edifício à ação sísmica. Estas conclusões são cruciais para a definição da possível necessidade de aplicação de medidas de reforço sísmico, tendo-se constatado que apenas se consegue verificar a segurança à ação sísmica utilizando a metodologia de referência.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenaria, TreMuri (3Muri), Ação sísmica, Eurocódigo 8, Verificação de segurança.

ABSTRACT

The difficulties related to the seismic vulnerability assessment of old masonry structures are due, on one hand, to the uncertainties associated with the seismic action itself and, on the other hand, to the difficulty in characterizing the masonry in terms of strength; this task becomes even more difficult when dealing with old buildings.

This work focuses on the assessment of the seismic vulnerability of an old traditional masonry building, located in the Oporto area. For this purpose, expedite and simplified methodologies developed by LNEC (National Laboratory of Civil Engineering) were used as well as the reference method recommended by Eurocode 8.

The evaluation by the rapid methods is based on geometric parameters and a set of mechanical properties, making its application relatively easy. The application of the reference method involves a degree of complexity higher than that of the expedite methods. Therefore, its application in this work was done using macro element modelling strategy, through the TreMuri software, resorting to its commercial version 3Muri.

The safety evaluation is done for the two main directions (X and Y) and considers the two seismic actions. Because it is a banded building, it is necessary to consider its boundary conditions in the evaluation of its lateral strength, especially in the Y direction.

Based on the results obtained through the three methodologies, a comparative analysis is done, to draw reliable conclusions about the resistance of the building to seismic action. These conclusions are crucial for the definition of possible needs of seismic reinforcement measures. In particular, it was concluded that the seismic safety can be verified only when using the reference methodology.

KEYWORDS: Masonry, TreMuri (3Muri), Seismic Action, Eurocode 8, Safety assessment.

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos v
Resumo vii
Abstract ix
1 INTRODUÇÃO 1
1.1. Enquadramento 1
1.2. Objetivos 1
1.3. Estrutura da Dissertação 2
2 ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR 3
2.1. Eurocódigo 8 – Parte 3 3
2.1.1 Níveis de conhecimento 5
2.1.2 Coeficiente de confiança 5
2.1.3. Critérios de conformidade 7
2.2. Métodos de Análise 8
2.2.1. Métodos lineares: estático e multimodal 9
2.2.2. Métodos não lineares: estático e dinâmico 10
3 MÉTODOS DE ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA 13
3.1. Enquadramento dos Procedimentos de Avaliação Sísmica 13
3.2. Requisitos para a Aplicação dos Métodos Expeditos 15
3.2.1. Avaliação de segurança pelo método I 15
3.2.2. Avaliação de segurança pelo método II 17
3.3. Método de Referência – Método III 20
3.3.1. Considerações gerais 20
3.3.2. TreMuri (3Muri) 22
3.3.3. Modelação e comportamento não linear de macro elementos 22
3.3.4. Modelo 3D 23
3.3.5. Funcionamento do TreMuri (3Muri) 24
3.3.6. Definição do Pórtico Equivalente 26
3.3.7. Análise não linear (Pushover) – TreMuri (3Muri) 27
4 CASO DE ESTUDO 29
4.1. Introdução 29
4.2. Descrição do Edifício 29
4.2. Caracterização Estrutural do Edifício 31
5 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DO CASO DE ESTUDO 39
5.1. Metodologia de Análise 39

5.2. Características Geométricas e Materiais 39
5.3. Combinação Sísmica de Ações 41
5.4. Avaliação da Segurança pelo Método I....42
5.5. Avaliação da Segurança pelo Método II 43
5.6. Análise de Segurança pelo Método III 47
5.6.1. Modelação Numérica no TreMuri (3Muri) 47
5.6.1.1. Paredes 48
5.6.1.2. Vigas 50
5.6.1.3. Pavimentos e escadas 52
5.6.1.4. Cobertura....54
5.6.2. Caracterização Material....55
5.6.3. Quantificação das Ações 57
5.6.4. Visualização do Modelo Isolado 60
5.6.5. Modelo em Banda 62
5.6.6. Definição do Espectro Sísmico 64
5.6.7. Análise de Resultados 64
5.6.7.1. Edifício isolado- Resultados para o sismo tipo 1 67
5.6.7.1. a) Ação sísmica na direção X....69
5.6.7.1. b) Ação sísmica na direção Y....74
5.6.7.2. Edifício em banda - Resultados para o sismo tipo 1 80
5.6.7.3. Edifício isolado - Resultados para o sismo tipo 2 86
5.6.7.3. a) Ação sísmica na direção X....88
5.6.7.3. b) Ação sísmica na direção Y....93
5.6.7.4. Edifício em banda - Resultados para o sismo tipo 2 97
6 ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS....104
7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 106
7.1. Conclusões 106
7.2. Desenvolvimentos Futuros....107
Referências Bibliográficas 108
Anexo A1 110
Anexo A2 113
Anexo A3 116

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Metodologia para avaliação e reabilitação sísmica de edifícios existentes do EC8-3 [5]. 4

Figura 2 - Requisito construtivo entre edifícios contíguos para a aplicação dos métodos expeditos [10b]. 15

Figura 3 - Modelo cinemático de macro elemento [17]. 23

Figura 4 - Classificação dos graus de liberdade globais (3D) e locais 2D [13]. 24

Figura 5 - Fluxograma – Etapas 3Muri [14]. 25

Figura 6 - Exemplo da idealização do pórtico equivalente para o caso de aberturas regulares [14]. 26

Figura 7 – Exemplo de discretização e uma malha consoante a disposição de aberturas na parede [15]. 26

Figura 8 - Vista aérea do edifício em análise [Google Maps]. 30

Figura 9 - Entrada principal do edifício em estudo [Google Maps]. 30

Figura 10 – Plantas do edifício: a) Planta do piso -1 (cave); b) Planta do piso 0 (rés-do-chão); c) Planta do piso 1; d) Planta do piso 2; e) Planta do piso 3; f) Planta do sótão; g) Planta da cobertura. 32

Figura 11 - Alçados: a) Principal; b) Posterior 33

Figura 12 – Cortes: a) Corte C-01; b) Corte C-02. 33

Figura 13 – Parede exterior em alvenaria de granito [25]. 34

Figura 14 – Pequena abertura para o vizinho numa parede de empena [25]. 34

Figura 15 - Escadaria principal [25]. 35

Figura 16 - Pavimento de madeira [25]. 36

Figura 17 - Soalho com vestígios de ataque por agentes xilófagos (a) e estrutura de estuques degradada (b) [25]. 36

Figura 18 – Vigas de pavimento degradadas [25]. 37

Figura 19 - Viga de betão armado e vigas metálicas (a) e armaduras expostas (b) [25]. 37

Figura 20 – Asnas de madeira (a) e revestimentos da cobertura (b) [25] 37

Figura 21 – Representação das paredes resistentes (Piso 0) e respetivo sistema de eixos. 40

Figura 22 - Características das paredes: a) Parede com vigas de madeira; b) Parede sem vigas. 49

Figura 23 - Bloqueio de graus de liberdade nos nós da cave: a) Nó da base; b) Nó do teto. 49

Figura 24 - Definição das aberturas – a) Porta; b) Janela. 50

Figura 25 – Características geométrica e material das vigas de madeira. 50

Figura 26 - Vigas metálicas: a) Características geométricas; b) Tabelas de perfis metálicos. 51

Figura 27 – Caracterização geométrica e material das vigas de betão armado. 52

Figura 28 - Características do pavimento de madeira (Pavimento flexível). 53

Figura 29 - Características da laje aligeirada - Pavimento rígido. 53

Figura 30 – Caracterização geométrica e material da cobertura. 54

Figura 31 - Vistas 3D do edifício em análise: a) Vista lateral; b) Vista posterior; c) Malha de macro elementos.....60

Figura 32 - Vista 2D da malha de macro elementos: a) Parede de empena (cega); b) Parede de fachada com aberturas. 61

Figura 33 - Vistas 3D do edifício em banda: a) Vista lateral; b) Vista posterior; c) Malha de macro elementos.....62

Figura 34 - Vista 2D da malha de macro elementos: a) Parede de empena (cega); b) Parede de fachada com aberturas – edifício em estudo apresentado no caixilho vermelho. 63

Figura 35 - Planta da cobertura, nós de controle e sistema de eixos– TreMuri (3Muri). 64

Figura 36 - Legenda de cores dos danos nos painéis de alvenaria. 66

Figura 37 – Edifício isolado considerando como nó de controle: a) Nó 6; b) Nó 12. 67

Figura 38 – Edifício isolado considerando como nó de controle: a) Nó 24; b) Nó 30. 68

Figura 39 – Edifício isolado – Ação sísmica tipo 1: direção -X e excentricidade -243.48 mm. 69

Figura 40 - Curva Pushover- Edifício isolado – Ação sísmica tipo 1: direção -X e excentricidade -243.48 mm. 69

Figura 41 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 1 em X para dt: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20. 70

Figura 42 – Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 1 em X para dt: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3. 71

Figura 43 – Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 1 em X para dm: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20. 72

Figura 44 – Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para a ação sísmica tipo 1 em X para dm: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3. 73

Figura 45 - Edifício isolado – Ação sísmica tipo 1: direção -Y e excentricidade 1449.66 mm. 74

Figura 46 – Curva Pushover - Edifício isolado – Ação sísmica tipo 1: direção -Y e excentricidade 1449.66 mm.....74

Figura 47 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 1 em Y para dt: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3. 75

Figura 48 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 1 em Y para dt: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20. 76

Figura 49 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 1 em Y para dm: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3. 77

Figura 50 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 1 em Y para dm: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20. 78

Figura 51 - Edifício em banda considerando como nó de controle: a) Nó 6; b) Nó 12.....80

Figura 52 - Edifício em banda considerando como nó de controle: a) Nó 24; b) Nó 30.....81

Figura 53 - Curva Pushover - Edifício em banda – Ação sísmica tipo 1: direção +Y e excentricidade 1500 mm.....82

Figura 54 - Edifício em banda - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 1 em Y para dt: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3. 83

Figura 55 - Edifício em banda - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 1 em Y para dm: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3. 84

Figura 56 – Edifício isolado considerando como nó de controle: a) Nó 6; b) Nó 12. 86

Figura 57 – Edifício isolado considerando como nó de controle: a) Nó 24; b) Nó 30. 87

Figura 58 - Edifício isolado – Ação sísmica tipo 2: direção -X e excentricidade -243.48 mm. 88

Figura 59 - Curva Pushover - Edifício isolado – Ação sísmica tipo 2: direção -X e excentricidade -243.48 mm. 88

Figura 60 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 2 em X para dt: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20. 89

Figura 61 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 2 em X para dt: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3. 90

Figura 62 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 2 em X para dm: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20. 91

Figura 63 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 2 em X para dm: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3. 92

Figura 64 - Edifício isolado – Ação sísmica tipo 2: direção -Y e excentricidade 1449.66 mm. 93

Figura 65 - Curva Pushover – Edifício isolado - Ação sísmica tipo 2: direção -Y e excentricidade 1449.66 mm. 93

Figura 66 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 2 em Y para dm: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3. 94

Figura 67 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 2 em Y para dm: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20. 95

Figura 68 - Edifício em banda considerando como nó de controle: a) Nó 6; b) Nó 12. 97

Figura 69 - Edifício em banda considerando como nó de controle: a) Nó 24; b) Nó 30. 98

Figura 70 – Curva Pushover - Edifício em banda – Ação sísmica tipo 2: direção +Y e excentricidade 1500 mm. 99

Figura 71 - Edifício em banda - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 2 em Y para dt: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3. 100

Figura 72 - Edifício em banda - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 2 em Y para dm: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3. 102

Figura 73 - Desenho esquemático do piso 0 com indicação das paredes resistentes para cada uma das direções. 116

Figura 74 - Desenho esquemático do piso 1 com indicação das paredes resistentes para cada uma das direções. 117

Figura 75 - Desenho esquemático do piso 2 com indicação das paredes resistentes para cada uma das direções. 118

Figura 76 - Desenho esquemático do piso 3 com indicação das paredes resistentes para cada uma das direções. 119

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Níveis de conhecimento e correspondentes métodos de análise (LF: método das forças laterais, MRS: análise modal por espetro de resposta) e coeficientes de confiança (CF) – tabela 3.1 do EC8 – 3 [6]. 6

Tabela 2 - Requisitos de desempenho sísmico para edifícios existentes em Portugal em função da sua Classe de Importância [8]. 7

Tabela 3 - Relação entre os Estados limite e a capacidade para os diferentes tipos de elementos estruturais [8]. 8

Tabela 4 - Propriedades dos materiais existentes a utilizar no cálculo das capacidades dos elementos estruturais para comparação com as exigências nas verificações de segurança [8]. 8

Tabela 5 - Análise de resultados da verificação sísmica [1]. 9

Tabela 6 - Critérios de verificação de segurança em análises não lineares de edifícios antigos [1]. 10

Tabela 7 - Resumo dos principais parâmetros e requisitos associados aos métodos I, II e III [10a]. 13

Tabela 8 - Princípios e critérios gerais de aplicabilidade para os Métodos de avaliação I, II e III [10b]. 14

Tabela 9 - Valores de α_E para cada zona sísmica, tipo de terreno e número total de pisos do edifício [10a]. 16

Tabela 10 - Valores do coeficiente $\boldsymbol{\eta_j}$ em função do número de pisos do edifício e do piso em análise [10b]. 17

Tabela 11 - Valores do coeficiente sísmico global exigidos CSE para cada zona sísmica, tipo de terreno e número total de pisos do edifício [10a]. 18

Tabela 12 – Valores admissíveis de α' e $CSc,_{máx}$ em função do número total de pisos do edifício [10b]. 19

Tabela 13 - Aspetos gerais para a avaliação através do método de referência (Método III) [10a]. 21

Tabela 14 - Dados geométricos do edifício em estudo. 39

Tabela 15 - Características mecânicas da alvenaria do edifício em estudo. 40

Tabela 16 - Localização, zonamento sísmico e tipo de solo de fundação [11]. 41

Tabela 17 - Definição da ação sísmica, adaptado no Anexo Nacional [11]. 41

Tabela 18 - Verificação de segurança pelo Método I, ação sísmica na direção X. 42

Tabela 19 - Verificação de segurança pelo Método I, ação sísmica na direção Y. 43

Tabela 20 - Massa do edifício. 44

Tabela 21 - Coeficiente Sísmico Resistente – Direção X- Método II. 44

Tabela 22 - Avaliação sísmica na direção X- Sismo tipo 1 e 2 – Solo tipo C. 45

Tabela 23 - Coeficiente Sísmico Resistente – Direção Y- Método II. 46

Tabela 24 - Avaliação sísmica na direção Y- Sismo tipo 1 e 2 – Solo tipo C. 46

Tabela 25 - Correspondência entre os pisos do edifício real e os níveis do TreMuri (3Muri). 48

Tabela 26 - Designação, tipo, cor e descrição dos materiais. 55

Tabela 27 – Valores característicos e propriedades da alvenaria. 55

Tabela 28 – Valores característicos e propriedades do betão (C25/30) 56

Tabela 29 – Valores característicos e propriedades do aço (armaduras). 56

Tabela 30 – Valores característicos e propriedades do aço (perfis metálicos). 56

Tabela 31 - Valores característicos e propriedades da madeira de Pinho Bravo C18 (E). 56

Tabela 32 - Cargas lineares e respetivos coeficientes. 57

Tabela 33 - Cargas aplicadas nos pavimentos e respetivos coeficientes. 58

Tabela 34 - Cargas aplicadas na cobertura e respetivos coeficientes. 58

Tabela 35 - Comparação entre o cálculo manual da massa do edifício e o cálculo automático. 59

Tabela 36 – Aceleração superficial corrigida. 64

Tabela 37 - Resumo dos resultados dos Métodos I, II e III na verificação sísmica (sim/não) – Edifício isolado. 104

Tabela 38 - Valores das ações permanentes [25]. 110

Tabela 39 - Valores das ações variáveis de acordo com o tipo de utilização [25]. 110

Tabela 40 - Valores de ϕ para o cálculo de $\psi_{E,m}$ [10a] 111

Tabela 41 - Valores característicos para sobrecargas distribuídas (q_k) e concentradas (Q_k) em edifícios [10a]. 111

Tabela 42 - Valores de $\psi 2$ para o cálculo de $\psi_{E,m.}$ [10a]. 112

Tabela 43 - Valores do coeficiente $\boldsymbol{\eta_j}$ em função do número de pisos do edifício e do piso em análise [10b]. 112

Tabela 44 - Exemplos de propriedades de alguns tipos de alvenaria [10a] 113

Tabela 45 - Valores Médios das Propriedades Mecânicas de Paredes de Granito de Folha Simples [22]. 114

Tabela 46 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 0 – Direção X 116

Tabela 47 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 0 – Direção Y 116

Tabela 48 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 1 – Direção X 117

Tabela 49 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 1 – Direção Y 117

Tabela 50 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 2 – Direção X 118

Tabela 51 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 2 – Direção Y 118

Tabela 52 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 3 – Direção X.....119

Tabela 53 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 3 – Direção Y.....119

1 INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Um edifício é geralmente designado de antigo quando a sua construção é anterior à década 40 do século XX, recorrendo a materiais e técnicas de origem tradicional, nomeadamente: alvenaria e madeira, sendo usualmente constituído por paredes de alvenaria de pedra e tijolo e por pavimentos flexíveis [1].

Com a descoberta de novos materiais e desenvolvimento de novas técnicas de construção, verifica-se o abandono da prática de técnicas tradicionais de construção, tanto para Portugal, como para o resto da Europa.

Entretanto, para a aplicação das técnicas de construção (novas ou tradicionais) são estabelecidas regras e normas regulamentares, a ter em conta no projeto de novos edifícios e/ou na reabilitação dos existentes.

O novo quadro regulamentar (Decreto-Lei nº95/2019 [2], Despacho Normativo 21/2019 [3] e Portaria 302/2019 [4]), define as situações em que se torna obrigatória a avaliação sísmica da segurança estrutural de edifícios e, em que é exigida a elaboração de projeto de reforço sísmico.

Neste âmbito, surge o desenvolvimento do presente trabalho, que pressupõe a avaliação da segurança sísmica de um projeto de reabilitação e ampliação de edifício antigo de alvenaria tradicional; através da aplicação das metodologias expeditas desenvolvidas pelo LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) e do método de referência preconizado no Eurocódigo 8 – Parte 3 [6].

1.2. OBJETIVOS

A presente dissertação, desenvolvida em âmbito empresarial em colaboração com a empresa SOPSEC-Sociedade de Prestação de Serviços de Engenharia Civil, S.A, tem o objetivo de proceder a aplicação prática, em contexto de projeto, de metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas de edifícios antigos de alvenaria tradicional, segundo o Eurocódigo 8 – Parte 3.

Pretende-se realizar a análise comparativa dos diferentes métodos de avaliação de segurança sísmica, com diferentes níveis de precisão e diferentes graus de complexidade, por via da sua aplicação em um caso real de edifício de alvenaria tradicional.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação é composta por sete capítulos, apresentados de forma sequencial em conformidade com o estudo realizado.

Neste que é o primeiro capítulo, é feita a introdução, apresentando primeiro um breve enquadramento em torno da temática e por último são apresentados os objetivos do trabalho. No segundo capítulo é feito o enquadramento regulamentar, com enfâse para o Eurocódigo 8 – Parte 3. O capítulo 3 é dedicado a apresentação dos métodos de análise e verificação da segurança sísmica, aplicados no âmbito deste trabalho. No capítulo 4 é feita a apresentação e descrição do caso de estudo. O capítulo 5 contempla a aplicação das diferentes metodologias de análise ao caso de estudo, os resultados e a avaliação da segurança à ação sísmica. O penúltimo e sexto capítulo é dedicado à discussão e comparação dos resultados obtidos para os diferentes métodos. Por último, no capítulo 7 são apresentadas as principais conclusões do trabalho realizado e uma breve indicação de possíveis trabalhos a desenvolver futuramente.

2
ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR

2.1. EUROCÓDIGO 8 – PARTE 3

A União Europeia (UE) estabelece um código para o projeto de estruturas para resistência sísmica, designado por Eurocódigo 8 (EC8). Este código destina-se a ser utilizado no projeto estrutural de construções dos países membros da UE e não só. O EC8 encontra-se dividido em 6 partes, sendo a Parte 3 (EC8-3) focada na avaliação e reabilitação de edifícios à ação sísmica.

A Parte 3 surge como complemento à Parte 1, apresentando especificações e aspetos associados à avaliação e reabilitação de edifícios, tendo em conta as tipologias estruturais usuais e representativas do edificado existente, nomeadamente: estruturas de betão armado, aço (em estruturas metálicas) e de alvenaria [5]. O EC8 - 3 tem como objetivo estabelecer critérios para a avaliação do desempenho sísmico de edifícios individuais existentes, descrever uma abordagem que permita escolher as medidas corretivas e estipular critérios de projeto para as medidas de reabilitação (isto é, análise estrutural incluindo as medidas de intervenção, dimensionamento final de componentes da estrutura e das suas ligações aos elementos estruturais existentes) [6].

O EC8 - 3 define três etapas para avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes, nomeadamente: **diagnóstico**, **avaliação da segurança** e **decisões de intervenção**.

O EC8-3, apenas faz referência às duas primeiras etapas da análise, ficando a terceira ao critério do projetista.

O **diagnóstico** consiste na recolha de informações de base sobre as estruturas existentes. Essa informação deve ser recolhida a partir de fontes fiáveis, tais como: documentos existentes, códigos e normas de construção, ensaios laboratoriais e/ou *in situ*; de acordo com o estabelecido em [6], sendo que, os dados recolhidos a partir de diferentes fontes devem ser coerentes entre si [6].

Com base nos resultados do diagnóstico é determinada a necessidade de realizar a avaliação sísmica, podendo conduzir à adoção de medidas corretivas (reforço e/ou reparação) [7].

Relativamente à segunda etapa, **avaliação da segurança,** o EC8 – 3 define a metodologia de análise, estabelece os critérios e procedimentos a seguir na sua aplicação.

Na Figura 1 apresenta-se de forma esquemática, a metodologia proposta no EC8 - 3 para a **avaliação da segurança** sísmica de edifícios existentes.

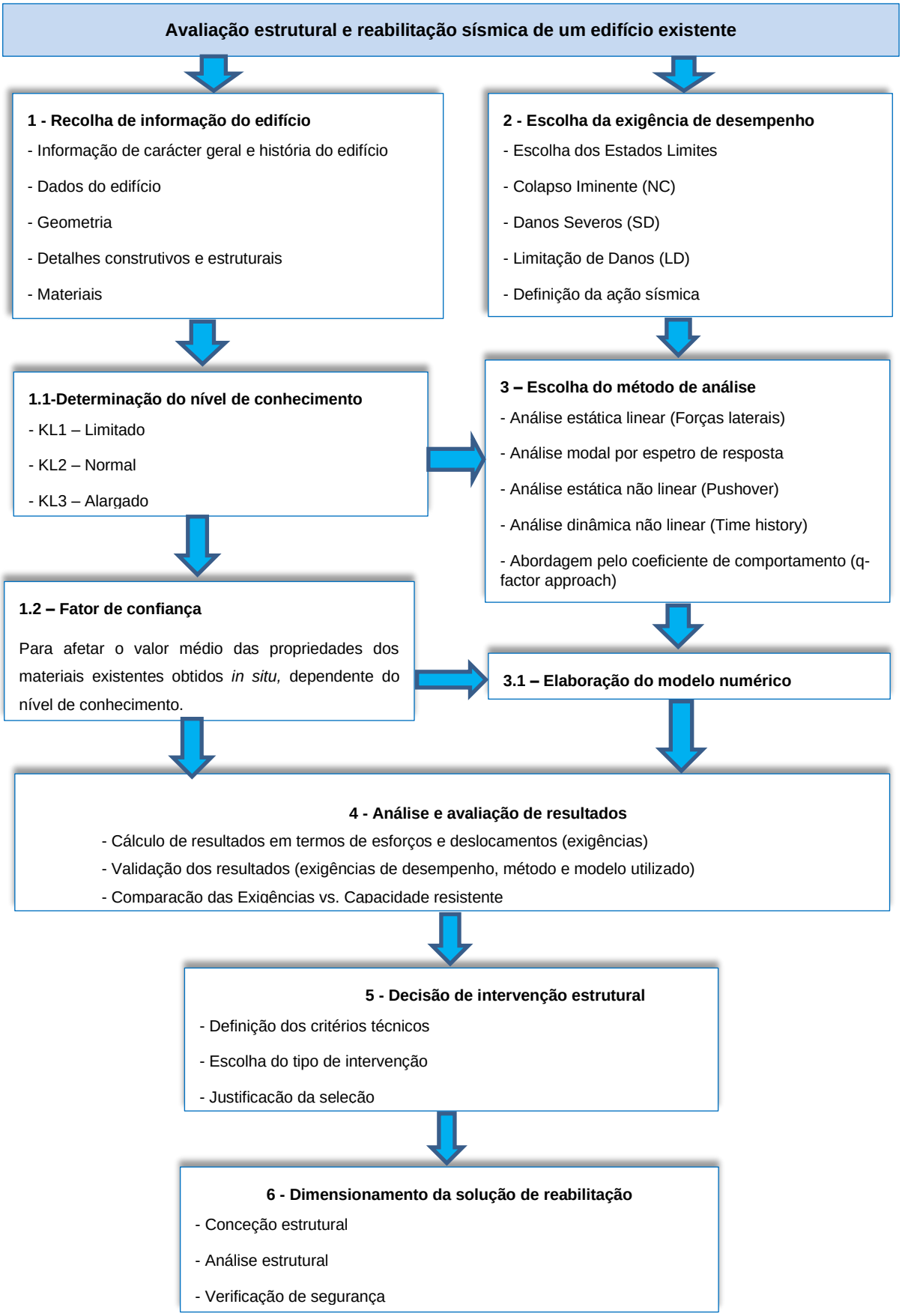


Figura 1 - Metodologia para avaliação e reabilitação sísmica de edifícios existentes do EC8-3 [5].

Esta metodologia revela-se de grande importância, pois permite ter em consideração o Nível de Conhecimento (Knowledge Level – *KL*) que o edifício apresenta, associado a um Fator de Confiança (Confidence Factor – *CF*), possibilitando, assim, a determinação do tipo de análise a aplicar à estrutura.

2.1.1 NÍVEIS DE CONHECIMENTO

Com o intuito de escolher o tipo de análise admissível e os valores apropriados para os coeficientes de confiança, são definidos três níveis de conhecimento, respetivamente:

-KL1: conhecimento limitado;

-KL2: conhecimento normal;

-KL3: conhecimento alargado.

Os fatores determinantes do nível de conhecimento apropriado são três, nomeadamente: *i)* geometria; *ii)* disposições construtivas e *iii)* materiais, de acordo com as especificações descritas em 3.3.1 (1) da NP EN 1998-3:2017 [6].

2.1.2 COEFICIENTE DE CONFIANÇA

É um fator de minoração das propriedades dos materiais, que geralmente são obtidas através de valores médios. Este fator é utilizado para determinar as propriedades dos materiais existentes a considerar no cálculo da capacidade, quando é necessário comparar esta capacidade com a exigência numa verificação de segurança.

Quando se pretende determinar as propriedades a utilizar no cálculo da capacidade em termos de força (resistência) dos elementos dúcteis que transmitem os efeitos das ações aos elementos/mecanismos frágeis, os valores médios das propriedades dos materiais existentes devem ser multiplicados pelo coeficiente de confiança (CF).

No Anexo Nacional estão indicados os valores recomendados em território nacional para os coeficientes de confiança: *i)* CF_{KL1}= 1.35; *ii)* CF_{KL2}= 1.20; *iii)* CF_{KL3}= 1.0.

Determinado o nível de conhecimento, é estabelecido o método de análise admissível, assim como os valores a adotar para os coeficientes de confiança (CF). Na Tabela 1 são apresentados os níveis de conhecimento, os métodos de análise aplicáveis e os coeficientes de confiança.

Tabela 1 - Níveis de conhecimento e correspondentes métodos de análise (LF: método das forças laterais, MRS: análise modal por espetro de resposta) e coeficientes de confiança (CF) – tabela 3.1 do EC8 – 3 [6].

Nível de conhecimento	**Geometria**	**Disposições construtivas**	**Materiais**	**Análise**	**CF**
KL1	A partir de desenhos de dimensionamento geral do projeto e de uma inspeção visual de uma amostragem ou a partir de uma inspeção integral	Projeto simulado de acordo com a prática de origem ***e*** a partir de uma inspeção *in situ* **limitada**	Valores por defeito de acordo com as normas em vigor à data da construção ***e*** a partir de ensaios *in situ* **limitados**	LF - MRS (coeficiente q)	CF_{KL1}
KL2		A partir de desenhos de pormenor de origem incompletos com uma inspeção *in situ* **limitada** ***ou*** a partir de uma inspeção *in situ* **alargada**	A partir das especificações do projeto de origem com ensaios *in situ* **limitados** **ou** a partir de ensaios *in situ* **alargados**	Todas as análises	CF_{KL2}
KL3		A partir de desenhos de pormenor de origem incompletos com uma inspeção *in situ* **limitada** **ou** a partir de uma inspeção *in situ* **completa**	A partir dos relatórios de ensaios de origem com ensaios *in situ* **limitados** **ou** a partir de ensaios *in situ* **completos**	Todas as análises	CF_{KL3}

Após a ocorrência de um sismo, o edifício deve satisfazer as exigências funcionais, que definem o nível de segurança a adotar no edifício em estudo. O nível de segurança é descrito em termos de 3 estados limites, definidos no EC8 - 3, a seguir apresentados:

- **Estado Limite de Colapso Iminente (Near Collapse – NC):** a estrutura encontra-se severamente danificada, com reduzida resistência e rigidez laterais residuais, ainda que os elementos verticais mantenham a capacidade de suportar cargas verticais. Apresenta importantes deslocamentos permanentes.
- **Estado Limite de Danos Severos (Significant Damage – SD)**: a estrutura apresenta danos significativos, com alguma resistência e rigidez laterais residuais, e os elementos verticais são capazes de suportar cargas verticais. Apresenta deslocamentos permanentes moderados.
- **Estado Limite de Limitação de Dano (Damage Limitation – DL)**: a estrutura apresenta apenas danos ligeiros, tendo mantido os seus elementos estruturais sem incursões significativas

no regime plástico e conservando as suas características de resistência e rigidez. Os deslocamentos laterais permanentes são desprezáveis.

Na Tabela 2 estão resumidos alguns requisitos de desempenho a verificar em território nacional, função do período de retorno associado a cada estado limite, de acordo com a Classe de Importância do edifício.

Tabela 2 - Requisitos de desempenho sísmico para edifícios existentes em Portugal em função da sua Classe de Importância [8].

Período de retorno	**Probabilidade de excedência**	**Estados Limite**		
		Limitação de Dano (DL)	**Danos Severos (SD)**	**Colapso Iminente (NC)**
73 anos	50% em 50 anos	Só classes de importância III e IV	-	-
308 anos	15% em 50 anos	-	Todas as classes de importância	-
975 anos	5% em 50 anos	-	-	Só classes de importância III e IV

2.1.3. CRITÉRIOS DE CONFORMIDADE

A conformidade é obtida através, da escolha da ação sísmica, do método de análise, dos procedimentos de verificação e adoção das disposições construtivas constantes na NP EN 1998-3:2017, tendo em conta os diferentes materiais construtivos, isto é, betão, aço ou alvenaria. Na verificação da segurança à ação sísmica, deve comparar-se a capacidade face às exigências. A capacidade é calculada com base nas propriedades médias dos materiais existentes, que eventualmente são reduzidas, devido às incertezas associadas à determinação das mesmas (CF_m) e às incertezas associadas ao modelo (γ_m) [6].

Para a verificação de segurança à ação sísmica, os elementos estruturais devem ser classificados como ``dúcteis`` ou como ``frágeis``. Nos elementos estruturais dúcteis deve assegurar-se que as exigências devidas à ação sísmica não excedem as correspondentes capacidades em termos de deformações, e nos elementos estruturais frágeis deve assegurar-se que as exigências não excedem as correspondentes capacidades em termos de resistências, de acordo com o descrito em 2.2.1 (3)P NP EN 1998-3:2017 [6]. Para o Estado limite de Limitação de Danos (DL), excecionalmente, a verificação de segurança é feita em termos de resistência sem diferenciação de tipo de elemento estrutural (``frágil`` ou ``dúctil``) [6].

A Tabela 3 apresenta a relação entre os estados limites e as capacidades para os elementos ``dúcteis`` e para os elementos ``frágeis``.

Tabela 3 - Relação entre os Estados limite e a capacidade para os diferentes tipos de elementos estruturais [8].

Estado limite	**Capacidade**	
	Elementos ``dúcteis ``	**Elementos ``frágeis``**
Colapso Iminente (NC)	Deformação última	Resistência última
Danos Severos (SD)	Deformação representativa de danos severos	Estimativa conservativa da resistência última
Limitação de Danos (DL)	Resistência associada à cedência	

Em 2.2.1(6)P da NP EN 1998-3:2017 [6], encontra-se definida uma classificação adicional aos elementos estruturais, nomeadamente, elementos: ``sísmicos primários`` e ``sísmicos secundários``. Na Tabela 4 estão definidas as propriedades a utilizar no cálculo das capacidades em função da classificação dos elementos. Para o caso dos elementos novos ou adicionais, não é feita a afetação das propriedades pelo coeficiente de confiança (CF_m) [8].

Tabela 4 - Propriedades dos materiais existentes a utilizar no cálculo das capacidades dos elementos estruturais para comparação com as exigências nas verificações de segurança [8].

Elementos	**Dúcteis**	**Frágeis**
Sísmicos primários	$\frac{Prop._{med}}{CF_m}$	$\frac{Prop._{med}}{CF_m \cdot \gamma_m}$
Sísmicos secundários	Propriedades médias	

A ação sísmica que determina as exigências na estrutura é a total (não reduzida, elástica), quantificada em correspondência com o período de retorno associado a cada Estado limite de acordo com 2.2.1(2) P da NP EN 1998-3:2017 [6].

2.2. MÉTODOS DE ANÁLISE

Estão previstos no EC8-3 métodos de análise, que tem o objetivo de avaliar os efeitos das ações sísmicas, combinadas com as ações permanentes e variáveis. Os métodos previstos são os seguintes:

- Análise por forças laterais (linear);
- Análise modal por espectro de resposta (linear);
- Análise estática não linear (pushover);
- Análise dinâmica temporal não linear;
- Abordagem por coeficiente de comportamento q.

No que se refere a alvenaria, o quinto método acima apresentado`` Abordagem por coeficiente de comportamento *q*``, não é aplicável. Isto deve-se por um lado, ao facto de não serem apresentados valores de *q* para este tipo de estruturas, contrariamente ao que acontece para o caso de estruturas de betão armado e de aço 4.2(3)P da NP EN 1998-3:2017 [6]. Por outro lado, a ausência de referência deste método no Anexo C, devido ao facto das estruturas de alvenaria terem um comportamento essencialmente frágil (NA.4.3d da NP EN 1998-3:2017) [6]. Sendo assim, para edifícios existentes de alvenaria são apenas aplicáveis os restantes quatro métodos, dois lineares e dois não lineares.

2.2.1. MÉTODOS LINEARES: ESTÁTICO E MULTIMODAL

As condições gerais de aplicabilidade dos métodos lineares estão descritas em 4.4.2 e 4.4.3 da NP EN 1998-3:2017, se estiverem reunidas as condições de aplicabilidade descritas em NA-C.3.2 da NP EN 1998-3:2017 [6].

De acordo com a Tabela 1 a escolha do método de análise é diretamente influenciada pelo nível de conhecimento associado ao edifício em análise, sendo que, para o nível KL1(conhecimento limitado) é recomendada a aplicação de métodos de análise lineares (sem coeficiente de comportamento) e para os restantes níveis pode ser empregue qualquer tipo de análise [1].

De acordo com C.3.1 da NP EN 1998-3:2017, no desenvolvimento do modelo de análise, deve-se ter em conta a deformabilidade de flexão e de esforço transverso das paredes na avaliação da sua rigidez, tendo em conta a rigidez fendilhada. Na ausência de valores rigorosos dessa rigidez, as duas contribuições de rigidez são consideradas como iguais a metade dos respetivos valores, anteriores à fendilhação [6].

Durante a análise de resultados, há que ter em conta as condições apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5 - Análise de resultados da verificação sísmica [1].

Estado Limite	Análise	Resultados
Colapso Iminente	Linear	Os efeitos nos elementos frágeis devem ser corrigidos de acordo com *Capacity Design,* tendo em conta os elementos dúcteis. Não é aconselhada a utilização de análises lineares com coeficiente de comportamento. Caso este tipo de análise seja empregue, deve-se considerar um coeficiente de comportamento de 1/3 superior ao valor proposto para a verificação do *Estado Limite de Danos Severos.*
	Não linear	Resultados retirados diretamente da análise.
Danos Severos	Linear	Os efeitos nos elementos frágeis devem ser corrigidos de acordo com o *Capacity Design,* tendo em conta os elementos dúcteis.
	Não linear	Resultados retirados diretamente da análise.
Limitação de Danos	Linear	Resultados retirados diretamente da análise.
	Não linear	Resultados retirados diretamente da análise.

2.2.2. MÉTODOS NÃO LINEARES: ESTÁTICO E DINÂMICO

É recomendada a aplicação destes métodos quando não forem reunidas as condições impostas para a aplicação dos métodos lineares. Na avaliação pelos métodos não lineares: estático e dinâmico, a capacidade é definida em termos de deslocamento ao nível da cobertura, sendo que, a capacidade de deslocamento último é considerada como sendo o deslocamento da cobertura, para o qual a resistência lateral total (esforço transverso na base) desceu até 80% da resistência máxima da estrutura, resultado do dano e da rotura progressiva dos elementos de contraventamento (NA C.3.3 da NP EN 1998-3:2017) [6]. Entretanto, deve-se comparar a capacidade com a exigência, esta última, representada pelo deslocamento da cobertura correspondente ao deslocamento-alvo, definido de acordo com a NP EN 1998-1:2010 [11].

Nestes métodos, devem ser consideradas as roturas por corte (V_{fV}) e por flexão (V_{fM}), cujos critérios de verificação são os apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Critérios de verificação de segurança em análises não lineares de edifícios antigos [1].

Estado Limite	**Verificação de segurança**	**Exigências**		**Capacidade resistente**
Colapso Iminente	Global	Deslocamento no topo		Deslocamento último
	Elementos em que $V_{FM} < V_{FV}$	Deslocamento no elemento	Primário	Drift [(1)] = 4/3x 0.008H_0/D [(2)]
			Secundário	Drift = 4/3x0.012H_0/D
	Elementos em que $V_{FM} > V_{FV}$	Deslocamento no elemento	Primário	Drift = 4/3x0.004
			Secundário	Drift = 4/3x0.006
Danos Severos	Global	Deslocamento no topo		¾ do deslocamento último
	Elementos em que $V_{FM} < V_{FV}$	Deslocamento no elemento	Primário	Drift = 0.008H_0/D
			Secundário	Drift = 0.012H_0/D
	Elementos em que $V_{FM} > V_{FV}$	Deslocamento no elemento	Primário	Drift = 0.004
			Secundário	Drift = 0.006
Limitação de Danos	Global	Deslocamento no topo		Deslocamento de cedência
	Elementos em que $V_{FM} < V_{FV}$	Deslocamento no elemento	Primário	Drift = 0.008H_0/D
			Secundário	Drift = 0.012H_0/D
	Elementos em que $V_{FM} > V_{FV}$	Deslocamento no elemento	Primário	Drift = 0.004
			Secundário	Drift = 0.006

(1) Drift - é o deslocamento entre pisos dividido pela altura do piso.
(2) H_0 - é a distância da secção de momento nulo à secção mais afastada do nembo de alvenaria; D - é a largura do nembo de alvenaria (no plano da parede).

Terminada a **avaliação da segurança**, é tomada a decisão de intervenção ou não na estrutura. Tendo como base não só os resultados da análise, mas também outros fatores de natureza económica, social e/ou cultural. Para o caso de ser tomada a decisão de intervir, o EC8 - 3 no seu Anexo C, apresenta critérios de escolha do método de intervenção, e inclui, ainda, exemplos práticos de técnicas de reparação e/ou reforço adequadas a edifícios antigos de alvenaria.

3
MÉTODOS DE ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

3.1. ENQUADRAMENTO DOS PROCEDIMENTOS DE AVALIAÇÃO SÍSMICA

As metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica apresentam níveis crescentes de precisão e complexidade, sendo designados por Métodos I, II, III e IV.

De acordo com a NP EN 1998-1:2010 [11], o Método IV corresponde a uma análise explicitamente probabilística e de elevada complexidade, cuja aplicação é recomendada para estruturas com Classe de Importância III ou IV. Devido à sua complexidade e ao facto de o caso de estudo pertencer à Classe de Importância II, este método não será abordado no âmbito desta tese.

O Método III, corresponde ao método de avaliação de referência preconizado na NP EN 1998-3:2017 [6].

De acordo com o método de referência (Método III) e com base nos procedimentos do Método IV, foram desenvolvidos os designados métodos expeditos (Método I e Método II), que apresentam resultados expectavelmente conservativos, em função dos parâmetros de avaliação e em conformidade com as disposições regulamentares [10b]. A Tabela 7 apresenta os principais requisitos de aplicação e parâmetros associados aos Métodos I, II e III.

Tabela 7 - Resumo dos principais parâmetros e requisitos associados aos métodos I, II e III [10a].

Método	Requisitos	Parâmetros de avaliação	Modelo estrutural
Método III	Geometria do edifício Espessura das paredes Peso da estrutura	Avaliação global: Deslocamento no topo para 80% da força máxima	- Modelo global: não-linear (Estados Limite SD e NC) - Modelo global: linear ou não-linear (Estado Limite DL)
		Avaliação elemento a elemento: Resistência máxima em flexão e/ou corte	Análise linear
Método II	Propriedades dos materiais	Coeficiente sísmico	Opcional
Método I	Geometria do edifício Espessura das paredes Resistência inicial ao corte	Área das paredes relativamente à área dos pisos	___

Os Métodos I e II, procedem à avaliação da resistência sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos rígidos e flexíveis, através de parâmetros geométricos e propriedades mecânicas das paredes de alvenaria, sem envolver análises numéricas. Apesar dos Métodos I e II envolverem parâmetros e níveis distintos de conhecimento da estrutura, ambos conduzem a resultados mais ou menos conservativos, assegurando o mesmo nível de fiabilidade estrutural para diferentes perigosidades sísmicas [10a].

De forma a garantir a validade das metodologias expeditas e a segurança estrutural perante a ação sísmica, estabeleceu-se um conjunto de princípios e requisitos que os edifícios avaliados devem obedecer [6]. Na Tabela 8 são apresentados os princípios e critérios de aplicabilidade dos métodos expeditos (Método I e Método II) e do método de referência (Método III), para edifícios existentes.

Tabela 8 - Princípios e critérios gerais de aplicabilidade para os Métodos de avaliação I, II e III [10b].

Critérios de aplicabilidade	**Método I e II**	**Método III**
Tipo de alvenaria	Alvenaria tradicional	Todas
Mecanismos admissíveis	No plano	No plano (*)
Tipo de pavimento	Todos	Todos
Classe de importância	I e II	Todas
Número de pisos	até cinco pisos	Sem limite
Área em planta	até 350 m²	Sem limite
Disposição do edifício	Isolado ou em Banda	Omisso
Regularidade estrutural (em planta e altura)	Sim	Opcional (**)
Interação entre edifícios	Com algumas restrições (1)	Sem restrições
Condições geotécnicas locais	Restringidos aos solos tipo A, B e C (NP EN 1998-1:2010)	Todos de acordo com a NP EN 1998-1:2010
Sistema de fundação	Fundação rígida	Omisso
Estado limite verificado	Danos Severos (SD)	Limitação de Danos (DL) Danos Severos (SD) Colapso Iminente (NC)

(*) A atual versão da NP EN 1998-3:2017 não prevê mecanismos de colapso de edifícios para fora do plano.

(**) Em função do tipo de análise adotada de acordo com a NP EN 1998-3.2017.

(1) Na interação entre edifícios adjacentes, deverá ser verificado o alinhamento entre o pavimento de edifícios contíguos. As metodologias expeditas são validas quando não se verifica um desnível entre lajes superior a 2/3 da espessura da parede meeira ($\Delta h \leq \frac{2}{3}t$), conforme ilustrado na Figura 2 [10b].

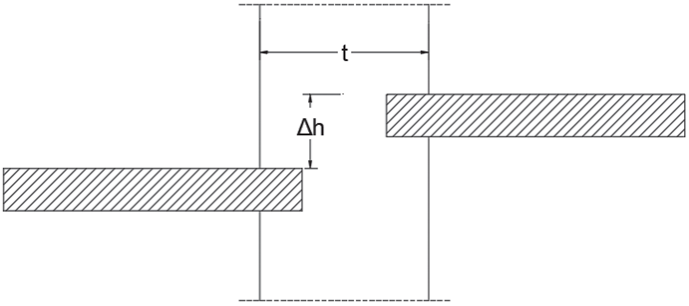


Figura 2 - Requisito construtivo entre edifícios contíguos para a aplicação dos métodos expeditos [10b].

As metodologias expeditas são válidas em todo o território nacional e para a ação sísmica tipo 1 (afastada) e tipo 2 (próxima) definidas na NP EN 1998-1:2010 [11], não podendo ser extrapoladas para outros tipos de ações, estruturas ou pavimentos, ou, ainda, para efeitos de dimensionamento de estruturas novas ou reforçadas [10a].

3.2. REQUISITOS PARA A APLICAÇÃO DOS MÉTODOS EXPEDITOS

Os métodos expeditos são válidos para todas as alvenarias tradicionais, podendo ser aplicados quando é verificado o comportamento flexível dos pavimentos – diafragma flexível, isto é, pavimentos cuja resistência e rigidez no plano não garantam comportamento de diafragma rígido [10b].

As metodologias expeditas são aplicáveis a edifícios isolados ou em banda. Nos edifícios isolados, deverão ser analisadas as duas direções ortogonais, sendo condicionante a direção de menor resistência às forças sísmicas horizontais. Nos edifícios em banda, a verificação pode ser realizada na direção paralela às fachadas, desde que existam paredes meeiras ou de empena sem aberturas contínuas em toda a altura do edifício [10b].

De acordo com a NP EN 1998-1:2010 [11] e NP EN 1998-3:2017 [6], a exigência de regularidade estrutural em planta e em altura para a aplicação dos métodos expeditos, é feita de modo a garantir comportamento sísmico mais regular em planta, sem rotações dos pisos que originem deformações excessivas nas paredes extremas ou diferenças substanciais de rigidez entre paredes de pisos sucessivos, evitando-se situações de irregularidade em altura. Quando não são verificadas as exigências acima citadas, as metodologias expeditas não são aplicáveis, sendo recomendada a aplicação do método de referência (Método III) [10b].

A aplicação dos métodos expeditos (Métodos I e II) é válida se, para além dos requisitos gerais apresentados na Tabela 8, forem asseguradas as disposições apresentadas em 4.2 da referência [10b].

3.2.1. AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA PELO MÉTODO I

O Método I permite a avaliação da segurança sísmica através da relação entre a área das paredes na direção da ação sísmica e a área do piso. A estrutura verifica a segurança se, ao nível de cada piso (j), o quociente entre a área de paredes na direção da ação sísmica ($A_{Pc,\,j}$) e a área do piso ($A_{Piso,\,j}$) for igual ou superior à exigência regulamentar ($\frac{\alpha_E}{\beta}$), de acordo com a equação (1)[9]:

$$\frac{A_{pc,j}}{A_{piso,j}} \geq \frac{\alpha_E}{\beta} \quad (1)$$

em que:

α_E – relação entre a área de paredes exigida e área do piso, em função da zona sísmica, número de pisos e tipo de solo de fundação.

Na Tabela 9 são apresentados os valores do coeficiente α_E.

Tabela 9 - Valores de α_E para cada zona sísmica, tipo de terreno e número total de pisos do edifício [10a].

		Valores de $\boldsymbol{\alpha_E}$														
Tipo de sismo	Zona sísmica	1 Piso			2 Pisos			3 Pisos			4 Pisos			5 Pisos		
		Solo A	Solo B	Solo C	Solo A	Solo B	Solo C	Solo A	Solo B	Solo C	Solo A	Solo B	Solo C	Solo A	Solo B	Solo C
Sismo Afastado Continente	1.1	0.2	0.27	0.32	0.19	0.24	0.28	0.18	0.23	0.26	0.17	0.21	0.24	0.16	0.2	0.22
	1.2	0.16	0.22	0.26	0.15	0.2	0.23	0.14	0.19	0.22	0.14	0.18	0.2	0.13	0.17	0.19
	1.3	0.11	0.16	0.19	0.11	0.15	0.18	0.1	0.14	0.17	0.1	0.14	0.16	0.1	0.14	0.16
	1.4	0.09	0.12	0.15	0.08	0.12	0.14	0.08	0.11	0.14	0.08	0.11	0.13	0.08	0.11	0.13
	1.5	0.04	0.06	0.08	0.04	0.06	0.08	0.04	0.06	0.08	0.04	0.06	0.08	0.04	0.06	0.08
	1.6	0.02	0.03	0.04	0.02	0.03	0.04	0.02	0.03	0.04	0.02	0.03	0.04	0.02	0.03	0.04
Açores	2.1	0.22	0.29	0.34	0.19	0.25	0.29	0.15	0.2	0.22	0.11	0.15	0.18	0.09	0.12	0.14
	2.2	0.19	0.25	0.3	0.17	0.23	0.26	0.13	0.18	0.2	0.1	0.13	0.16	0.08	0.11	0.13
Sismo Próximo Continente	2.3	0.19	0.26	0.3	0.17	0.23	0.26	0.14	0.18	0.2	0.1	0.14	0.16	0.08	0.11	0.13
	2.4	0.12	0.17	0.21	0.11	0.16	0.19	0.09	0.13	0.15	0.06	0.09	0.11	0.05	0.07	0.09
	2.5	0.09	0.13	0.17	0.09	0.13	0.15	0.07	0.1	0.12	0.05	0.07	0.09	0.04	0.05	0.07

β – fator de correção para a tensão de corte inicial (coesão), dado pela equação (2) [9]:

$$\beta = \frac{\left(\frac{fv0,min\ [MPa]}{1.35}\right)}{0.10} \leq 2.0 \tag{2}$$

O valor da coesão, isto é, da resistência inicial ao corte para esforço axial nulo ($f_{v0,\ min}$), pode ser obtido em função do tipo de parede. Quando são realizados ensaios experimentais às paredes de alvenaria, deve ser adotado o valor médio dividido pelo coeficiente de confiança referente ao nível de conhecimento adequado à estrutura. Na existência de vários tipos de paredes, poderá ser admitida uma tensão média ponderada, de acordo com a equação (3) [9]:

$$f_{v0,med}\ [MPa] = \frac{\sum_{i=1}^{n}(Ai\ .\ f_{v0,min})}{\sum_{i=1}^{n} Ai} \leq 0.20 \tag{3}$$

Ao nível de cada piso, a verificação é feita considerando as exigências $\boldsymbol{\alpha_E}$, apresentadas na Tabela 9 corrigidas pelo coeficiente $\boldsymbol{\eta_j}$, de acordo com a equação (4):

$$\alpha_{E,j} = \alpha_E \,.\, \eta_j \tag{4}$$

Os valores do coeficiente $\boldsymbol{\eta_j}$ são apresentados na Tabela 10, função do número de pisos do edifício e do piso em análise.

Tabela 10 - Valores do coeficiente $\boldsymbol{\eta_j}$ em função do número de pisos do edifício e do piso em análise [10b].

	Número de Pisos do edifício				
Pisos	5	4	3	2	1
5	0.5	-	-	-	-
4	0.6	0.5	-	-	-
3	0.8	0.7	0.7	-	-
2	0.9	0.9	0.9	0.9	-
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

3.2.2. AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA PELO MÉTODO II

O Método II permite a avaliação da segurança à ação sísmica através do coeficiente sísmico da estrutura. A estrutura verifica a segurança se, ao nível de cada piso (j), a capacidade resistente do edifício estimada em termos de coeficiente sísmico ($CS_{C,\,j}$) for igual ou superior ao coeficiente sísmico exigido ($CS_{E,\,j}$), de acordo com a equação (5) [10b]:

$$CS_{c,j} \geq CS_{E,j} \tag{5}$$

Na Tabela 11 são apresentados os valores do coeficiente sísmico (CS_E), função do número de pisos, zona sísmica e tipo de terreno. Estes valores deverão ser corrigidos pelo coeficiente $\boldsymbol{\eta_j}$, cujos valores são apresentados na Tabela 10.

Tabela 11 - Valores do coeficiente sísmico global exigidos CSE para cada zona sísmica, tipo de terreno e número total de pisos do edifício [10a].

		Valores de CS_E														
Tipo de sismo	Zona Sísmica	1 Piso			2 Pisos			3 Pisos			4 Pisos			5 Pisos		
		Solo A	Solo B	Solo C	Solo A	Solo B	Solo C	Solo A	Solo B	Solo C	Solo A	Solo B	Solo C	Solo A	Solo B	Solo C
Sismo Afastado Continente	1.1	0.31	0.42	0.49	0.28	0.37	0.43	0.27	0.35	0.39	0.26	0.32	0.36	0.25	0.3	0.33
	1.2	0.24	0.34	0.4	0.23	0.31	0.36	0.22	0.29	0.33	0.21	0.27	0.31	0.2	0.26	0.29
	1.3	0.17	0.25	0.3	0.16	0.23	0.27	0.16	0.22	0.26	0.16	0.21	0.25	0.16	0.21	0.24
	1.4	0.13	0.19	0.23	0.13	0.18	0.22	0.12	0.17	0.21	0.12	0.17	0.2	0.12	0.17	0.2
	1.5	0.06	0.1	0.12	0.06	0.1	0.12	0.06	0.1	0.12	0.06	0.1	0.12	0.06	0.1	0.12
	1.6	0.03	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06	0.03	0.05	0.06
Açores	2.1	0.33	0.44	0.51	0.29	0.39	0.45	0.23	0.3	0.34	0.17	0.23	0.27	0.14	0.19	0.22
	2.2	0.29	0.39	0.46	0.26	0.34	0.4	0.2	0.27	0.31	0.15	0.2	0.24	0.12	0.16	0.19
Sismo Próximo Continente	2.3	0.29	0.4	0.46	0.27	0.35	0.39	0.21	0.28	0.31	0.15	0.21	0.24	0.12	0.17	0.2
	2.4	0.18	0.26	0.32	0.17	0.24	0.29	0.14	0.19	0.23	0.1	0.14	0.17	0.07	0.11	0.13
	2.5	0.14	0.2	0.25	0.13	0.19	0.23	0.1	0.15	0.19	0.07	0.11	0.13	0.05	0.08	0.1

A avaliação da capacidade resistente do edifício pelo Método II tem em conta três tipos de mecanismos de rotura das paredes: flexão (V_{flk}), corte diagonal (V_{cdk}) e deslizamento (V_{clk}). O coeficiente sísmico resistente CS_C é definido pelo quociente entre a resistência horizontal de um piso $V_{H,j}$ e o peso total W_E, correspondente à combinação sísmica de ações, corrigido para ter em conta a redistribuição das forças de inércia e efeitos não lineares na estrutura, de acordo com equação (6) [10a]:

$$CS_c = \begin{cases} \alpha' . CS^{(1-1.5*CS)}, & CS \leq 0.825 \\ CSc_{,máx}, & CS > 0.825 \end{cases} \quad (6)$$

Os valores do coeficiente α' e $CSc_{,máx}$, a adotar na equação (6) são apresentados na Tabela 12, função do número total de pisos do edifício acima do solo [10b].

Tabela 12 – Valores admissíveis de α´ e $CSc_{,máx}$ em função do número total de pisos do edifício [10b].

	1 piso	2 pisos	3 pisos	4 pisos	5 pisos
α´	0.35	0.40	0.43	0.45	0.46
$CSc_{,máx}$	<u>0.36</u> (± 0.05)	<u>0.42</u> (± 0.04)	<u>0.45</u> (± 0.02)	<u>0.46</u> (± 0.01)	<u>0.47</u> (± 0.01)

Nota: a sublinhado os valores recomendados para a determinação do $CSc_{,máx}$

com:

$$CS = \frac{V_{H,j}}{W_E} = \frac{\sum_{i=1}^{n} min(V_{flk,i}, V_{cdk,i}, V_{clk,i})}{W_E} \quad (7)$$

em que:

$V_{flk,i}$; $V_{cdk,i}$; $V_{clk,i}$ – resistência à flexão, ao corte diagonal e ao deslizamento, respetivamente, de cada parede (i) num dado piso (j). Estas resistências são calculadas de acordo com as equações (8), (9), (10), respetivamente, a seguir apresentadas:

$$V_{flk,i} = \frac{\sigma_0 \,.\, l^2 \left(1 - \, 1.5 \,.\, \frac{\sigma_0}{f_k}\right)}{2 \,.\, \alpha \,.\, h} \quad (8)$$

$$V_{cdk,i} = l \,.\, t \,.\, \frac{f_{tk}}{b} . \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{f_{tk}} + 1\right)} \quad (9)$$

$$V_{clk,i} = \, l \,.\, t . f_{v0k} + \mu \,.\, \sigma_0 \quad (10)$$

sendo:

t – espessura da parede;

l – largura da parede (comprimento total da parede descontando as aberturas de passagem);

h – altura da parede;

α – condições de apoio nas extremidades da parede (para rotações impedidas nas duas extremidades da parede α= 0.5);

b – fator para ter em conta a distribuição das tensões na parede (b=h/l, $1.0 \leq b \leq 1.5$);

σ_0 – tensão média de compressão normal;

N – esforço normal a atuar na parede;

f_k – resistência à compressão da alvenaria;

f_{tk} – resistência à tração diagonal da alvenaria (na ausência de valores considerar $f_{tk}= 1.5fv_{0k}$);

f_{v0k} – resistência inicial ao corte (coesão) da alvenaria;

μ – coeficiente de atrito da alvenaria (na ausência de informação considerar μ=0.4).

Por simplificação a tensão de compressão média nas paredes, σ_{med}, ao nível de cada piso (j), pode ser calculada a partir da expressão equação (11):

$$\sigma_{med,j} = \frac{N_{total,j}}{A_{parede,j}} \tag{11}$$

O peso total do edifício (W_E) para a combinação sísmica de ações é calculado de acordo com o descrito em 3.2.4 NP EN 1998-1:2010 [11], segundo a equação (12):

$$W_{E,j} = \sum G_{k,j} \text{ `` } + \text{ `` } \sum (\psi_{E,m} \cdot q_{k,m}) \tag{12}$$

em que:

$G_{k,j}$ – ações permanentes;

$q_{k,m}$ – ações variáveis;

$\psi_{E,m}$ – coeficiente de combinação para ação sísmica, com $\psi_{E,m} = \varphi \cdot \psi_{2,m}$. Estes valores estão apresentados na Tabela 40 e Tabela 42 do Anexo A1, e dependem da categoria do edifício de acordo com o estabelecido em 6.3.1.1 da NP EN 1991-1-1:2009 [12].

3.3. MÉTODO DE REFERÊNCIA – MÉTODO III

3.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O método de referência (Método III) preconiza a avaliação da segurança tendo em conta os três Estados Limite apresentados no capítulo 2, associados aos correspondentes períodos de retorno. Este método tem em consideração as incertezas associadas à caracterização do edifício, através do nível de conhecimento e da discretização dos diferentes níveis de conhecimento [10a].

O Método III tem por base o estabelecido na NP EN 1998-3:2017 [6] e os principais aspetos relacionados com a avaliação dos edifícios de alvenaria existentes estão dispostos no Anexo C, da respetiva norma.

Na Tabela 13 apresentam-se os principais aspetos a ter em conta na avaliação pelo Método III.

Tabela 13 - Aspetos gerais para a avaliação através do método de referência (Método III) [10a].

		Análise local	**Análise global**
Métodos de análise		Linear -forças laterais ou análise modal por espectro de resposta	Linear ou não linear (estáticas ou dinâmicas)
Nível de conhecimento (KL) e Coeficiente de Confiança (CF)		Limitado (KL1) CF=1.35	Normal (KL2): CF=1.20 Integral (KL3): CF=1.0
		Normal (KL2) CF=1.20	
		Integral (KL3): CF=1.0	
Estado Limite		Limitação de Danos (DL): Tr=73 anos (classe: III e IV)	Limitação de Danos (DL) Tr = 73 anos (classe: III e IV)
			Danos Severos (SD) Tr = 308 anos (classe: todas)
			Colapso Iminente Tr = 975 anos (classe: III e IV)
Avaliação (propriedades médias μ)	Elementos ``dúcteis`` $\frac{\mu}{CF}$	Capacidades resistentes na cedência e em deformação	Linear: corte basal (válido apenas para DL)
			Não linear: deslocamento no topo e verificação em deformação (SD e NC) ou resistência (DL)
	Elementos ``frágeis `` $\frac{\mu}{CF \cdot \gamma_m}$	Capacidade resistente na deformação	Linear: corte basal (válido apenas para DL)
			Não linear: corte basal e deslocamento no topo (todos os estados limite)

A avaliação de segurança sísmica é feita tendo por base um critério de conformidade, comparando as exigências estabelecidas pela norma e a capacidade do edifício. A avaliação em termos de capacidade tem em conta os mecanismos formados, isto é, para os mecanismos ``dúcteis`` a capacidade é feita em termos de deslocamento e para os mecanismos ``frágeis``, verifica-se em termos de resistência. A escolha do Estado Limite é função da Classe de Importância do edifício em análise [10a].

Relativamente aos elementos ``sísmicos primários`` e ``sísmicos secundários``, deve ser garantido que, a contribuição da rigidez dos elementos ``sísmicos secundários``, na direção da ação sísmica, não ultrapassa 15% da rigidez dos elementos ``sísmicos primários `` [10a].

Devem ser considerados valores médios para as propriedades dos materiais, de acordo com o tipo de mecanismo formado (dúctil ou frágil), associado ao nível de conhecimento (KL) do edifício. Esta consideração é feita de acordo com o apresentado na Tabela 13.

O Método III contempla dois tipos de análises (lineares e não lineares) para a avaliação da segurança. A escolha do tipo de método a aplicar numa dada estrutura, depende do nível de conhecimento associado

ao edifício. Para o nível de conhecimento limitado (KL1) recomenda-se a aplicação de métodos de análise lineares, ou seja, forças laterais equivalentes ou análise modal por espetro de resposta, considerando a totalidade do valor espetral da ação sísmica. Para os restantes níveis de conhecimento (KL2 e KL3), podem ser aplicados métodos lineares ou não lineares [10a].

Ao nível dos elementos pode ser feita uma análise local e, ao nível da estrutura pode ser feita uma análise global, sendo que, para ambas as situações podem estar em causa a aplicação de metodologias lineares ou não lineares.

3.3.2. TREMURI (3MURI)

O software TreMuri foi desenvolvido originalmente em Itália, na Universidade de Génova sob a direção de Sergio Lagomarsino (TreMuri), tendo sido posteriormente comercializado pela STA DATA (3Muri) [14].

Atualmente o TreMuri (3Muri) é o principal software italiano, desenvolvido especificamente para o cálculo sísmico e estático de estruturas de alvenaria, tendo como referência regulamentar a norma italiana (NTC), a norma suíça (SIA) e os Eurocódigos 6 e 8. Apesar do software ser específico para edifícios de alvenaria de pequeno ou grande porte (novos ou existentes), pode também ser utilizado em edifícios mistos de alvenaria e betão armado, aço ou madeira [14].

O TreMuri (3Muri) tem como base o método Frame by Macro Elements (FME), que adapta o conceito de pórtico equivalente e utiliza macro elementos. Tanto para os edifícios de alvenaria como para os edifícios mistos, o programa admite a possibilidade de modelação de pisos rígidos e/ou flexíveis [14].

3.3.3. MODELAÇÃO E COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DE MACRO ELEMENTOS

Na bibliografia encontram-se diversas propostas de modelação e de análise do comportamento não linear de macro elementos. Na proposta de Gambarotta [16], é apresentado um modelo não linear de macro elemento representativo de todo o painel de alvenaria, que permite, a partir de um número limitado de graus de liberdade (8), representar dois modos principais de rotura no plano, são estes: mecanismos de rotura por flexão e deslizamento ao longo da base (com atrito) [17].

Este modelo considera, por meio de variáveis internas, a evolução do dano por deslizamento, que controla a deterioração da resistência (amolecimento) e a degradação da rigidez, assumindo que as extremidades do macro elemento tem espessura infinitesimal ($\Delta \rightarrow 0$). A Figura 3 mostra as três subestruturas em que um macro elemento está dividido: duas camadas de extremidade, inferior (1) e superior (3), nas quais se concentram os efeitos de flexão e axial; e a parte central (2) que sofre deformações por corte e não apresenta deformações axiais ou de flexão. O modelo cinemático 2D completo deve ter em conta os três graus de liberdade para cada nó "i" e "j" nas extremidades (deslocamento axial (ω), deslocamento horizontal (u) e rotação (φ)) e dois graus de liberdade para a zona central (deslocamento axial (δ) e rotação (ϕ)) [17].

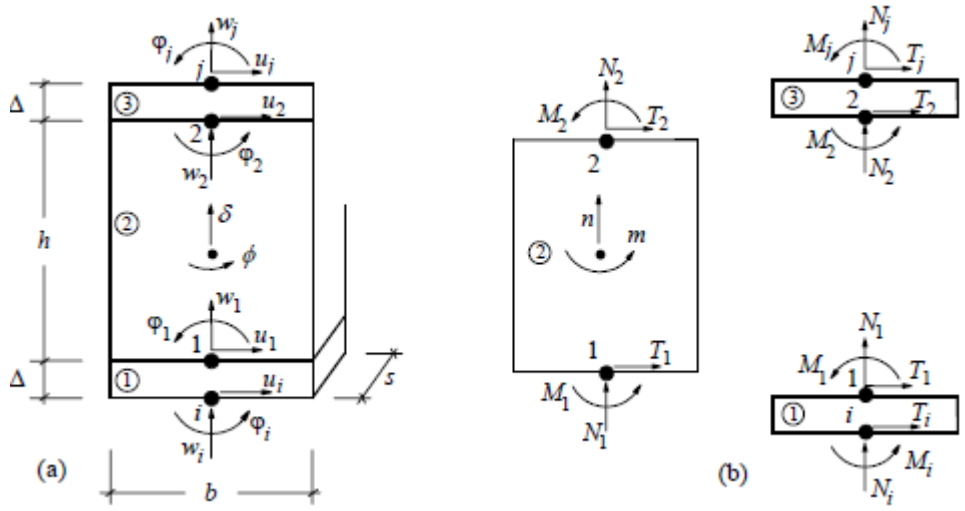


Figura 3 - Modelo cinemático de macro elemento [17].

3.3.4. MODELO 3D

No modelo tridimensional é considerado um sistema global de coordenadas cartesianas (X, Y e Z). Os planos verticais das paredes são identificados pelas coordenadas de um ponto e o ângulo formado com o eixo X. Permite desta forma, modelar as paredes como estruturas planas no sistema de coordenadas locais e nós internos bidimensionais com 3 graus de liberdade [17].

Os nós 3D que ligam diferentes paredes em cantos e intersecções devem apresentar 5 graus de liberdade no sistema global de coordenadas (u_x, u_y, u_z, rot_x, rot_y); o grau de liberdade de rotação em torno do eixo Z, vertical, pode ser negligenciado devido ao comportamento de membrana adotado para paredes e pavimentos. Estes nós podem ser obtidos, assemblando os nós rígidos 2D, que atuam no plano de cada parede e fazendo a projeção dos graus de liberdade locais ao longo dos eixos globais [17].

A Figura 4 ilustra a classificação dos graus de liberdade globais (3D) e locais (2D).

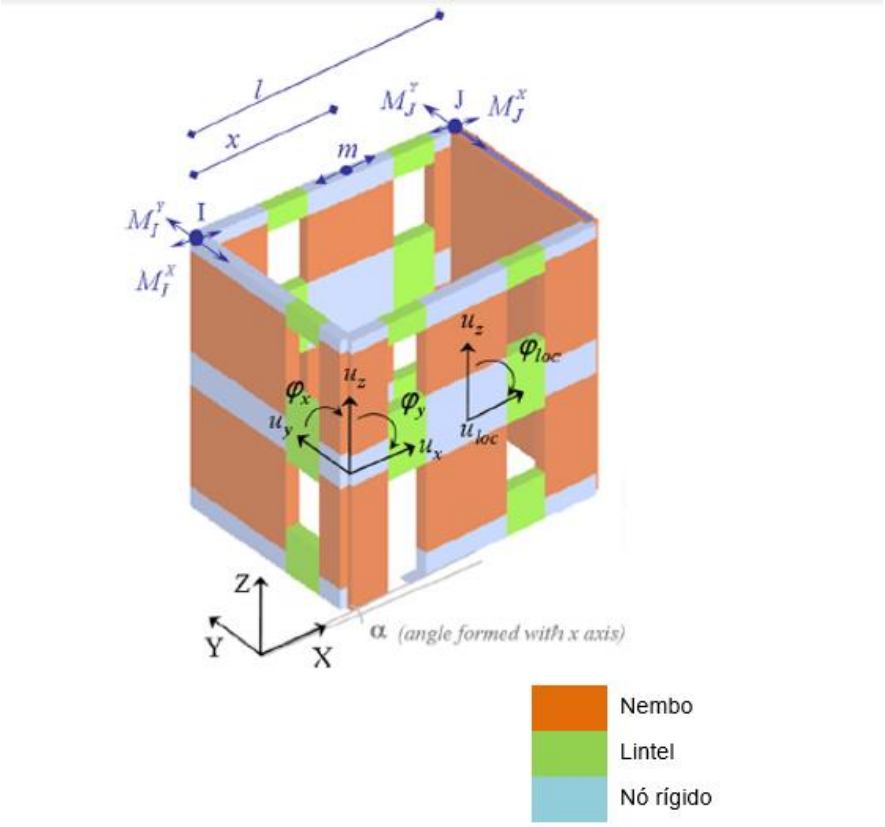


Figura 4 - Classificação dos graus de liberdade globais (3D) e locais 2D [13].

A modelação dos pavimentos é feita através de elementos finitos de membrana ortotrópica, cujas propriedades são únicas e independentes nas três direções, com 3 ou 4 nós, são identificados por uma direção principal, sendo o módulo de Young (E_1) e ao longo da direção perpendicular (E_2); coeficiente de Poisson (υ) e o módulo de distorção (G_{12}). O módulo (G_{12}) representa o piso em plano de rigidez de corte que influencia a distribuição das ações horizontais entre as diferentes paredes, de acordo com o funcionamento do pavimento (unidirecional ou bidirecional), definido pelo utilizador [17].

Para o caso de pavimentos infinitamente rígidos no plano, considera-se que a transmissão de cargas é total e dependente da rigidez dos elementos verticais, enquanto para os pavimentos infinitamente flexíveis, considera-se que no limite não há transmissão de carga aos elementos resistentes [14].

3.3.5. FUNCIONAMENTO DO TREMURI (3MURI)

Os procedimentos de análise através do TreMuri (3Muri) dividem-se em 3 etapas principais: input, análise e verificação. Na Figura 5 é apresentado o fluxograma que representa as diferentes etapas.

A **fase do input** consiste na modelação do edifício em análise, definindo-se a geometria do modelo através da importação para o TreMuri (3Muri) de planta (s) em formato .DXF ou .DWG, geralmente gerada (s) no AutoCad. Este procedimento permite definir com facilidade a posição dos elementos resistentes, das aberturas, bem como o número de pisos do modelo. A seguir são atribuídas características e propriedades aos elementos constituintes do modelo, procurando aproximar, o máximo possível, o modelo de análise ao edifício real.

Finalizado o input, segue-se para a **fase de análise**. Antes da análise propriamente dita, o programa gera de forma automática uma malha de elementos e cria o chamado pórtico equivalente. É neste momento

que são detetados possíveis erros de modelação, por exemplo, elementos que não estejam devidamente ligados uns com os outros. O pórtico equivalente é gerado de acordo com as bases que o TreMuri (3Muri) considera para tal, discretizando o modelo numa malha tridimensional de macro elementos, de acordo com as características geométricas definidas na fase do input. A fase da análise requer a introdução prévia da ação sísmica, esta definida de acordo com alguns critérios específicos do código de referência. Segue-se, então, o cálculo e a análise do modelo de acordo com o método estático não linear (pushover).

A partir da malha gerada é possível obter a curva de capacidade através da análise pushover e, prossegue-se, então, para a **fase de verificação**, na qual se analisa a capacidade da estrutura conforme os respetivos critérios e avalia-se o desempenho da estrutura de acordo com o método de referência preconizado no EC8.

A definição da malha e do pórtico equivalente é feita de forma automática pelo programa, com base em critérios pré-definidos. No subcapítulo seguinte é apresentada uma breve explicação dos critérios utilizados para a definição do pórtico equivalente.

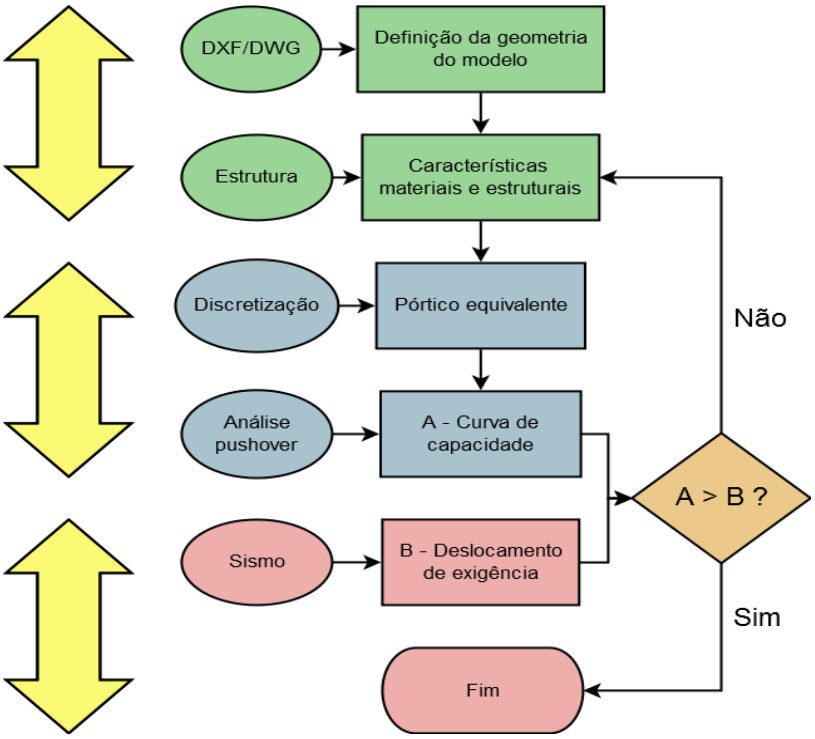


Figura 5 - Fluxograma – Etapas 3Muri [14].

3.3.6. DEFINIÇÃO DO PÓRTICO EQUIVALENTE

Neste subcapítulo são apresentados alguns critérios implementados no TreMuri (3Muri) para a definição do pórtico equivalente. A título de exemplo na Figura 6 apresentam-se os principais passos a seguir na definição da malha de elementos e do pórtico equivalente de uma parede de alvenaria com aberturas regulares.

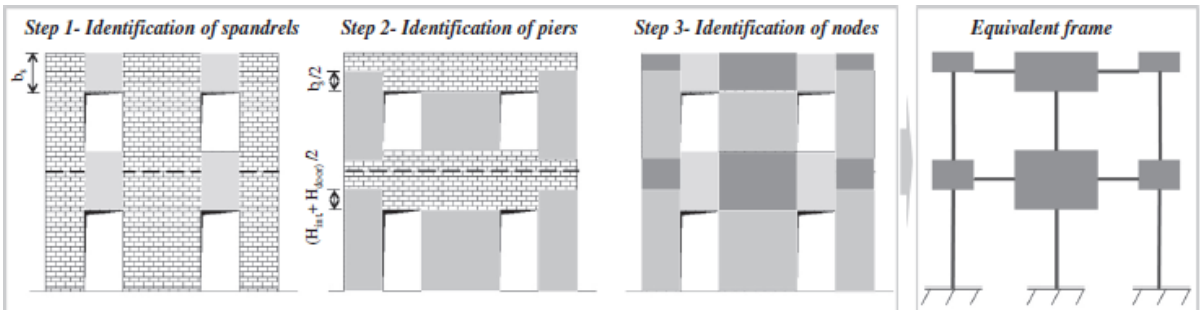


Figura 6 - Exemplo da idealização do pórtico equivalente para o caso de aberturas regulares [14].

O passo 1 consiste na identificação dos lintéis (spandrels), que são elementos horizontais, cuja geometria é definida com base no alinhamento vertical e na sobreposição de aberturas: o comprimento e a altura são assumidos iguais à distância e largura (em caso de alinhamento total) das aberturas adjacentes, respetivamente. No passo 2 são definidos os nembos (piers), elementos verticais, definidos a partir da altura das aberturas adjacentes: quando estes últimos estão perfeitamente alinhados, como no caso dos nembos internos apresentados na Figura 6**,** a altura é assumida como igual à das aberturas. Para a definição da altura dos nembos exteriores, deve ser considerado o possível desenvolvimento de fendas inclinadas a partir dos cantos de abertura (e/ou das bordas do lintel). Como possível critério aproximado, pode ser assumido igual à altura da abertura adjacente ou como a média da altura entrepiso (H_{int}) e a altura da abertura (H_{door}). Por último, o passo 3 é referente aos nós rígidos, cuja geometria sai diretamente dos elementos previamente definidos que estão ligados aos mesmos [13].

Na Figura 7**,** apresenta-se a malha idealizada e discretizada para o caso de aberturas regulares.

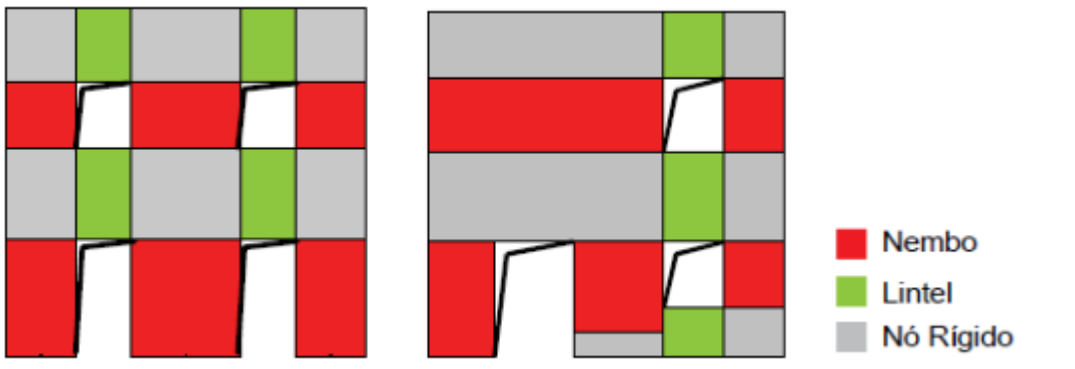


Figura 7 **–** Exemplo de discretização e uma malha consoante a disposição de aberturas na parede [15].

3.3.7. ANÁLISE NÃO LINEAR (PUSHOVER) – TREMURI (3MURI)

A avaliação da capacidade resistente do edifício face a ação sísmica consiste numa análise estática não linear (pushover). As verificações envolvem a comparação entre as curvas de capacidade obtidas para as diversas condições prescritas e a solicitação de deslocamento exigida pela norma. A curva de capacidade é identificada através do diagrama deslocamento máximo *versus* esforço transverso na base.

De acordo com o proposto em 4.3.3.4.2.2 da NP EN 1998 – 1:2010 [11], o TreMuri (3Muri) considera dois tipos de distribuição de força:

- Distribuição de forças proporcionais às massas, equação (13):

$$Fi \sim \frac{mi}{\sum_i mi} \tag{13}$$

- Distribuição de forças proporcional ao produto das massas pela deformação correspondente ao primeiro modo de vibração.

Desta forma, procede-se ao cálculo do valor do deslocamento máximo do edifício gerado pela distribuição de forças. Este valor de deslocamento constitui o valor final para o edifício.

De acordo com o Anexo B da NP EN 1998 - 1:2010 [11], é necessário fazer a bilinearização da curva de capacidade, para um sistema equivalente a um grau de liberdade (SDOF - Single Degree Of Freedom). O TreMuri (3Muri) procede à bilinearização da curva de forma automática, de acordo com os pressupostos do Anexo B.

As excentricidades são calculadas de forma automática pelo programa, de acordo com o estabelecido em 4.3.3.2.4 da NP EN 1998 – 1:2010 [11].

É possível determinar e escolher as condições sísmicas a serem analisadas:

• **Força sísmica**: identifica qual das duas tipologias de distribuição será analisada (proporcional à massa ou primeiro modo).

• **Direção**: identifica a direção em que a estrutura é carregada (X ou Y do sistema geral) pela força sísmica.

4
CASO DE ESTUDO

4.1. INTRODUÇÃO

O caso de estudo foi disponibilizado pela SOPSEC (Sociedade de Prestação de Serviços de Engenharia Civil, S.A), empresa localizada em Vila Nova de Gaia.

A SOPSEC foi fundada em 1988 por três Engenheiros Civis, numa altura em que as necessidades em construção eram significativas e o projeto empresarial procurou diferenciar-se pela competência, especialização e rigor. A empresa consolidou e cresceu em dimensão e serviços, mantendo-se até hoje os fundadores na Direção.

A SOPSEC é uma empresa de consultoria especializada, atuando de forma exclusiva e independente, desde as etapas iniciais de estabelecimento do programa e análise de viabilidade, até à fase de operação, manutenção e desmantelamento.

Dispõe de recursos humanos experientes com vários perfis e competências, e capacidade de coordenar projetos complexos em contexto nacional e internacional.

A SOPSEC fomenta a formação, inovação e divulgação científica, através de relações estreitas com o meio académico em contexto empresarial.

Todos os dados referentes ao edifício do caso de estudo, nomeadamente: plantas estruturas (incluindo alçados e cortes), fotografias, relatório de inspeção e diagnóstico [25], e outras informações relevantes, foram fornecidos pela SOPSEC.

4.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício em análise apresenta carácter habitacional multifamiliar disposto em banda, e localiza-se na Rua do Almada nº 350, Porto.

Este edifício insere-se numa área de implantação de 172 m², e é composto por dois corpos (principal e anexos). O corpo principal, apresenta frente virada para a Rua do Almada, erguido com recurso a pisos e cobertura de madeira, paredes exteriores em alvenaria de pedra e paredes interiores de tabique. O corpo anexo, menor que o principal, encontra-se nas traseiras do terreno [25]. Na Figura 8 apresenta-se a vista área do edifício em análise.



Figura 8 - Vista aérea do edifício em análise [Google Maps].

O corpo principal possui uma cave, rés-do-chão com acesso pela Rua do Almada, três pisos elevados e um sótão de arrumação. Todos os pisos elevados são habitacionais e encontram-se atualmente desocupados. No entanto, o rés-do-chão e a cave não são habitacionais, sendo habitualmente utilizados como estabelecimento de restauração [25].

O acesso ao primeiro piso é feito através de uma escada em tiro, ligada ao corredor e à entrada existente ao nível do rés-do-chão. Os pisos elevados estão em comunicação com o primeiro, através de uma escada de madeira, centrada no edifício e iluminada por uma claraboia no seu topo. Ao nível dos pisos existem também corredores e acessos para os diferentes espaços. A entrada para a cave é privada e apenas acessível pelo espaço comercial do rés-do-chão, através de duas escadas: uma na frente e outra nas traseiras do edifício [25].

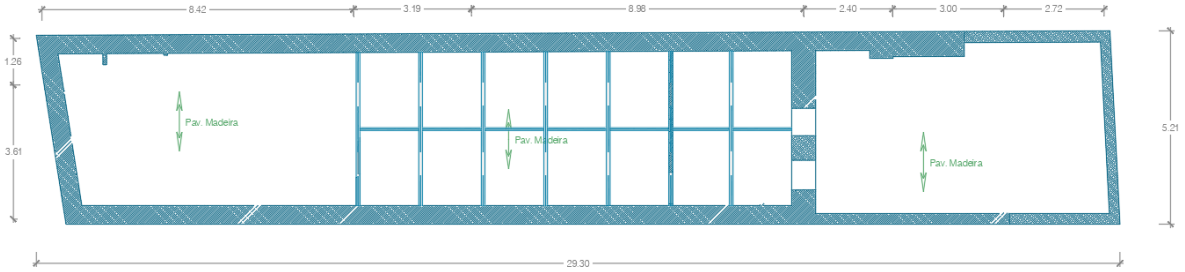
Na Figura 9 está apresentada uma fotografia da entrada principal do edifício em estudo.



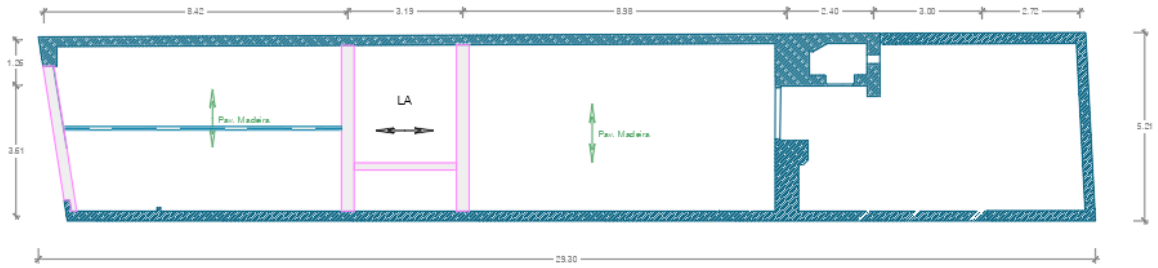
Figura 9 - Entrada principal do edifício em estudo [Google Maps].

4.2. CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO

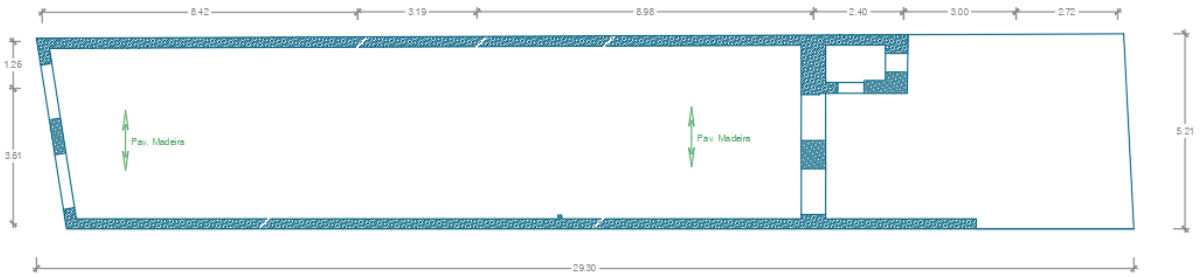
A partir do relatório de inspeção e diagnóstico [25], foi possível obter algumas informações acerca da constituição estrutural do edifício. O relatório foi feito com base na análise de desenhos de levantamento do existente, visitas locais para reconhecimento estrutural e registo fotográfico. Na Figura 10 são apresentadas as plantas do edifício em análise.



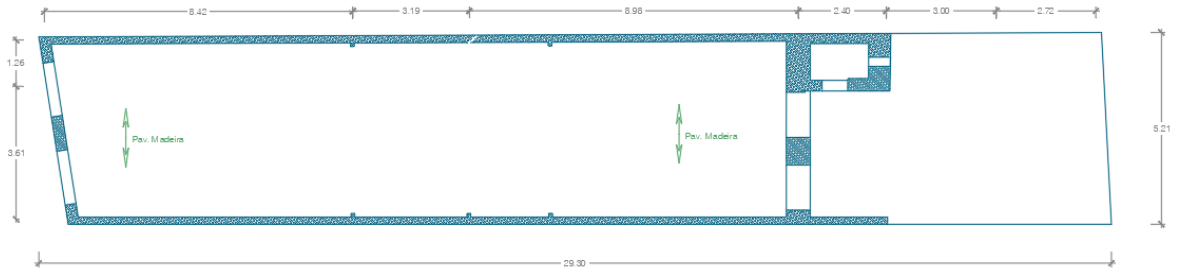
a)



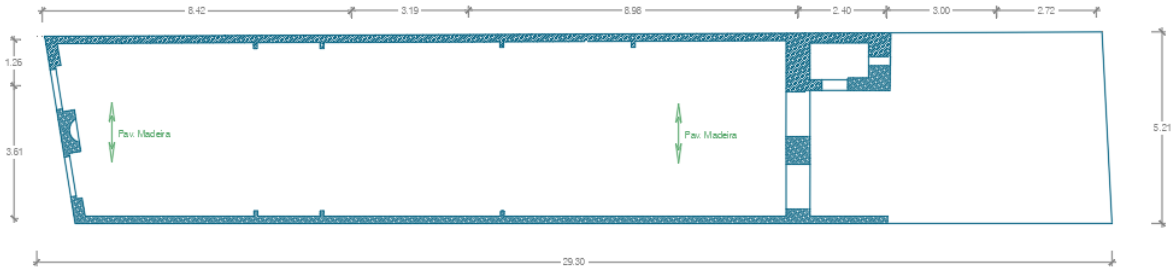
b)



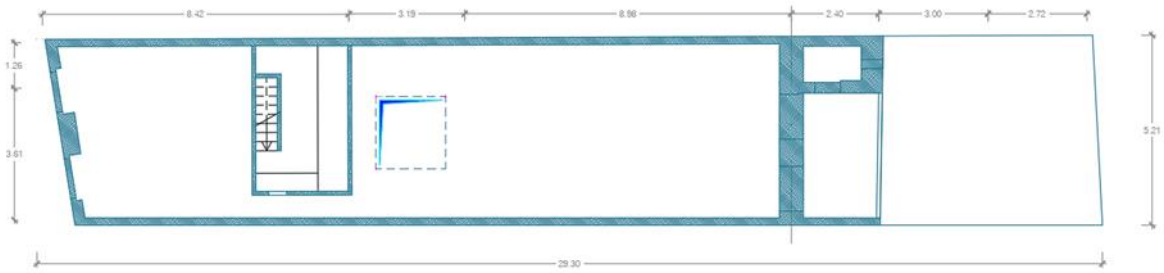
c)



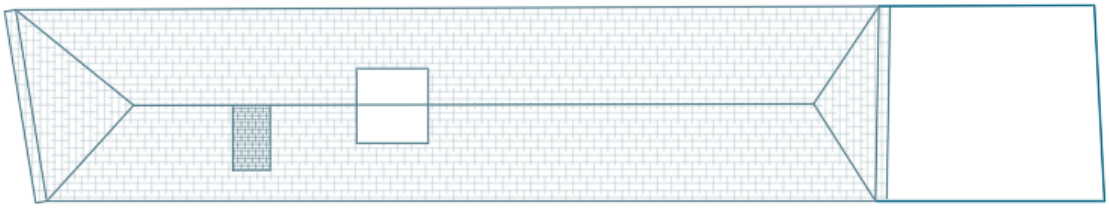
d)



e)



f)



g)

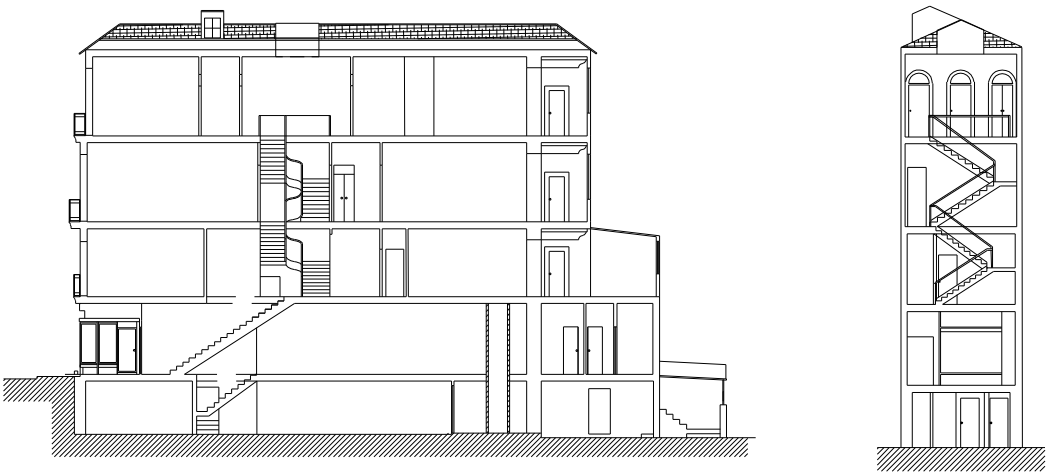
Figura 10 – Plantas do edifício: a) Planta do piso -1 (cave); b) Planta do piso 0 (rés-do-chão); c) Planta do piso 1; d) Planta do piso 2; e) Planta do piso 3; f) Planta do sótão; g) Planta da cobertura.

Na Figura 11 apresentam-se os alçados do edifício, e na Figura 12 os cortes do edifício.



a) b)

Figura 11 - Alçados: a) Principal; b) Posterior.



a) b)

Figura 12 – Cortes: a) Corte C-01; b) Corte C-02.

A inspeção detalhada visual do edifício foi feita pelo interior e exterior, tendo sido efetuadas algumas demolições e picagens localizadas, na tentativa de obter uma melhor perceção sobre a constituição e função de alguns elementos construtivos. A seguir é detalhada a constituição dos elementos estruturais.

- **Fundações:** não se conseguiram observar, mas admite-se serem contínuas e rígidas em alvenaria de granito.
- **Paredes de fachada e tardoz**: estão dotadas de várias aberturas, estas apresentam espessuras que variam entre 27 e 91 cm.
- **Empenas**: apresentam espessura entre 19 e 50 cm e numa das sondagens verificou-se um pequeno negativo na parede, junto da entrega de uma viga de madeira, com comunicação para o espaço vizinho, pelo que se pressupõe que estas paredes sejam comuns a ambos os edifícios.

Tanto as paredes de fachada e tardoz, como as de empena são, de um modo geral, rebocadas em ambas as faces. Na Figura 13 apresenta-se a fotografia de uma das paredes exteriores.



Figura 13 – Parede exterior em alvenaria de granito [25].

As paredes exteriores apresentam anomalias, nomeadamente: fissuras, zonas humidificadas, revestimentos degradados e pequenas aberturas com comunicação para o espaço vizinho (Figura 14).



Figura 14 – Pequena abertura para o vizinho numa parede de empena [25].

- **Paredes interiores**: existem paredes de tabique, com espessura de cerca de 10 cm, algumas das quais são estruturais, tais como as que dão apoio à caixa de escadas e ao vigamento de alguns pisos de madeira. Existem também, algumas paredes secundárias, divisórias, feitas em alvenaria de tijolo, cuja função principal é compartimentar o interior do edifício, estando essencialmente localizadas nas construções secundárias no tardoz do corpo principal.

Os danos observados nas paredes interiores são do tipo: deformações, fissuras, ataques e degradação por agentes xilófagos.

- **Escadas para a cave:** no interior e exterior do edifício são em betão armado.
- **Escadaria principal**: existente a partir do 1º piso são em estrutura de madeira, possuem degraus em soalho assentes em pernas e vigas de madeira e apoiam-se nas paredes mais próximas da caixa de escadas, Figura 15.



Figura 15 - Escadaria principal [25].

- **Pavimentos**: são em madeira, constituídas por vigas de secção transversal irregular com larguras variáveis entre 100 e 200 mm e altura de 100 a 250 mm (Figura 16). O soalho é em madeira maciça com, aproximadamente, 25 mm de espessura; o forro da generalidade dos tetos é em estuque. Sobre o soalho original do rés-do-chão existe um revestimento cerâmico assente em argamassa e os tetos falsos são em pladur nas áreas correspondentes ao estabelecimento comercial.

Nas construções posteriores existem algumas lajes aligeiradas com espessuras que variam entre 10 e 15 cm. Existe ainda outra laje aligeirada sob a caixa de escadas principal (no teto do rés-do-chão) com cerca de 15 cm de espessura.



Figura 16 - Pavimento de madeira [25].

Os pavimentos apresentam patologias (Figura 17) caracterizadas por: vestígios de humidade e podridão; presença e ataque de agentes xilófagos, revestimentos e estuques degradados e fissurados.



a) b)

Figura 17 - Soalho com vestígios de ataque por agentes xilófagos (a) e estrutura de estuques degradada (b) [25].

- **Vigas**: no teto da cave (espaço comercial) e no teto do rés-do-chão, existem algumas vigas metálicas, com perfis IPE 140 e IPE 200, que foram instaladas possivelmente para reforço dos pavimentos de madeira existentes. No teto do rés-do-chão, existem também vigas de apoio à laje aligeirada feitas em betão armado, de secção retangular 35x40 cm² que perfazem o vão entre as paredes de empena.

As vigas de madeira encontram-se debilitadas e envelhecidas (Figura 18), inadequadas face aos vãos e cargas atuais, apresentam ligações/apoios debilitados e em más condições. As vigas de betão armado apresentam falta de rigidez; armaduras expostas e betão com vazios (Figura 19) [25].



Figura 18 – Vigas de pavimento degradadas [25].



a) b)

Figura 19 - Viga de betão armado e vigas metálicas (a) e armaduras expostas (b) [25].

- **Cobertura:** a estrutura da cobertura é constituída por asnas de madeira (Figura 20), apoiadas nas empenas, que suportam a cobertura e o forro do último piso em estuque. O revestimento da cobertura é em telha cerâmica sobre ripado assente num forro de placas de madeira. Os revestimentos da cobertura (Figura 20) apoiam em varas e madres de madeira retangulares suportadas pelas asnas.

A cobertura apresenta vestígios de infiltrações, humidade e podridão; presença e ataque de agentes xilófagos; revestimentos e estuques degradados e fissurados; ligações e apoios debilitados.



a) b)

Figura 20 – Asnas de madeira (a) e revestimentos da cobertura (b) [25].

5
ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DO CASO DE ESTUDO

5.1. METODOLOGIA DE ANÁLISE

Após a abordagem dos diferentes métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica apresentada no Capítulo 3, no presente capítulo é feita a aplicação das três metodologias abordadas, nomeadamente: métodos expeditos (Método I e Método II) e o método de referência (Método III).

Estes métodos são apresentados por ordem crescente de complexidade, e a sua aplicação seguirá a mesma regra, nomeadamente em primeiro o Método I, a seguir o Método II e por último, o Método III.

5.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E MATERIAIS

As características geométricas e materiais específicas do caso de estudo, foram tidas em conta na análise e verificação dos métodos expeditos (Método I e Método II). Pelo facto do Método III recorrer a um modelo tridimensional, a abordagem da modelação do edifício e das características associadas a esta, será feita no respetivo subcapítulo.

Na Tabela 14 são apresentados os dados geométricos do edifício em estudo, nomeadamente: área, perímetro, cota dos pavimentos e pés-direitos.

Tabela 14 - Dados geométricos do edifício em estudo.

Pisos	Área [m²]	Perímetro [m]	Cota de Pav. [m]	Pé-Direito [m]
-1	129.07	65.43	173.76	2.30
0	129.07	65.43	171.11	3.13
1	104.63	68.15	167.68	3.00
2	100.92	64.60	164.38	3.50
3	100.92	64.60	160.58	3.50

Na Figura 21 é representado, a título de exemplo, a planta do rés-do-chão (piso 0), contento as paredes resistentes consideradas na avaliação e respetivo sistema de eixos.

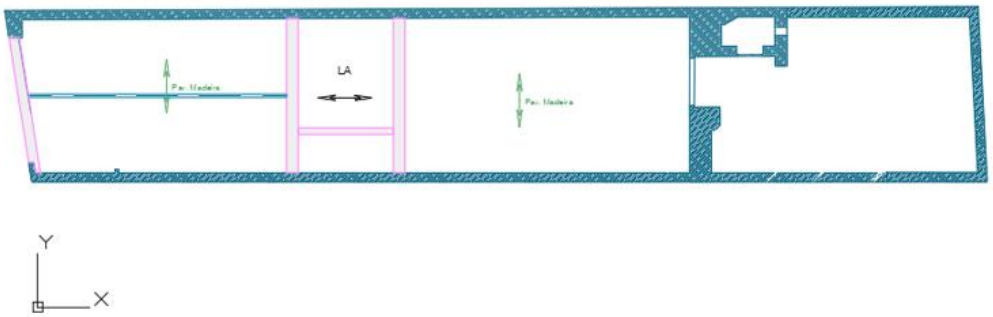


Figura 21 – Representação das paredes resistentes (Piso 0) e respetivo sistema de eixos.

Considera-se que se trata de uma alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência (Tabela 44) em correspondência com os dados apresentados na Tabela 45 (alvenaria parcialmente regular e argamassa de cal tradicional), tabelas indicadas no Anexo A2. Os coeficientes de segurança associados à alvenaria estão apresentados no Quadro NA-2.4.3 (1)P, 2015. Na Tabela 15 estão definidas as características mecânicas relativas ao tipo de alvenaria constituinte do edifício adotadas na análise.

Tabela 15 - Características mecânicas da alvenaria do edifício em estudo.

f_c [MPa]	f_t [MPa]	f_{v0} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [GPa]	G [GPa]	W [kN/m³]	μ [-]	α [-]	b [-]
3.2	0.095	0.03	0.45	1.7	0.6	21	0.4	0.5	1

em que:

f_c - resistência à compressão, média dos valores apresentados na coluna correspondente da Tabela 44;

f_t - resistência à tração, média dos valores apresentados na coluna correspondente da Tabela 44;

f_{v0} -resistência inicial ao corte para esforço axial nulo, valor de (τ_0) apresentando na linha correspondente da Tabela 45;

f_{tk} - resistência característica à tração diagonal da alvenaria (na ausência de valores considerar $f_{tk}=1.5f_{v0k}$);

E - módulo de elasticidade, apresentado na coluna correspondente da Tabela 44;

G - módulo de distorção, apresentado na coluna correspondente da Tabela 44;

W - peso volúmico, apresentado na coluna correspondente da Tabela 44;

μ – coeficiente de atrito da alvenaria (na ausência de informação considerar $\mu=0.4$);

α – condições de apoio nas extremidades da parede, para rotações impedidas nas duas extremidades da parede ($\alpha= 0.5$);

b – fator para ter em conta a distribuição das tensões na parede ($b=h/l$, $1.0 \leq b \leq 1.5$);

No Anexo A3 estão definidos os desenhos esquemáticos de cada piso, com indicação das paredes resistentes para cada uma das direções.

5.3. COMBINAÇÃO SÍSMICA DE AÇÕES

A verificação sísmica é feita para uma combinação de ações específica, designada por combinação sísmica. Nesta, é feita a combinação da ação sísmica com as demais ações de acordo com a NP EN 0- p.6.5.3 [23], equação (14):

$$\gamma_I . E + G_k + \sum_i \psi_{2i} \, . \, Q_{ki} \tag{14}$$

Os efeitos da ação sísmica são avaliados tendo em conta as massas associadas as seguintes cargas gravíticas, equação (15):

$$G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \psi_{Ei} \, . Q_{ki} \tag{15}$$

em que:
γ_I– factor de importância (NP EN 8- p.4.2.5) [11];
E – ação sísmica para o Estado limite a verificar (NP EN 1990:2002) [24];
G_K - valor característico das cargas permanentes;
Q_{Ki} – valor característico das ações variáveis Q_K;
Ψ_{2i} - coeficiente de combinação que fornece o valor quase- permanente da ação variável (NP EN 1990: 2002) [24];
Ψ_{Ei} – coeficiente de combinação da ação variável Q_{ki}, que têm em conta a probabilidade de que todas as cargas estejam presentes para toda a estrutura em caso de sismo, e é obtido multiplicando ψ_{2i} por φ;

Na Tabela 16 apresentam-se os dados do edifício relativos à localização, zonamento sísmico e o tipo de solo.

Tabela 16 - Localização, zonamento sísmico e tipo de solo de fundação [11].

Localização	Zona Sísmica Tipo 1	Zona Sísmica Tipo 2	Tipo de solo de Fundação
Portugal Continental	1.6	2.5	C

Na Tabela 17 encontra-se definida a ação sísmica a ter em conta nas análises e verificações.

Tabela 17 - Definição da ação sísmica, adaptado no Anexo Nacional [11].

Portugal Continental	Ação Sísmica			
	Tipo 1		Tipo 2	
	Zona sísmica	Aceleração - a_{gR} [m/s²]	Zona sísmica	Aceleração - a_{gR} [m/s²]
Porto	1.6	0.35	2.5	0.8

com:

a_{gR} – valor de referência da aceleração máxima em rocha.

5.4. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA PELO MÉTODO I

Este método procede à verificação da segurança através da determinação do quociente entre a área total das paredes resistentes à ação sísmica por corte A_{PC} e a área do piso A_{piso}, e pela comparação com as exigências regulamentares $(\eta.\frac{\alpha_E}{\beta})$ [9].

Na Tabela 18 apresenta-se a verificação à segurança do Método I, tendo em conta o número total de pisos do edifício e considerando a ação sísmica na direção X. São apresentados nesta tabela os parâmetros necessários para a avaliação, considerando as duas zonas sísmicas (tipo 1 e 2) e o tipo de solo de fundação (C), apresentados na Tabela 16. Considera-se satisfeita a verificação da segurança se, o valor correspondente a última coluna da Tabela 18 for superior a 100%, isto é, se $\left(\frac{A_{pc}}{A_{piso}}\right) / \left(\eta.\frac{\alpha_E}{\beta}\right) \geq 1$, em todos os pisos.

Tabela 18 - Verificação de segurança pelo Método I, ação sísmica na direção X.

				4 Pisos								
Piso	A_{piso} [m²]	A_{pc} [m²]	A_{pc}/A_{piso} [-]	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2	-	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2	Sismo tipo 1 e 2	Verificação
				α_E	α_E	$\eta*\alpha_E$	$\eta*\alpha_E$	β	$(\eta*\alpha_E)/\beta$	$(\eta*\alpha_E)/\beta$	Máx$((\eta*\alpha_E)/\beta)$	
0	129.07	17.69	0.137	0.04	0.09	0.04	0.09	0.22	0.180	0.405	0.405	33.84%
1	104.63	13.14	0.126	0.04	0.09	0.034	0.08	0.22	0.153	0.344	0.344	36.63%
2	100.92	9.26	0.092	0.04	0.09	0.028	0.06	0.22	0.126	0.284	0.284	32.39%
3	100.94	9.26	0.092	0.04	0.09	0.02	0.05	0.22	0.090	0.203	0.203	45.32%

(*) Estado Limite de Danos Severos (SD) de acordo com a NP EN 1998 – 3:2017 para edifícios correntes

De acordo com a Tabela 18, na verificação da segurança pelo Método I, faz-se o rácio entre a capacidade resistente por piso (rácio entre a área das paredes resistentes e a área do piso em análise) e o valor máximo da exigência para os sismos tipo 1 e 2, por piso. Na direção X (paralela às empenas) são consideradas as paredes de empena (maiores paredes do edifício) e outras paredes menores ao longo dos pisos, sendo que, a área das paredes representa entre 9.2 e 13.7 % da área do piso correspondente, conduzindo a rácios (A_{pc}/A_{piso}), consideráveis em termos de resistência. No entanto, na coluna correspondente à verificação, nota-se que, todos os pisos apresentam valor inferior a 100%. Conclui-se, assim, que o edifício em análise não verifica a segurança sísmica para esta direção de acordo com o Método I. Este resultado deve-se principalmente a alvenaria constituinte do edifício, apresentar resistência inicial ao corte para esforço axial nulo ou coesão do modelo Mohr-Coulomb muito reduzida, de acordo com o apresentado na Tabela 15.

Na Tabela 19 apresenta-se a verificação à segurança do Método I, tendo em conta o número total de pisos do edifício e considerando a ação sísmica na direção Y (paralela às fachadas). São apresentados nesta tabela os parâmetros necessários para a avaliação, considerando as duas zonas sísmicas (tipo 1 e 2) e o tipo de solo de fundação (C), apresentados na Tabela 16. Considera-se satisfeita a verificação à segurança se, o valor correspondente a última coluna da Tabela 19 superior a 100% em todos os pisos.

Tabela 19 - Verificação de segurança pelo Método I, ação sísmica na direção Y.

				4 Pisos								
Piso	A_{piso} [m²]	A_{pc} [m²]	A_{pc}/A_{piso} [-]	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2	-	Sismo tipo 1	Sismo tipo 2	Sismo tipo 1 e 2	Verificação
				α_E	α_E	$\Pi^*\alpha_E$	$\Pi^*\alpha_E$	β	$(\eta^*\alpha_E)/\beta$	$(\eta^*\alpha_E)/\beta$	$Máx((\eta^*\alpha_E)/\beta)$	
0	129.07	5.93	0.05	0.04	0.09	0.04	0.09	0.22	0.180	0.405	0.405	11.35%
1	104.63	2.67	0.03	0.04	0.09	0.034	0.08	0.22	0.153	0.344	0.344	8.72%
2	100.92	2.67	0.03	0.04	0.09	0.028	0.06	0.22	0.126	0.284	0.284	10.56%
3	100.94	2.86	0.03	0.04	0.09	0.02	0.05	0.22	0.090	0.203	0.203	14.78%

(*) Estado Limite de Danos Severos (SD) de acordo com a NP EN 1998 – 3:2017 para edifícios correntes

Tal como acontece na direção X e de acordo com a Tabela 19, na verificação da segurança pelo Método I para a direção Y, faz-se o rácio entre a capacidade resistente por piso e a exigência máxima para o sismo tipo 1 e 2, por piso. Nesta direção são consideradas as paredes de fachada e outras, ao longo dos pisos, sendo que, a área das paredes por pisos representa entre 3 e 5% da área do piso correspondente, conduzindo a rácios (A_{pc}/A_{piso}), pouco consideráveis em termos de resistência. Na coluna correspondente à verificação, nota-se que, todos os pisos apresentam valor muito inferior a 100%. Conclui-se assim que, o edifício em análise não verifica a segurança sísmica para esta direção de acordo com o Método I. Este resultado deve-se por um lado, ao facto de a alvenaria constituinte do edifício, apresentar resistência inicial ao corte para esforço axial nulo ou coesão do modelo Mohr-Coulomb, muito reduzida, de acordo com o apresentado na Tabela 15, e por outro lado, à existência de poucas paredes resistentes nesta direção, sendo que, estas paredes contém aberturas, influenciando de forma desfavorável à resistência das mesmas.

5.5. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA PELO MÉTODO II

No Método II a avaliação da segurança à ação sísmica consiste na comparação entre a exigência sísmica e a capacidade resistente da estrutura. A exigência sísmica é expressa em termos de coeficiente sísmico (CS_E), cujos valores estão indicados na Tabela 11, função das diferentes zonas sísmicas e das condições geotécnicas. A capacidade resistente é também expressa em termos do coeficiente sísmico resistente (CS_C), que tem em conta os diferentes tipos de mecanismos de rotura que podem ocorrer nas paredes, nomeadamente, de flexão (V_{flk}), corte diagonal (V_{cdk}) e deslizamento (V_{clk}) [10a].

O cálculo das cargas é feito com base nas tabelas apresentadas no Anexo A1. A massa do edifício foi calculada para a combinação sísmica, equações (15) de acordo com as cargas aplicadas e com os coeficientes estabelecidos para esta combinação. As características e propriedades mecânicas de cada parede estão apresentadas no Anexo A3. Na Tabela 20 encontra-se indicada a massa do edifício, incluindo todas as cargas que contribuem para esta.

Tabela 20 - Massa do edifício.

Piso	Carga Perm. [kN]	Carga Var 1 [kN]	Carga Var 2 [kN]	W/piso [kN]	W [kN]	Massa/piso [ton]	Massa total [ton]
-1	1552	391	3	1947		198	
0	1888	391	3	2282		233	
1	1195	154	4	1353	8108	138	826
2	1068	111	5	1183		121	
3	1264	72	7	1343		137	

Na Tabela 21 apresenta-se o coeficiente sísmico resistente por piso, CS_c, para a direção X. Este coeficiente é calculado com base na resistência das paredes nessa direção, para os vários mecanismos de rotura e tem em conta a massa do edifício, aplicando as expressões (6), (7), (8), (9) e (10).

Tabela 21 - Coeficiente Sísmico Resistente – Direção X- Método II.

Piso	Parede i	t [m]	L [m]	H [m]	σ_0 [MPa]	b -	ftk [MPa]	α -	f_{v0k} [MPa]	μ -	fk [MPa]	V_{flk} [kN]	V_{cdk} [kN]	V_{clk} [kN]	V_{min} [kN]	V_{rd} [kN]	CSc -
0	1	0.28	28.53	3.13	0.545	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	104274	1109	396	396	877	0.08
	2	0.3	29.03	3.13	0.503	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	102336	1164	395	395		
	3	0.25	2.81	3.13	0.123	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	292	51	65	51		
	4	0.29	0.32	3.13	0.462	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	12	12	187	12		
	5	0.34	0.57	3.13	0.448	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	36	25	183	25		
1	4	0.29	0.32	3.00	0.346	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	10	10	141	10	647	0.05
	5	0.34	0.57	3.00	0.335	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	30	21	138	21		
	6	0.27	24.33	3.00	0.408	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	64560	797	309	309		
	7	0.27	23.28	3.00	0.418	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	60190	771	307	307		
2	4	0.29	0.32	3.50	0.127	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	6	9	100	6	602	0.05
	5	0.34	0.57	3.50	0.120	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	19	18	98	18		
	8	0.19	22.14	3.50	0.241	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	46598	515	260	260		
	9	0.2	20.85	3.50	0.245	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	41368	511	260	260		
	10	0.27	2.2	3.50	0.126	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	298	57	111	57		
3	4	0.29	0.32	3.50	0.12	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	3	7	53	3	438	0.034
	5	0.34	0.57	3.50	0.120	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	11	14	52	11		
	8	0.19	22.14	3.50	0.241	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	29794	402	190	190		
	9	0.2	20.85	3.50	0.245	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	26842	402	191	191		
	10	0.27	2.2	3.50	0.126	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	164	43	64	43		

A Tabela 22 contém a verificação a segurança sísmica para a direção X, considerando os sismos tipo 1 e 2, e o tipo de solo de fundação (C) apresentados na Tabela 16, nomeadamente os valores do coeficiente sísmico por piso, C_{SE}, e respetivo fator de correção, em função do número total de pisos do edifício.

Tabela 22 - Avaliação sísmica na direção X- Sismo tipo 1 e 2 – Solo tipo C.

		Sismo tipo 1			Sismo tipo 2		
Piso	η	CSE, piso Exigência	CSc,piso Capacidade	Rácio (CS_c/CS_E)	CSE, piso Exigência	CSc,piso Capacidade	Rácio (CS_c/CS_E)
0	1.0	0.06	0.08	128%	0.13	0.08	59%
1	0.9	0.05	0.05	104%	0.11	0.05	48%
2	0.7	0.04	0.05	114%	0.09	0.05	53%
3	0.5	0.03	0.033	109%	0.07	0.033	50%

(*) Estado Limite de Danos Severos de acordo com a NP EN 1998 – 3:2017 para edifícios correntes

Apesar da capacidade, CSc, ser igual para as duas ações sísmicas, o Método II conduz a resultados satisfatórios no que concerne ao sismo tipo 1, uma vez que, o rácio (CSc/CS_E) para esta ação, apresenta valores superiores a 100% em todos os pisos. No entanto, para a mesma direção, a ação tipo 2, os valores são inferiores a 100% em todos os pisos, conduzindo à não satisfação do edifício face à segurança a esta ação sísmica. Efetivamente, o sismo tipo 2 é 2.68 vezes mais severo do que o sismo tipo 1.

Na Tabela 23 indica-se o coeficiente sísmico resistente por piso, CS_c, para a direção Y. Este coeficiente é calculado com base na resistência das paredes desta direção, para os vários mecanismos de rotura e tem em conta a massa do edifício.

Tabela 23 - Coeficiente Sísmico Resistente – Direção Y- Método II.

Piso	Parede i	t [m]	L [m]	H [m]	σ_0 [MPa]	b -	ftk [MPa]	α -	f_{v0k} [MPa]	μ -	fk [MPa]	V_{flk} [kN]	V_{cdk} [kN]	V_{clk} [kN]	V_{min} [kN]	V_{rd} [kN]	CSc -
0	1	0.3	4.55	3.13	0.314	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	1762	147	156	147	499	0.04
	2	0.91	3.19	3.13	0.256	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	728	285	167	167		
	3	0.35	1.19	3.13	0.592	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	191	60	246	60		
	4	0.27	4.62	3.13	0.119	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	766	89	75	75		
1	5	0.3	1.78	3.00	0.476	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	387	70	202	70	298	0.02
	6	0.65	2.32	3.00	0.317	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	481	163	160	160		
	7	0.6	1.04	3.00	0.320	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	97	68	142	68		
2	5	0.3	1.78	3.50	0.366	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	272	62	158	62	242	0.02
	6	0.65	2.32	3.50	0.223	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	306	139	123	123		
	7	0.6	1.04	3.50	0.225	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	62	58	104	58		
3	6	0.65	2.32	3.50	0.116	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	168	106	80	80	175	0.012
	7	0.6	1.04	3.50	0.117	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	34	44	61	34		
	8	0.29	2.52	3.50	0.176	1.0	0.033	0.5	0.022	0.4	2.370	292	61	87	61		

Na Tabela 24 apresenta-se a verificação da segurança sísmica para a direção Y, considerando os sismos tipo 1 e 2, e o tipo de solo de fundação (C) apresentados na Tabela 16, nomeadamente os valores do coeficiente sísmico por piso, C_{SE}, e respetivo fator de correção, em função do número total de pisos do edifício.

Tabela 24 - Avaliação sísmica na direção Y- Sismo tipo 1 e 2 – Solo tipo C.

		Sismo tipo 1			Sismo tipo 2		
Piso	η	CSE, piso Exigência	CSc,piso Capacidade	Rácio (CS_c/CS_E)	CSE, piso Exigência	CSc,piso Capacidade	Rácio (CS_c/CS_E)
0	1.0	0.06	0.04	60%	0.13	0.04	28%
1	0.9	0.05	0.02	43%	0.11	0.05	20%
2	0.7	0.04	0.02	42%	0.09	0.04	19%
3	0.5	0.03	0.012	41%	0.07	0.012	19%

(*) Estado Limite de Danos Severos (SD) de acordo com a NP EN 1998 – 3:2017 para edifícios correntes

Na direção Y o edifício não verifica a segurança para as duas ações sísmicas, apresentando valores inferiores a 100% para os rácios (CS_c/CS_E). Este resultado deve-se principalmente ao facto das paredes da direção Y serem menores em número e dimensão, em comparação com as da direção X, e por também

apresentarem aberturas, o que conduz a resistências menores face aos diferentes mecanismos de colapso da alvenaria.

Conclui-se, deste modo, que o edifício não satisfaz a segurança a ação sísmica para a direção X e Y, pela aplicação do Método II.

5.6. ANÁLISE DE SEGURANÇA PELO MÉTODO III

O caso de estudo é um edifício inserido em banda, sendo assim, é necessário ter em consideração os edifícios adjacentes, com vista a avaliar os efeitos em conjunto, que tem influência na resposta e comportamento sísmico do edifício em análise.

Neste contexto a avaliação de segurança pelo método de referência (Método III), que é o mais adequado, foi realizada com recurso a dois modelos numéricos tridimensionais por macro elementos (isolado e em banda), construídos através das ferramentas disponíveis no software TreMuri /3Muri (versão comercial 13.2.0.14).

Tendo em conta as limitações encontradas na inspeção e no diagnóstico do edifício, e com o intuito de escolher o tipo de análise admissível e os valores apropriados para os coeficientes de confiança, foi admitido, em ambos os modelos, o nível de conhecimento: KL1- conhecimento limitado.

5.6.1. MODELAÇÃO NUMÉRICA NO TREMURI (3MURI)

Na modelação do edifício em análise foram aplicados os procedimentos gerais apresentados no capítulo 3. A modelação é feita através da inserção de paredes constituídas por macro elementos discretos. O conceito matemático por detrás da utilização deste tipo de elementos permite encontrar o mecanismo dos danos. Trata-se de danos por corte na parte central, ou por compressão nas extremidades dos elementos. Desta forma, a dinâmica do dano pode ser compreendida de modo mais concordante com o que é expectável acontecer na realidade.

A geometria do modelo foi definida com base nas plantas estruturais dos pisos no formato DWG/DXF, permitindo a sua importação para o TreMuri (3Muri). As plantas dos pisos serviram de base à definição dos alinhamentos verticais representativos dos elementos estruturais.

Os alinhamentos das paredes foram representados através do seu eixo médio, independentemente da sua continuidade em altura (ao longo dos pisos). Nesses alinhamentos encontra-se incluída a posição das aberturas, que correspondem às portas e janelas do edifício.

Na Tabela 25 encontra-se indicada a correspondência entre os pisos do edifício real e os níveis (pisos) definidos no TreMuri (3Muri). As cotas e/ou pés direitos foram definidos entre os pisos (níveis) correspondentes.

Tabela 25 - Correspondência entre os pisos do edifício real e os níveis do TreMuri (3Muri).

Número do piso	Nível do 3Muri	Designação do piso no edifício real
-1	1	Cave
0	2	Rés-do-chão
1	3	Piso 1
2	4	Piso 2
3	5	Piso 3

De salientar que, o piso mais elevado (número 3), correspondente ao nível 5 no TreMuri (3Muri), inclui a cobertura do edifício e do modelo, respetivamente.

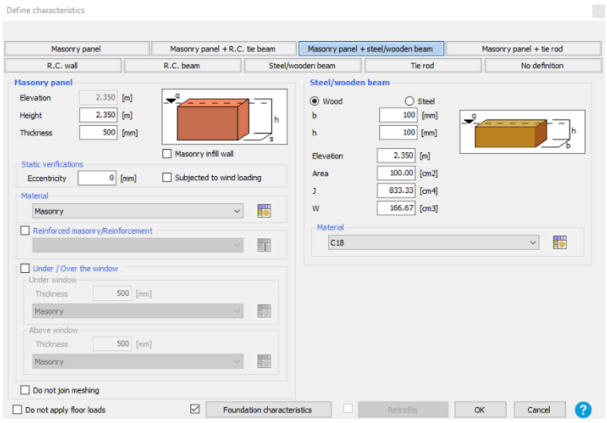
5.6.1.1. PAREDES

As paredes estruturais são de alvenaria de pedra (granito). Após a introdução dos alinhamentos verticais, são atribuídas as características geométricas e materiais às paredes, correspondentes às espessuras.

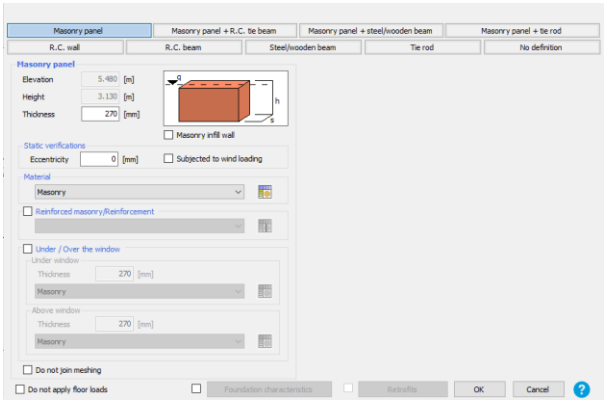
Nas paredes da cave (piso -1) foram definidas as respetivas fundações, modeladas como encastramentos. De forma a não ocorrer incompatibilidade no software, foi necessário fazer um pequeno recuo, em uma parede existente nos pisos elevados (piso 1 a 3) de forma que não lhe faltasse ligação à estrutura.

As paredes interiores não foram modeladas no TreMuri (3Muri), por serem paredes constituídas por materiais não estruturais, como por exemplo, de tabique.

No apoio dos pavimentos nas paredes foi necessário modelar vigas de madeira no topo das mesmas, de modo a garantir ligação entre os pavimentos e as paredes e evitar erros. Na Figura 22 estão apresentadas as características gerais das paredes, sendo que, a espessura e a elevação podem variar entre paredes. Como referido, algumas foram modeladas com vigas de apoio (Masonry panel +steel/wooden beam) e outras sem vigas (Masonry panel).



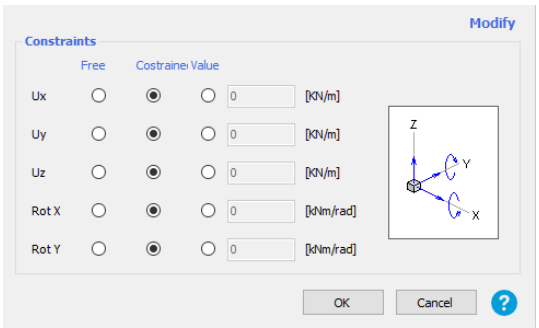
a)



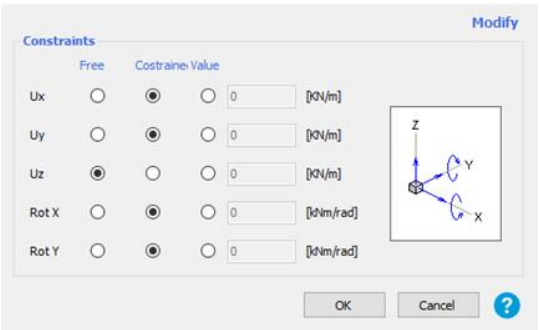
b)

Figura 22 - Características das paredes: a) Parede com vigas de madeira; b) Parede sem vigas.

Uma vez que, o edifício em estudo apresenta cave (piso -1 e correspondente nível 1 no 3Muri), houve a necessidade de a reproduzir no TreMuri (3Muri) de modo a obter resultados mais realistas. Essa simulação consistiu em bloquear em todas as paredes (nos nós respetivos), todas as translações horizontais e todas as rotações no teto da cave, deixando assim, apenas um grau de liberdade livre, que corresponde a uma translação vertical. Foi necessário certificar que, a base da cave estava devidamente encastrada, bastando para isso, bloquear em todas as paredes, todas as translações e rotações dos nós respetivos. Na Figura 23 está apresentado o esquema de bloqueio de graus de liberdade, aplicado para a simulação da cave.



a)

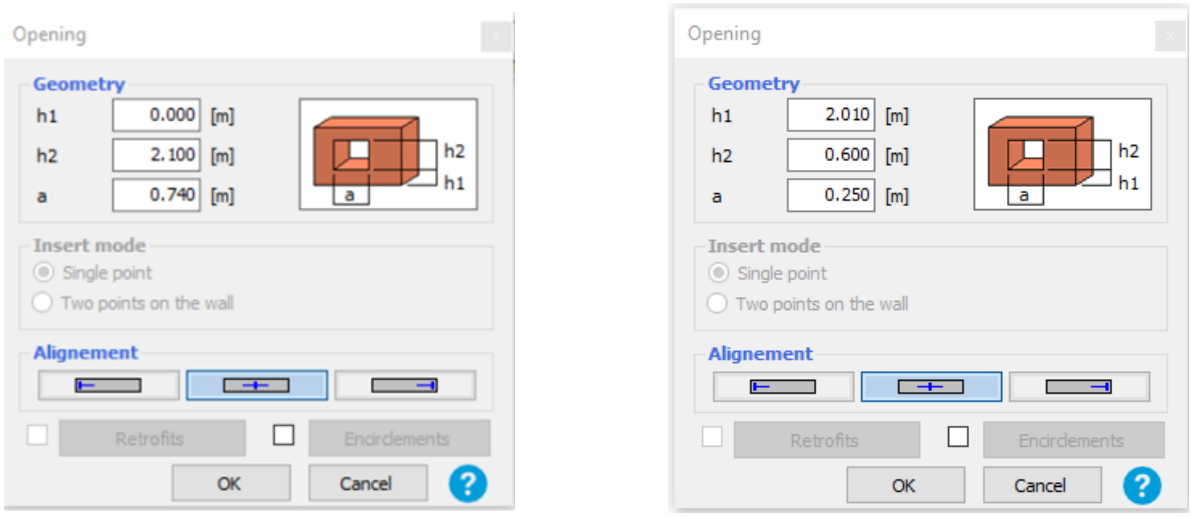


b)

Figura 23 - Bloqueio de graus de liberdade nos nós da cave: a) Nó da base; b) Nó do teto.

As aberturas foram definidas nos alinhamentos das respetivas paredes, através das diferentes alternativas que o programa oferece para a definição das mesmas. A dimensão das aberturas foi definida de acordo com plantas estruturais e os alçados de arquitetura, compatíveis com a dimensão da parede em que estão inseridas.

As paredes de empena não possuem aberturas em toda a sua altura. As restantes paredes possuem aberturas, estando estas representadas nas plantas dos respetivos pisos. Na Figura 24 encontra-se representada a definição das aberturas de acordo com as suas características.



a) b)

Figura 24 - Definição das aberturas – a) Porta; b) Janela.

5.6.1.2. VIGAS

Foram modelados 3 tipos de vigas: *i)* vigas de madeira; *ii)* vigas metálicas e *iii)* vigas de betão armado.

i) **Vigas de madeira** - modeladas em algumas paredes, de forma a dar apoio aos pavimentos e também na cobertura, com o intuito de proporcionar apoio. Na Figura 25 apresentam-se as características das vigas de madeira. De salientar que, estas vigas são fictícias, isto é, não existem no edifício real. Foram introduzidas no modelo de forma a corrigir as incompatibilidades que surgiram, razão pela qual, a suas características (secção transversal, especificamente) são relativamente baixas, de forma a não terem influência relevante na resposta da estrutura.

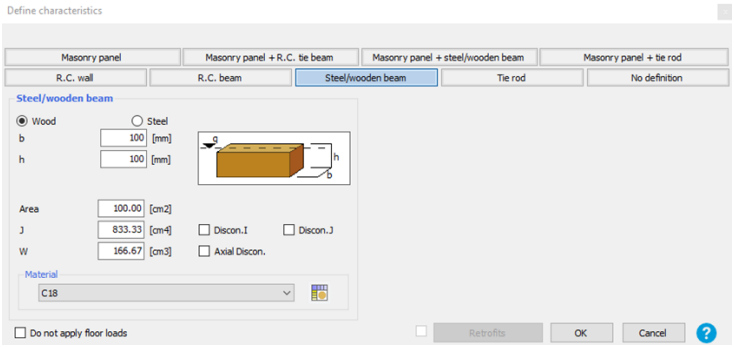
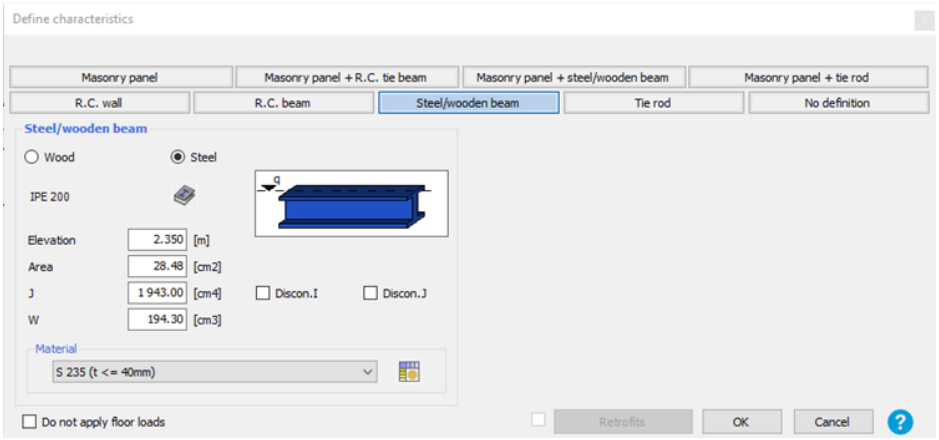


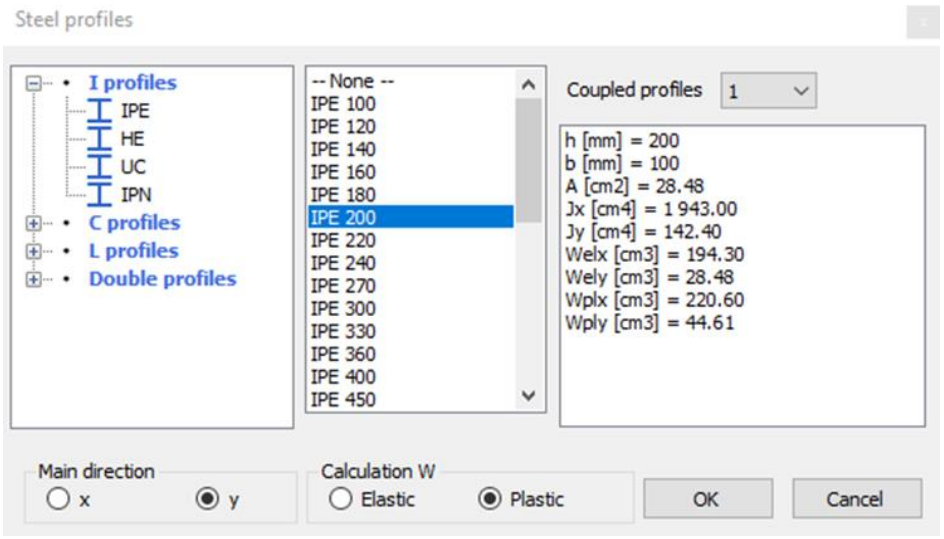
Figura 25 – Características geométrica e material das vigas de madeira.

ii) **Vigas metálicas** - vigas metálicas (IPE 140 e IPE 200) no teto da cave (piso -1) e do rés-do-chão, ambos de utilização comercial, que possivelmente foram colocadas para reforço dos pavimentos de madeira existentes, tal como referido no capítulo 4.

A modelação destas vigas foi simples, pois o programa possui tabelas com os diferentes perfis metálicos e suas respetivas características e propriedades. Na Figura 26 são apresentadas as tabelas de perfis metálicos e suas características adotadas para as vigas.



a)



b)

Figura 26 - Vigas metálicas: a) Características geométricas; b) Tabelas de perfis metálicos.

iii) **Vigas de betão armado** - tal como as vigas metálicas, estas possivelmente foram inseridas com o intuito de proporcionar reforço aos pavimentos de madeira existentes. As vigas de betão armado, existem no teto do rés-do-chão e tem secção retangular 35x40 cm². A quantidade de armadura transversal e longitudinal está definida no projeto, e foi introduzida no TreMuri (3Muri) em termos de área e número de varões, de acordo com as designações do software. A Figura 27 apresenta a caracterização geométrica e material das vigas.

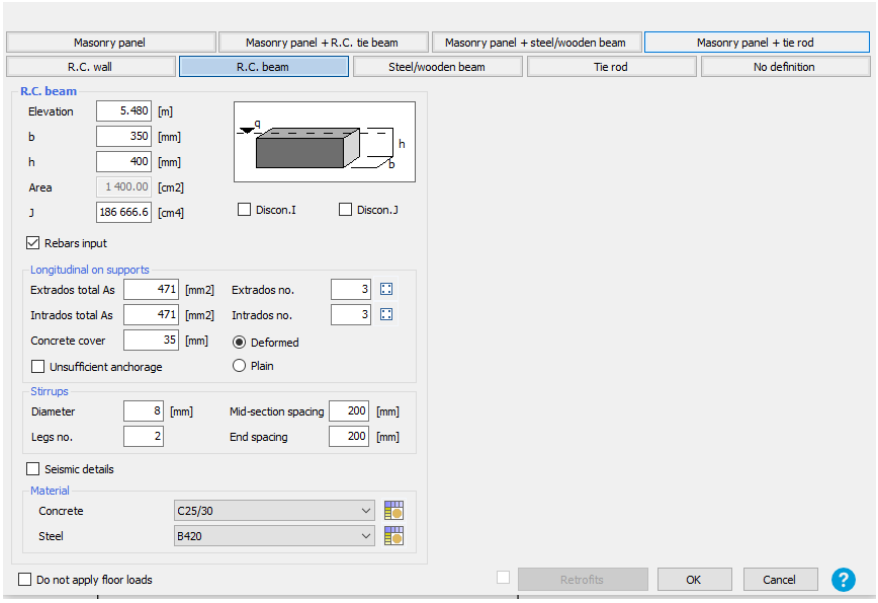


Figura 27 – Caracterização geométrica e material das vigas de betão armado.

5.6.1.3. PAVIMENTOS E ESCADAS

O edifício em análise é composto maioritariamente por pavimentos de madeira (flexíveis). No entanto, em zonas pontuais existem lajes aligeiradas (pavimentos rígidos).

Os pavimentos de madeira encontram-se desde a cave (piso -1) até ao último piso (piso 3), perfazendo a maior parte da área interna do edifício. A cave (piso -1) e o último piso (piso 3) são compostos exclusivamente por este tipo de pavimento.

O pavimento de madeira é em geral constituído por vigas de madeira, por um sistema de travamento das mesmas designados por tarugos e por tábuas de soalho [18]. O TreMuri (3Muri) apresenta diferentes opções para a modelação dos pavimentos. A opção escolhida foi a mais próxima da realidade do edifício em estudo, vigas de madeira espaçadas de 70 cm e soalho de madeira sobre estas. As características atribuídas, foram a classe e o tipo de material.

De acordo com esta informação, a rigidez do pavimento é calculada de forma automática pelo software. A geometria dos pavimentos é definida através dos seus limites, porém, devido a algumas incompatibilidades do TreMuri (3Muri), optou-se por definir limites ligeiramente extrapolados, isto é, não foram descontadas as áreas referentes às escadas.

Na Figura 28 são representadas as características do pavimento de madeira (flexível).

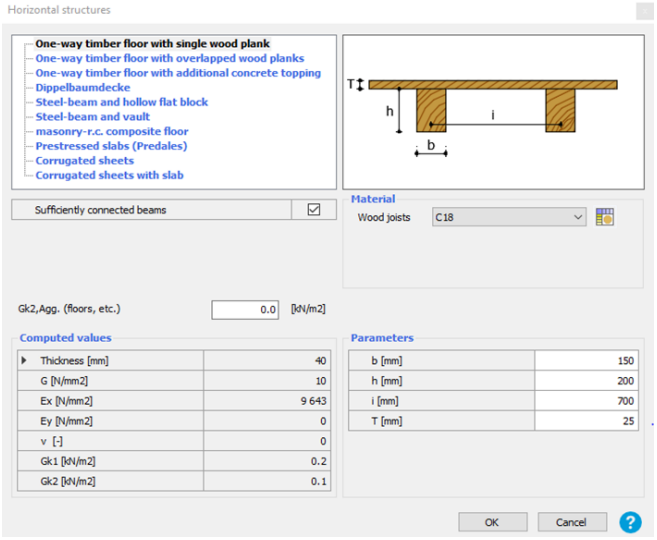


Figura 28 - Características do pavimento de madeira (Pavimento flexível).

Lajes aligeiradas do tipo vigotas encontram- se entre o rés-do-chão (piso 0) e o penúltimo piso (piso 2). Estas lajes foram modeladas com recurso a opção ``definições do utilizador``, permitindo a introdução das características dos pavimentos, nomeadamente: módulo de elasticidade nas duas direções (E_x e E_y), módulo de distorção (G) e coeficiente de Poisson (υ).

Na Figura 29 são apresentadas as características das lajes aligeiradas, sendo que, a espessura varia entre 10 e 15 cm, e os restantes parâmetros não variam.

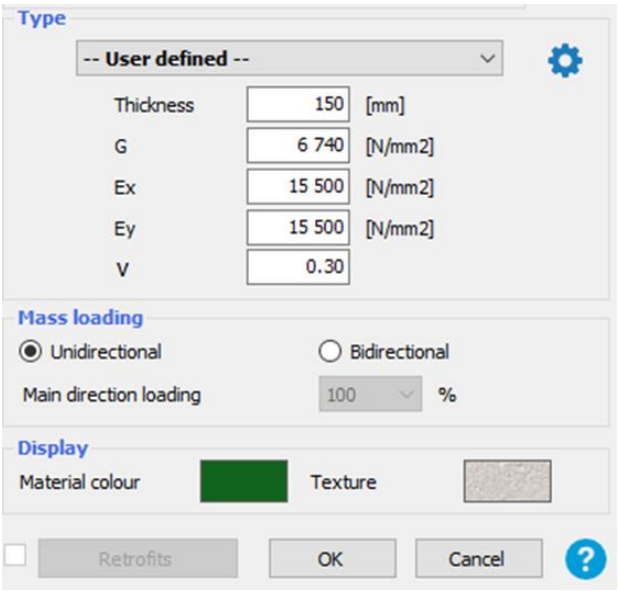


Figura 29 - Características da laje aligeirada - Pavimento rígido.

As varandas do edifício, não estão diretamente representadas no modelo, por motivos de incompatibilidade com o software. No entanto, foram tidas em consideração, através da quantificação da sua massa no modelo, mediante cargas lineares aplicadas nas correspondentes paredes de apoio. As cargas foram calculadas de acordo com as dimensões das varandas e com as suas características estruturais (laje maciça com 15 cm de espessura).

Devido à sua pouca relevância estrutural, as escadas não foram consideras no modelo.

5.6.1.4. COBERTURA

Relativamente à cobertura, as asnas de madeira foram simuladas através de vigas de madeira apoiadas nas empenas. Os revestimentos foram tidos em consideração nas cargas aplicadas na cobertura. As opções de cobertura que o TreMuri (3Muri) apresenta são iguais às dos pavimentos. A opção mais próxima da realidade, é a mesma que foi escolhida para os pavimentos flexíveis, variando apenas o valor dos parâmetros e consequentemente os valores de rigidez.

Na Figura 30 são apresentadas as características da cobertura.

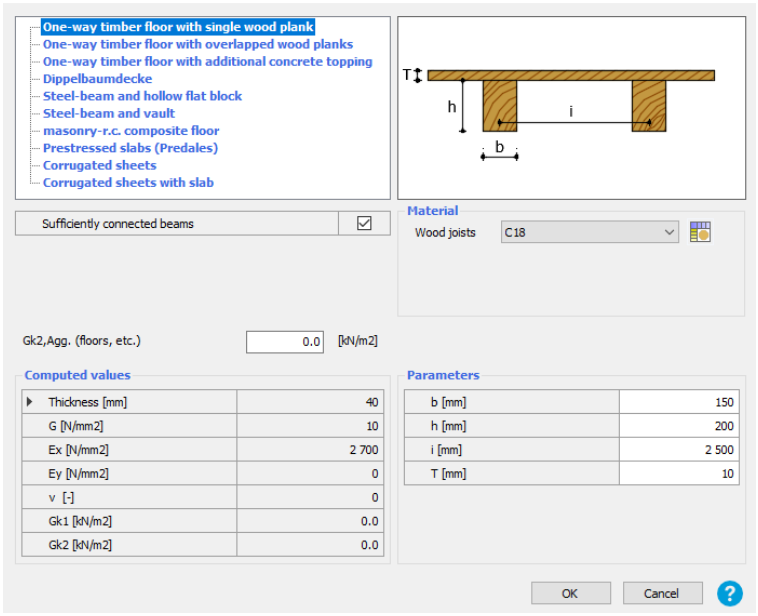


Figura 30 – Caracterização geométrica e material da cobertura.

5.6.2. CARACTERIZAÇÃO MATERIAL

De acordo com o relatório de diagnóstico [25], consideraram-se as seguintes características materiais: betão C25/30, armaduras em aço A400, estrutura metálica em aço S235 e elementos de madeira de Pinho Bravo, classe C18 (E).

Na modelação introduziu-se uma pequena alteração aos materiais, uma vez que, foi usado um aço B420 ao invés do A400, porque por defeito o TreMuri (3Muri) apresenta na sua biblioteca, as características do aço da classe B. Considera-se se aceitável essa alteração, uma vez que, o aço é só das armaduras das vigas de betão armado (rés-do-chão, correspondente ao nível 2 do 3Muri) e não terá muita influência no comportamento estrutural do edifício. Na Tabela 26 encontra-se indicada a designação, o tipo, a correspondente cor e a descrição dos materiais utilizados.

Tabela 26 - Designação, tipo, cor e descrição dos materiais.

Designação	Tipo	Cor	Descrição
Alvenaria	Alvenaria		
C25/30	Betão		EN 1992-1-1:2005
B420	Varões de aço		EN 1992-1-1:2005
C18	Madeira		EN 338:2002
S235 (t≤ 40mm)	Aço estrutural		EN 1993-1-1:2005 (Aço estrutural laminado a quente)

As propriedades da alvenaria foram estimadas de acordo com as informações apresentadas na Tabela 44 e Tabela 45 do Anexo A2, os coeficientes de segurança associados a alvenaria estão apresentados no Quadro NA-2.4.3 (1)P, 2015, foi tida em conta a rigidez fendilhada dos materiais de acordo com a C.3.1 da NP EN 1998-3:2017 [6]. A Tabela 27 apresenta as características e propriedades da alvenaria de acordo com a notação do TreMuri (3Muri).

Tabela 27 – Valores característicos e propriedades da alvenaria.

Nome	E [GPa]	G [GPa]	γ [kN/m³]	f_{ma} [MPa]	τ [MPa]
Alvenaria	0.85	0.3	21	3.81	0.03

As propriedades da alvenaria, consideradas na aplicação dos métodos expeditos (Tabela 15) e na aplicação do método de referência (Tabela 27), apresentam diferenças, especificamente, nas colunas correspondentes aos valores de rigidez (E e G), porque nos métodos expeditos foram considerados valores de rigidez não fendilhada e no método de referência foram considerados os valores de rigidez fendilhada, isto é, com redução de 50% dos correspondentes valores sem fendilhação. Salienta-se que, na aplicação dos métodos expeditos não é considerada a rigidez dos materiais.

As propriedades do betão estão apresentadas na NP EN 1992-1-1:2005[19]**,** sendo que foi necessária a consideração da rigidez fendilhada de acordo com C.3.1 da NP EN 1998-3:2017 [6].

Na Tabela 28 são apresentados os valores característicos e propriedades do betão de acordo com a notação do TreMuri (3Muri).

Tabela 28 – Valores característicos e propriedades do betão (C25/30)

Nome	**E [GPa]**	**G [GPa]**	**γ [kN/m³]**	**f_{cm} [MPa]**	**f_{ck} [MPa]**	**γ_c**	**α_{cc}**
C25/30	15.50	6.74	25	33	25	1.5	0.01

Na Tabela 29 estão apresentadas as propriedades do aço das armaduras das vigas de betão armado de acordo com a notação do TreMuri (3Muri), que estão definidas de acordo com o descrito na NP EN 1992-1-1:2005 [19], sendo que para o aço, estão considerados os valores de rigidez não fendilhada.

Tabela 29 – Valores característicos e propriedades do aço (armaduras).

Nome	**E [GPa]**	**G [GPa]**	**γ [kN/m³]**	**f_{ym} [MPa]**	**f_{yk} [MPa]**	**γ_s**
B420	200	79.923	79	452	420	1.15

Na Tabela 30 são apresentados os valores característicos e propriedades do aço referente aos perfis metálicos de acordo com a notação do TreMuri (3Muri), as propriedades estão definidas de acordo com o descrito na NP EN 1993-1-1:2005 [24], tal como acontece no aço das armaduras, estão considerados os valores de rigidez não fendilhada.

Tabela 30 – Valores característicos e propriedades do aço (perfis metálicos).

Nome	**E [GPa]**	**G [GPa]**	**γ [kN/m³]**	**f_{ym} [MPa]**	**f_{yk} [MPa]**	**γ_s**
S235 (t≤ 40 mm)	210	80.769	79	360	235	1.10

Na Tabela 31 são apresentados os valores característicos e propriedades da madeira de acordo com a notação do TreMuri (3Muri), estas estão definidas de acordo com o descrito na NP EN 338:2002 [21], estão considerados os valores de rigidez não fendilhada.

Tabela 31 - Valores característicos e propriedades da madeira de Pinho Bravo C18 (E).

Nome	**E [GPa]**	**G [GPa]**	**γ [kN/m³]**	**f_{wm} [MPa]**	**f_{wk} [MPa]**	**γ_w**
C18	9.0	0.56	4	24.7	18	1.30

em que:

E – módulo de Young ou elasticidade;

G – módulo de distorção;

γ – peso volúmico;

f_{ma} – resistência à compressão da alvenaria;

τ – resistência ao corte;

f_{cm} – resistência media à compressão do betão;

f_{ck} – resistência característica à compressão do betão;

γ_c – coeficiente parcial de segurança do betão;

α_{cc} – coeficiente que tem em conta a redução da resistência ao longo do prazo;

f_{ym} – valor médio da tensão de cedência do aço;

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência do aço;

γ_s – coeficiente parcial de segurança do aço;

f_{wm} – resistência média da madeira;

f_{wk} – resistência característica da madeira;

γ_w – coeficiente parcial de segurança da madeira.

5.6.3. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

De acordo com o elemento estrutural, foram aplicadas diferentes cargas, que contemplam a componente permanente e a componente variável.

No TreMuri (3Muri) a contabilização da massa do edifício é feita através do peso próprio dos elementos e da componente quase permanente da sobrecarga, definidos durante a modelação. No entanto, em alguns elementos a massa não é contabilizada através do peso próprio; é o caso das escadas, dos pavimentos e da cobertura. Nestes casos, o peso próprio é calculado a posterior a partir das cargas aplicadas.

Os valores das cargas aplicadas foram extraídos do relatório de diagnóstico do projeto [25] e encontram-se apresentados no Anexo A1. Os valores dos coeficientes necessários para as combinações e das cargas não explícitas nesse relatório de diagnóstico, estão também apresentados no referido anexo, de acordo com o estabelecido na norma.
Na Tabela 32 são apresentados os valores referentes as cargas lineares aplicadas, e os respetivos coeficientes de combinação.

Tabela 32 - Cargas lineares e respetivos coeficientes.

Nº da carga	Nível	Tipo de carga	Gk_1 [kN/m]	Gk_2 [kN/m]	Qk [kN/m]	φ	ψ_0	ψ_2
1	5	Linear [kN/m]	4.0	0.0	1.0	1.0	0.7	0.3
2	4	Linear [kN/m]	10.1	0.0	11.1	1.0	0.7	0.3
3	3	Linear [kN/m]	10.1	0.0	11.1	1.0	0.7	0.3

De salientar que, estas cargas lineares foram aplicadas, com o objetivo de contabilizar a massa dos elementos existentes no edifício real que, tiveram de ser eliminados e recuados no modelo, varandas e cobertura, respetivamente.

Na Tabela 33 indicam-se os valores das cargas aplicadas nos pavimentos e os respetivos coeficientes, sendo que para os pavimentos flexíveis tem-se: G_{k1}= 1.9 kN/m² e G_{k2}= 0 kN/m² e para os pavimentos rígidos tem-se: G_{k1}= 3 kN/m² e G_{k2}= 1kN/m²; o valor de Q_k varia de acordo com o tipo de utilização do piso, sendo Q_k= 4.0 kN/m² para os pisos de utilização comercial (restauração), cave e rés-do-chão (níveis 1 e 2, respetivamente) e Q_k= 2.0 kN/m² nos pisos de utilização habitacional, pisos 1 a 3 (níveis 3 a 5, respetivamente). Os valores estão de acordo com o descrito no relatório de diagnóstico e encontram-se no Anexo A1.

Tabela 33 - Cargas aplicadas nos pavimentos e respetivos coeficientes.

Nº do pavimento/nível	Gk1 [kN/m²]	Gk2 [kN/m²]	Qk [kN/m²]	φ	ψ_0	ψ_2
1/1	1.9	0.0	4.0	1.0	1.0	0.3
2/2	3.0	1.0	4.0	1.0	1.0	0.3
3/2	1.9	0.0	4.0	1.0	1.0	0.3
4/2	1.9	0.0	4.0	1.0	1.0	0.3
5/2	3.0	1.0	4.0	1.0	1.0	0.3
6/3	1.9	0.0	2.0	1.0	1.0	0.3
12/3	3	1.0	2.0	1.0	1.0	0.3
9/4	1.9	0.0	2.0	1.0	1.0	0.3
13/4	3.0	1.0	2.0	1.0	1.0	0.3
11/5	1.9	0.0	2.0	1.0	1.0	0.3
14/5	1.9	0.0	2.0	1.0	1.0	0.3

Na Tabela 34 estão apresentados os valores das cargas aplicadas na cobertura e os respetivos coeficientes de combinação.

Tabela 34 - Cargas aplicadas na cobertura e respetivos coeficientes.

Nº da água	G_{k1} [kN/m²]	G_{k2} [kN/m²]	Q_k [kN/m²]	φ	ψ_0	ψ_2
3/5/6/7	1.8	0.0	0.4	1.0	1.0	0.0

O valor total do peso do edifício e da respetiva massa, foi calculado de forma automática pelo TreMuri (3Muri). Na Tabela 35 encontram-se apresentados os valores do peso total e da massa total do edifício, e os respetivos valores calculados manualmente pela aplicação do Método II.

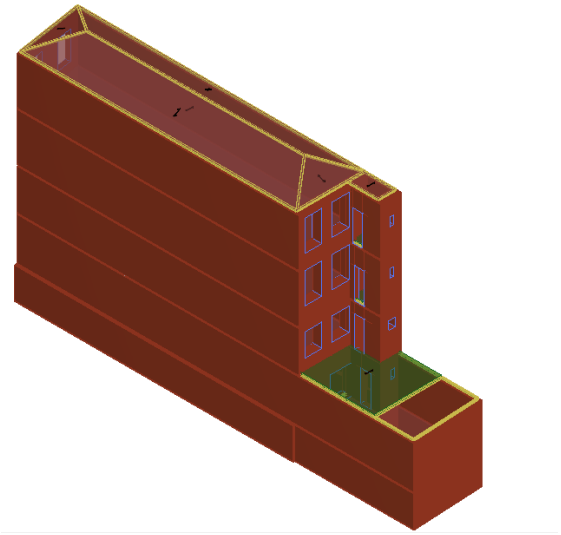
Tabela 35 - Comparação entre o cálculo manual da massa do edifício e o cálculo automático.

	Cálculo manual Método II	**Cálculo automático TreMuri/3Muri**	**Erro**
Peso total W [kN]	8108	8324	2.6%
Massa total M [ton]	826	848	2.6%

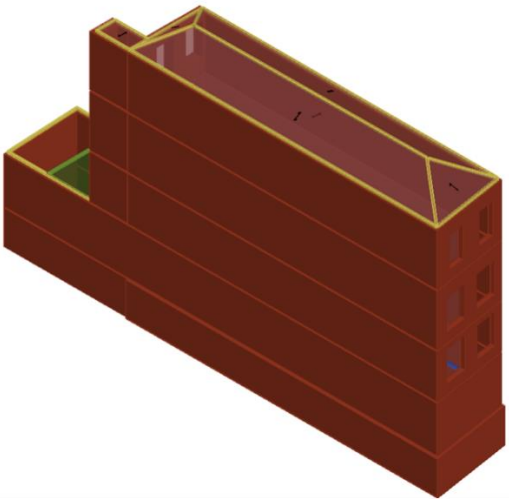
O cálculo manual da massa do edifício (Método II) e o cálculo automático da massa do modelo do edifício através do TreMuri (3Muri) conduziu a um erro de 2.60%, que se considerou aceitável. Este erro pode dever-se, por um lado, as simplificações feitas aquando da modelação e, por outro, aos erros de medição associados ao cálculo manual.

5.6.4. VISUALIZAÇÃO DO MODELO ISOLADO

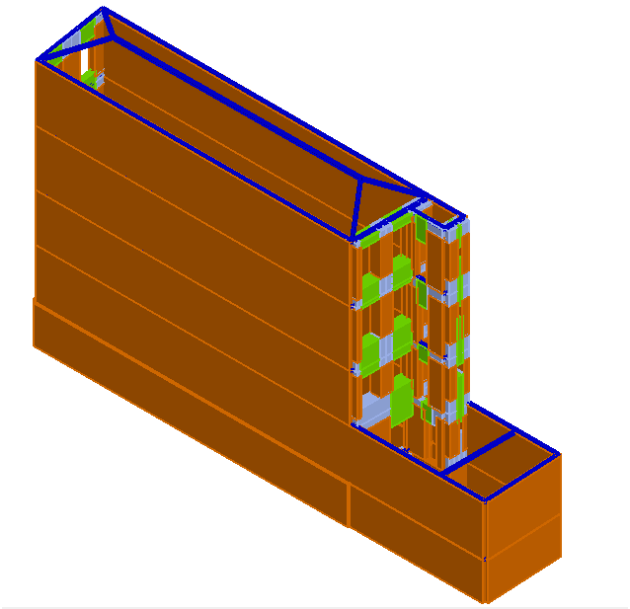
Na Figura 31 apresenta-se a vista 3D do modelo numérico do edifício em analise, a) e a b) referentes à etapa de modelação e c), referente à malha de macro elementos gerada automaticamente pelo TreMuri (3Muri).



a)



b)



c)

Figura 31 - Vistas 3D do edifício em análise: a) Vista lateral; b) Vista posterior; c) Malha de macro elementos.

Na Figura 32 são apresentadas as vistas 2D de duas paredes do edifício, em termos de malha de macro elementos.

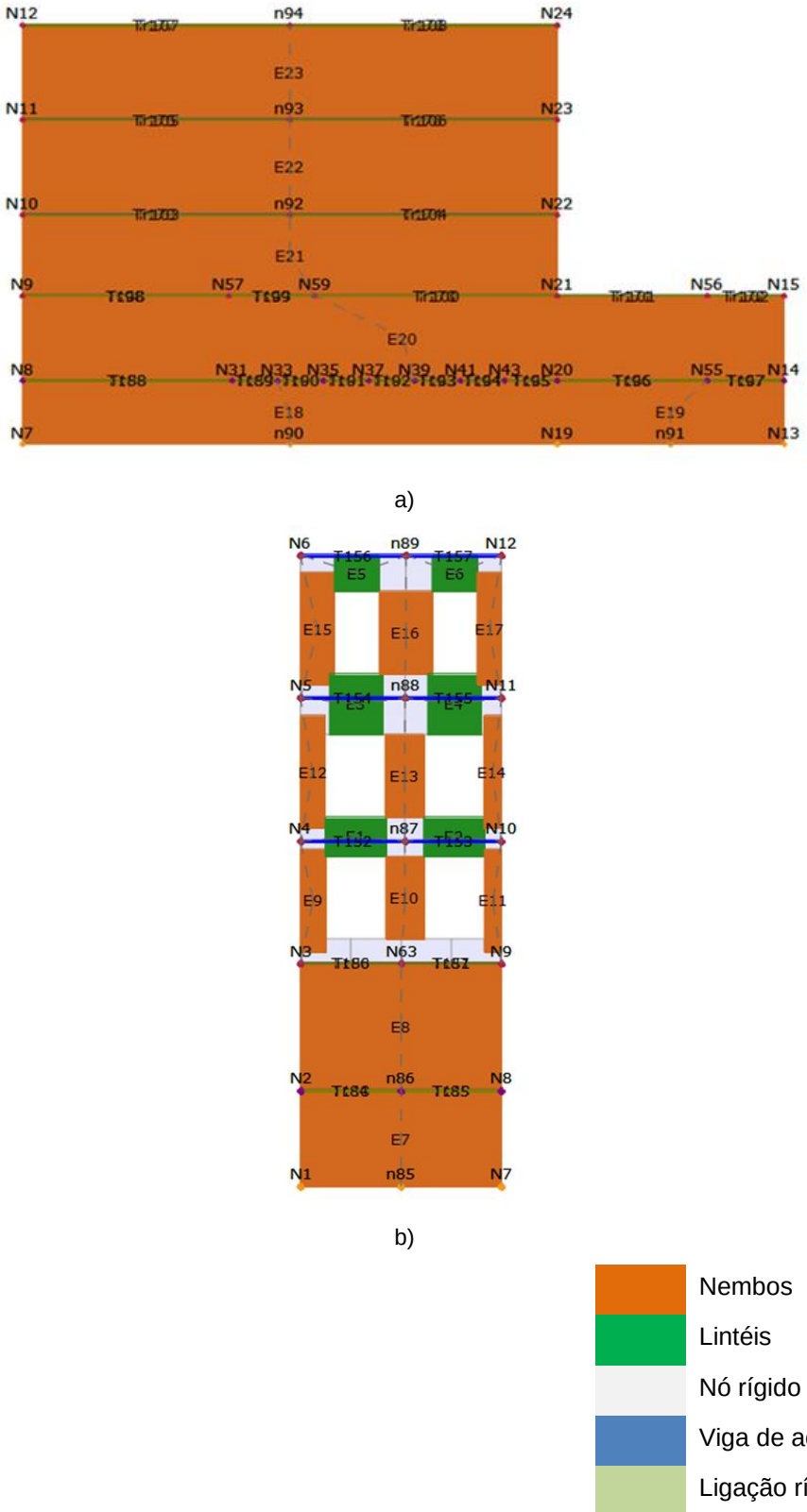


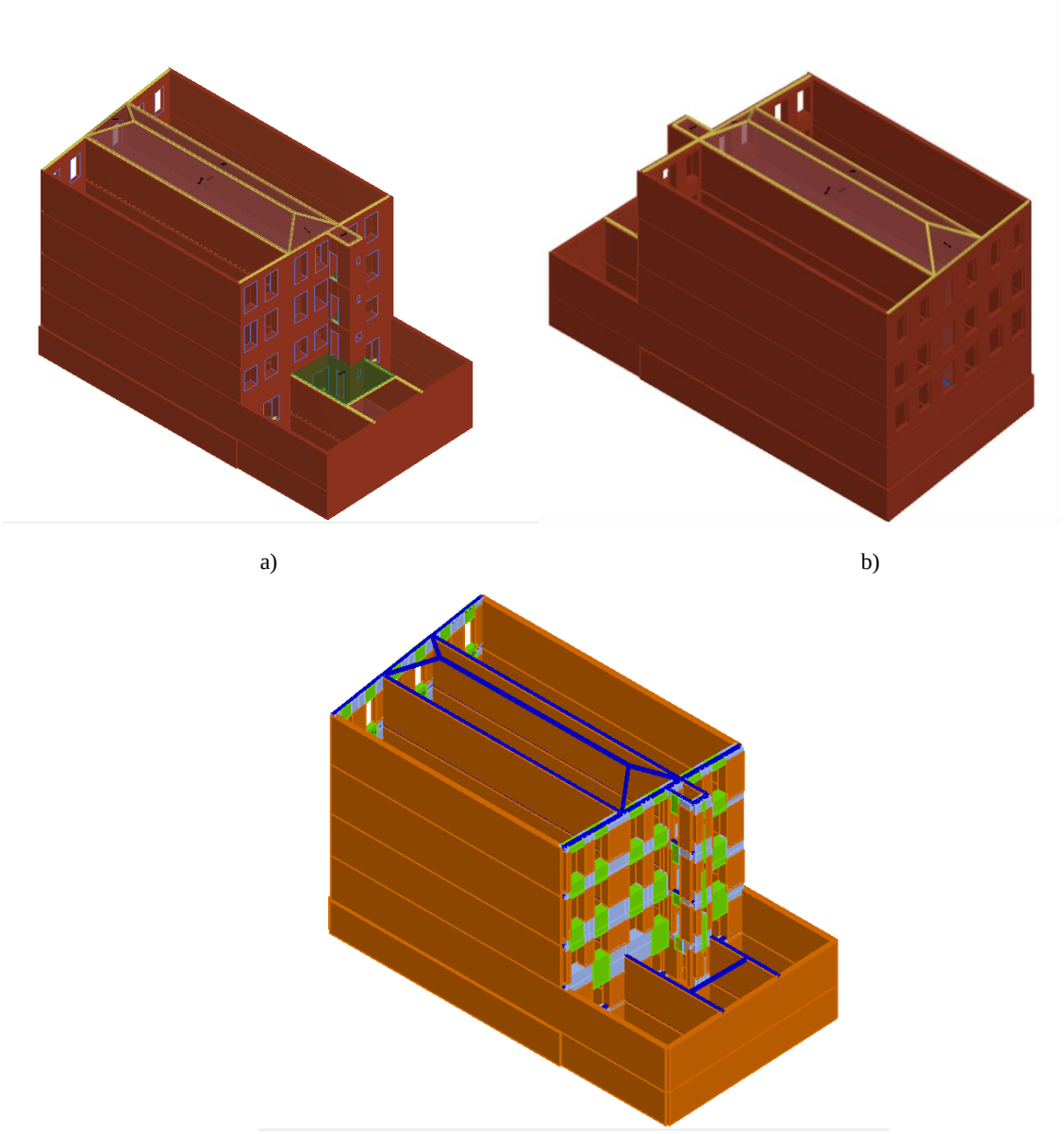
Figura 32 - Vista 2D da malha de macro elementos: a) Parede de empena (cega); b) Parede de fachada com aberturas.

5.6.5. MODELO EM BANDA

A modelação do edifício em estudo, inserido em banda, foi baseada no pressuposto de que os edifícios adjacentes são geminados em relação ao edifício do caso de estudo. Sendo assim, foram modeladas, nos edifícios adjacentes, as paredes de empena (cegas) e as paredes de fachada, assumindo as mesmas características e alinhamentos apresentados no edifício do caso de estudo.

No modelo em banda, os edifícios adjacentes são representados através das paredes alinhadas e partilhadas com o edifício em estudo, fachadas e empenas, respetivamente, sem qualquer representação de pavimentos e/ou coberturas.

Na Figura 33 apresenta-se a vista 3D do edifício em banda, sendo a) e a b) referentes à etapa de modelação e c) referente à malha de macro elementos, gerada automaticamente pelo TreMuri (3Muri).



a) b)

c)

Figura 33 - Vistas 3D do edifício em banda: a) Vista lateral; b) Vista posterior; c) Malha de macro elementos.

Na Figura 34 são apresentadas as vistas 2D de duas paredes do edifício, em termos de malha de macro elementos.

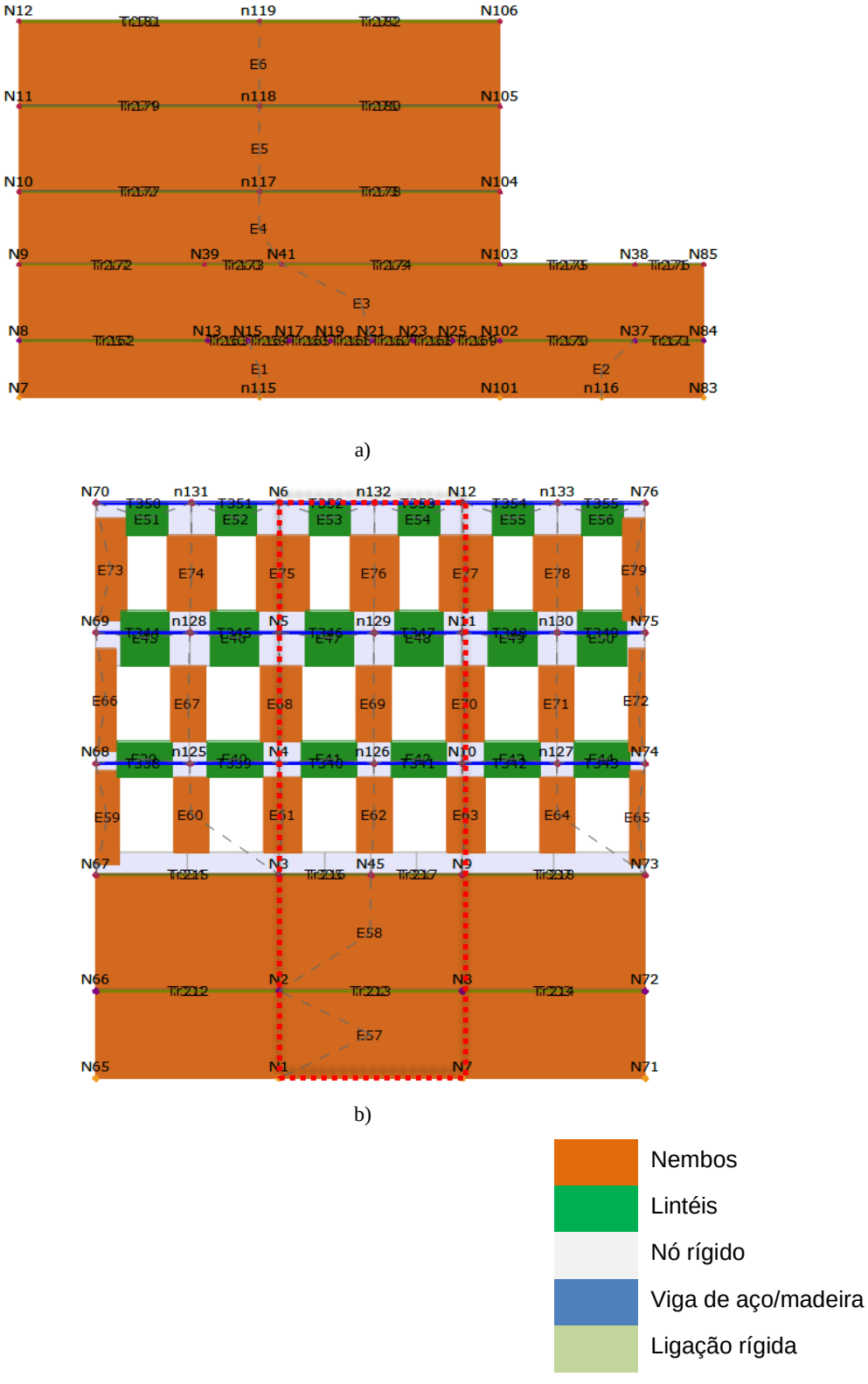


Figura 34 - Vista 2D da malha de macro elementos: a) Parede de empena (cega); b) Parede de fachada com aberturas – edifício em estudo apresentado no caixilho vermelho.

5.6.6. Definição do Espectro Sísmico

Na definição do espetro sísmico, o programa permite duas opções de escolha: paramétrica ou personalizada. No contexto desta tese, foi feita de forma paramétrica, bastando para isso definir o Estado limite a ter em conta, a aceleração de referência em rocha (a_{gR}) e o tipo de solo de fundação do edifício.

O edifício em estudo é classificado como corrente, com Classe de Importância II e com coeficiente de importância $\gamma_{II} = 1$. De acordo com o EC8 - 3, para edifícios pertencentes a essa Classe de Importância, a segurança à ação sísmica deve ser analisada para o Estado Limite de Danos Severos (SD), de acordo com a Tabela 3.

Os valores da aceleração, a_{gR}, encontram-se indicados na Tabela 17. No entanto, pelo facto de se tratar de um edifício existente, esses valores devem ser corrigidos de acordo com o Estado limite a ser avaliado. Os coeficientes de correção a aplicar encontram-se no Quadro NA. I da NP EN 1998-3:2017 [6] e correspondem para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2, a reduções de 75% e 84%, respetivamente.

A Tabela 36 apresenta os valores corrigidos de a_{gR}, introduzidos no TreMuri (3Muri).

Tabela 36 – Aceleração superficial corrigida.

Tipo de Sismo	**a_{gR} [m/s²]**
1	0.263
2	0.672

O edifício em estudo encontra-se fundado num solo tipo C, de acordo com o apresentado na Tabela 16.

5.6.7. Análise de Resultados

No âmbito desta tese, foram escolhidos 4 nós de controle, nomeadamente: 6, 12, 24 e 30, situados na cobertura e em pontos periféricos do edifício, sendo que esta escolha foi feita de acordo com o proposto no código de referência [11]. Foi também escolhida a opção de Deslocamento Médio: para a qual a curva de capacidade é traçada tendo em conta o deslocamento médio dos nós do nível da estrutura onde foi considerado o nó de controle. Na Figura 35 encontram-se indicados os nós de controle e o respetivo sistema de eixos.

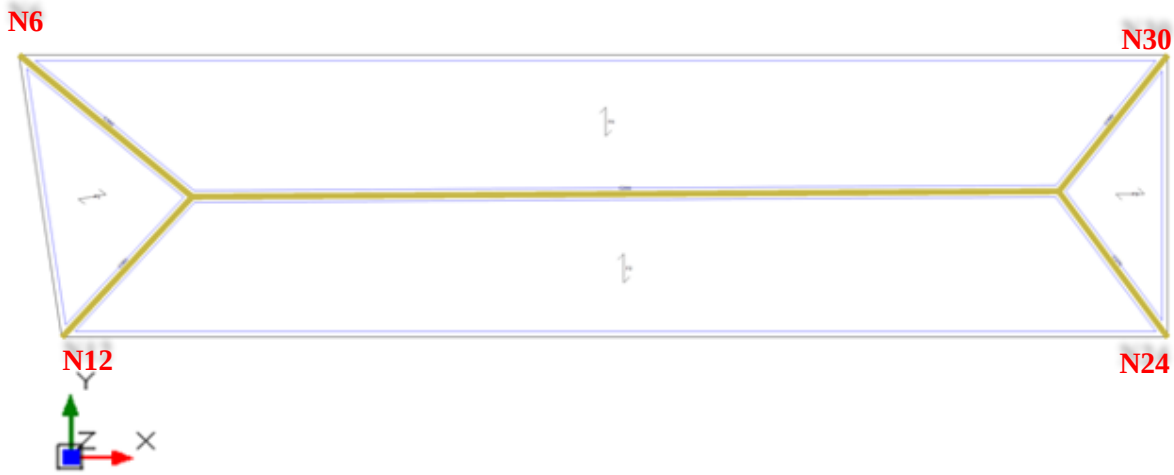


Figura 35 - Planta da cobertura, nós de controle e sistema de eixos– TreMuri (3Muri).

Neste contexto e, com o intuito de obter a condição mais desfavorável para a verificação da segurança sísmica do edifício, foram selecionadas as 24 combinações de análise que o programa fornece, tendo em conta a forma de definição da força sísmica, a direção e também a consideração ou não das excentricidades acidentais, de acordo com o apresentado no subcapítulo sobre o funcionamento do TreMuri (3Muri).

De acordo com o estabelecido na norma, foram realizadas diferentes verificações. Para o Estado Limite de Danos Severos foram calculados e apresentados os valores de:

- dt_{SD}– deslocamento alvo definido de acordo com a respetiva norma;
- dm_{SD} – deslocamento máximo (capacidade) para o Estado Limite de Danos Severos (SD).

A verificação da vulnerabilidade sísmica para o Estado Limite de Danos Severos (SD) é feita com base no parâmetro α_{SD}, que é calculado de acordo com a equação (16):

$$\alpha_{SD} = \frac{P_{GA,SD}}{a_{gR,SD}} \tag{16}$$

com:

$\boldsymbol{\alpha_{SD}}$ – fator de verificação à ação sísmica, associado ao Estado Limite de Danos Severos (SD);

Nota: se $\boldsymbol{\alpha_{SD} \geq 1}$, considera-se que a verificação é satisfeita.

$\mathbf{P_{GA,\,SD}}$ – aceleração limite para o Estado Limite de Danos Severos (SD), compatível com a capacidade da estrutura, portanto, é independente do espetro sísmico.

$\mathbf{a_{gR,\,SD}}$ - valor de referência da aceleração máxima em rocha, para o Estado Limite de Danos Severos (SD).

A seguir são apresentados os resultados das análises feitas no TreMuri (3Muri), de acordo com as condições acima descritas. Estes resultados estão representados em termos de curvas Pushover/Capacidade com a respetiva bilinearização, e representação dos pontos correspondentes ao deslocamento-alvo (dt) e deslocamento-máximo (dm). São ainda apresentados os danos nos painéis de alvenaria para duas situações distintas, nomeadamente: *i)* ocorrência do deslocamento-alvo (dt) e *ii)* ocorrência do deslocamento máximo (dm). Este último para se ter uma perceção dos mecanismos que conduzem à rotura convencional dos painéis.

Na Figura 36 apresenta-se a legenda de cores referente aos danos nos painéis de alvenaria.

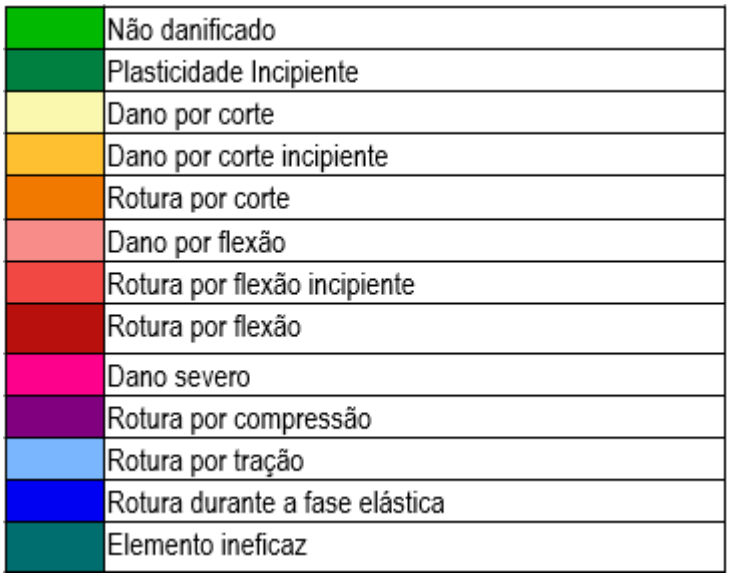


Figura 36 - Legenda de cores dos danos nos painéis de alvenaria.

A seguir são apresentadas as verificações para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2 nos quatro nós de controle. As cores verde e vermelha nas colunas correspondentes ao dt e dm, indicam que a verificação é satisfeita ou não é satisfeita, respetivamente; a cor amarela representa a combinação cuja análise apresenta o menor valor de $\boldsymbol{\alpha_{SD}}$ (esta cor ocorre tanto para a direção X como para a direção Y).

Na análise do edifício em banda, surge a cor lilás, que significa que a análise conduz a uma curva de pushover que entra em patamar e prolonga-se sem haver perda de resistência que atinja 20% (ou seja, a resistência a decair para 80% da máxima já atingida).

No edifício em banda considera-se que a direção das fachadas é condicionante, sendo para esta direção que serão apresentados os resultados.

5.6.7.1. Edifício isolado- Resultados para o sismo tipo 1

Estão apresentadas na Figura 37 e Figura 38, as análises feitas para a ação sísmica tipo 1.

Ação Sísmica Tipo 1 – Com opção do deslocamento médio do piso

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	2.69	24.13	7.463
2	☑	+X	Static forces	0.00	3.36	26.53	6.686
3	☑	-X	Uniform	0.00	2.71	21.13	6.878
4	☑	-X	Static forces	0.00	3.38	25.28	6.541
5	☑	+Y	Uniform	0.00	19.64	37.85	1.927
6	☑	+Y	Static forces	0.00	22.47	33.35	1.484
7	☑	-Y	Uniform	0.00	19.92	39.42	1.979
8	☑	-Y	Static forces	0.00	21.42	40.57	1.894
9	☑	+X	Uniform	243.48	2.78	24.13	7.285
10	☑	+X	Uniform	-243.48	2.61	19.70	6.675
11	☑	+X	Static forces	243.48	3.48	23.08	5.857
12	☑	+X	Static forces	-243.48	3.23	29.55	7.424
13	☑	-X	Uniform	243.48	2.80	19.87	6.489
14	☑	-X	Uniform	-243.48	2.62	17.53	6.211
15	☑	-X	Static forces	243.48	3.51	27.84	6.856
16	☑	-X	Static forces	-243.48	3.24	23.16	6.305
17	☑	+Y	Uniform	1 449.66	19.78	37.06	1.873
18	☑	+Y	Uniform	-1 449.66	20.28	47.47	2.341
19	☑	+Y	Static forces	1 449.66	22.66	34.17	1.508
20	☑	+Y	Static forces	-1 449.66	22.93	37.52	1.636
21	☑	-Y	Uniform	1 449.66	20.05	37.04	1.847
22	☑	-Y	Uniform	-1 449.66	19.79	40.56	2.050
23	☑	-Y	Static forces	1 449.66	22.07	39.40	1.785
24	☑	-Y	Static forces	-1 449.66	22.15	42.97	1.940

a)

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	2.70	23.95	7.424
2	☑	+X	Static forces	0.00	3.36	26.65	6.723
3	☑	-X	Uniform	0.00	2.71	20.76	6.803
4	☑	-X	Static forces	0.00	3.37	24.46	6.385
5	☑	+Y	Uniform	0.00	19.30	37.87	1.962
6	☑	+Y	Static forces	0.00	22.43	32.91	1.468
7	☑	-Y	Uniform	0.00	19.20	28.75	1.497
8	☑	-Y	Static forces	0.00	21.52	38.33	1.781
9	☑	+X	Uniform	243.48	2.78	30.75	8.637
10	☑	+X	Uniform	-243.48	2.61	19.07	6.545
11	☑	+X	Static forces	243.48	3.48	30.90	7.280
12	☑	+X	Static forces	-243.48	3.23	30.03	7.537
13	☑	-X	Uniform	243.48	2.80	27.09	7.942
14	☑	-X	Uniform	-243.48	2.62	16.90	6.076
15	☑	-X	Static forces	243.48	3.51	37.64	8.615
16	☑	-X	Static forces	-243.48	3.24	20.56	5.795
17	☑	+Y	Uniform	1 449.66	19.98	36.88	1.845
18	☑	+Y	Uniform	-1 449.66	20.30	47.39	2.335
19	☑	+Y	Static forces	1 449.66	22.26	32.22	1.447
20	☑	+Y	Static forces	-1 449.66	22.95	37.70	1.642
21	☑	-Y	Uniform	1 449.66	19.00	21.68	1.141
22	☑	-Y	Uniform	-1 449.66	19.73	34.95	1.771
23	☑	-Y	Static forces	1 449.66	21.68	28.31	1.306
24	☑	-Y	Static forces	-1 449.66	21.57	41.77	1.937

b)

Figura 37 – Edifício isolado considerando como nó de controle: a) Nó 6; b) Nó 12.

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	2.70	23.95	7.424
2	☑	+X	Static forces	0.00	3.36	26.65	6.723
3	☑	-X	Uniform	0.00	2.71	20.76	6.803
4	☑	-X	Static forces	0.00	3.37	24.46	6.385
5	☑	+Y	Uniform	0.00	19.56	50.82	2.599
6	☑	+Y	Static forces	0.00	22.82	45.99	2.015
7	☑	-Y	Uniform	0.00	31.99	154.70	4.836
8	☑	-Y	Static forces	0.00	21.99	46.84	2.130
9	☑	+X	Uniform	243.48	2.78	30.75	8.636
10	☑	+X	Uniform	-243.48	2.61	19.07	6.545
11	☑	+X	Static forces	243.48	3.48	30.90	7.279
12	☑	+X	Static forces	-243.48	3.23	30.03	7.537
13	☑	-X	Uniform	243.48	2.80	28.19	8.167
14	☑	-X	Uniform	-243.48	2.62	16.90	6.077
15	☑	-X	Static forces	243.48	3.51	37.65	8.619
16	☑	-X	Static forces	-243.48	3.24	20.56	5.795
17	☑	+Y	Uniform	1 449.66	19.51	54.88	2.812
18	☑	+Y	Uniform	-1 449.66	19.37	50.70	2.618
19	☑	+Y	Static forces	1 449.66	22.64	43.57	1.925
20	☑	+Y	Static forces	-1 449.66	22.25	41.47	1.864
21	☑	-Y	Uniform	1 449.66	31.99	156.47	4.891
22	☑	-Y	Uniform	-1 449.66	27.18	149.00	5.481
23	☑	-Y	Static forces	1 449.66	22.59	45.12	1.998
24	☑	-Y	Static forces	-1 449.66	22.07	47.05	2.132

a)

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	2.69	24.13	7.464
2	☑	+X	Static forces	0.00	3.36	26.52	6.683
3	☑	-X	Uniform	0.00	2.71	21.13	6.878
4	☑	-X	Static forces	0.00	3.38	25.28	6.541
5	☑	+Y	Uniform	0.00	19.57	50.86	2.598
6	☑	+Y	Static forces	0.00	22.62	37.19	1.644
7	☑	-Y	Uniform	0.00	31.56	155.61	4.931
8	☑	-Y	Static forces	0.00	21.90	45.83	2.093
9	☑	+X	Uniform	243.48	2.78	24.13	7.285
10	☑	+X	Uniform	-243.48	2.61	19.71	6.676
11	☑	+X	Static forces	243.48	3.48	23.08	5.857
12	☑	+X	Static forces	-243.48	3.23	29.55	7.425
13	☑	-X	Uniform	243.48	2.80	19.87	6.489
14	☑	-X	Uniform	-243.48	2.62	17.53	6.212
15	☑	-X	Static forces	243.48	3.51	27.84	6.856
16	☑	-X	Static forces	-243.48	3.24	23.17	6.306
17	☑	+Y	Uniform	1 449.66	19.35	54.92	2.838
18	☑	+Y	Uniform	-1 449.66	19.33	50.74	2.625
19	☑	+Y	Static forces	1 449.66	22.84	33.96	1.487
20	☑	+Y	Static forces	-1 449.66	22.23	41.51	1.867
21	☑	-Y	Uniform	1 449.66	31.10	156.50	5.032
22	☑	-Y	Uniform	-1 449.66	27.12	150.09	5.533
23	☑	-Y	Static forces	1 449.66	21.86	45.09	2.063
24	☑	-Y	Static forces	-1 449.66	22.07	47.02	2.131

b)

Figura 38 – Edifício isolado considerando como nó de controle: a) Nó 24; b) Nó 30.

5.6.7.1. a) Ação sísmica na direção X

Na **direção X**, o menor valor de $\boldsymbol{\alpha_{SD}}$ para a ação sísmica tipo 1 é igual a 5.795, ocorre com os nós de controle 12 e 24, pertencentes a mesma parede, para a verificação número 16: direção -X, forças estáticas e com excentricidade -243.48mm. Na Figura 39 está apresentado o desenho esquemático desta ação, e na Figura 40 é apresentada a curva de capacidade correspondente.

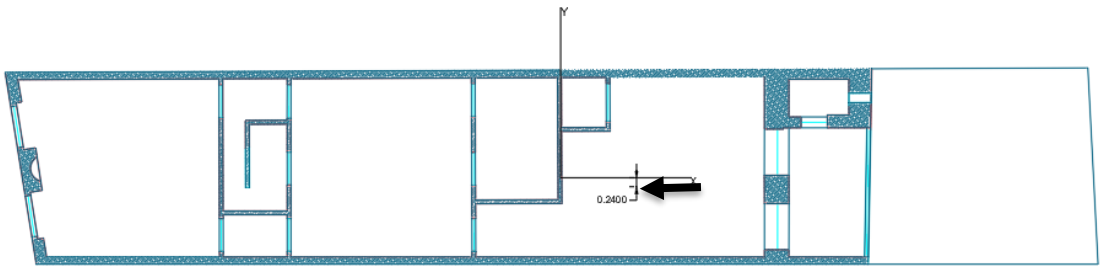


Figura 39 – Edifício isolado – Ação sísmica tipo 1: direção -X e excentricidade -243.48 mm.

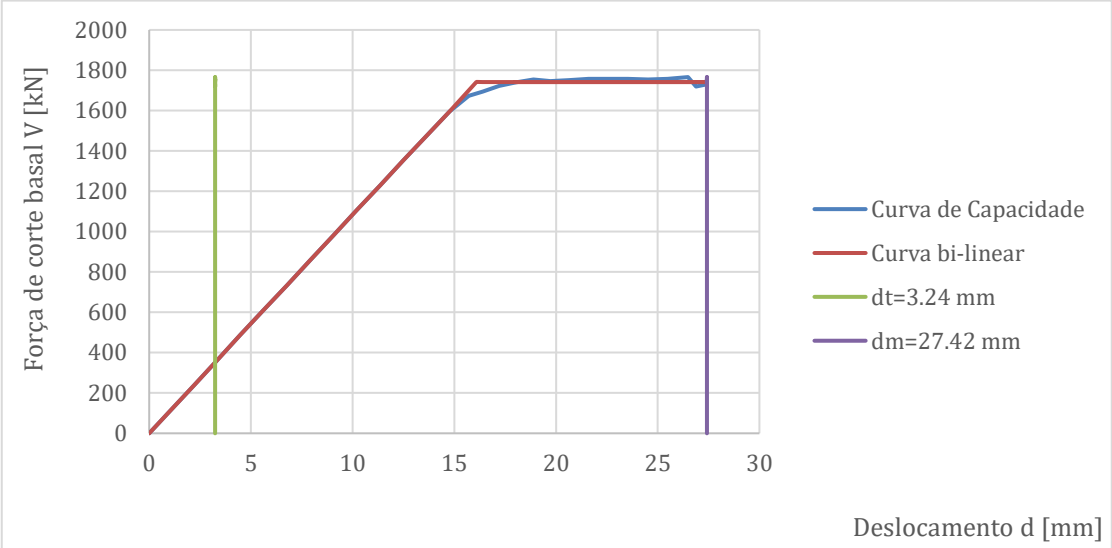
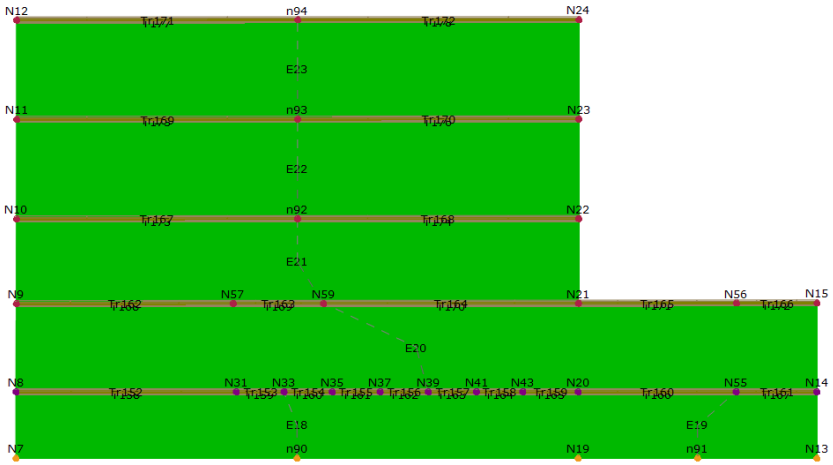
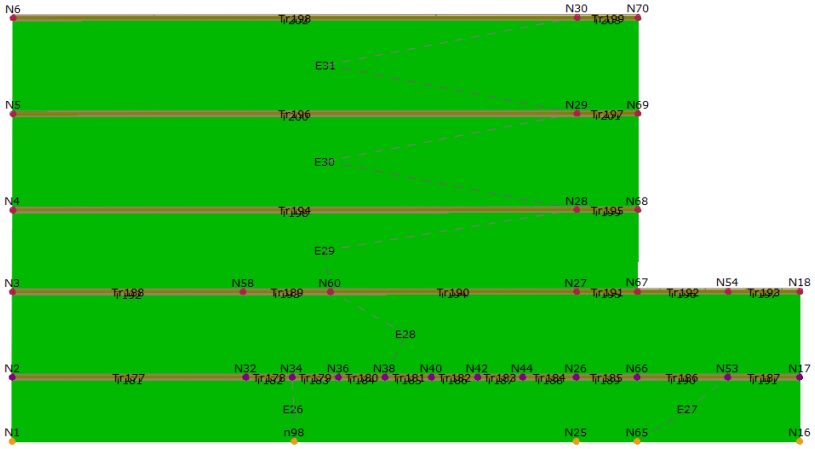


Figura 40 - Curva Pushover- Edifício isolado – Ação sísmica tipo 1: direção -X e excentricidade -243.48 mm.

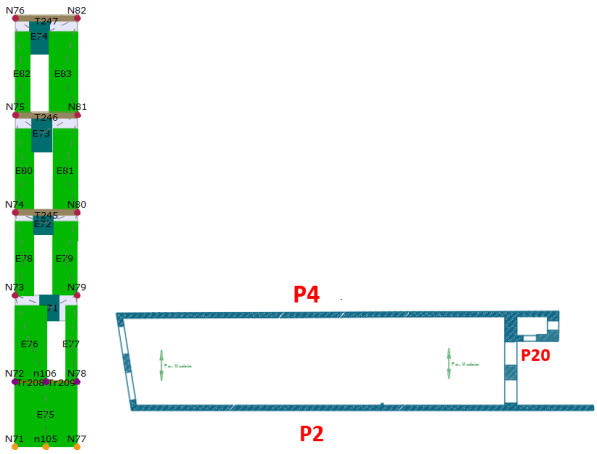
Com base na curva da Figura 40 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes a ocorrência do deslocamento-alvo (**dt = 3.24 mm**). Na Figura 41, estão apresentados os danos nos painéis da direção X.



a)



b)



c)

Figura 41 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 1 em X para dt: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20.

A ação sísmica está aplicada na direção X e, os painéis desta direção praticamente não apresentam danos. De salientar que, o ponto de análise ocorre na fase elástica da curva, sendo que, dois dos painéis da direção X representam as paredes de empena e possuem dimensões consideravelmente maiores do que as restantes paredes. Ocorrem, no entanto, no painel 19 (anexo que vai por arrasto da estrutura global), especificamente nas vigas, danos por ineficiência.

Na Figura 42 estão apresentados os danos dos painéis da direção Y, para a ocorrência do deslocamento-alvo (**dt =3.24 mm**) na direção X, de acordo com a curva da Figura 40.

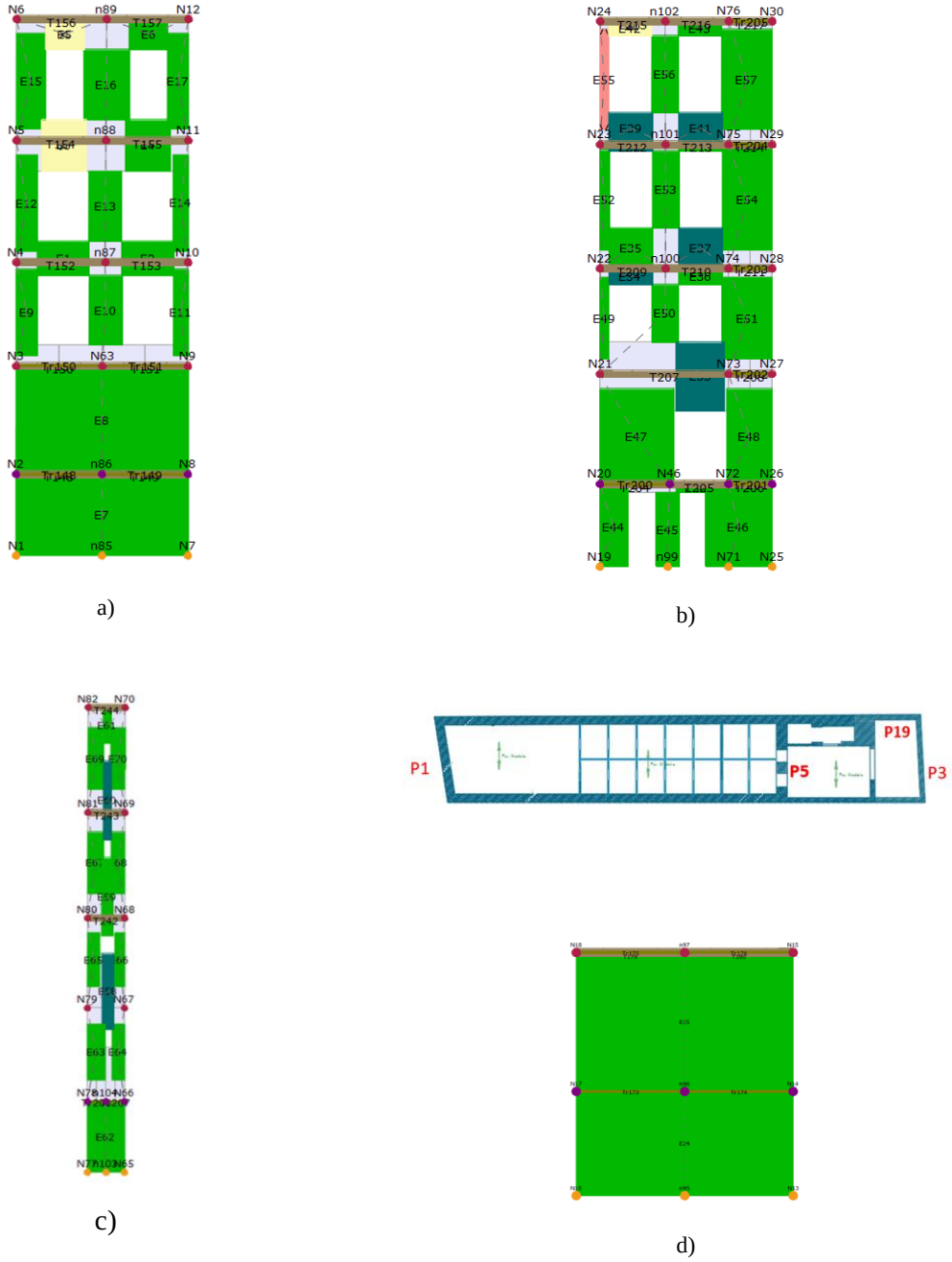
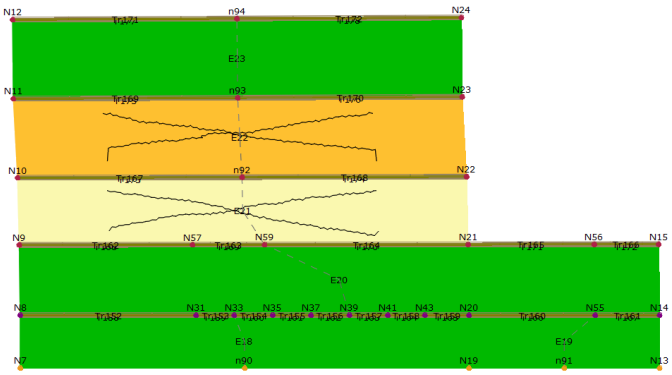


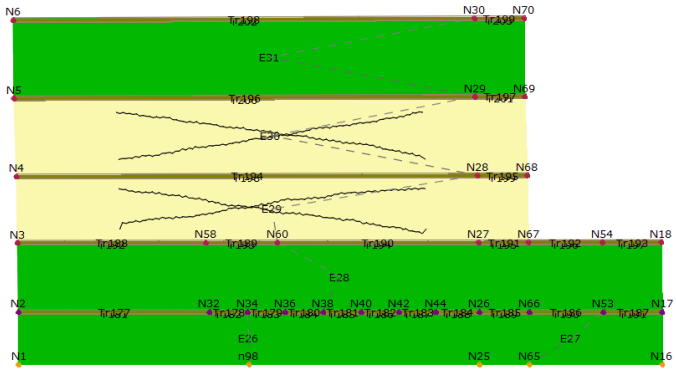
Figura 42 – Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 1 em X para dt: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3.

Uma vez que o ponto **dt= 3.24 mm** ocorre na fase elástica da curva de capacidade, é possível notar que os painéis da Figura 42 quase que não apresentam danos. Isto deve-se ao facto de a ação estar a ser aplicada na direção X e esses painéis serem da direção Y, recebendo solicitação devido ao efeito de torção.

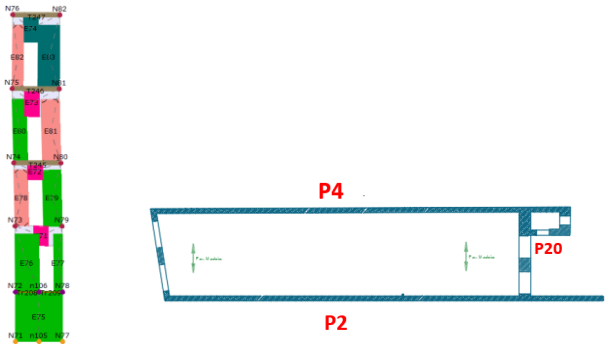
Com base na curva da Figura 40 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes a ocorrência do deslocamento-máximo (**dm = 27.42 mm**). Na Figura 43, estão apresentados os danos nos painéis da direção X, para se ter uma perceção do mecanismo de rotura correspondente.



a)



b)



c)

Figura 43 – Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 1 em X para dm: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20.

O deslocamento máximo (**dm= 27.42 mm**) não é alcançado, com a estrutura em regime plástico, perto da rotura, pois a exigência sísmica é bastante inferior. No entanto, de acordo com o padrão de danos apresentados na Figura 43, é possível verificar que algumas partes dos painéis de alvenaria continuam sem danos, mas surgem alguns padrões de danos por corte, danos severos, danos por flexão, dano por corte incipiente e elementos ineficientes por tração.

Na Figura 44 estão apresentados os danos dos painéis da direção Y, para a ocorrência do deslocamento-máximo (**dm = 27.42 mm**), de acordo com a curva da Figura 40.



Figura 44 – Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para a ação sísmica tipo 1 em X para dm: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3.

Para a direção Y, o painel 3 não apresenta danos aquando da aplicação da ação sísmica na direção X. Contudo, os restantes painéis apresentam padrões referentes a danos e rotura por corte; dano severo e elementos ineficientes sob tração.

5.6.7.1. b) Ação sísmica na direção Y

Na **direção Y**, o menor valor de α_{SD} para a ação sísmica tipo 1 é igual a 1.141, ocorre com o nó de controle 12, para a verificação número 21: direção -Y, forças uniformes e com excentricidade 1449.66 mm. Na Figura 45 é apresentado o desenho esquemático desta verificação e na Figura 46 é apresentada a correspondente curva de capacidade.

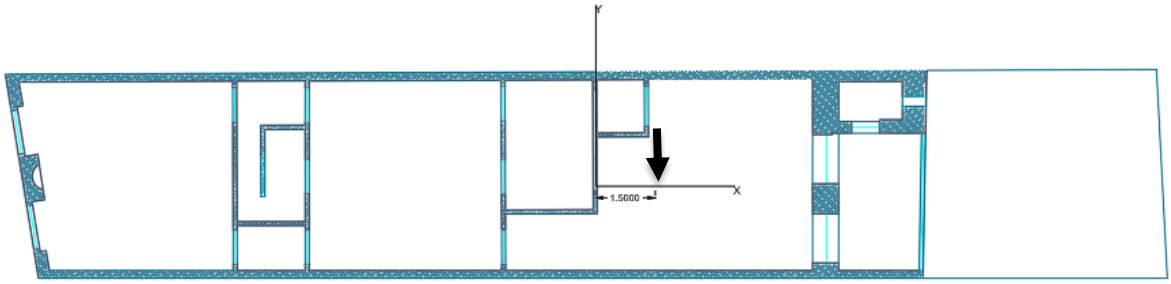


Figura 45 - Edifício isolado – Ação sísmica tipo 1: direção -Y e excentricidade 1449.66 mm.

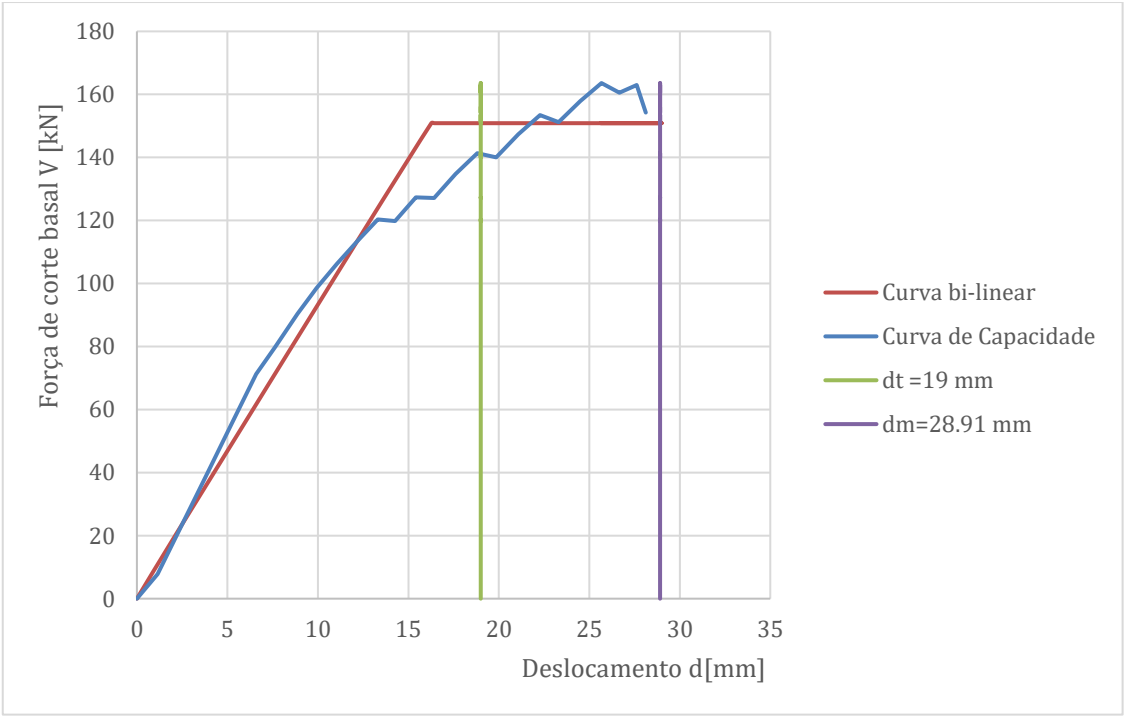


Figura 46 – Curva Pushover - Edifício isolado – Ação sísmica tipo 1: direção -Y e excentricidade 1449.66 mm.

Com base na curva da Figura 46 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes a ocorrência do deslocamento-alvo (**dt = 19 mm**). Na Figura 47 estão apresentados os danos dos painéis da direção Y e na Figura 48 os danos nos painéis da direção X.

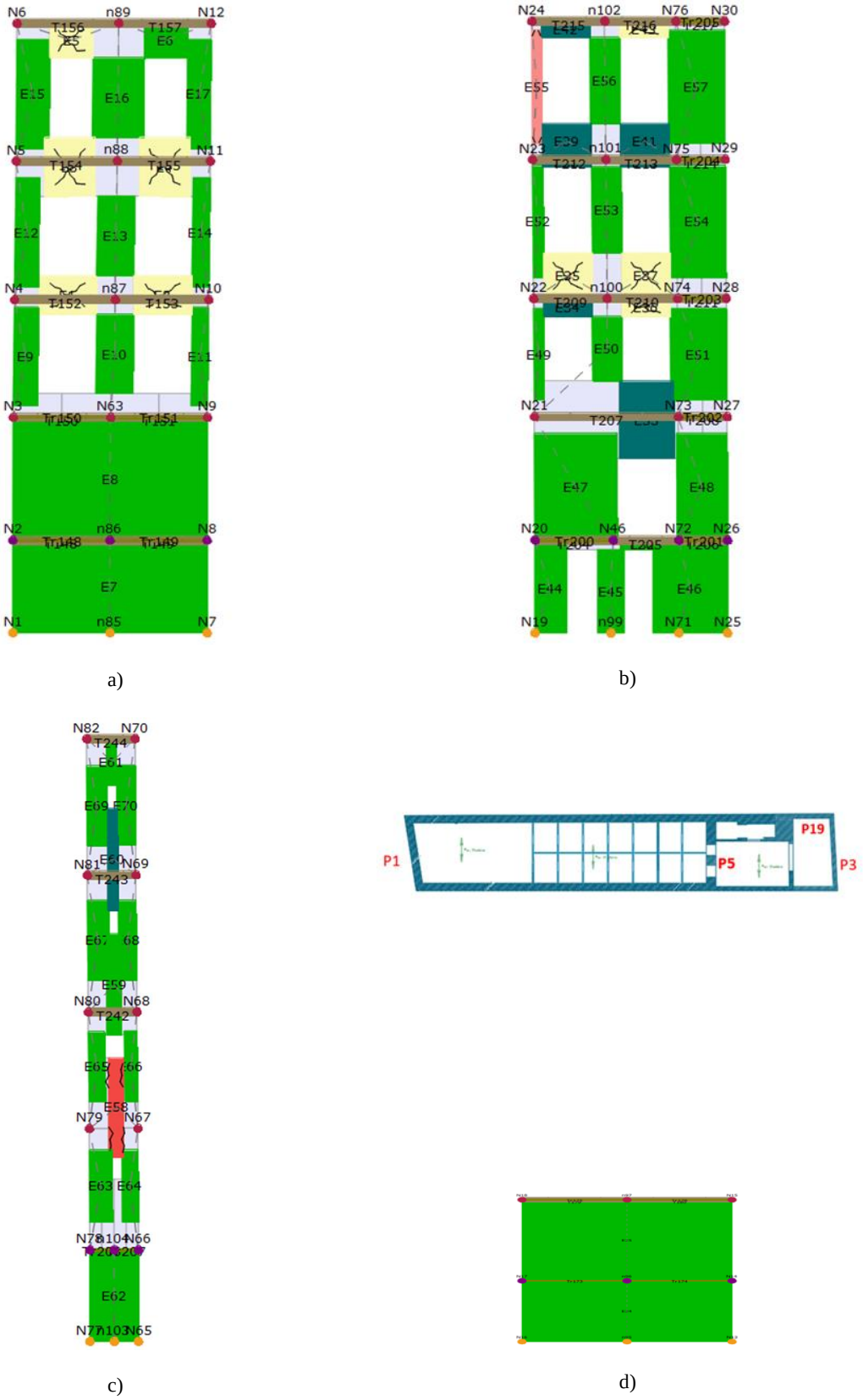
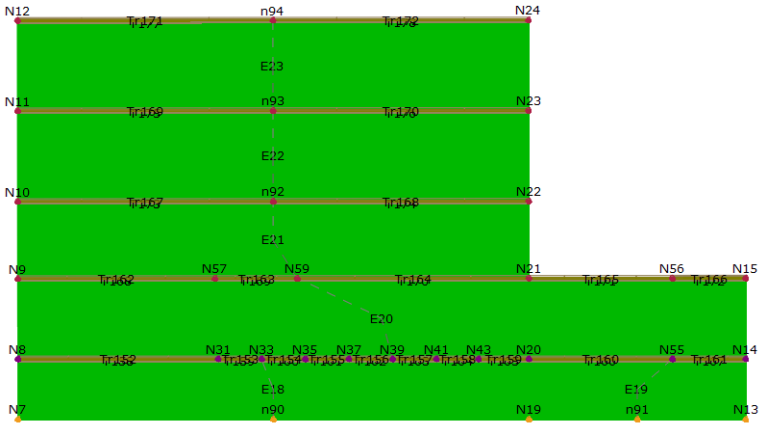
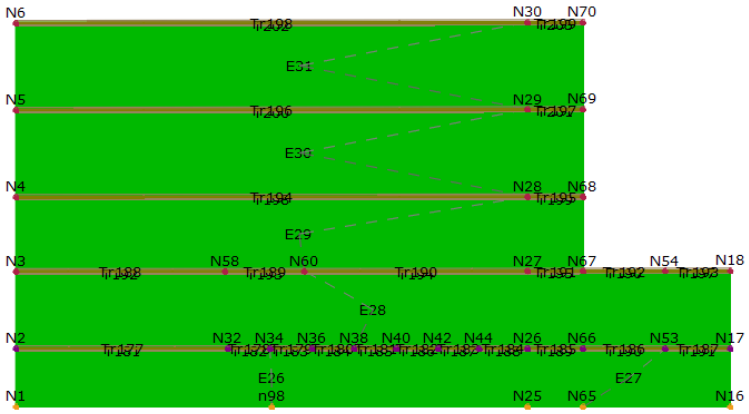


Figura 47 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 1 em Y para dt: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3.

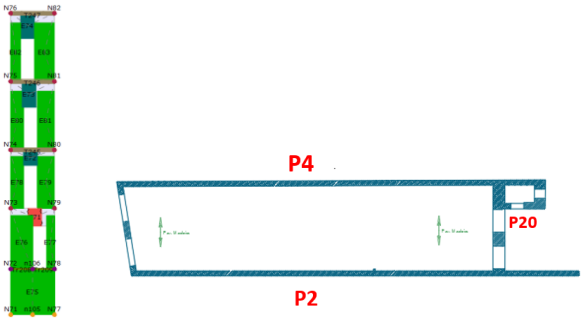
Com base na curva da Figura 46 é possível notar que o ponto do deslocamento-alvo (**dt = 19 mm**) encontra-se na zona não-linear e está próximo do valor do deslocamento-máximo (**dm = 28.91 mm**); por esse motivo, os painéis da direção Y apresentam alguns danos refentes ao corte, danos severos, elementos ineficientes, mas o painel 3 não apresenta danos nesta direção.



a)



b)



c)

Figura 48 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 1 em Y para dt: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20.

Uma vez que a ação está aplicada na direção Y e os painéis da Figura 48 são da direção X, é de se esperar que estes não apresentem danos ou que os danos apresentados não sejam severos. De facto, os painéis das paredes de empena (painéis 2 e 4) não apresentam danos para esta análise, sendo que, o painel 20 apresenta elementos com danos severos e elementos ineficientes, mas numa zona muito localizada da estrutura.

Com base na curva da Figura 46 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes a ocorrência do deslocamento-máximo (**dm = 28.91 mm**). Na Figura 49 estão apresentados os danos dos painéis da direção Y.

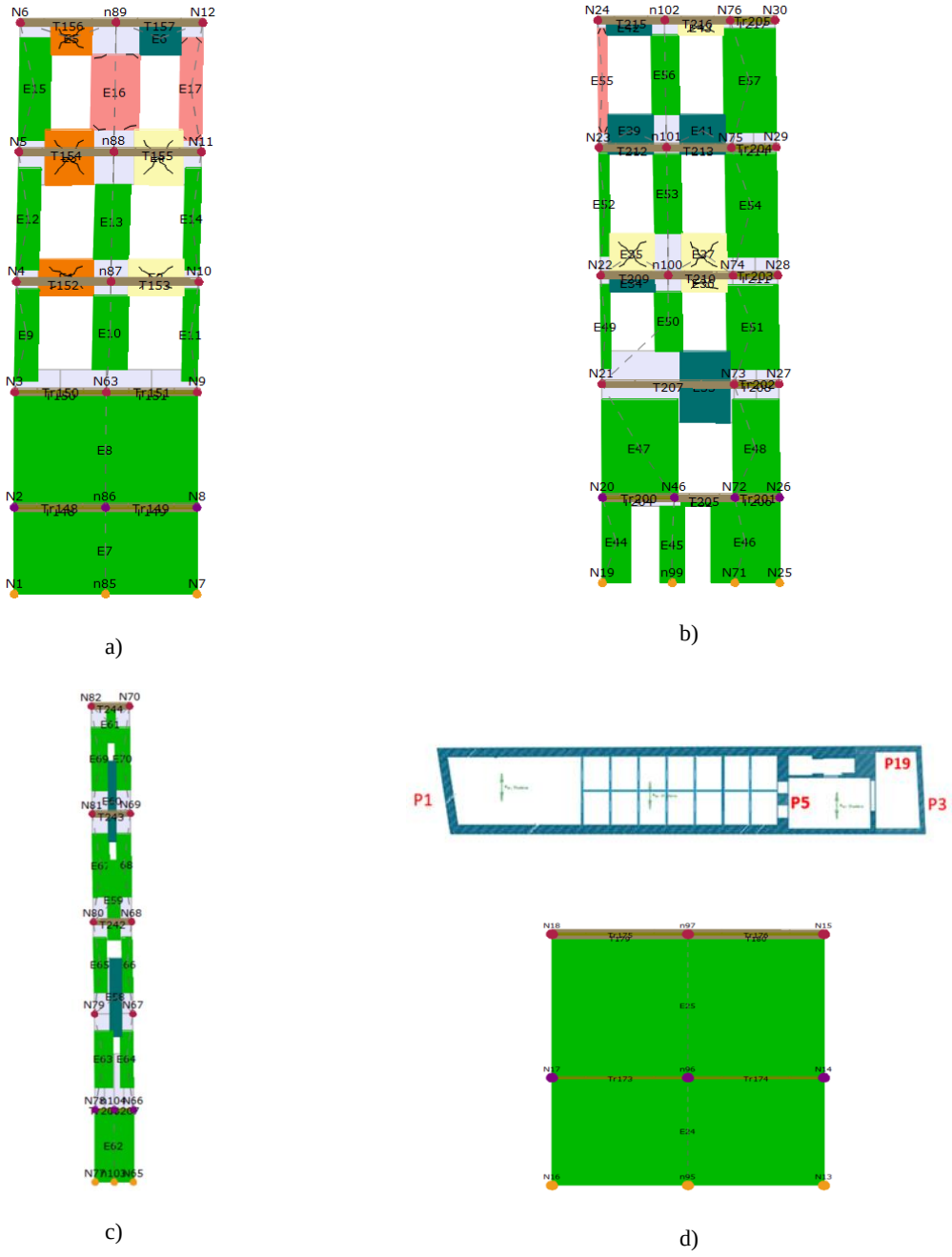
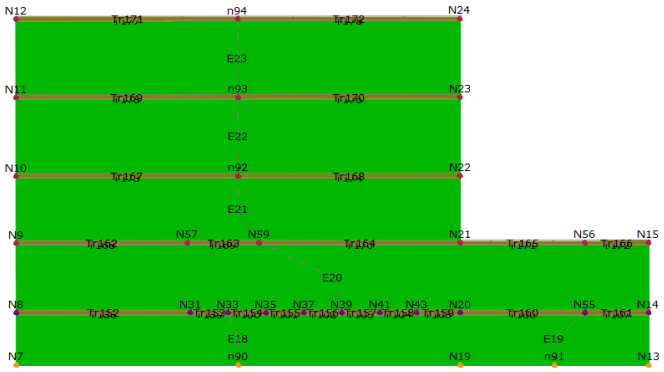


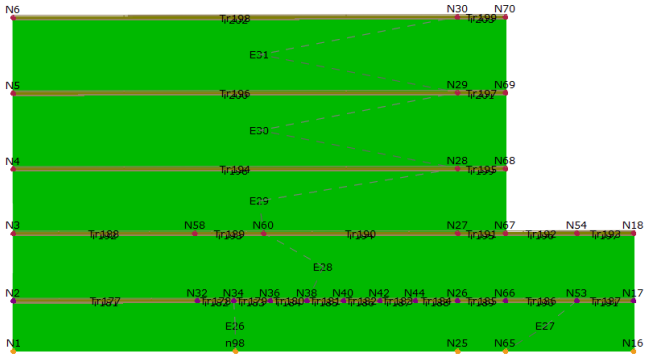
Figura 49 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 1 em Y para dm: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3.

Para o deslocamento-máximo (**dm = 28.91 mm**) os painéis da direção Y, apresentam um padrão de danos ligeiramente mais graves que aqueles apresentados para o deslocamento-alvo. Estes danos estão apresentados na Figura 49, sendo que o painel 3 não apresenta danos, e os restantes painéis apresentam zonas sem danos e zonas com danos referentes a rotura por corte, dano severo, danos por corte e elementos ineficientes.

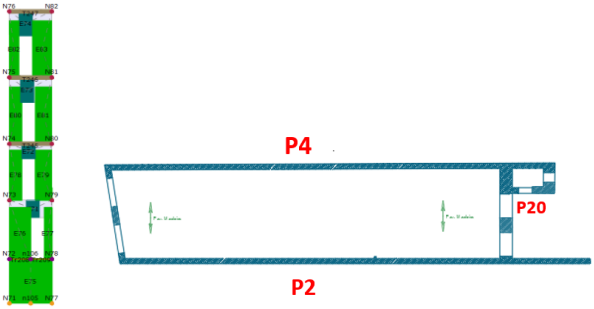
Com base na curva da Figura 46 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes a ocorrência do deslocamento-máximo (**dm = 28.91 mm**). Na Figura 50 estão apresentados os danos dos painéis da direção X.



a)



b)



c)

Figura 50 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 1 em Y para dm: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20.

Tanto para o ponto de deslocamento-alvo e deslocamento máximo, o padrão de danos nos painéis da direção X é semelhante, de acordo com a Figura 48 e Figura 50, respetivamente.

Dos resultados obtidos constatou-se que, é verificada a segurança para a ação sísmica tipo 1, nas duas direções (X e Y), com o método de referência (Método III), embora ocorram alguns danos consideráveis, principalmente na direção Y (como era de se esperar).

5.6.7.2. Edifício em banda - Resultados para o sismo tipo 1

Estão apresentadas na Figura 51 e Figura 52, as análises feitas para a ação sísmica tipo 1.

Ação Sísmica Tipo 1 – Com opção do deslocamento médio do piso

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	1.71	16.20	6.802
2	☑	+X	Static forces	0.00	2.12	16.31	5.809
3	☑	-X	Uniform	0.00	1.71	12.47	5.853
4	☑	-X	Static forces	0.00	2.12	19.14	6.712
5	☑	+Y	Uniform	0.00	10.64	66.06	6.206
6	☑	+Y	Static forces	0.00	11.95	54.87	4.593
7	☑	-Y	Uniform	0.00	10.93	38.90	3.559
8	☑	-Y	Static forces	0.00	11.71	47.55	4.060
9	☑	+X	Uniform	730.45	1.81	15.07	6.335
10	☑	+X	Uniform	-730.45	1.62	17.24	7.262
11	☑	+X	Static forces	730.45	2.28	15.61	5.430
12	☑	+X	Static forces	-730.45	1.96	16.04	5.979
13	☑	-X	Uniform	730.45	1.81	11.84	5.552
14	☑	-X	Uniform	-730.45	1.62	11.44	5.716
15	☑	-X	Static forces	730.45	2.29	20.31	6.730
16	☑	-X	Static forces	-730.45	1.96	17.67	6.597
17	☑	+Y	Uniform	1 500.13	11.10	44.24	3.984
18	☑	+Y	Uniform	-1 500.13	11.48	77.29	6.735
19	☑	+Y	Static forces	1 500.13	12.38	43.88	3.545
20	☑	+Y	Static forces	-1 500.13	12.97	65.75	5.069
21	☑	-Y	Uniform	1 500.13	10.72	35.96	3.356
22	☑	-Y	Uniform	-1 500.13	10.69	48.42	4.528
23	☑	-Y	Static forces	1 500.13	0.00	0.00	0.000
24	☑	-Y	Static forces	-1 500.13	11.97	59.46	4.969

a)

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	1.71	16.75	6.951
2	☑	+X	Static forces	0.00	2.12	16.63	5.899
3	☑	-X	Uniform	0.00	1.71	13.39	6.101
4	☑	-X	Static forces	0.00	2.12	18.99	6.661
5	☑	+Y	Uniform	0.00	10.37	54.60	5.263
6	☑	+Y	Static forces	0.00	11.87	54.81	4.616
7	☑	-Y	Uniform	0.00	10.95	38.88	3.550
8	☑	-Y	Static forces	0.00	11.73	47.50	4.048
9	☑	+X	Uniform	730.45	1.81	15.48	6.448
10	☑	+X	Uniform	-730.45	1.62	16.84	7.154
11	☑	+X	Static forces	730.45	2.28	16.29	5.609
12	☑	+X	Static forces	-730.45	1.96	15.83	5.919
13	☑	-X	Uniform	730.45	1.81	12.25	5.647
14	☑	-X	Uniform	-730.45	1.62	11.14	5.642
15	☑	-X	Static forces	730.45	2.29	20.85	6.866
16	☑	-X	Static forces	-730.45	1.96	17.41	6.520
17	☑	+Y	Uniform	1 500.13	11.10	44.88	4.045
18	☑	+Y	Uniform	-1 500.13	10.41	63.20	6.074
19	☑	+Y	Static forces	1 500.13	12.37	42.88	3.467
20	☑	+Y	Static forces	-1 500.13	11.37	64.54	5.677
21	☑	-Y	Uniform	1 500.13	10.71	151.90	14.178
22	☑	-Y	Uniform	-1 500.13	11.13	47.90	4.303
23	☑	-Y	Static forces	1 500.13	0.00	0.00	0.000
24	☑	-Y	Static forces	-1 500.13	12.42	59.54	4.795

b)

Figura 51 - Edifício em banda considerando como nó de controle: a) Nó 6; b) Nó 12.

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	1.71	16.75	6.951
2	☑	+X	Static forces	0.00	2.12	16.63	5.899
3	☑	-X	Uniform	0.00	1.71	13.39	6.101
4	☑	-X	Static forces	0.00	2.12	18.99	6.661
5	☑	+Y	Uniform	0.00	11.95	46.02	3.852
6	☑	+Y	Static forces	0.00	12.56	50.27	4.002
7	☑	-Y	Uniform	0.00	10.85	38.82	3.579
8	☑	-Y	Static forces	0.00	0.00	0.00	0.000
9	☑	+X	Uniform	730.45	1.81	15.13	6.353
10	☑	+X	Uniform	-730.45	1.62	16.84	7.155
11	☑	+X	Static forces	730.45	2.28	16.29	5.609
12	☑	+X	Static forces	-730.45	1.96	15.83	5.920
13	☑	-X	Uniform	730.45	1.81	12.40	5.696
14	☑	-X	Uniform	-730.45	1.62	11.14	5.643
15	☑	-X	Static forces	730.45	2.29	20.11	6.693
16	☑	-X	Static forces	-730.45	1.96	17.41	6.520
17	☑	+Y	Uniform	1 500.13	11.61	45.86	3.949
18	☑	+Y	Uniform	-1 500.13	10.42	55.83	5.358
19	☑	+Y	Static forces	1 500.13	13.58	45.75	3.370
20	☑	+Y	Static forces	-1 500.13	12.53	62.00	4.949
21	☑	-Y	Uniform	1 500.13	10.77	34.97	3.247
22	☑	-Y	Uniform	-1 500.13	10.80	46.28	4.286
23	☑	-Y	Static forces	1 500.13	0.00	0.00	0.000
24	☑	-Y	Static forces	-1 500.13	12.44	58.40	4.693

a)

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	1.71	16.20	6.802
2	☑	+X	Static forces	0.00	2.12	16.31	5.809
3	☑	-X	Uniform	0.00	1.71	12.47	5.854
4	☑	-X	Static forces	0.00	2.12	19.13	6.704
5	☑	+Y	Uniform	0.00	11.95	46.04	3.854
6	☑	+Y	Static forces	0.00	12.58	50.28	3.998
7	☑	-Y	Uniform	0.00	10.85	41.88	3.859
8	☑	-Y	Static forces	0.00	13.08	47.52	3.634
9	☑	+X	Uniform	730.45	1.81	15.07	6.334
10	☑	+X	Uniform	-730.45	1.62	17.24	7.263
11	☑	+X	Static forces	730.45	2.28	15.61	5.429
12	☑	+X	Static forces	-730.45	1.96	16.04	5.980
13	☑	-X	Uniform	730.45	1.81	11.83	5.543
14	☑	-X	Uniform	-730.45	1.62	11.45	5.718
15	☑	-X	Static forces	730.45	2.29	19.09	6.441
16	☑	-X	Static forces	-730.45	1.96	17.76	6.620
17	☑	+Y	Uniform	1 500.13	11.61	45.89	3.954
18	☑	+Y	Uniform	-1 500.13	10.51	64.87	6.174
19	☑	+Y	Static forces	1 500.13	13.59	44.03	3.241
20	☑	+Y	Static forces	-1 500.13	11.36	62.02	5.460
21	☑	-Y	Uniform	1 500.13	10.77	35.75	3.318
22	☑	-Y	Uniform	-1 500.13	10.81	50.47	4.670
23	☑	-Y	Static forces	1 500.13	0.00	0.00	0.000
24	☑	-Y	Static forces	-1 500.13	12.46	58.41	4.689

b)

Figura 52 - Edifício em banda considerando como nó de controle: a) Nó 24; b) Nó 30.

Na **direção Y**, o menor valor de α_{SD} para a ação sísmica tipo 1 é igual a 3.241, ocorre no nó 30, para a verificação número 19: direção +Y, forças estáticas e com excentricidade 1500 mm.

Na Figura 53 é apresentada a curva de capacidade correspondente a esta verificação.

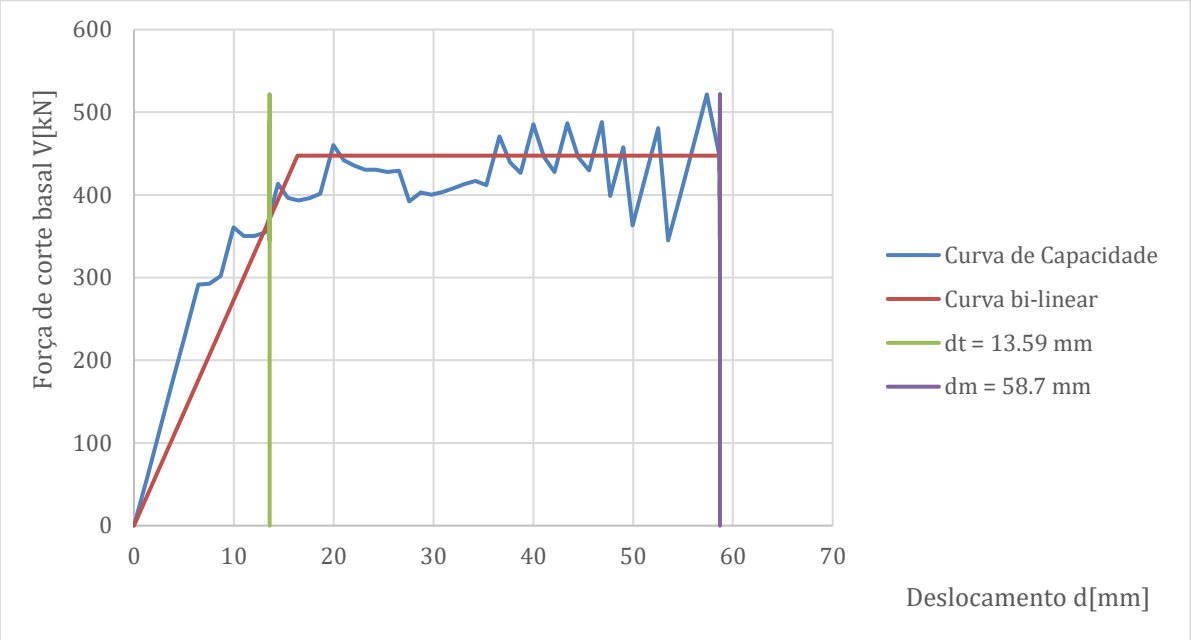


Figura 53 - Curva Pushover - Edifício em banda – Ação sísmica tipo 1: direção +Y e excentricidade 1500 mm.

Com base na curva da Figura 53 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes à ocorrência do deslocamento-alvo (**dt = 13.59 mm**). Na Figura 54, estão apresentados os danos nos painéis da direção Y, é possível notar que o ponto do deslocamento-alvo (**dt = 13.59 mm**) encontra-se na zona elástica, por esse motivo, os painéis da direção Y apresentam danos relativamente ligeiros, com predominância de danos devido a ineficiência de alguns elementos, por estarem sujeitos a esforços de tração. No entanto, ocorrem outros tipos de dados devido ao corte, à flexão, mas o painel 3 não apresenta danos para esta ação.

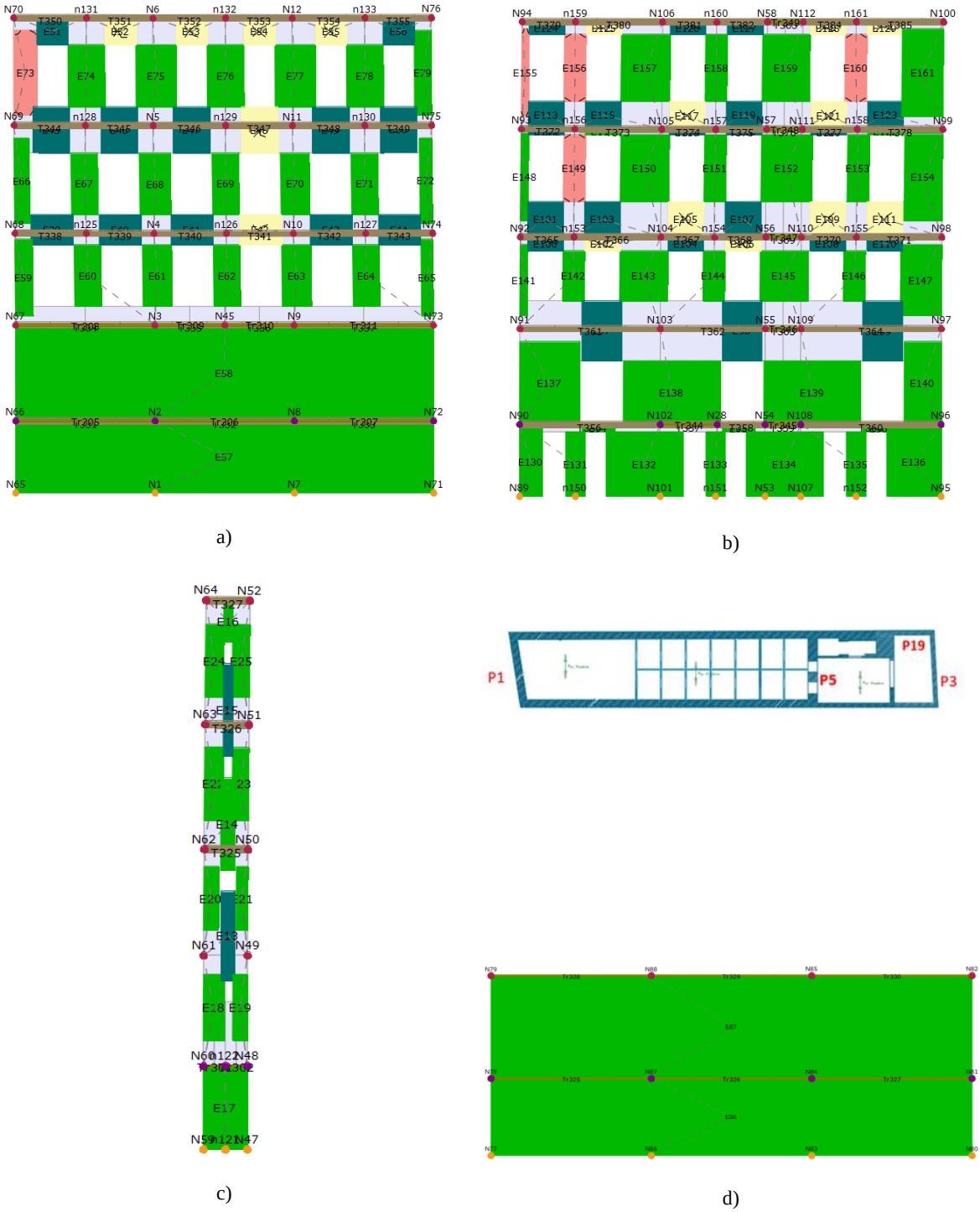


Figura 54 - Edifício em banda - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 1 em Y para dt: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3.

Com base na curva da Figura 53 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes a ocorrência do deslocamento-alvo (**dm = 58.7 mm**). Na Figura 55 estão apresentados os danos dos painéis da direção Y.

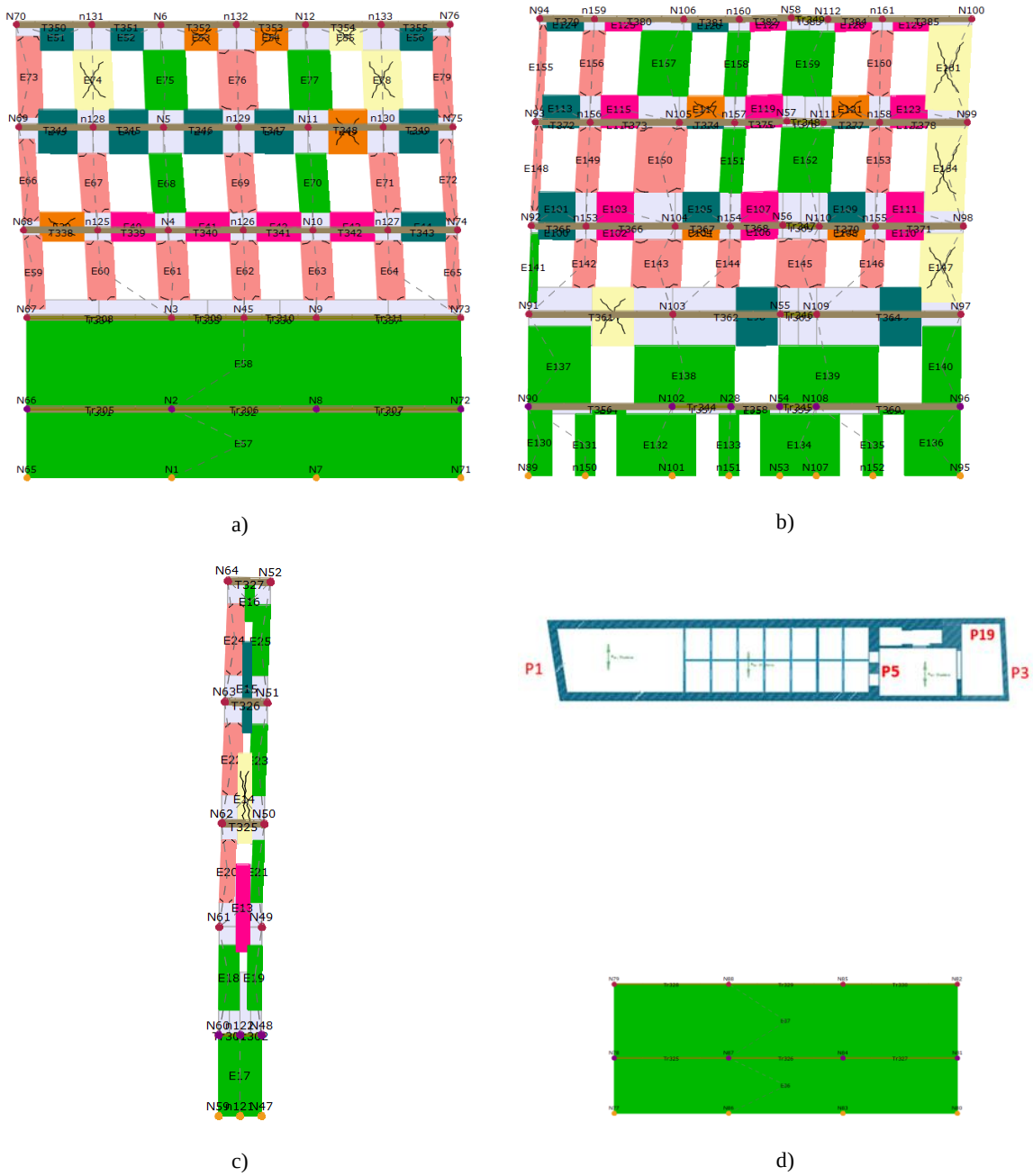


Figura 55 - Edifício em banda - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 1 em Y para dm: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3.

O ponto de deslocamento máximo (**dm = 58.7 mm**) ocorre na zona plástica da curva de capacidade (Figura 53), pelo que, é de se esperar que os painéis apresentem danos mais severos, por se tratar de um ponto de não eficiência da estrutura e que idealmente não deve ser atingido, e que não é para o Estado limite em análise (SD).

De acordo com a Figura 55, em estado próximo do colapso, os painéis da direção Y apresentam danos devido ao corte, à flexão, ineficiência de elementos (devido a esforços de tração), rotura por corte, rotura por flexão, crise severa e, o painel 3, não apresenta danos.

Considerou-se que o edifício em análise verifica a segurança para ação sísmica tipo 1, tanto para a consideração do modelo isolado, como para o modelo em banda, sendo de se esperar um melhor comportamento do edifício quando avaliado em banda na direção Y; de facto, o menor valor do α_{SD} é menos crítico no modelo em banda, e é cerca de 2.80 vezes maior que o seu equivalente no modelo isolado.

5.6.7.3. Edifício isolado - Resultados para o sismo tipo 2

Estão apresentadas na Figura 56 e Figura 57, as análises feitas para a ação sísmica tipo 2.

Ação Sísmica Tipo 2 – Com opção do deslocamento médio do piso

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	4.85	21.46	3.240
2	☑	+X	Static forces	0.00	6.07	27.36	3.225
3	☑	-X	Uniform	0.00	4.87	21.88	3.294
4	☑	-X	Static forces	0.00	6.11	21.98	2.810
5	☑	+Y	Uniform	0.00	45.73	62.01	1.356
6	☑	+Y	Static forces	0.00	53.63	31.25	0.583
7	☑	-Y	Uniform	0.00	46.53	31.70	0.681
8	☑	-Y	Static forces	0.00	50.52	32.19	0.637
9	☑	+X	Uniform	243.48	5.04	23.18	3.321
10	☑	+X	Uniform	-243.48	4.66	17.68	2.937
11	☑	+X	Static forces	243.48	6.35	21.15	2.610
12	☑	+X	Static forces	-243.48	5.79	28.53	3.422
13	☑	-X	Uniform	243.48	5.08	16.91	2.766
14	☑	-X	Uniform	-243.48	4.67	15.33	2.707
15	☑	-X	Static forces	243.48	6.42	22.50	2.789
16	☑	-X	Static forces	-243.48	5.80	23.59	3.012
17	☑	+Y	Uniform	1 449.66	46.24	59.49	1.287
18	☑	+Y	Uniform	-1 449.66	46.30	62.47	1.349
19	☑	+Y	Static forces	1 449.66	53.77	53.33	0.992
20	☑	+Y	Static forces	-1 449.66	51.63	30.56	0.592
21	☑	-Y	Uniform	1 449.66	47.52	30.00	0.631
22	☑	-Y	Uniform	-1 449.66	46.06	32.41	0.704
23	☑	-Y	Static forces	1 449.66	51.94	32.38	0.623
24	☑	-Y	Static forces	-1 449.66	52.98	33.85	0.639

a)

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	4.85	20.98	3.194
2	☑	+X	Static forces	0.00	6.07	27.78	3.263
3	☑	-X	Uniform	0.00	4.88	19.71	3.088
4	☑	-X	Static forces	0.00	6.11	21.36	2.757
5	☑	+Y	Uniform	0.00	46.38	58.45	1.260
6	☑	+Y	Static forces	0.00	53.27	31.26	0.587
7	☑	-Y	Uniform	0.00	45.05	23.15	0.514
8	☑	-Y	Static forces	0.00	51.67	31.89	0.617
9	☑	+X	Uniform	243.48	5.04	30.11	3.976
10	☑	+X	Uniform	-243.48	4.66	16.62	2.834
11	☑	+X	Static forces	243.48	6.35	23.47	2.800
12	☑	+X	Static forces	-243.48	5.80	27.69	3.348
13	☑	-X	Uniform	243.48	5.08	18.16	2.882
14	☑	-X	Uniform	-243.48	4.67	15.25	2.701
15	☑	-X	Static forces	243.48	6.42	34.28	3.767
16	☑	-X	Static forces	-243.48	5.80	17.15	2.456
17	☑	+Y	Uniform	1 449.66	47.12	56.91	1.208
18	☑	+Y	Uniform	-1 449.66	46.33	60.88	1.314
19	☑	+Y	Static forces	1 449.66	55.22	33.42	0.605
20	☑	+Y	Static forces	-1 449.66	51.67	30.69	0.594
21	☑	-Y	Uniform	1 449.66	45.64	20.43	0.448
22	☑	-Y	Uniform	-1 449.66	45.07	33.05	0.733
23	☑	-Y	Static forces	1 449.66	51.33	24.64	0.480
24	☑	-Y	Static forces	-1 449.66	53.64	33.15	0.618

b)

Figura 56 – Edifício isolado considerando como nó de controle: a) Nó 6; b) Nó 12.

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	4.85	20.98	3.194
2	☑	+X	Static forces	0.00	6.07	27.78	3.263
3	☑	-X	Uniform	0.00	4.88	19.71	3.088
4	☑	-X	Static forces	0.00	6.11	21.36	2.757
5	☑	+Y	Uniform	0.00	47.22	57.40	1.216
6	☑	+Y	Static forces	0.00	53.60	56.70	1.058
7	☑	-Y	Uniform	0.00	45.95	32.60	0.709
8	☑	-Y	Static forces	0.00	51.50	34.13	0.663
9	☑	+X	Uniform	243.48	5.04	30.10	3.975
10	☑	+X	Uniform	-243.48	4.66	16.62	2.835
11	☑	+X	Static forces	243.48	6.35	23.47	2.800
12	☑	+X	Static forces	-243.48	5.80	27.69	3.348
13	☑	-X	Uniform	243.48	5.08	18.15	2.882
14	☑	-X	Uniform	-243.48	4.67	15.25	2.701
15	☑	-X	Static forces	243.48	6.42	34.27	3.767
16	☑	-X	Static forces	-243.48	5.80	17.15	2.456
17	☑	+Y	Uniform	1 449.66	46.75	57.42	1.228
18	☑	+Y	Uniform	-1 449.66	46.95	58.80	1.252
19	☑	+Y	Static forces	1 449.66	50.89	56.75	1.115
20	☑	+Y	Static forces	-1 449.66	52.45	60.68	1.157
21	☑	-Y	Uniform	1 449.66	45.47	30.10	0.662
22	☑	-Y	Uniform	-1 449.66	46.85	34.21	0.730
23	☑	-Y	Static forces	1 449.66	51.36	33.34	0.649
24	☑	-Y	Static forces	-1 449.66	52.50	35.72	0.680

a)

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	4.85	21.47	3.240
2	☑	+X	Static forces	0.00	6.07	27.36	3.225
3	☑	-X	Uniform	0.00	4.87	21.88	3.294
4	☑	-X	Static forces	0.00	6.11	21.99	2.811
5	☑	+Y	Uniform	0.00	46.88	56.95	1.215
6	☑	+Y	Static forces	0.00	53.66	56.74	1.057
7	☑	-Y	Uniform	0.00	44.85	31.64	0.705
8	☑	-Y	Static forces	0.00	51.51	34.10	0.662
9	☑	+X	Uniform	243.48	5.04	23.18	3.321
10	☑	+X	Uniform	-243.48	4.66	17.69	2.938
11	☑	+X	Static forces	243.48	6.35	21.15	2.610
12	☑	+X	Static forces	-243.48	5.79	28.54	3.422
13	☑	-X	Uniform	243.48	5.08	16.91	2.766
14	☑	-X	Uniform	-243.48	4.67	15.34	2.708
15	☑	-X	Static forces	243.48	6.42	22.50	2.789
16	☑	-X	Static forces	-243.48	5.80	17.76	2.517
17	☑	+Y	Uniform	1 449.66	48.19	54.67	1.135
18	☑	+Y	Uniform	-1 449.66	46.95	59.72	1.272
19	☑	+Y	Static forces	1 449.66	50.86	56.79	1.117
20	☑	+Y	Static forces	-1 449.66	52.46	59.84	1.141
21	☑	-Y	Uniform	1 449.66	45.63	29.17	0.639
22	☑	-Y	Uniform	-1 449.66	46.09	33.17	0.720
23	☑	-Y	Static forces	1 449.66	51.02	33.34	0.653
24	☑	-Y	Static forces	-1 449.66	53.00	35.69	0.674

b)

Figura 57 – Edifício isolado considerando como nó de controle: a) Nó 24; b) Nó 30.

5.6.7.3. a) Ação sísmica na direção X

Na **direção X**, o menor valor de α_{SD} para a ação sísmica tipo 2 é igual 2.456, ocorre nos nós 12 e 24, pertencentes a mesma parede, para a verificação número 16: direção -X, forças estáticas e com excentricidade -243.48mm. Na Figura 58 é apresentado o desenho esquemático desta verificação e na Figura 59 é apresentada a curva de capacidade correspondente.

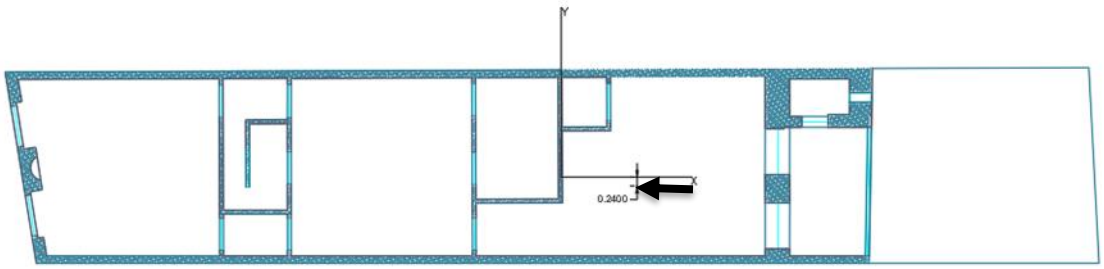


Figura 58 - Edifício isolado – Ação sísmica tipo 2: direção -X e excentricidade -243.48 mm.

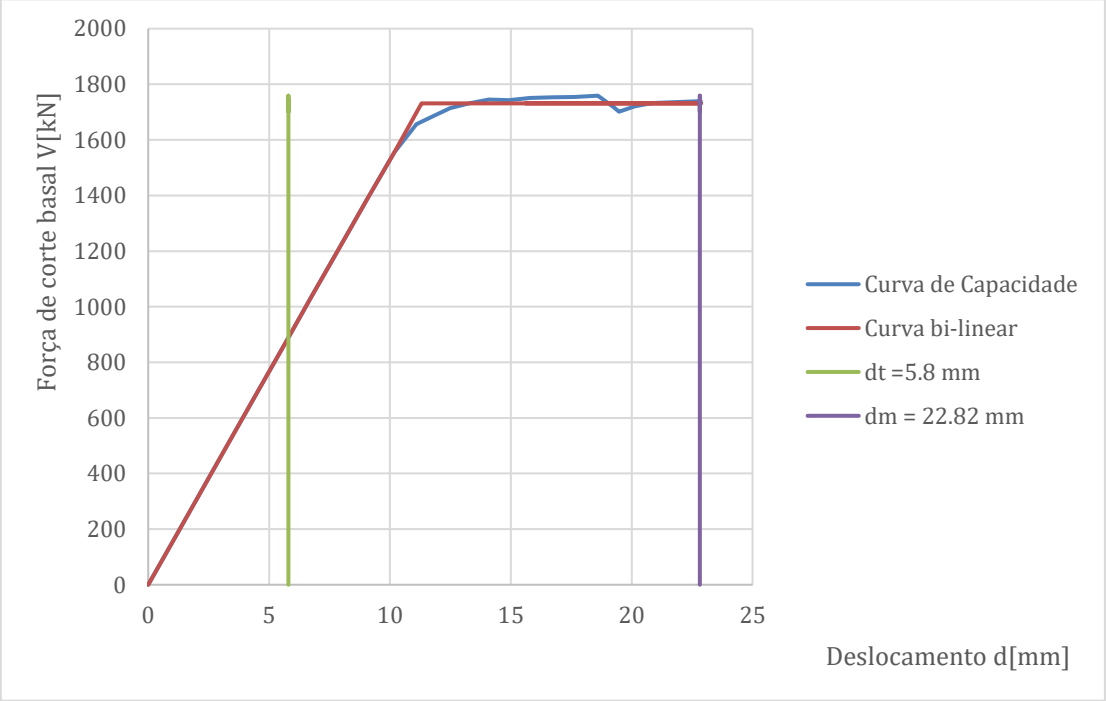
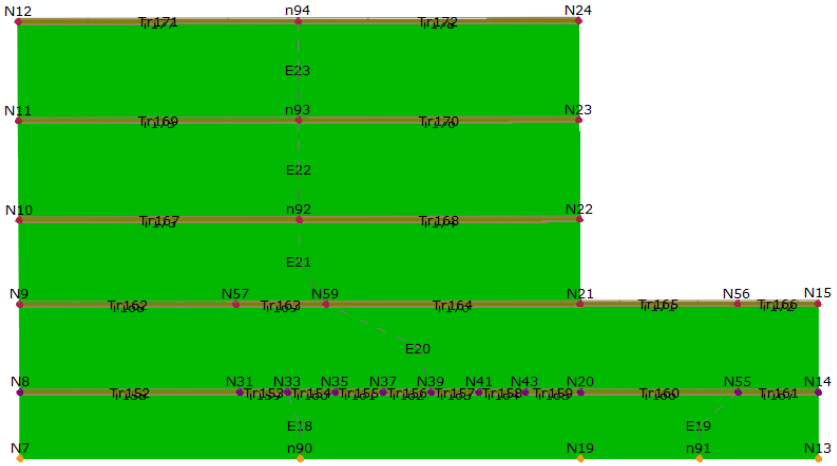
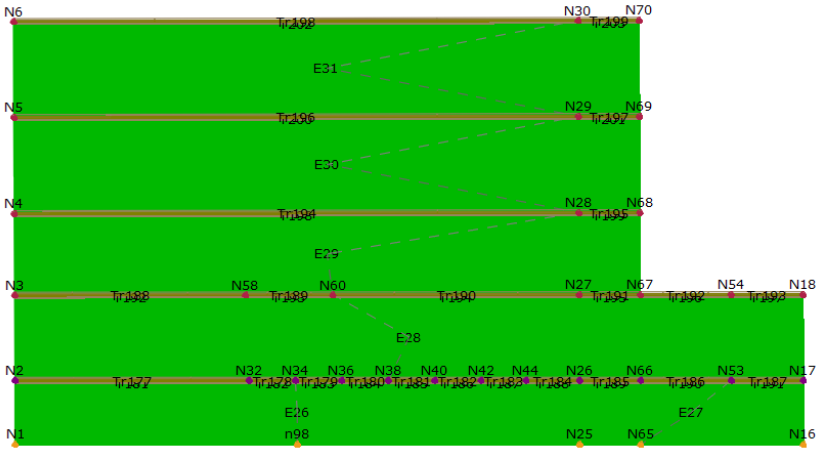


Figura 59 - Curva Pushover - Edifício isolado – Ação sísmica tipo 2: direção -X e excentricidade -243.48 mm.

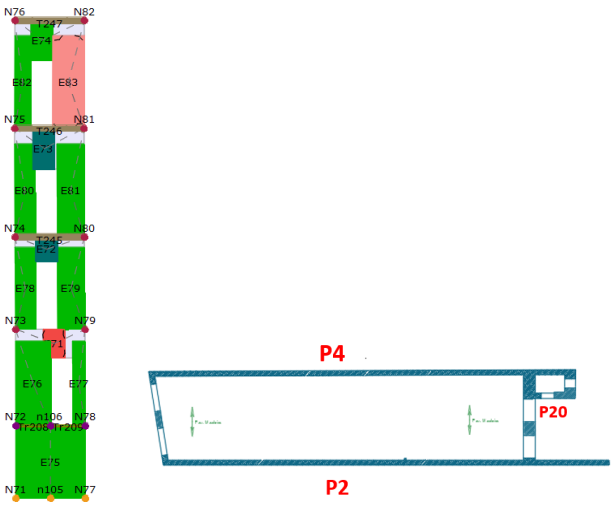
Com base na curva da Figura 59 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes a ocorrência do deslocamento-alvo (**dt = 5.8 mm**). Na Figura 60 estão apresentados os danos dos painéis da direção X.



a)



b)



c)

Figura 60 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 2 em X para dt: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20.

O ponto de deslocamento-alvo (**dt = 5.8 mm**) ocorre para a fase elástica da curva de capacidade; sendo assim, é de se esperar que não ocorram danos severos nos painéis. Apesar da ação ser na direção X, os painéis dessa direção apresentam-se quase sem danos, de acordo com a Figura 60, sendo que o painel 20 é o único que apresenta danos e os restantes (painéis 2 e 4) não.

Na Figura 61 estão apresentados os danos dos painéis da direção Y.

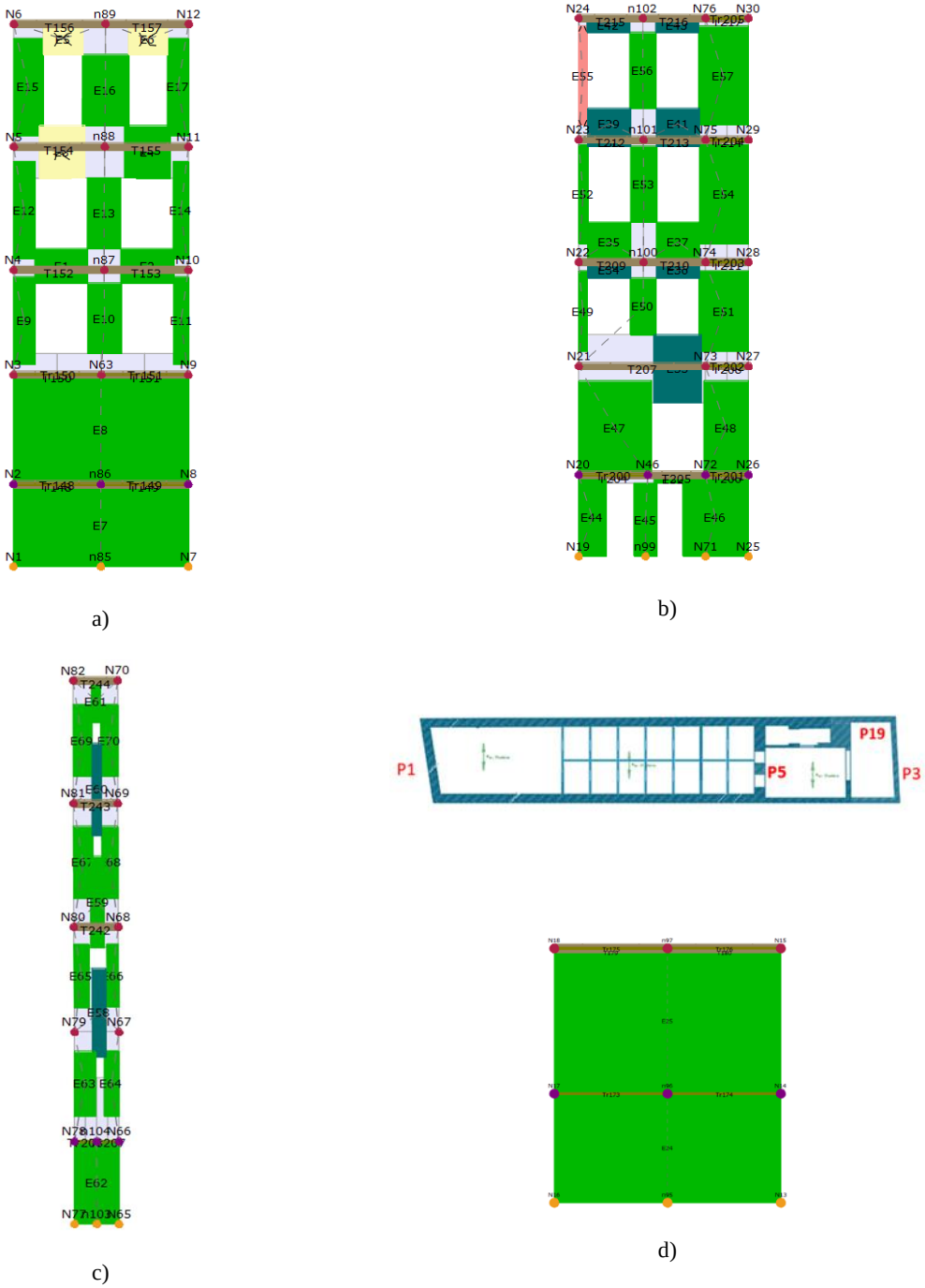
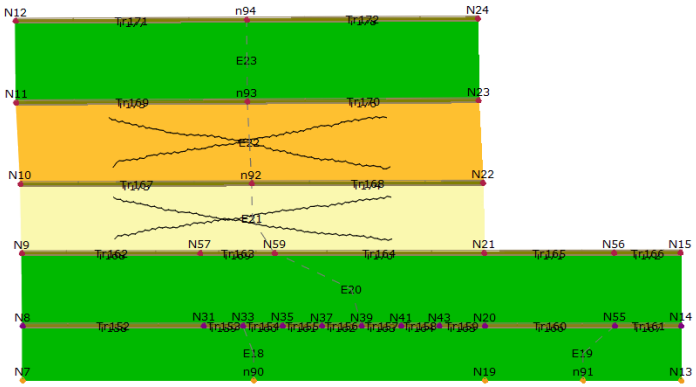


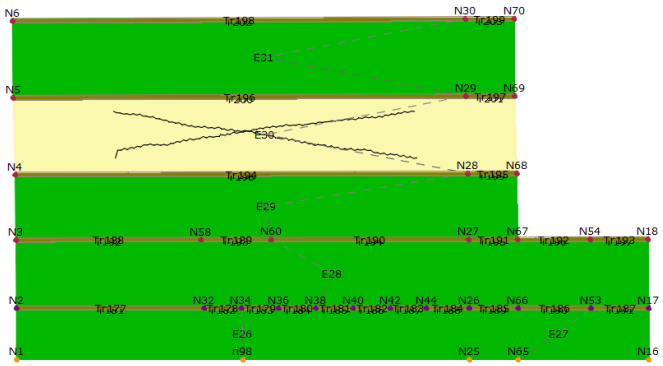
Figura 61 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 2 em X para dt: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3.

Apesar da ação sísmica estar aplicada na direção X, é possível notar alguns danos consideráveis nos painéis da direção Y, de acordo com a Figura 61 e tendo em conta a ocorrência do ponto do deslocamento-alvo (**dt = 5.8 mm**). Este ponto ocorre na fase elástica e os painéis desta direção apresentam danos por corte, elementos ineficientes, danos severos e apresenta ainda um painel sem danos (painel 3).

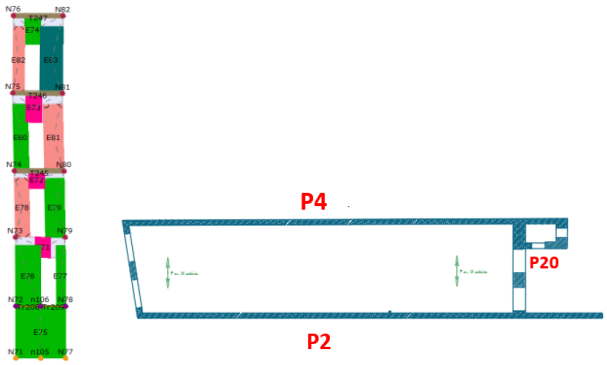
Com base na curva da Figura 59 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes a ocorrência do deslocamento-máximo (**dm = 22.82 mm**). Na Figura 62 estão apresentados os danos dos painéis da direção X e na Figura 63 os danos dos painéis da direção Y.



a)



b)



c)

Figura 62 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 2 em X para dm: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20.

Na ocorrência do deslocamento-máximo (**dm = 22.82 mm**), notam-se alguns danos nos painéis da direção X. De acordo com a Figura 62, estes danos são essencialmente de rotura por corte, danos por corte, danos severos, dano por flexão e devidos a elementos ineficientes. De salientar que, idealmente, o ponto de deslocamento-máximo não deve ser alcançado na estrutura.

Os danos para os painéis da direção Y, quando é atingido o ponto de deslocamento-máximo (**dm = 22.82 mm**) estão apresentados na Figura 63. Estes painéis apresentam danos devidos ao corte, a rotura por corte, danos severos, danos por flexão e elementos ineficientes, mas o painel 3 não apresenta danos.

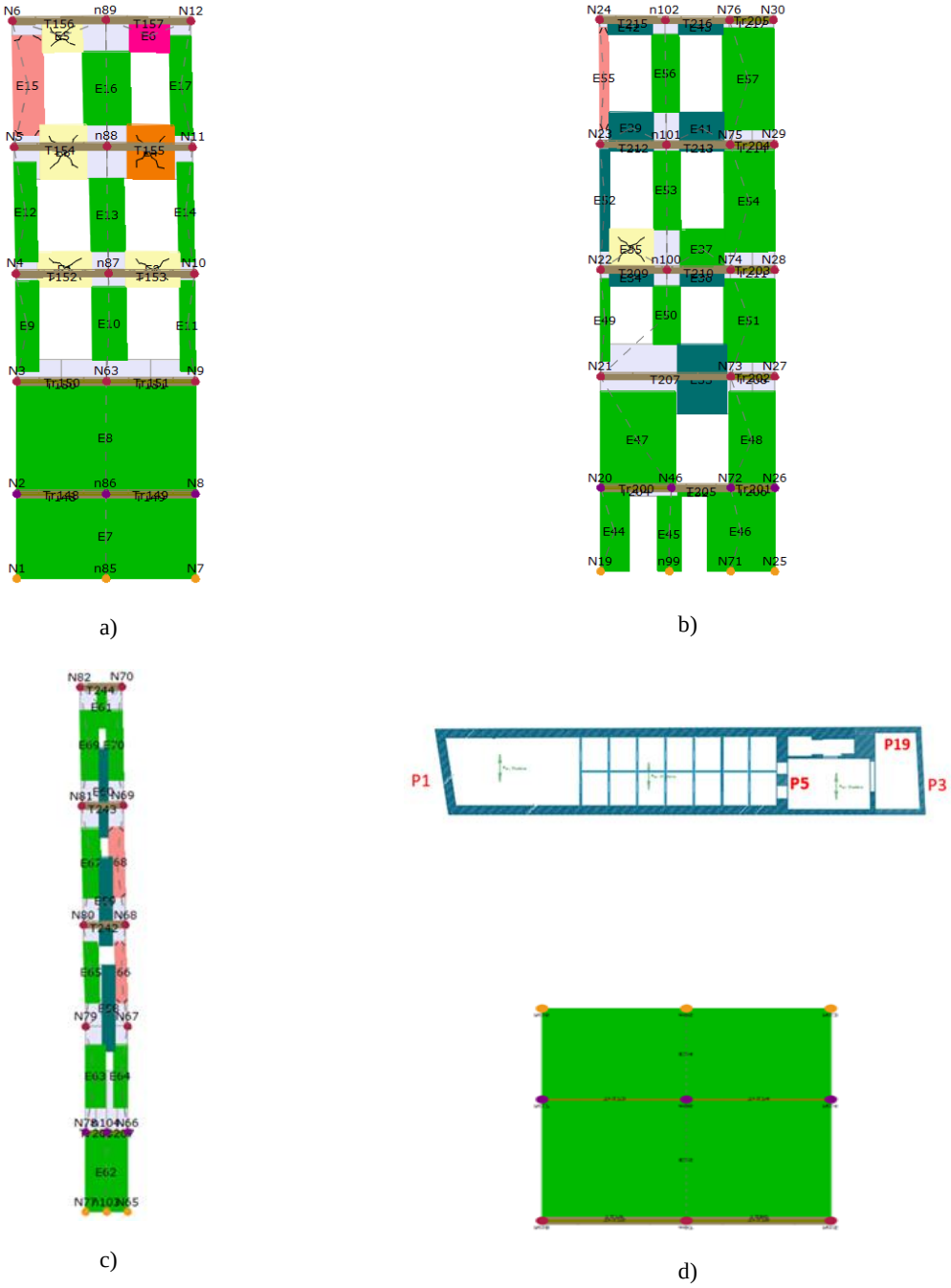


Figura 63 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 2 em X para dm: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3.

Conclui-se assim que a estrutura verifica a segurança para a direção X, quando está sujeita a ação sísmica tipo 2, apesar de, os painéis apresentarem danos consideráveis, principalmente na direção Y.

5.6.7.3. b) Ação sísmica na direção Y

Na **direção Y**, o menor valor de α_{SD} para a ação sísmica tipo 2 é igual 0.448 (valor inferior a 1 - indicador da não verificação a segurança, que depois aparece refletida na curva de pushover/capacidade) ocorre no nó 12, para a verificação número 21: direção -Y, forças uniformes e com excentricidade 1449.66 mm. Na Figura 64 é apresentado o desenho esquemático desta verificação e na Figura 65 é apresentada a curva de capacidade correspondente.

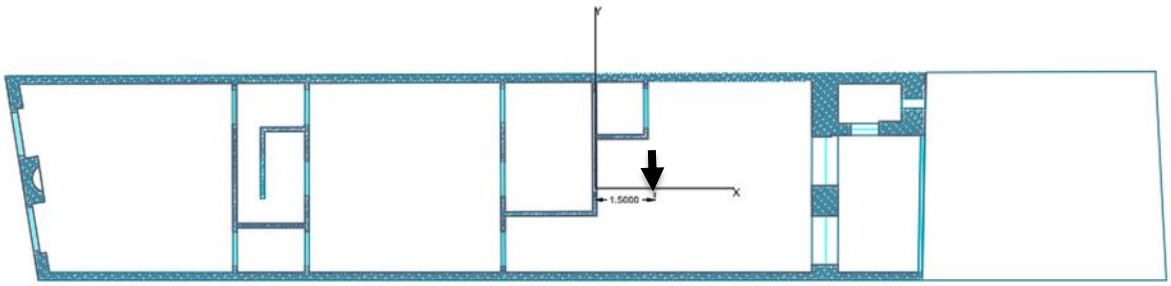


Figura 64 - Edifício isolado – Ação sísmica tipo 2: direção -Y e excentricidade 1449.66 mm.

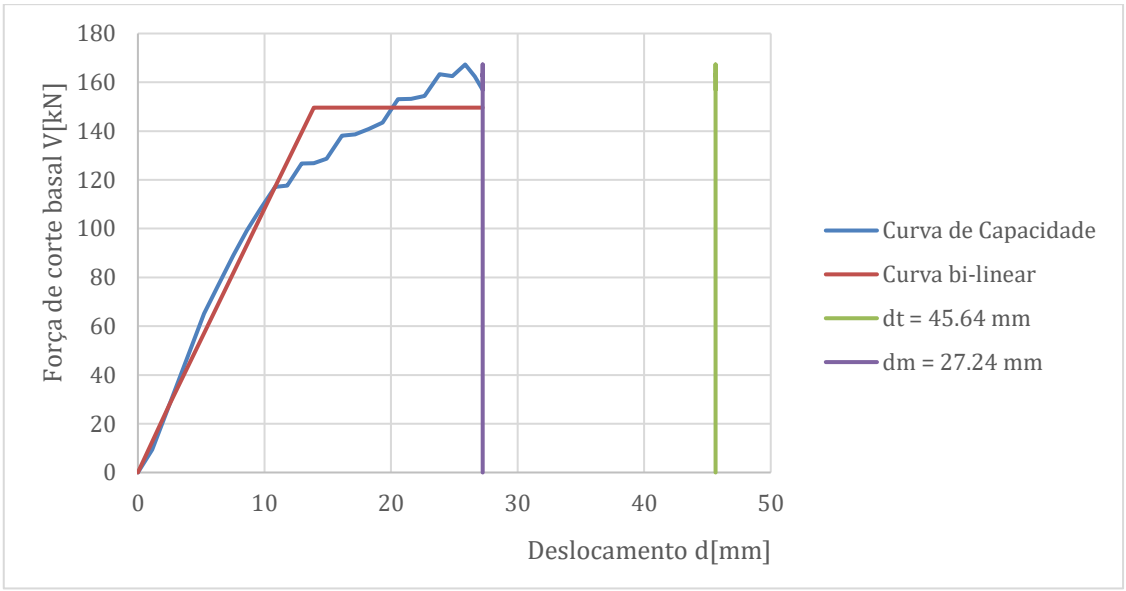
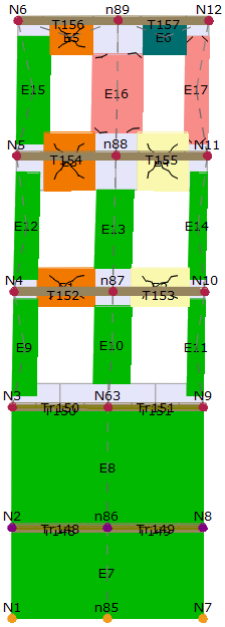
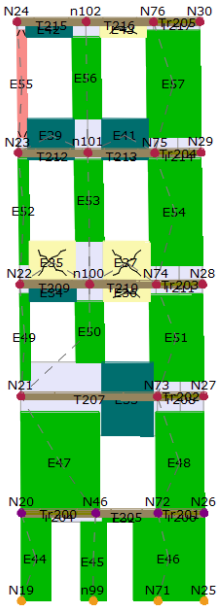


Figura 65 - Curva Pushover – Edifício isolado - Ação sísmica tipo 2: direção -Y e excentricidade 1449.66 mm.

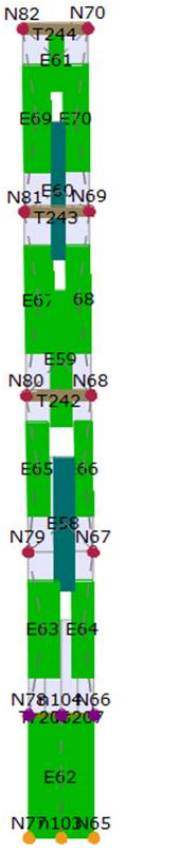
Com base na curva da Figura 65 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes a ocorrência do deslocamento-máximo (**dm = 27.24 mm**), já que o deslocamento-alvo ultrapassa o máximo e por isso já está em rotura. Na Figura 66 estão apresentados os danos dos painéis da direção Y. Permitindo ver o padrão de danos que levam à rotura e onde será preciso atuar.



a)

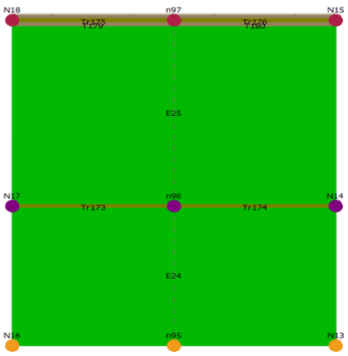


b)



c)





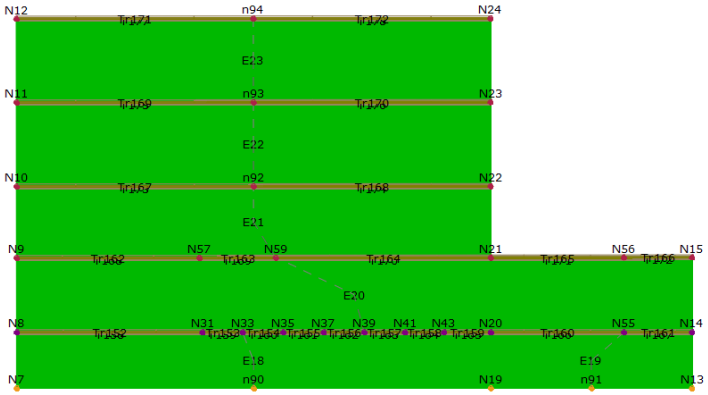
d)

Figura 66 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 2 em Y para dm: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3.

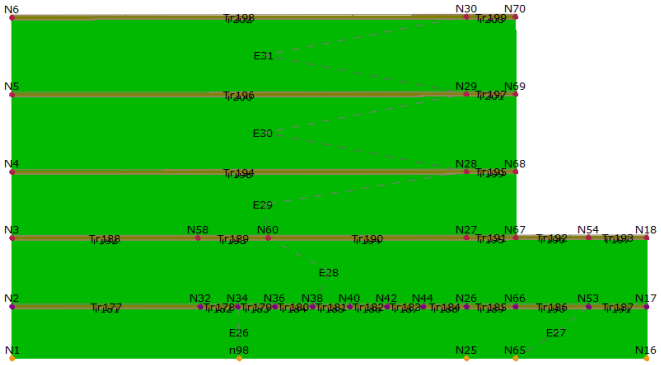
De acordo com a curva da Figura 65, nota-se que o ponto de deslocamento-alvo (**dt = 45.64 mm**) encontra-se fora da curva de capacidade, isto é, a estrutura não verifica a segurança para esta direção quando sujeita a ação sísmica tipo 2.

No entanto, estão apresentados na Figura 66 os danos nos painéis da direção Y para a ocorrência do deslocamento-máximo (**dm= 27.24 mm**), sendo que, estes danos são essencialmente de corte, de rotura por corte, de rotura por flexão e devido a elementos ineficientes.

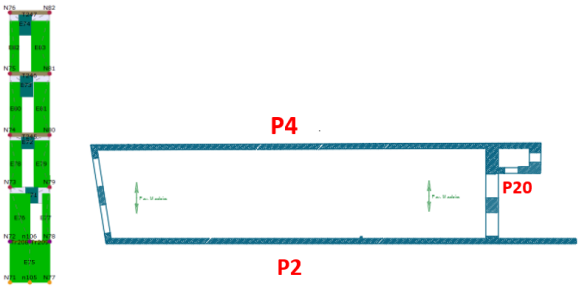
Com base na curva da Figura 65 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes a ocorrência do deslocamento-máximo (**dm = 27.24 mm**). Na Figura 67 estão apresentados os danos dos painéis da direção X.



a)



b)



c)

Figura 67 - Edifício isolado - Danos nos painéis da direção X para a ação sísmica tipo 2 em Y para dm: a) Painel 2; b) Painel 4; c) Painel 20.

Apesar de estarem a ser avaliados os danos para a ocorrência do ponto de deslocamento-máximo (**dm = 27.24 mm**) que, idealmente não deve ser alcançado para a estrutura, os painéis da direção X quase não que não apresentam danos, de acordo com a Figura 67. De facto, os painéis 2 e 4 não apresentam danos e o painel 20 apresenta alguns danos devidos a elementos ineficientes.

Contudo, o edifício em análise não verifica a segurança para a ação sísmica tipo 2 na direção Y, apesar de verificar para a direção X.

5.6.7.4. Edifício em banda - Resultados para o sismo tipo 2

Estão apresentadas na Figura 68 e Figura 69, as análises feitas para a ação sísmica tipo 2.

Ação Sísmica Tipo 2 – Com opção do deslocamento médio do piso

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	4.38	16.20	2.657
2	☑	+X	Static forces	0.00	5.43	16.31	2.269
3	☑	-X	Uniform	0.00	4.38	12.47	2.287
4	☑	-X	Static forces	0.00	5.43	19.14	2.622
5	☑	+Y	Uniform	0.00	27.25	66.06	2.424
6	☑	+Y	Static forces	0.00	30.58	54.87	1.794
7	☑	-Y	Uniform	0.00	27.98	38.90	1.390
8	☑	-Y	Static forces	0.00	29.98	47.55	1.586
9	☑	+X	Uniform	730.45	4.62	15.07	2.475
10	☑	+X	Uniform	-730.45	4.14	17.24	2.837
11	☑	+X	Static forces	730.45	5.85	15.61	2.121
12	☑	+X	Static forces	-730.45	5.01	16.04	2.336
13	☑	-X	Uniform	730.45	4.63	11.84	2.169
14	☑	-X	Uniform	-730.45	4.14	11.44	2.233
15	☑	-X	Static forces	730.45	5.85	20.31	2.629
16	☑	-X	Static forces	-730.45	5.02	17.67	2.577
17	☑	+Y	Uniform	1 500.13	28.42	44.24	1.556
18	☑	+Y	Uniform	-1 500.13	29.38	77.29	2.631
19	☑	+Y	Static forces	1 500.13	31.69	43.88	1.385
20	☑	+Y	Static forces	-1 500.13	33.21	65.75	1.980
21	☑	-Y	Uniform	1 500.13	27.43	35.96	1.311
22	☑	-Y	Uniform	-1 500.13	27.37	48.42	1.769
23	☑	-Y	Static forces	1 500.13	0.00	0.00	0.000
24	☑	-Y	Static forces	-1 500.13	30.64	59.46	1.941

a)

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	4.38	16.75	2.715
2	☑	+X	Static forces	0.00	5.43	16.63	2.304
3	☑	-X	Uniform	0.00	4.38	13.39	2.383
4	☑	-X	Static forces	0.00	5.43	18.99	2.602
5	☑	+Y	Uniform	0.00	26.56	54.60	2.056
6	☑	+Y	Static forces	0.00	30.40	54.81	1.803
7	☑	-Y	Uniform	0.00	28.03	38.88	1.387
8	☑	-Y	Static forces	0.00	30.04	47.50	1.581
9	☑	+X	Uniform	730.45	4.62	15.48	2.519
10	☑	+X	Uniform	-730.45	4.14	16.84	2.795
11	☑	+X	Static forces	730.45	5.85	16.29	2.191
12	☑	+X	Static forces	-730.45	5.01	15.83	2.312
13	☑	-X	Uniform	730.45	4.63	12.25	2.206
14	☑	-X	Uniform	-730.45	4.14	11.14	2.204
15	☑	-X	Static forces	730.45	5.85	20.85	2.682
16	☑	-X	Static forces	-730.45	5.02	17.41	2.547
17	☑	+Y	Uniform	1 500.13	28.40	44.88	1.580
18	☑	+Y	Uniform	-1 500.13	26.64	63.20	2.373
19	☑	+Y	Static forces	1 500.13	31.66	42.88	1.354
20	☑	+Y	Static forces	-1 500.13	29.10	64.54	2.218
21	☑	-Y	Uniform	1 500.13	27.43	151.90	5.538
22	☑	-Y	Uniform	-1 500.13	28.50	47.90	1.681
23	☑	-Y	Static forces	1 500.13	0.00	0.00	0.000
24	☑	-Y	Static forces	-1 500.13	31.79	59.54	1.873

b)

Figura 68 - Edifício em banda considerando como nó de controle: a) Nó 6; b) Nó 12.

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	4.38	16.75	2.715
2	☑	+X	Static forces	0.00	5.43	16.63	2.304
3	☑	-X	Uniform	0.00	4.38	13.39	2.383
4	☑	-X	Static forces	0.00	5.43	18.99	2.602
5	☑	+Y	Uniform	0.00	30.59	46.02	1.505
6	☑	+Y	Static forces	0.00	32.15	50.27	1.563
7	☑	-Y	Uniform	0.00	27.77	38.82	1.398
8	☑	-Y	Static forces	0.00	0.00	0.00	0.000
9	☑	+X	Uniform	730.45	4.62	15.13	2.482
10	☑	+X	Uniform	-730.45	4.14	16.84	2.795
11	☑	+X	Static forces	730.45	5.85	16.29	2.191
12	☑	+X	Static forces	-730.45	5.01	15.83	2.312
13	☑	-X	Uniform	730.45	4.63	12.40	2.225
14	☑	-X	Uniform	-730.45	4.14	11.14	2.204
15	☑	-X	Static forces	730.45	5.85	20.11	2.614
16	☑	-X	Static forces	-730.45	5.02	17.41	2.547
17	☑	+Y	Uniform	1 500.13	29.73	45.86	1.543
18	☑	+Y	Uniform	-1 500.13	26.67	55.83	2.093
19	☑	+Y	Static forces	1 500.13	34.75	45.75	1.316
20	☑	+Y	Static forces	-1 500.13	32.07	62.00	1.933
21	☑	-Y	Uniform	1 500.13	27.58	34.97	1.268
22	☑	-Y	Uniform	-1 500.13	27.64	46.28	1.674
23	☑	-Y	Static forces	1 500.13	0.00	0.00	0.000
24	☑	-Y	Static forces	-1 500.13	31.85	58.40	1.833

a)

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [mm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
1	☑	+X	Uniform	0.00	4.38	16.20	2.657
2	☑	+X	Static forces	0.00	5.43	16.31	2.269
3	☑	-X	Uniform	0.00	4.38	12.47	2.287
4	☑	-X	Static forces	0.00	5.43	19.13	2.619
5	☑	+Y	Uniform	0.00	30.58	46.04	1.506
6	☑	+Y	Static forces	0.00	32.20	50.28	1.562
7	☑	-Y	Uniform	0.00	27.78	41.88	1.508
8	☑	-Y	Static forces	0.00	33.48	47.52	1.420
9	☑	+X	Uniform	730.45	4.62	15.07	2.474
10	☑	+X	Uniform	-730.45	4.14	17.24	2.837
11	☑	+X	Static forces	730.45	5.85	15.61	2.121
12	☑	+X	Static forces	-730.45	5.01	16.04	2.336
13	☑	-X	Uniform	730.45	4.63	11.83	2.165
14	☑	-X	Uniform	-730.45	4.14	11.45	2.233
15	☑	-X	Static forces	730.45	5.85	19.09	2.516
16	☑	-X	Static forces	-730.45	5.02	17.76	2.586
17	☑	+Y	Uniform	1 500.13	29.71	45.89	1.544
18	☑	+Y	Uniform	-1 500.13	26.90	64.87	2.412
19	☑	+Y	Static forces	1 500.13	34.78	44.03	1.266
20	☑	+Y	Static forces	-1 500.13	29.08	62.02	2.133
21	☑	-Y	Uniform	1 500.13	27.58	35.75	1.296
22	☑	-Y	Uniform	-1 500.13	27.67	50.47	1.824
23	☑	-Y	Static forces	1 500.13	0.00	0.00	0.000
24	☑	-Y	Static forces	-1 500.13	31.89	58.41	1.831

b)

Figura 69 - Edifício em banda considerando como nó de controle: a) Nó 24; b) Nó 30.

Na **direção Y**, o menor valor de α_{SD} para a ação sísmica tipo 2 é igual a 1.266, ocorre no nó 30, para a verificação número 19: direção +Y, forças estáticas e com excentricidade 1500 mm.

Na Figura 70 é apresentada a curva de capacidade correspondente a esta verificação.

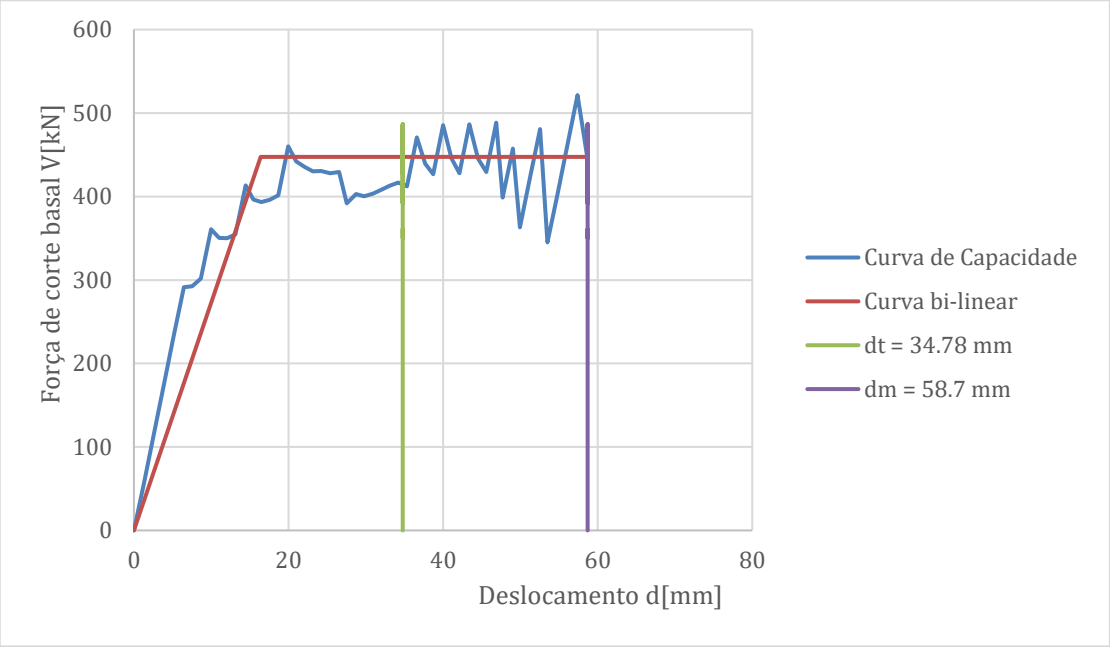


Figura 70 – Curva Pushover - Edifício em banda – Ação sísmica tipo 2: direção +Y e excentricidade 1500 mm.

Com base na curva da Figura 70 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes a ocorrência do deslocamento-alvo (**dt = 34.78 mm**). Na Figura 71, estão apresentados os danos nos painéis da direção Y.

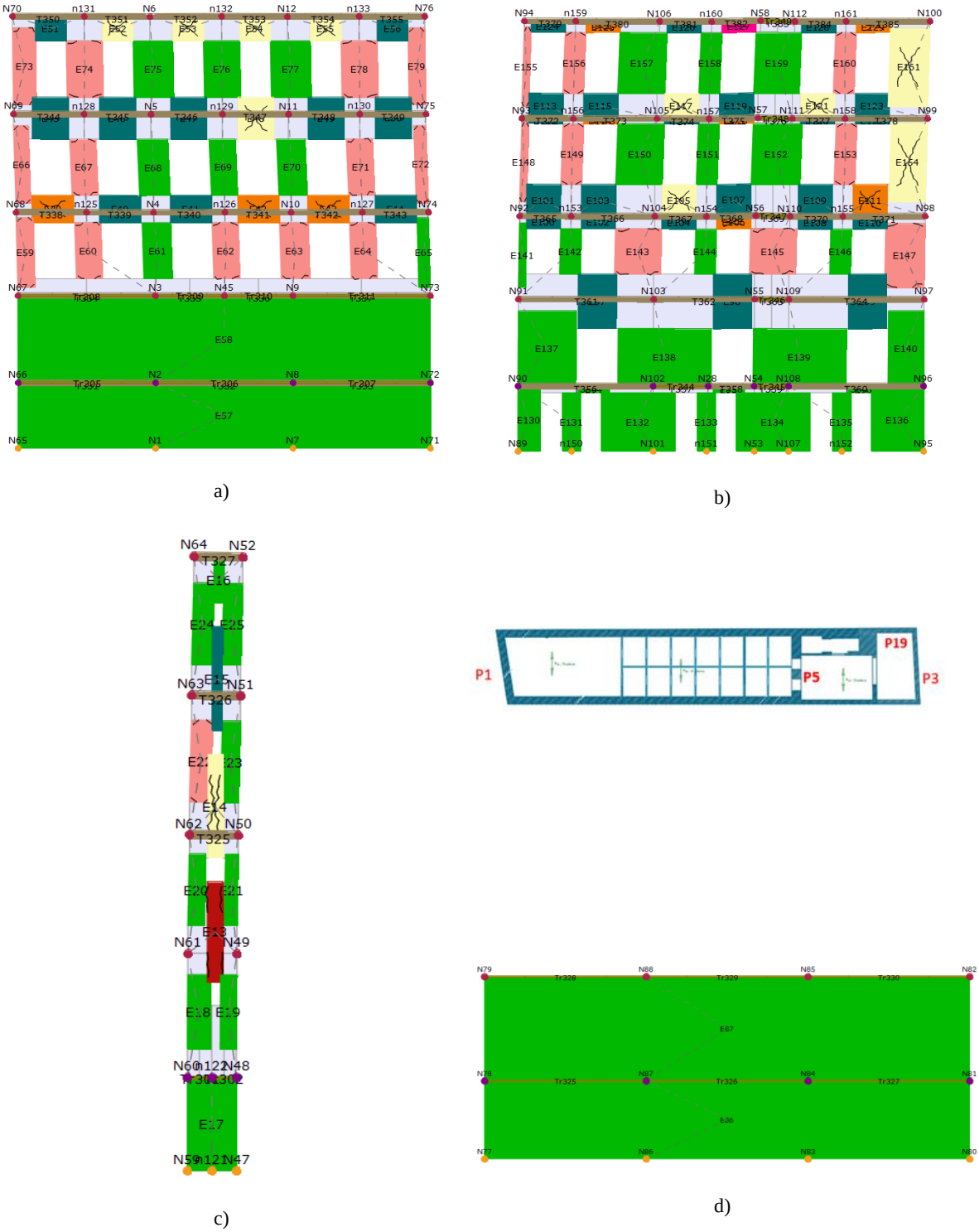


Figura 71 - Edifício em banda - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 2 em Y para dt: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3.

Com base na curva da Figura 70 é possível notar que o ponto do deslocamento-alvo (**dt = 34.78 mm**) encontra-se na zona não linear. É de se esperar que os painéis da direção Y apresentem danos consideráveis, com predominância de danos devido a ineficiência de alguns elementos, por estarem sujeitos a esforços de tração. No entanto, ocorrem outros tipos de danos devido ao corte, à flexão, rotura por corte e flexão; mas o painel 3, não apresenta danos para esta ação.

Com base na curva da Figura 70 são apresentados a seguir os danos nos painéis de alvenaria, correspondentes a ocorrência do deslocamento-alvo (**dt = 58.7 mm**). Na Figura 72, estão apresentados os danos nos painéis da direção Y.

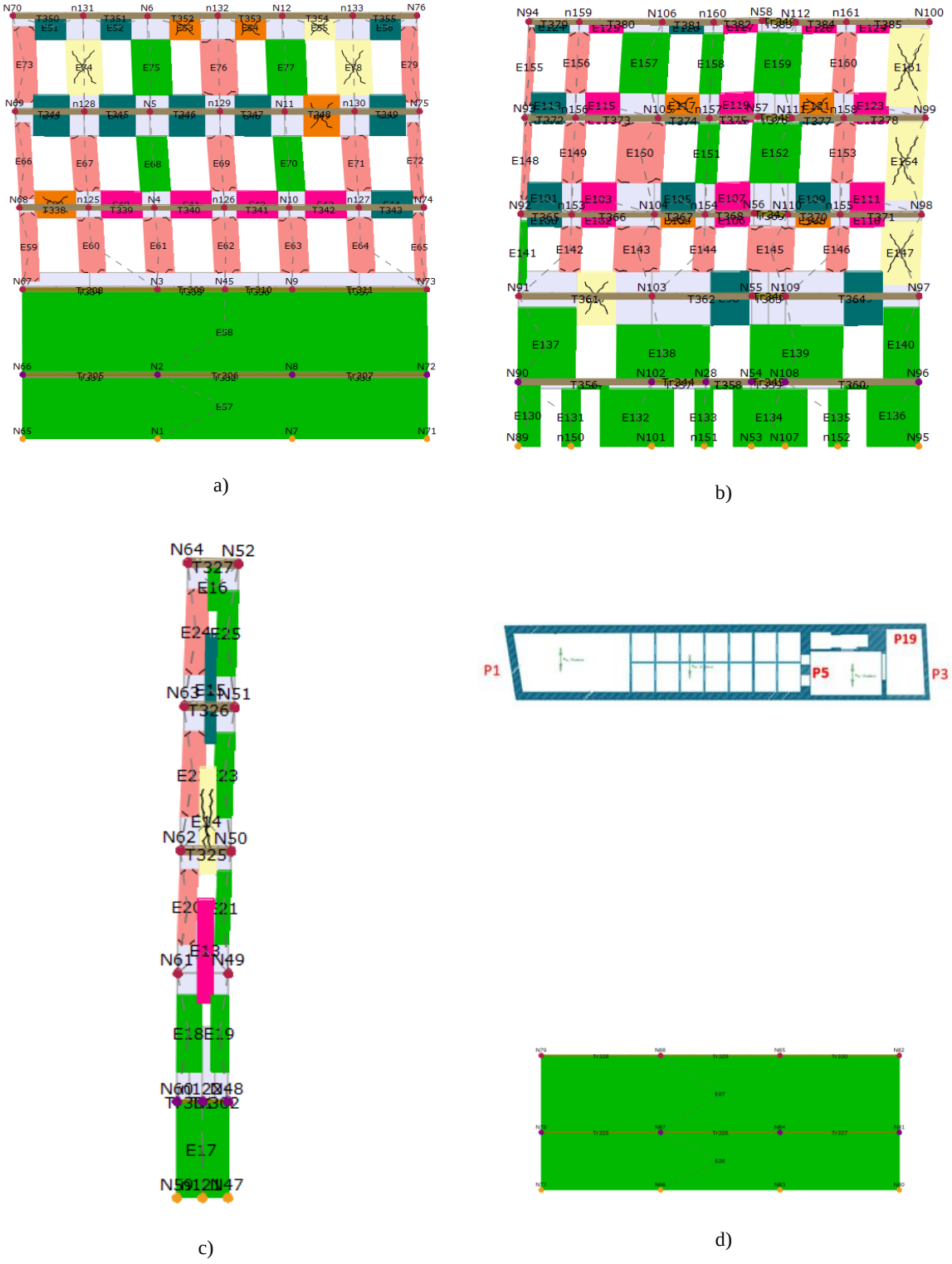


Figura 72 - Edifício em banda - Danos nos painéis da direção Y para ação sísmica tipo 2 em Y para dm: a) Painel 1; b) Painel 5; c) Painel 19; d) Painel 3.

Pelo facto de ambos os deslocamentos se encontrarem em regime não linear (**dt= 34.78 mm e dm= 58.7 mm**) verifica-se uma similaridade de danos na ocorrência dos dois pontos. De acordo com a Figura 72 ocorrem nos painéis da direção Y, danos devido a ineficiência de alguns elementos, por estarem sujeitos a esforços de tração, danos devido ao corte, e à flexão, danos severos e rotura por corte e flexão, mas o painel 3 não apresenta danos para esta ação.

As análises do modelo de edifício em banda, conduzem à verificação da segurança do edifício para as duas ações sísmicas (1 e 2) atuando na direção Y, sendo que, esta direção foi condicionante para a não verificação da segurança no modelo de edifício isolado. Contudo, com esta última análise conclui-se que é verificada a segurança às duas ações sísmicas (1 e 2) para as direções X e Y.

6
ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

Neste capítulo é feita a análise comparativa dos resultados obtidos através da aplicação dos três métodos de análise, nomeadamente: métodos expeditos (Métodos I e II) e método de referência (Método III), aplicados para a avaliação da segurança sísmica do edifício em análise no âmbito da presente tese. Na Tabela 37 é apresentado o resumo dos resultados dos diferentes métodos, considerando o modelo de edifício isolado.

Tabela 37 - Resumo dos resultados dos Métodos I, II e III na verificação sísmica (sim/não) – Edifício isolado.

	Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Verificação	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Método I	Não	Não	Não	Não
Método II	Sim	Não	Não	Não
Método II	Sim	Sim	Sim	Não

De um modo geral, conclui-se que o edifício não verifica a segurança nas duas direções (X e Y) de acordo com o Método I, sendo este o método mais conservativo entre os três métodos de avaliação da vulnerabilidade sísmica abordados no contexto desta tese. Este método procede ao cálculo da resistência do edifício baseado exclusivamente nas suas propriedades geométricas, sem ter em conta as propriedades mecânicas e resistentes do mesmo.

A avaliação pelo Método II (mais complexo e menos conservativo que o Método I), tem em consideração as propriedades geométricas e mecânicas do edifício, conduzindo a resultados satisfatórios para a ação sísmica tipo 1 a atuar na direção X. No entanto, o edifício não verifica a segurança para a ação tipo 1 na direção Y e para a ação tipo 2 nas duas direções (X e Y). Para este método os valores do rácio (CSc/CS_E), para o sismo tipo 1 estão entre 4 e 28 % acima do mínimo necessário para a satisfação da segurança; para a ação sísmica tipo 2, a capacidade (CSc), teria que ser (no mínimo) 52% maior, para garantir a segurança para esta ação, levando com que o edifício verificasse a totalidade da segurança à ação sísmica para a direção X. A verificação para a direção Y seria muito mais difícil de atingir no edifício, tanto para a ação sísmica tipo 1 como para a ação tipo 2, sendo que, para garantir a verificação de segurança, o edifício teria de apresentar uma capacidade resistente 81% superior à atual.

A aplicação do método de referência (Método III), através do recurso aos modelos numéricos do TreMuri (3Muri), permitiu obter parâmetros de avaliação da segurança sísmica, nomeadamente,

deslocamento-alvo (dt), deslocamento máximo (dm) e do coeficiente $\alpha_{SD,}$ bem como a visualização dos danos e deformações nos painéis de alvenaria, conduzindo assim a análises mais detalhadas.

Tendo em consideração o modelo de edifício isolado, a avaliação pelo Método III, conduziu à verificação da segurança para a direção X, aos dois tipos de ação sísmica. No entanto, o edifício não verifica a segurança na direção Y para a ação sísmica tipo 2. Importa frisar que a aplicação deste método envolve a consideração das excentricidades do edifício para as duas direções de análise (X e Y), o que não acontece de forma explícita no caso dos métodos expeditos.

No entanto, o edifício em estudo está em banda, beneficiando do efeito de grupo conferido pelos edifícios adjacentes. Considerando este efeito através do modelo de edifício em banda na direção Y, foram obtidos resultados satisfatórios que, conduziram à verificação da segurança do edifício na direção Y para a ação dos dois tipos de sismos (1 e 2).

Como referido anteriormente, os Métodos I, II e III, apresentam níveis crescentes de precisão e complexidade, mas referem-se à avaliação para o mesmo estado limite (SD). Concluiu-se, porém, que os Métodos expeditos I e II são fortemente penalizadores, evidenciando-se muito mais afetados pelas incertezas associadas ao cálculo da resistência das paredes de alvenaria, do que o Método de referência III.

7
CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi realizado um estudo dedicado à avaliação a segurança sísmica de um edifício antigo de alvenaria tradicional de granito, localizado na zona do Porto. Para tal, foram aplicadas três metodologias de avaliação, nomeadamente: métodos expeditos (Método I e II) e o método de referência (Método III), com o objetivo de obter resultados confiáveis e desenvolver ferramentas de apoio à elaboração de relatório de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifício existentes.

A avaliação da segurança pelas diferentes metodologias foi realizada através da comparação entre capacidades e exigências nos elementos estruturais, com o objetivo de garantir requisitos de desempenho estabelecidas para o edifício.

Com base nas metodologias aplicadas, considerando o edifício isolado, a segurança à ação sísmica não é verificada, principalmente para a direção Y sob ação do sismo tipo 2. Esta não verificação na direção Y deve-se a vários fatores, dentre eles:

- Menor rigidez e resistência na direção Y relativamente à direção X. A direção X contempla as paredes de empena, que para além de apresentarem elevadas dimensões comparadas com as da direção Y, são paredes cegas. À exceção de uma das paredes (painel 3 do modelo TreMuri/3Muri), todas as outras paredes da direção Y possuem aberturas regulares, entre os pisos 1 e 3, o que é desfavorável para a resistência nesta direção.
- Existência de excentricidades consideráveis, principalmente na direção Y (cerca de 1.5 m), que conduzem ao desenvolvimento de efeitos de torção.
- Elementos da direção Y predominantemente sujeitos a danos e rotura por corte, danos devido à flexão, e considerável número de elementos que apresentam ineficiência, por estarem sujeitos a esforços de tração.

No entanto, foi considerado o efeito de conjunto que os edifícios adjacentes proporcionam ao edifício do caso de estudo, através da modelação numérica do edifício inserido em banda, com recurso ao software TreMuri (3Muri). A análise não-linear estática (pushover) aplicada a este novo modelo, conduziu à verificação da segurança à ação sísmica nas duas direções (X e Y) para a ocorrência dos dois tipos de sismos (1 e 2). De facto, a consideração do comportamento em banda revela-se condicionante para a verificação da segurança, principalmente na direção Y, uma vez que, edifícios isolados apresentam comportamentos mais desfavoráveis face a ação sísmica, em relação aos que se encontram em banda. Salienta-se que, a demolição de um, ou de ambos os edifícios adjacentes, conduziria a novas condições fronteira do edifício em estudo; sendo assim, para a avaliação do comportamento deste, seria necessária a realização de um novo estudo considerando as novas condições fronteira.

Na direção X, é verificada a segurança às duas ações sísmicas (tipo 1 e 2) tanto para a consideração do modelo de edifício isolado como para o modelo em banda.

No contexto da reabilitação e ampliação do edifício analisado, seria obrigatório a elaboração do relatório de vulnerabilidade sísmica.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A seguir são apresentados alguns pontos a considerar no desenvolvimento de trabalhos futuros em torno da temática abordada no âmbito desta dissertação.

- Aplicação das mesmas metodologias a edifícios de alvenaria inseridos em zonas com ações sísmicas mais severas e com diferentes condições estruturais e geotécnicas.
- Fazer um estudo de sensibilidade às caraterísticas da alvenaria no método III, de modo a tentar inferir qual a resistência necessária de modo a verificar a segurança no modelo isolado.
- Estudo de outros edifícios de diferentes alturas.
- Analisar com mais detalhe e em mais situações concretas e diversificadas, o efeito de grupo de edifícios em banda ou em quarteirão, na verificação da segurança sísmica.
- Condução de estudos experimentais que permitam caraterizar melhor os parâmetros de resistência e rigidez das tipologias de alvenaria de edifícios tradicionais de Portugal, com especial foco naqueles que mais impacto têm na avaliação da segurança sísmica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Pereira, D. *Estudo Sísmico de Edifícios Antigos- Reforço e análise não linear*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, 2009.

[2] DRE,2019 – Decreto – Lei nº 95/2019

[3] DRE, 2019 – Despacho Normativo nº21/2019

[4] DRE, 2019 – Portaria nº 302/2019

[5] Bento, R, Casanova, A, Lopes, M. *Avaliação e Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria com Referência à Regulamentação Estrangeira*, 7º Congresso nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2007.

[6] `` NP EN 1998 - 3:2017 - Eurocódigo 8 - Projeto de Estruturas para a Resistência aos Sismos - Parte 3: Avaliação e Reabilitação de Edifícios. `` Instituto Português de Qualidade, 2017.

[7] Redinha, I. *Estudo do comportamento sísmico de construções em alvenaria*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade de Aveiro, 2011.

[8] Candeias, P. *et al. Aspetos gerais da aplicação em Portugal do Eurocódigo 8 – Parte 3 – Anexo C (Informativo) – Edifícios de alvenaria*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. RPEE Série III, nº12, março/2020, Lisboa, Portugal.

[9] Bernardo, V. *Contribuição para a Segurança Sísmica e Avaliação do Risco de Edifícios de Alvenaria.* Dissertação de Doutoramento, Universidade de Aveiro, 2021.

[10a] Bernardo, V. *et al*. *Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos rígidos*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Ed. LNEC. Série III. nº 14. ISSN 2183-8488. novembro/2020, 111-128.

[10b] Bernardo, V. *et al*. *Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis.* Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. Ed. LNEC. Série III. nº 16. ISSN 2183-8488. julho/2021, 99-112.

[11] `` NP EN 1998 – 1: 2010 - Eurocódigo 8 - Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos - Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios. `` Instituto Português de Qualidade, 2010.

[12] "NP EN 1991-1:2009 – Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas – Parte 1 - 1: Ações Gerais." Instituto Português da Qualidade, 2009.

[13] Lagomarsino, S. *et al*. *TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings*. Engineering Structures,2013, 1787–1799.

[15] STA Data. Manual de utilizador do programa 3Muri, Versão 4.0. STA Data, 2009, Turim, Italiano (Itália).

[16] Gambarotta L., Lagomarsino S. *On dynamic response of masonry panels*. Proceedings of the Italian National Conference "La meccanica delle murature tra teoria e progetto", ed. L. Gambarotta, Messina, 1996, 451-462.

[17] Galasco, A. *et al*. *NON-LINEAR SEISMIC ANALYSIS OF MASONRY STRUCTURES*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 843,2004, Vancouver, Canada.

[18] Miranda, F. *Caraterização de edifícios pombalinos*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2011.

[19] ``NP EN 1992 – 1:2005 - Eurocódigo 2 - Projeto de Estruturas de Betão -Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios. `` Instituto Português de Qualidade, 2005.

[20] ``NP 4305:1995- Madeira Serrada de Pinheiro-Bravo para Estruturas. Classificação Visual. `` Instituto Português de Qualidade, 1995, Lisboa.

[21] `` NP EN 338 - Madeira para Estruturas – Classes de Resistência. `` Instituto Português de Qualidade,2002.

[22] Almeida, C. *Paredes de Alvenaria do Porto. Tipificação e Caraterização Experimental*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2013.

[23] `` NP EN 1990: 2002 - Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estruturas``, Instituto Português de Qualidade, 2002.

[24] ``NP EN 1993 – 1:2005 - Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios. ``, Instituto Português de Qualidade, 2005.

[25] Gomes, P., Sousa J. *REABILITAÇÃO EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR NO PORTO - RELATÓRIO DE INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO.* SOPSEC, S.A, março 2021, Vila Nova de Gaia, Porto.

ANEXO A1

Dados Gerais das Ações

Tabela 38 - Valores das ações permanentes [25].

Material/Elementos	Peso volúmico [kN/m³]	Carga Perm. [kN/m²]
Betão armado	25	-
Betão armado aligeirado	20	-
Aço	77	-
Vigas de madeira (Pinho Bravo)	4.6	-
Soalho e tarugos	-	0.2
Soalho, tarugos e rev. cerâmico	-	0.7
Estuques	-	0.5
Tetos falsos e inst. suspensas	-	0.2
Paredes divisórias leves	-	1
Cobertura	-	1
Parede de alvenaria	14.5	-

Tabela 39 - Valores das ações variáveis de acordo com o tipo de utilização [25].

		Carga variável [kN/m²]	ψ_2
Compartimentos	Habitação	2.0	0.2
	Restauração	4.0	0.4
Acessos	Escadas e corredores	3.0	0.2

Tabela 40 - Valores de ϕ para o cálculo de $\psi_{E,m}$ [10a].

Tipo de ação variável	**Piso**	**ϕ**
Categorias A-C	Cobertura	1
	Pisos com ocupações correlacionadas	0.8
	Pisos com ocupações independentes	0.5
Categorias D-F e arquivos	Todos	1

Tabela 41 - Valores característicos para sobrecargas distribuídas (q_k) e concentradas (Q_k) em edifícios [10a].

Categorias de zonas carregadas	**q_k [kN/m²]**	**Q_k [kN]**
Categoria A		
Pavimentos	1.5 a 2.0	2.0 a 3.0
Escadas	2.0 a 4.0	2.0 a 4.0
Varandas	2.5 a 4.0	2.0 a 3.0
Categoria B	2.0 a 3.0	1.5 a 4.5
Categoria C		
C1	2.0 a 3.0	3.0 a 4.0
C2	3.0 a 4.0	2.5 a 4.0
C3	3.0 a 5.0	4.0 a 7.0
C4	4.5 a 5.0	3.5 a 7.0
C5	5.0 a 7.5	3.5 a 4.5
Categoria D		
D1	4.0 a 5.0	3.5 a 7.0
D2	4.0 a 5.0	3.5 a 7.0

Tabela 42 - Valores de ψ2 para o cálculo de $\psi_{E,m.}$ [10a].

Categoria	**ψ2**
Categoria A: zonas de habitação	0.3
Categoria B: zonas de escritórios	0.3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0.6
categoria D: zonas comerciais	0.6
Categoria E: zonas de armazenamento	0.8
Categoria F: zonas de tráfego (peso dos veículos≤30 kN)	0.6
Categoria G: zonas de tráfego (30kN < peso dos veículos ≤ 160 kN)	0.3
Categoria H: coberturas	0

Tabela 43 - Valores do coeficiente η_j em função do número de pisos do edifício e do piso em análise [10b].

	Número de Pisos do edifício				
Pisos	5	4	3	2	1
5	0.5	-	-	-	-
4	0.6	0.5	-	-	-
3	0.8	0.7	0.7	-	-
2	0.9	0.9	0.9	0.9	-
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

ANEXO A2

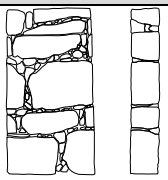
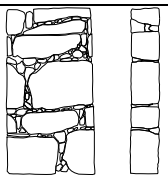
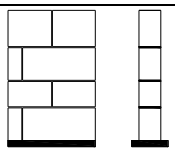
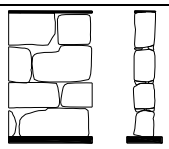
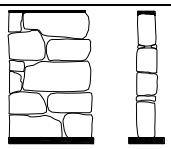
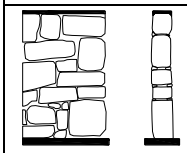
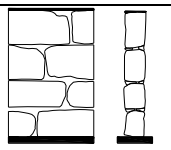
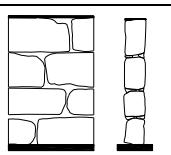
PROPRIEDADES DA ALVENARIA

Tabela 44 - Exemplos de propriedades de alguns tipos de alvenaria [10a].

Tipo de alvenaria	fc [MPa]	ft [MPa]	fv0 [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	W [kN/m³]
Alvenaria de pedra irregular, com seixos e pedras distribuídos de forma errática	1.1 a 1.9	0.03 a 0.05	-	900	300	19
Alvenaria de pedra não aparelhada com folhas externas de espessura limitada e núcleo de enchimento (três folhas)	2.0 a 3.0	0.05 a 0.08	-	1200	400	20
Alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência	2.6 a 3.8	0.08 a 0.11	-	1700	600	21
Alvenaria regular de pedra macia (blocos de tufo ou arenito)	1.4 a 2.2	0.05 a 0.06	-	1100	400	13 a 16
Alvenaria de pedra aparelhada rija (aparelho regulador)	2.0 a 3.2	-	0.10 a 0.19	1400	500	13 a 16
Cantaria construída com pedras de boa qualidade	6.0 a 8.0	-	0.19 a 0.25	2800	900	22
Alvenaria de tijolo maciço com argamassas à base de cal	2.5 a 3.4	0.09 a 0.14	0.13 a 0.19	1500	500	18
Alvenaria de tijolo perfurado (índice de furação vertical < 40%) com argamassa à base de cimento e cal	4.9 a 8.1	-	0.24 a 0.32	4600	1100	15

Nota: **fc** - resistência à compressão; **ft** - resistência à tração; $\mathbf{f_{v0}}$ -resistência inicial ao corte para esforço axial nulo (coesão do modelo Mohr-Coulomb); **E** - módulo de elasticidade; **G** - módulo de distorção e **W** - peso volúmico.

Tabela 45 - Valores Médios das Propriedades Mecânicas de Paredes de Granito de Folha Simples [22].

Tipologia de alvenaria		Pedra	Arg.	Alvenaria					
		f_b (MPa)	f_m (MPa)	f_{ma} (MPa)	E_{ma} (GPa) carga	E_{ma} (GPa) recarga	τ_0 (MPa)	G_{ma} (MPa)	γ (kN/m^3)
	Alvenaria parcialmente regular e argamassa de cal tradicional (*)	73	1.0	3.2	0.30	1.36	0.03	1.5	21
	Alvenaria parcialmente regular; argamassa de cal tradicional; injeção com argamassa tradicional (*)	73	1.0	5.4	1.0	1.90	-	-	-
	Cantaria e argamassa de cal tradicional (**)	61.1	0.9	27.3(***)	2.10	8.60	-	-	-
	Alvenaria parcialmente regular e argamassa de cal tradicional (**)	43.8	1.0	4.1	0.34	1.16	-	-	-
	Alvenaria irregular e argamassa de cal tradicional (**)	54.9	1.3	3.9	0.29	1.26	-	-	-
	Alvenaria mais irregular e argamassa de cal tradicional (**)	67.5	1.5	3.2	0.22	1.19	-	-	-
	Alvenaria parcialmente regular, sem calços e argamassa de cal comercial (**)	77.0	11.0	14.5	5.04	9.25	-	-	-
	Alvenaria parcialmente regular; argamassa de cal tradicional e injeção com argamassa comercial (**)	77.0	1.1	12.9	6.32	11.53	-	-	-

Nota:

(*) Painel de parede real transportado para o laboratório (largura=1.20/1.60 m; altura=2.50 m e espessura=0.40 m); pedra de média dimensão e com calços de pedra no preenchimento das juntas; argamassa de fraca qualidade.

(**) Painéis de parede construídos em laboratório (largura=1.20 m; altura=1.80 m e espessura=0.30 m), pedra de média dimensão e com calços de pedra no preenchimento das juntas; argamassa concebida em laboratório similar à real.

(***) Limite inferior da resistência à compressão.

com:

f_b – resistência média à compressão do bloco;

f_m – resistência média à compressão da argamassa;

f_{ma} – resistência à compressão da alvenaria;

E_{ma} – módulo de elasticidade da alvenaria;

τ_0 – resistência inicial ao corte para esforço axial nulo da alvenaria;

G_{ma} – módulo de distorção da alvenaria;

W – peso volúmico da alvenaria.

ANEXO A3

DADOS ESPECÍFICOS DO EDIFÍCIO POR PISO

Piso 0

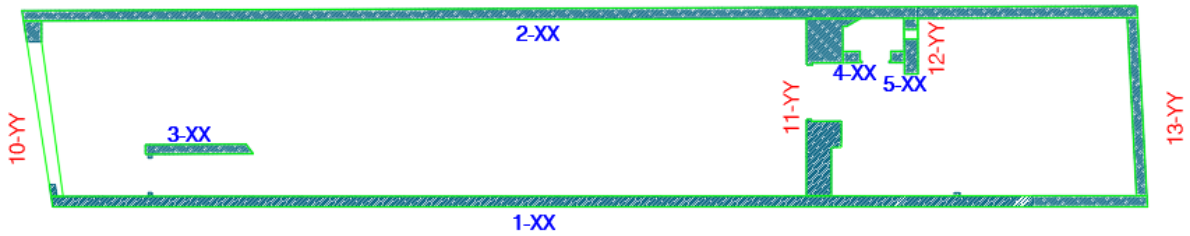


Figura 73 - Desenho esquemático do piso 0 com indicação das paredes resistentes para cada uma das direções.

Tabela 46 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 0 – Direção X

Parede	L [m]	t [m]	H [m]	Área [m²]	Peso Próprio [kN]	Carga Perm [kN]	Carga Var [kN]	Nsd [kN]	σ_0 [MPa]	f_{v0} [MPa]
1-XX	28.53	0.28	3.13	7.988	525.078	3341.737	1013.273	4355.009	0.545	0.022
2-XX	29.03	0.3	3.13	8.709	572.443	3211.260	992.571	4203.831	0.483	0.022
3-XX	2.81	0.25	3.13	0.703	46.175	69.544	16.860	86.404	0.123	0.022
4-XX	0.32	0.29	3.13	0.093	6.100	38.521	4.397	42.918	0.462	0.022
5-XX	0.57	0.34	3.13	0.194	12.738	78.766	8.046	86.811	0.448	0.022

Tabela 47 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 0 – Direção Y

Parede	L [m]	t [m]	H [m]	Área [m²]	Peso Próprio [kN]	Carga Perm [kN]	Carga Var [kN]	Nsd [kN]	σ_0 [MPa]	f_{v0} [MPa]
10-YY	4.55	0.3	3.13	1.365	89.721	366.773	62.162	428.935	0.314	0.022
11-YY	3.19	0.91	3.13	2.903	190.808	722.921	19.140	742.061	0.256	0.022
12-YY	1.19	0.35	3.13	0.417	27.377	230.197	16.500	246.697	0.592	0.022
13-YY	4.62	0.27	3.13	1.247	81.992	122.539	27.720	150.259	0.120	0.022

Piso 1

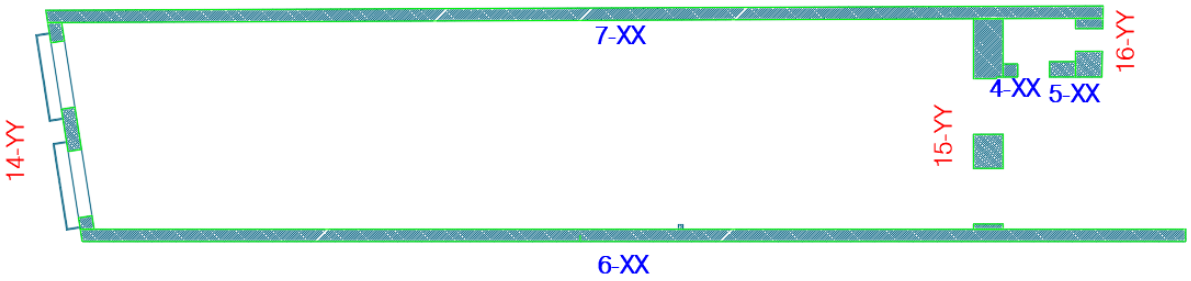


Figura 74 - Desenho esquemático do piso 1 com indicação das paredes resistentes para cada uma das direções.

Tabela 48 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 1 – Direção X

Parede	L [m]	t [m]	H [m]	Área [m²]	Peso Próprio [kN]	Carga Perm [kN]	Carga Var [kN]	Nsd [kN]	σ_0 [MPa]	f_{v0} [MPa]
4-XX	0.32	0.29	3.00	0.093	5.846	29.527	2.621	32.148	0.346	0.022
5-XX	0.57	0.34	3.00	0.194	12.209	60.195	4.797	64.991	0.335	0.022
6-XX	24.33	0.27	3.00	6.569	413.853	2132.885	546.807	2679.692	0.408	0.022
7-XX	23.28	0.27	3.00	6.286	395.993	1934.970	517.930	2452.901	0.390	0.022

Tabela 49 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 1 – Direção Y

Parede	L [m]	t [m]	H [m]	Área [m²]	Peso Próprio [kN]	Carga Perm [kN]	Carga Var [kN]	Nsd [kN]	σ_0 [MPa]	f_{v0} [MPa]
14-YY	1.78	0.3	3.00	0.534	33.642	229.241	24.898	254.138	0.476	0.022
15-YY	2.32	0.65	3.00	1.508	95.004	457.148	20.880	478.028	0.317	0.022
16-YY	1.04	0.6	3.00	0.624	39.312	190.186	9.360	199.546	0.320	0.022

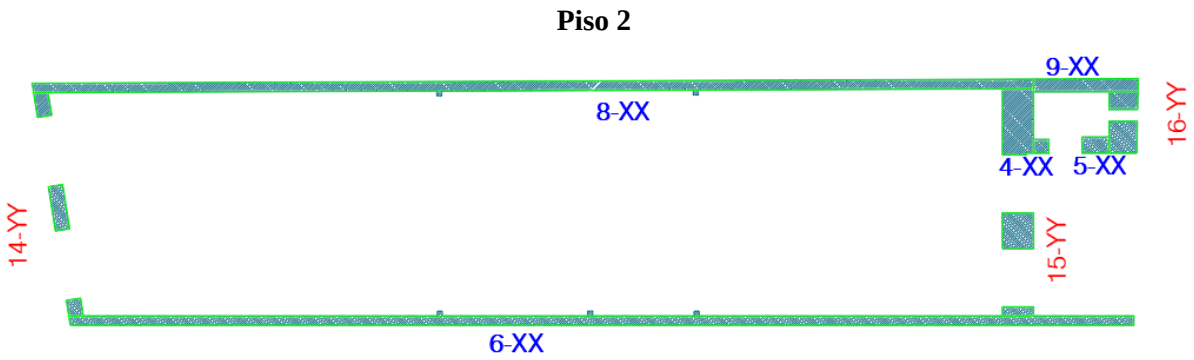


Figura 75 - Desenho esquemático do piso 2 com indicação das paredes resistentes para cada uma das direções.

Tabela 50 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 2 – Direção X

Parede	L [m]	t [m]	H [m]	Área [m²]	Peso Próprio [kN]	Carga Perm [kN]	Carga Var [kN]	Nsd [kN]	σ_0 [MPa]	f_{v0} [MPa]
4-XX	0.32	0.29	3.50	0.093	6.821	20.888	1.747	22.635	0.244	0.022
5-XX	0.57	0.34	3.50	0.194	14.244	42.345	3.198	45.543	0.235	0.022
6-XX	22.14	0.19	3.50	4.207	309.185	1405.373	349.369	1754.743	0.417	0.022
8-XX	20.85	0.2	3.50	4.170	306.495	1238.856	329.013	1567.869	0.376	0.022
9-XX	2.2	0.27	3.50	0.594	43.659	132.875	12.342	145.217	0.244	0.022

Tabela 51 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 2 – Direção Y

Parede	L [m]	t [m]	H [m]	Área [m²]	Peso Próprio [kN]	Carga Perm [kN]	Carga Var [kN]	Nsd [kN]	σ_0 [MPa]	f_{v0} [MPa]
14-YY	1.78	0.3	3.50	0.534	39.249	177.592	17.609	195.200	0.366	0.022
15-YY	2.32	0.65	3.50	1.508	110.838	322.942	13.920	336.862	0.223	0.022
16-YY	1.04	0.6	3.50	0.624	45.864	134.448	6.240	140.688	0.225	0.022

Piso 3

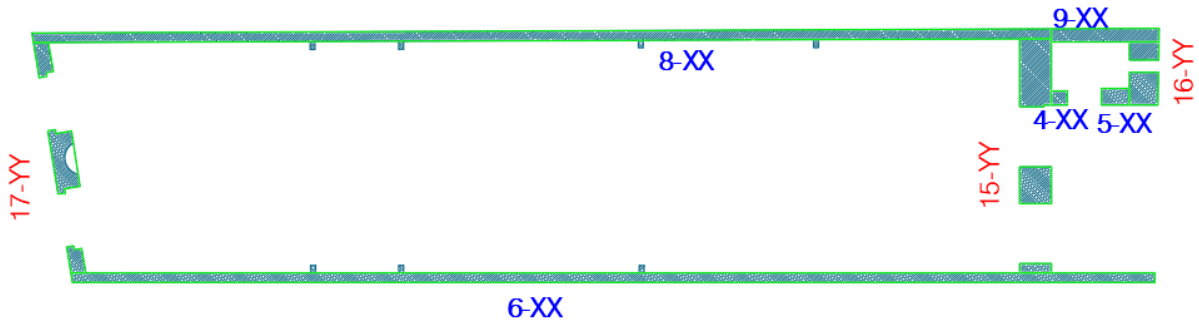


Figura 76 - Desenho esquemático do piso 3 com indicação das paredes resistentes para cada uma das direções.

Tabela 52 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 3 – Direção X

Parede	L [m]	t [m]	H [m]	Área [m²]	Peso Próprio [kN]	Carga Perm [kN]	Carga Var [kN]	Nsd [kN]	σ_0 [MPa]	f_{v0} [MPa]
4-XX	0.32	0.29	3.50	0.093	6.821	10.933	0.874	11.806	0.127	0.022
5-XX	0.57	0.34	3.50	0.194	14.244	21.748	1.599	23.347	0.120	0.022
6-XX	22.14	0.19	3.50	4.207	309.185	838.618	174.685	1013.303	0.241	0.022
8-XX	20.85	0.2	3.50	4.170	306.495	684.435	164.507	848.941	0.204	0.022
9-XX	2.2	0.27	3.50	0.594	43.659	68.659	6.171	74.830	0.126	0.022

Tabela 53 - Características geométricas, ações e propriedades mecânicas das paredes do piso 3 – Direção Y

Parede	L [m]	t [m]	H [m]	Área [m²]	Peso Próprio [kN]	Carga Perm [kN]	Carga Var [kN]	Nsd [kN]	σ0 [MPa]	fv0 [MPa]
15-YY	2.32	0.65	3.50	1.508	110.838	167.360	6.960	174.320	0.116	0.022
16-YY	1.04	0.6	3.50	0.624	45.864	69.864	3.120	72.984	0.117	0.022
17-YY	2.52	0.29	3.50	0.731	53.714	118.373	10.319	128.693	0.176	0.022