

ALINA DRAGUS

REABILITAÇÃO E REFORÇO DE EDIFÍCIOS ANTIGOS: CASO DE ESTUDO NO ALGARVE



UNIVERSIDADE DO ALGARVE
Instituto Superior de Engenharia
setembro de 2018

ALINA DRAGUS

REABILITAÇÃO E REFORÇO DE EDIFÍCIOS ANTIGOS: CASO DE ESTUDO NO ALGARVE

Mestrado em Engenharia Civil
Área de Especialização: Estruturas
Dissertação

Trabalho efetuado sob a orientação de:
Professor Especialista Roberto Carlos Rodrigues Laranja
Professor Doutor Alfredo Manuel Gonçalves da Silva Braga



UNIVERSIDADE DO ALGARVE
Instituto Superior de Engenharia
2018

REABILITAÇÃO E REFORÇO DE EDIFÍCIOS ANTIGOS: CASO DE ESTUDO NO ALGARVE

Mestrado em Engenharia Civil

Declaração de Autoria de Trabalho

Declaro ser o autor deste trabalho, que é original e inédito. Autores e trabalhos consultados serão devidamente citados na listagem de referências incluídas

Alina Dragus

.....

Direitos de Cópia ou Copyright

A Universidade do Algarve reserva para si o direito, em conformidade com o disposto no Código do Direito de Autor e dos Direitos Conexos, de arquivar, reproduzir e publicar a obra, independentemente do meio utilizado, bem como de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição para fins meramente educacionais ou de investigação e não comerciais, conquanto seja dado o devido crédito ao autor e editor respetivos.

A vida, que parece uma linha recta, não o é. Construimos a nossa vida só nuns cinco por cento, o resto é feito pelos outros, porque vivemos com os outros e às vezes contra os outros. Mas essa pequena percentagem, esses cinco por cento, é o resultado da sinceridade consigo mesmo.

José Saramago

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais por todo o sacrifício que fizeram para me proporcionar uma vida melhor e pelo apoio e carinho que sempre me transmitiram em todas as etapas da minha vida. Em especial, à minha irmã, por ser o meu maior incentivo, o meu pilar, principalmente nos momentos de incerteza. Sem eles nada disto seria possível.

Ao meu namorado, meu companheiro de estudos e de todas as horas por todo o amor, carinho e paciência que me tem demonstrado.

À S.T.A DATA por ceder a licença do *software* 3Muri.

Aos meus orientadores Roberto Laranja e Alfredo Braga, por toda a ajuda, disponibilidade e conhecimento transmitido, em especial ao Roberto Laranja pelo incentivo e por me ter aberto portas na vida profissional.

A todos os meus colegas e amigos pelo apoio e amizade.

RESUMO

Nos dias de hoje, as construções antigas em alvenaria representam um rico legado arquitetónico com valor patrimonial inegável, principalmente pela sua identidade e autenticidade nas técnicas construtivas utilizadas. No entanto, cada vez mais é constatado o facto de os edifícios antigos serem caracterizados por apresentarem materiais de construção de fraca qualidade, o que acaba por ser natural, atendendo a idade que muitos deles apresentam. Assim, com base no elevado número de edifícios antigos existente, surge a motivação para estudar a viabilidade de uma intervenção estrutural para a redução da vulnerabilidade sísmica de um edifício tipo, de modo a apresentar uma solução sustentável para o futuro.

O objetivo do presente trabalho consiste na verificação da segurança sísmica de um edifício em alvenaria, com base numa análise estática não linear (*pushover*), recorrendo para o efeito ao programa informático comercial 3Muri.

A análise *pushover* tem em conta a evolução da estrutura face as ações laterais, representando o seu comportamento em todas as fases de solicitação e deslocamento, através de curvas de capacidade, até atingir o colapso.

O procedimento da modelação estrutural do caso de estudo abordado é baseado em metodologias de macro-elementos que permitem simular a resposta dos painéis de alvenaria, usando formulações simplificadas dos domínios de resistência para as seções críticas de cada macro-elemento.

Após o estudo da resposta estrutural do edifício e visando a melhoria do seu comportamento sísmico, é analisada a aplicação de uma solução de reabilitação e reforço, assim como a sua eficácia, através da comparação das curvas de capacidade do edifício reforçado e não reforçado.

As ferramentas utilizadas demonstram fiabilidade e adequabilidade nas análises de edifícios antigos, sendo que a escolha do *software* deveu-se ao facto do mesmo apresentar uma interface amigável com metodologias simples, diminuindo assim a probabilidade de erros no manuseamento da informação.

PALAVRAS-CHAVE: alvenaria, edifícios antigos, macro-elementos, análise *pushover*, solução de reabilitação e reforço.

ABSTRACT

Nowadays, the old masonry constructions represent a rich architectural legacy with undeniable patrimonial value, mainly for its identity and authenticity in the constructive techniques used. However, it is increasingly evident that older buildings are characterized by low quality construction materials, which is natural, given the age of many of them. Thus, based on the high number of existing buildings, there is a motivation to study the feasibility of a structural intervention to reduce the seismic vulnerability of a typical building in order to present a sustainable solution for the future.

The objective of this work is to verify the seismic safety of a masonry building, based on a non-linear static analysis (pushover), using the 3Muri commercial software.

The pushover analysis takes into account the evolution of the structure versus the lateral actions, representing its behavior in all phases of request and displacement, through capacity curves, until it reaches collapse.

The structural modeling procedure of the case study is based on macro-element methodologies that simulate the response of masonry panels using simplified formulations of resistance domains for the critical sections of each macro-element.

After studying the structural response of the building and aiming to improve its seismic behavior, it is analyzed the application of a rehabilitation and reinforcement solution, as well as its effectiveness, by comparing the capacity curves of the reinforced and non-reinforced building.

The tools used show reliability and appropriateness in the analysis of old buildings, and the choice of software was due to the fact that it presented a friendly interface with simple methodologies, thus reducing the probability of errors in the handling of information.

KEY-WORDS: masonry, old buildings, macro-elements, pushover analysis, rehabilitation solution and reinforcement.

ÍNDICE GERAL

CITAÇÃO.....	i
AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO.....	v
ABSTRACT.....	vii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. ENQUADRAMENTO.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
2. CARACTERIZAÇÃO DE EDIFÍCIOS ANTIGOS.....	5
2.1. MATERIAIS.....	5
2.1.1. ALVENARIA DE PEDRA.....	5
2.1.1.1. CLASSIFICAÇÃO TIPOLOGICA DAS PAREDES DE ALVENARIA.....	7
2.1.1.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	9
2.1.2. MADEIRA.....	10
2.2. MECANISMOS DE COLAPSO.....	13
2.2.1. FORA DO PLANO DA PAREDE.....	15
2.2.2. NO PRÓPRIO PLANO DA PAREDE.....	16
2.3. CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA UTILIZADOS.....	19
2.3.1. FLEXÃO COMPOSTA.....	19
2.3.2. DESLIZAMENTO E FENDILHAÇÃO DIAGONAL.....	20
3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS ANTIGOS.....	23
3.1. MODELAÇÃO NUMÉRICA DAS PAREDES DE ALVENARIA.....	23
3.1.1. MICRO-MODELAÇÃO DETALHADA.....	23
3.1.2. MICRO-MODELAÇÃO SIMPLIFICADA.....	24
3.1.3. MACRO-MODELAÇÃO.....	24
3.2. METODOLOGIA.....	25

3.3. TIPOS DE ANÁLISE SÍSMICA	28
3.3.1. ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR.....	28
3.3.2. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR	36
3.4. TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO	41
3.4.1. REPARAÇÃO DE FISSURAS	42
3.4.2. REPARAÇÃO E REFORÇO DE INTERSEÇÃO DE PAREDES.....	43
3.4.3. REFORÇOS DE DIAGRAMAS HORIZONTAIS.....	43
3.4.4. ADIÇÃO DE VIGAS DE PERIMETRAIS	44
3.4.5. REFORÇO COM TIRANTES METÁLICOS	45
3.4.6. REFORÇO COM ENCAMISAMENTO DE BETÃO	46
3.4.7. REFORÇO COM ENCAMISAMENTO DE REDES DE POLÍMEROS.....	47
3.5. MODELO NUMÉRICO PROPOSTO	48
3.6. PROCEDIMENTO COMPUTACIONAL DE ANÁLISE – MODELAÇÃO COM RECURSO AO 3MURI ..	52
3.6.1. MODELAÇÃO ESPACIAL.....	53
3.6.2. MODELAÇÃO DOS PAVIMENTOS	57
3.6.3. METODOLOGIA DE ANÁLISE.....	59
4. CASO DE ESTUDO	63
4.1. LOCALIZAÇÃO	63
4.2. DESCRIÇÃO GEOMÉTRICA	64
4.3. DESCRIÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO	65
4.3.1. FUNDAÇÕES	65
4.3.2. PAREDES RESISTENTES DE ALVENARIA	66
4.3.3. PAVIMENTOS E COBERTURAS.....	68
4.4. INTERVENÇÕES ESTRUTURAIS	68
4.5. PATOLOGIAS E DANOS EXISTENTES	71
4.6. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA	74
4.7. DEFINIÇÃO DE MATERIAIS E CARGAS	79
4.7.1. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS	79
4.7.2. DEFINIÇÃO DE CARGAS.....	79
4.8. MODELO NUMÉRICO	80
4.8.1. DISCRETIZAÇÃO DAS PAREDES	80
4.8.2. ESCOLHA DO NÓ DE CONTROLO.....	83
4.9. ANÁLISE MODAL	84

4.10. ANÁLISE PUSHOVER – RESULTADOS	85
4.10.1. DIREÇÃO X	88
4.10.2. DIREÇÃO Y	91
4.11. PROPOSTA DE REABILITAÇÃO E REFORÇO	95
4.11.1. SOLUÇÕES	95
4.11.2. MODELO NUMÉRICO	96
4.11.3. ANÁLISE PUSHOVER - RESULTADOS	97
4.11.3.1. DIREÇÃO X	98
4.11.3.2. DIREÇÃO Y	101
5. CONCLUSÕES E TRABALHO FUTURO	105
5.1. CONCLUSÕES CASO DE ESTUDO	105
5.2. CONCLUSÕES GERAIS	107
5.3. TRABALHO FUTURO	108
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	109
7. ANEXOS	113
7.1. AÇÃO SÍSMICA	113
7.1.1. DEFINIÇÃO DO TIPO DE TERRENO	113
7.2. CARGAS APLICADAS	113
7.3. MODELO NUMÉRICO	115
7.3.1. SIMPLIFICAÇÕES	115
7.3.2. MODELO SEM REFORÇO	117
7.3.2.1. MODELO 3D	117
7.3.2.2. DESLOCAMENTOS NOS NÓS DE CONTROLO	121
7.3.2.3. CARACTERÍSTICAS DAS CURVAS DE CAPACIDADE	126
7.3.2.4. ANÁLISE PARA A AÇÃO SÍSMICA TIPO 1	133
7.3.2.5. ANÁLISE PARA A AÇÃO SÍSMICA TIPO 2	134
7.3.2.6. CARACTERÍSTICAS DAS CURVAS BILINEARES	135
7.3.3. MODELO COM REFORÇO	136

7.3.3.1. MODELO 3D.....	136
7.3.3.2. DESLOCAMENTOS NOS NÓS DE CONTROLO	139
7.3.3.3. CARACTERÍSTICAS DAS CURVAS DE CAPACIDADE.....	140
7.3.3.4. ANÁLISE PARA A AÇÃO SÍSMICA TIPO 2.....	142
7.3.3.5. CARACTERÍSTICAS DAS CURVAS DE CAPACIDADE BILINEARES	143
7.3.4. PROPOSTA DE REFORÇO	144

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Comportamento típico de espécimes de alvenaria submetidos a ensaios de tração.[7].....	6
Figura 2.2: Comportamento típico de espécimes de alvenaria submetidos a ensaios de compressão.[7]	7
Figura 2.3: Comportamento típico de espécimes de alvenaria submetidos a ensaios de corte.[7].....	7
Figura 2.4: Corte transversal, tangencial e diametral de um tronco de madeira.[14]	11
Figura 2.5: Designação da orientação das fibras de madeira face à carga aplicada.[12]	12
Figura 2.6: Mecanismo de colapso sísmico para fora do plano da parede.[18]	14
Figura 2.7: Mecanismos de colapso sísmico no plano da parede.[18]	14
Figura 2.8: Mecanismo de colapso das paredes de alvenaria para fora do plano.[20]	15
Figura 2.9: Mecanismo de flexão composta numa parede isolada: (a) sem restrição no topo; (b) com restrição no topo. [4]	16
Figura 2.10: Influencia das condições de fronteira no mecanismo para fora do plano: (a) parede sem restrições; (b) parede encastrada na base e apoiada no topo; (c) parede encastrada na base e no topo.[21].....	16
Figura 2.11: Influência da esbelteza nos mecanismos de rotura das paredes de alvenaria: (a) fendilhação diagonal; (b) deslizamento na base e (c) flexão composta.....	17
Figura 2.12: Mecanismos de rotura no plano: (a) flexão composta; (b) corte por fendilhação diagonal e (c) corte por deslizamento.[4]	17
Figura 2.13: Mecanismos de colapso presentes nos nembos sob o efeito da ação sísmica.[23]	18
Figura 2.14: Efeito da ação sísmica nos lintéis: (a) esforços de corte nos lintéis; (b) rotura dos lintéis; (c) rotura por compressão excessiva nos lintéis.[24].....	19
Figura 2.15: Esquema de forças nos nembos, devido a flexão composta no seu plano. [24]19	
Figura 2.16: Área de interface entre os nembos e os lintéis para o cálculo do esforço transverso.....	21
Figura 3.1: Estratégias de modelação de alvenarias: (a) parede de alvenaria; (b) micro-modelo detalhado; (c) micro-modelo simplificado; (d) macro-modelo.	23
Figura 3.2: Fluxograma simplificado do procedimento de verificação sísmica para o método elástico linear. [34].....	31
Figura 3.3: Definição do coeficiente de comportamento.[34].....	32

Figura 3.4: Definição do espectro de cálculo $S_d(T)$ para uma análise elástica segundo o Eurocódigo 8.....	35
Figura 3.5: Determinação do deslocamento-alvo (Períodos médios e longos).[Adaptado de [39]].....	37
Figura 3.6: Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica.[31].....	39
Figura 3.7: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com 1GL.[31]	40
Figura 3.8: Ilustração da análise <i>pushover</i> sobre um edifício de alvenaria. [33].....	41
Figura 3.9: Injeção de alvenarias: (a) selagem de fissuras e (b) consolidação do material.[8]	43
Figura 3.10: Melhoria de ligações entre paredes através de pregagens cruzadas.[8]	43
Figura 3.11: Reforço com tarugamento e contra-soalho.[41].....	44
Figura 3.12: Reforço com lâminas e vigas de betão.[20].....	44
Figura 3.13: Reforço com vigas em betão no coroamento das paredes. [40].....	45
Figura 3.14: Pormenores de reforço com tirantes metálicos.[20].....	45
Figura 3.15: Pormenor de reforço por meio de tirantes metálicos.[20]	46
Figura 3.16: Encamisamento de paredes de alvenaria com betão armado.[20]	46
Figura 3.17: Reforço de ligações por encamisamento com betão armado.[20]	47
Figura 3.18: Técnicas de reforço com disposições de fitas FRP: (a) em grelha ortogonal e (b) em diagonal.[8]	47
Figura 3.19: Relação força-deslocamento laterais, típicas de uma parede de alvenaria, obtida por ensaio de resistência lateral cíclica. [43].....	49
Figura 3.20: Modelo de macro-elementos: (a) variáveis cinemáticas e (b) variáveis estáticas. [45]	50
Figura 3.21: Definição da altura eficaz das colunas.[46]	51
Figura 3.22: Regras para a definição da largura eficaz das vigas: (a) em aberturas entre pisos alinhadas e (b) em aberturas entre pisos desalinhadas.[46]	51
Figura 3.23: Discretização de paredes de alvenaria em pórtico equivalente: (a)Identificação das vigas; (b)Identificação dos pilares; (c)Identificação dos nós e (d)Pórtico equivalente. (Adotado de [48])	52
Figura 3.24: Discretização de paredes de alvenaria com aberturas desalinhadas em pórticos equivalentes. (Adaptado de [48]).....	52
Figura 3.25: Definição dos alinhamentos sobre a planta arquitetónica.[25].....	53
Figura 3.26: Definição do número de paredes. [25].....	53
Figura 3.27: Discretização dos nós de interseção. [25]	54
Figura 3.28: Esquema de nós 3D com cinco graus de liberdade e seus correspondentes nós 2D com três graus de liberdade. [25]	55

Figura 3.29: Graus de liberdade de um nó 3D.[25]	55
Figura 3.30: Modelação com macro-elementos: (a) discretização de uma parede de alvenaria vista no plano e (b) modelação de um edifício com esquema de nós 2D e 3D. (Adaptado de [49])	55
Figura 3.31: Modelo de uma parede com malha gerada no software 3 Muri e representação do fluxo de tensões numa abertura. [50].....	56
Figura 3.32: Pórtico Equivalente resultante do <i>software</i> 3Muri. (Adaptado de [50])	56
Figura 3.33: Modelação de pavimento com quatro nós. [50].....	57
Figura 3.34: Modelação de pavimentos com três nós. [25]	57
Figura 3.35: Deformação de pavimentos por ação de cargas verticais. [50]	58
Figura 3.36: Comportamento de um pavimento rígido.[50]	58
Figura 3.37: Comportamento de um pavimento flexível.[50]	58
Figura 3.38: Fluxograma da verificação de segurança adotada no <i>software</i> 3Muri. [25] [5] .	59
Figura 3.39: Curva força-deslocamento com controlo de força e deslocamento.[33]	60
Figura 3.40: Exemplo de uma curva de capacidade. [5].....	61
Figura 3.41: Degradação da rigidez de um macro-elemento com comportamento não linear.[25].....	61
Figura 3.42: Parâmetros para o cálculo do <i>drift</i> . [53].....	62
Figura 4.1: Planta aerofotogramétrica do edifício. [Fonte: Google Maps]	63
Figura 4.2: Estado do edifício anterior à intervenção de 2004.....	64
Figura 4.3: Vista Fotográfica, Plantas e Alçados do Edifício (Arquivo Municipal de Tavira)..	65
Figura 4.4: Representação esquemática do tipo de fundação direta.[20]	66
Figura 4.5: Representação do edifício na sua maior dimensão (alçado nordeste).	66
Figura 4.6: Paredes do piso térreo em alvenaria ordinária e arcos em alvenaria de tijolo de barro maciço.	67
Figura 4.7: Parede do primeiro piso em alvenaria ordinária e do sótão em alvenaria de tijolo de barro maciço.	67
Figura 4.8: Fotografias da fachada principal original (à esquerda) e após alterações (à direita).	69
Figura 4.9: Alçados do Projeto de Alteração do edifício. (Arquivo Municipal de Tavira)	69
Figura 4.10: Lintel em betão armado introduzido na parede frontal do piso térreo.	69
Figura 4.11: Plantas do Projeto de Alteração do edifício (Arquivo Municipal de Tavira).....	70
Figura 4.12: Estrutura em LSF introduzida ao nível do primeiro piso.	70
Figura 4.13: Estrutura em LSF introduzida ao nível da cobertura inclinada.....	70
Figura 4.14: Fendas nos paramentos exteriores: fachada nordeste (esquerda) e fachada noroeste (direita).....	71

Figura 4.15: Fendas nos paramentos exteriores: fachada nordeste (esquerda) e fachada sueste (direita).	71
Figura 4.16: Desligamento de uma parte da guarda do terraço.....	72
Figura 4.17: Fissuras no piso térreo: vertical (à esquerda) e na ligação da abóboda a parede (à direita).	72
Figura 4.18: Manifestação de fissuras relevantes no primeiro piso.	73
Figura 4.19: Fissuras no teto da caixa de escadas.	73
Figura 4.20: Índícios de eflorescências e infiltração na parede orientada a nordeste.....	74
Figura 4.21: Zonamento sísmico em Portugal Continental.[31]	76
Figura 4.22: Modelo em planta do topo do primeiro piso: definição de nós e paredes.	81
Figura 4.23: Modelo tridimensional do edifício caso de estudo.	81
Figura 4.24: Localização dos nós de controlo na estrutura tridimensional.....	84
Figura 4.25: Curvas de capacidade para a direção X.....	86
Figura 4.26: Curvas de capacidade para a direção Y.....	87
Figura 4.27: Curva de capacidade segundo a direção X+ 1º modo com excentricidade negativa.	88
Figura 4.28: Curva de capacidade segundo a direção Y- 1º modo com excentricidade positiva.	91
Figura 4.29: Modelo tridimensional do edifício reforçado.	97
Figura 4.30: Curvas de capacidade na direção X+ 1º modo com excentricidade negativa. ..	98
Figura 4.31: Curvas de capacidade na direção Y- (sem reforço) e Y+ (com reforço) – 1º modo com excentricidade positiva.	101
Figura 7.1: Carta Litologica - Tipo de Solo.	113
Figura 7.2: Exemplificação do processo de simplificação dos arcos.	115
Figura 7.3: Simplificação das aberturas da parede interior, paralela às paredes de empena.	116
Figura 7.4: Simplificação das aberturas da parede interior paralela à fachada principal.....	116
Figura 7.5: Representação dos níveis do edifício.....	117
Figura 7.6: Modelo do piso térreo.	117
Figura 7.7: Modelo do primeiro piso.	118
Figura 7.8: Modelo do sótão.	118
Figura 7.9: Modelo do piso térreo.	136
Figura 7.10: Modelo do primeiro piso.	136
Figura 7.11: Modelo do sótão.....	136
Figura 7.12: Planta do Piso Terro com as soluções de reabilitação e reforço.	144

Figura 7.13: Planta do Primeiro Piso com as soluções de reabilitação e reforço.....	145
Figura 7.14: Planta do Sótão com as soluções de reabilitação e reforço.	146

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1: Classificação das paredes dos edifícios antigos. [9].....	8
Quadro 2.2: Designação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com a dimensão, grau de aparelho e material ligante dos elementos constituintes. [9]	9
Quadro 2.3: Valores de referência das propriedades mecânicas para diferentes tipologias de alvenaria. [10]	10
Quadro 2.4: Propriedades das espécies de madeira mais comuns em edifícios antigos.....	12
Quadro 2.5: Critérios de resistência para os nêmbos de acordo com o Eurocódigo 8-3 e OPCM.(Adaptado de [29])	22
Quadro 3.1: Nível de Conhecimento e correspondentes métodos de análise e fatores de confiança para os edifícios de alvenaria. [26]	26
Quadro 3.2: Quantificação do conhecimento dos níveis de inspeções e testes por categoria.[26].....	26
Quadro 3.3: Consequências da regularidade estrutural na análise e cálculo sísmico. [33] [31]	29
Quadro 3.4: Valores regulamentares dos coeficientes de comportamento de estruturas de alvenaria, de acordo com o Eurocódigo 8 e a OPCM 3431.[10] [31].....	33
Quadro 3.5: Deficiências sísmicas e técnicas de reabilitação possíveis para edifícios de alvenaria.[20]	48
Quadro 4.1: Classes de importância para os edifícios.[31].....	75
Quadro 4.2: Coeficientes de importância.[31]	75
Quadro 4.3: Aceleração máxima de referência para várias zonas sísmicas.[31].....	76
Quadro 4.4: Classificação dos tipos de terreno de acordo com o Eurocódigo 8.[31]	77
Quadro 4.5: Valores recomendados dos parâmetros dos espectros de resposta elásticos para uma Ação Tipo 1.....	78
Quadro 4.6: Valores recomendados dos parâmetros dos espectros de resposta elásticos para uma Ação Tipo 2.....	78
Quadro 4.7: Propriedades mecânicas das alvenarias presentes no edifício em estudo.	79
Quadro 4.8: Cargas calculadas e aplicadas na modelação de diversos elementos.	80
Quadro 4.9: Discretização das paredes de fachada 1 e 2 em macro-elementos.....	82
Quadro 4.10: Discretização das paredes de fachada 3 e 4 em macro-elementos.....	82
Quadro 4.11: Discretização das paredes de fachada 5 e 6 e da parede interior 7 em macro-elementos.	82

Quadro 4.12: Discretização das paredes interiores 8, 9 e 10 em macro-elementos.....	83
Quadro 4.13: Discretização das paredes interiores 11 e 12 em macro-elementos.....	83
Quadro 4.14: Nós de controlo para as várias ações sísmicas.....	84
Quadro 4.15: Características da análise modal.....	85
Quadro 4.16: Percentagem de dano nas paredes para a direção X+.....	88
Quadro 4.17: Verificação da análise mais gravosa na direção X.....	89
Quadro 4.18: Evolução dos danos nas paredes 12, 3, 5, 6 e 1 – segundo X+ modal com excentricidade negativa.	90
Quadro 4.19: Percentagem de dano nas paredes para a direção Y-.....	92
Quadro 4.20: Verificação da análise mais gravosa na direção Y.....	92
Quadro 4.21: Evolução dos danos na parede 2 – segundo Y- modal com excentricidade positiva.	93
Quadro 4.22: Evolução dos danos nas paredes 12, 9, 6 e 3 – segundo Y- modal com excentricidade positiva.....	94
Quadro 4.23: Coeficientes de correção dos parâmetros mecânicos da alvenaria.(Adaptado de [56])	96
Quadro 4.24: Características da alvenaria para a solução de reforço.	96
Quadro 4.25: Percentagem de dano nas paredes para a direção X+ reforçada.....	99
Quadro 4.26: Verificação da análise mais gravosa na direção X.....	99
Quadro 4.27: Evolução dos danos nas paredes 5, 1 e 12 – segundo X - modal com excentricidade negativa.	100
Quadro 4.28: Percentagem de dano nas paredes para a direção Y+ reforçada.....	102
Quadro 4.29: Verificação da análise mais gravosa na direção Y.....	102
Quadro 4.30: Evolução dos danos nas paredes 12 e 6 – segundo Y+ modal com excentricidade positiva.....	103
Quadro 4.31: Evolução dos danos na parede 2 – segundo Y+ modal com excentricidade positiva.	104
Quadro 7.1: Pesos aplicados no pavimento do 1º-Piso.....	114
Quadro 7.2: Peso próprio do sótão e terraço acessível.....	114
Quadro 7.3: Restantes cargas permanentes no sótão e terraço acessível.....	114
Quadro 7.4: Peso próprio das varandas.....	114
Quadro 7.5: Peso Próprio da cobertura inclinada.....	115
Quadro 7.6: Restantes cargas permanentes da cobertura inclinada.....	115
Quadro 7.7: Evolução dos danos resultantes da distribuição modal em X+ com excentricidade negativa.	119

Quadro 7.8: Evolução dos danos resultantes da distribuição modal em Y- com excentricidade positiva.	120
Quadro 7.9: Deslocamentos máximos para vários nós de controlo – direção x, sentido positivo.	121
Quadro 7.10: Deslocamentos máximos para os nós de controlo 7 e 11 – direção x, sentido positivo	122
Quadro 7.11: Deslocamentos máximos para vários nós de controlo – direção x, sentido negativo.....	123
Quadro 7.12: Deslocamentos máximos para vários nós de controlo – direção y, sentido positivo.	124
Quadro 7.13: Deslocamentos máximos para vários nós de controlo – direção y, sentido negativo.....	125
Quadro 7.14: Características das curvas de capacidade na direção X, sentido positivo. ...	126
Quadro 7.15: Características das curvas de capacidade na direção X, sentido negativo... ..	127
Quadro 7.16: Características das curvas de capacidade na direção Y, sentido positivo. ...	130
Quadro 7.17: Características das curvas de capacidade na direção Y, sentido negativo... ..	131
Quadro 7.18: Resultados das análises para a ação sísmica tipo 1.	133
Quadro 7.19: Resultados das análises para a ação sísmica tipo 2.	134
Quadro 7.20: Propriedades das curvas de capacidade bilineares.....	135
Quadro 7.21: Evolução dos danos resultantes da distribuição modal em X+ com excentricidade negativa.	137
Quadro 7.22: Evolução dos danos resultantes da distribuição modal em Y+ com excentricidade positiva.....	138
Quadro 7.23: Deslocamentos máximos para o nó de controlo 3 na direção x.....	139
Quadro 7.24: Deslocamentos máximos para o nó de controlo 11 na direção y.....	140
Quadro 7.25: Características das curvas de capacidade das combinações condicionantes na direção X e Y.....	140
Quadro 7.26: Resultados das análises para a ação sísmica tipo 2.	142
Quadro 7.27: Propriedades das curvas de capacidade bilineares.....	143

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

LETRAS MINÚSCULAS DO LATIM

a_g	- valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
a_{gR}	- valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
a_{vg}	- valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical
b	- largura do macro-elemento
$d_{e,t}^*$	- deslocamento-alvo do sistema elástico
d_m^*	- deslocamento último para um sistema equivalente com um grau de liberdade
d_t^*	- deslocamento-alvo para um sistema equivalente com um grau de liberdade
d_m	- deslocamento último para um sistema com N graus de liberdade
d_t	- deslocamento-alvo para um sistema com N graus de liberdade
d_y^*	- deslocamento equivalente do sistema de um grau de liberdade
e_{ai}	- excentricidade accidental da massa do piso i
f_{bk}	- valor característico da resistência à compressão
f_d	- valor de cálculo da resistência à compressão
f_m	- resistência média à compressão
f_t	- resistência ao corte diagonal
f_{vd}	- valor de cálculo da resistência ao corte
f_{vm0}	- resistência média ao corte sob compressão nula
g	- aceleração devida à gravidade
h'	- altura resultante das relações geométricas para determinação da altura eficaz da parede
h_m	- altura do elemento interno do macro-elemento
k	- fator de assimilação da distribuição da tensão normal (0.85)
l	- largura do painel
l'	- largura efetiva da parede
m_i	- massa no piso i
m^*	- massa equivalente do sistema de um grau de liberdade
m	- grau de liberdade estático de deslocamento axial em macro-elementos
n	- grau de liberdade estático de rotação em macro-elementos

\emptyset	- ângulo de atrito interno
q	- coeficiente de comportamento
q_u^*	- fator de redução devido à dissipação hysterética
q_0	- coeficiente de comportamento base
s	- espessura de um macro-elemento
s_i	- deslocamento da massa m_i no modo de vibração fundamental de um edifício
u	- grau de liberdade cinemático de deslocamento em macro-elementos
w	- grau de liberdade cinemático de deslocamento axial em macro-elementos
x	- distância do elemento considerado ao centro de gravidade do edifício em planta, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada
z_i	- altura da massa m_i acima do nível de aplicação da ação sísmica

LETRAS MAIÚSCULAS DO LATIM

A	- área de interface entre nembos
A_{Ed}	- valor de cálculo da ação sísmica
C_i	- capacidade resistente do elemento primário dúctil i
C_u	- resistência ao corte não drenada
D	- largura da parede
D_i	- efeitos no elemento primário dúctil i (esforços/deformações), obtidos para a combinação de ações em que a ação variável de base é a ação sísmica
E	- valor médio do modulo de elasticidade
E_m^*	- energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico
F_b	- força de corte na base
F_{el}	- força de corte basal quando o primeiro elemento atinge a sua capacidade máxima em força (flexão ou corte) através de uma análise linear estática
$F_{el,max}$	- força elástica máxima
F_i	- força sísmica horizontal no piso i
F_y	- força de cedência de um sistema bilinear equivalente ao comportamento não linear (resposta em regime não linear)
F_y^*	- força basal equivalente para um sistema de um grau de liberdade
G	- valor médio do modulo de distorção
G_k	- carga de ação permanente
H	- altura da parede
\bar{H}	- altura entre pisos

H_{eff}	- altura eficaz da parede
H_0	- distância da secção de momento nulo à secção de controlo
L_e	- distância entre os dois elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada.
L_i	- dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica
M_{Rd}	- momento fletor resistente
N	- ação axial de compressão
N_{SPT}	- número de pancadas resultantes de um ensaio de penetração dinâmica
N_u	- resistência de compressão última
Q	- ação da sobrecarga
S	- coeficiente de solo
$S_e(T^*)$	- espectro elástico da aceleração
S_d	- espectro de dimensionamento ou de cálculo
$S_{De}(T^*)$	- espectro de resposta elástico do deslocamento
T	- período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_B	- período de transição no limite inferior da zona de aceleração constante do espectro elástico
T_C	- período de transição no limite superior da zona de aceleração constante do espectro elástico
T_D	- período que define o início do ramo de deslocamento constante no espectro elástico
T^*	- período elástico equivalente
T_1	- período fundamental do edifício na direção horizontal considerada
V_{Rd}	- esforço transversal resistente
W	- peso específico médio

LETRAS MINÚSCULAS DO GREGO

β	- coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo
γ	- peso específico ou peso próprio
γ_I	- coeficiente de importância
δ	- coeficiente do efeito de torção
δ_m	- <i>drift</i> do macro-elemento
δ_u	- <i>drift</i> último do macro-elemento
δ_{um}^{DL}	- controlo da ductilidade através do <i>software</i> 3Muri

η	- coeficiente de correção do amortecimento
λ	- fator de correção
ξ	- amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem
ρ_i	- relação entre a exigência e a capacidade de um elemento primário dúctil
ρ_{max}	- valor máximo de ρ_i em todos os elementos dúcteis da estrutura, com $\rho_i > 1$
ρ_{min}	- valor mínimo de ρ_i em todos os elementos dúcteis da estrutura, com $\rho_i > 1$
$v_{s,30}$	- velocidade média de propagação de ondas S nos 30 m superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a 10^{-5}
φ	- grau de liberdade cinemático de rotação em macro-elementos

LETRAS MAIÚSCULAS DO GREGO

Γ	- coeficiente de participação que controla a transformação de um modelo com múltiplos graus de liberdade num modelo equivalente de um grau de liberdade e vice-versa
Δ	- espessura infinitesimal das extremidades de um macro-elemento
Δ_m	- deslocamento interno do macro-elemento
σ	- tensão normal de compressão
σ_0	- tensão normal de compressão na secção
σ_c	- energia de fratura
σ_f	- energia de fratura de compressão
σ_n	- tensão normal media
τ	- tensão tangencial máxima admissível
τ_0	- resistência média ao corte
Φ_i	- deslocamento modal normalizado do piso i
ψ_2	- valor quase permanente de uma ação variável

UNIDADES S.I.

kN, kN/m, kN/m ²	- forças e cargas
kg/m ³	- massa volúmica
kg, t	- massa
m, cm, mm	- deslocamentos
kN/m ³	- peso volúmico
N/mm ² (MPa), kN/m ² (kPa)	- tesões e resistências

kNm	- momentos fletores
m/s ²	- acelerações

ABREVIATURAS

2D	- bidimensional
3D	- tridimensional
DL	- Estado de Limitação de Danos
EC	- EUROCÓDIGO
ELD	- Estado Limite de Dano
ELU	- Estado Limite Último
FEMA	- Agência Federal de Gestão de Emergências (EUA) - <i>Federal Emergency Management Agency</i>
FRP	- polímeros reforçados com fibras - <i>Fiber Reinforced Polymer</i>
FSR	- fator de sobre-resistência
GL	- grau de liberdade
LSF	- sistema <i>Light Steel Framing</i> (Aço Leve)
KL	- nível de conhecimento
NC	- Estado de Colapso Iminente
NTC	- norma Italiana – <i>Norme Tecniche per le Costruzioni</i>
OPCM	- norma Italiana - <i>Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici</i>
OSB	- placas de partículas orientadas - <i>Oriented Strand Board</i>
SD	- Estado de Danos Severos

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A evolução das construções concebidas pelo homem, desde o estado de predador até a era do homem civilizado, está diretamente relacionada com a evolução cultural da humanidade e dos materiais de construção disponíveis.

A necessidade do homem de se proteger sempre existiu, logo desde o seu estado primitivo, onde usava grutas naturais ou escavadas como abrigo, até surgirem as primeiras construções com materiais disponíveis na natureza, como por exemplo troncos de árvores, palha, barro e pedra.[1]

A alvenaria de pedra surge como material de construção por volta dos anos 9000 a 7000 a.C., primeiramente, através de casas de estrutura circular e mais tarde, ocorre a mudança para estruturas retangulares.[1]

A necessidade de procura de outras técnicas de construção, associada às condições climáticas de seca, falta de madeira e pedra em áreas mais populosas dos tempos antigos, impulsionaram o desenvolvimento dos primeiros tijolos de barro, secos ao sol (adobe). Mais tarde, surgiram os tijolos cozidos próximos do fogo, processo que se manteve até ao desenvolvimento dos primeiros sistemas mecanizados de produção dos materiais de construção, no início do século XIX, como reflexo da Revolução Industrial.[1]

Considera-se como edifícios antigos, os edifícios construídos através de técnicas tradicionais, que se mantiveram sem grande alteração até ao aparecimento do betão armado, que veio ocorrer a partir de meados do século XIX e, de forma mais generalizada, na segunda metade do século XX.[2] A introdução do sistema estrutural em betão armado, onde os tijolos são usados como material de enchimento, originou no setor da construção civil uma ânsia pela quantidade, superior à qualidade, facto que prevaleceu até muito recentemente, quando foi introduzida uma política de controlo de qualidade dos materiais de construção, baseada em princípios de sustentabilidade.[3]

Pela análise de mapas de perigosidade sísmica, verifica-se que zonas com elevado risco sísmico apresentam, normalmente, um património com extensa tradição de construções em alvenaria.[2] Como consequência, surge a preocupação de conservar o património construído e aumenta significativamente o foco da pesquisa no campo dessas construções. O interesse estrutural em construções de alvenaria pode ser associado tanto a razões históricas e arquitetónicas, orientadas para o estudo de técnicas de construção do passado, quanto a razões computacionais, visando definir modelos numéricos para simular a resposta estática e dinâmica de um edifício com uma estrutura de suporte em alvenaria. Os dois aspetos, embora aparentemente diferentes, estão relacionados, na medida em que num edifício de alvenaria, as técnicas construtivas são de fundamental importância na definição de um modelo numérico confiável. Portanto, no que se refere aos edifícios existentes de alvenaria, além da caracterização mecânica dos materiais, tem que se considerar aspetos como: conexão entre paredes, rigidez e qualidade dos pavimentos, bem como os critérios de regularidade em planta e em altura, mas também as alterações que afetaram a estrutura do edifício ao longo dos anos.[4]

Em Portugal, apesar da classificação sísmica ser de média a elevada, a maioria das construções em alvenaria não tem recebido a atenção necessária e a diversidade de estudos numéricos e experimentais como se tem notado em países como a ex-Jugoslávia ou Itália.[3]

1.2. OBJETIVOS

Os procedimentos de análise não linear utilizados em edifícios antigos, não são simples e de fácil aplicação, em comparação com os edifícios convencionais, portanto, requerem um cuidado acrescido na compreensão mecânica e fragilidade do material de alvenaria, de modo a evitar a adoção de técnicas de reabilitação e reforço não adequadas, que para além de irreversíveis, podem piorar o comportamento global de um edifício.

A análise sísmica não linear e a modelação de macro-elementos de edifícios de alvenaria são, entre outros, tópicos chave da pesquisa atual em engenharia estrutural sísmica. Neste contexto, o desafio é: estimar a resposta sísmica não linear através de uma análise estática não linear (*pushover analysis*), com recurso à construção de modelos estruturais capazes de produzir modos de rotura observados após eventos sísmicos passados e implementar uma solução prática de reabilitação e reforço, da qual se possa, também, comprovar a sua viabilidade, num edifício tradicional em alvenaria. Para o efeito, propõe-se um edifício em estrutura de alvenaria, como caso de estudo, com origens no século XIX, localizado no centro histórico de Tavira, no Algarve. Para a análise da vulnerabilidade sísmica, recorre-se a modelos numéricos elaborados no programa 3Muri, tendo em conta códigos sugeridos por diferentes normas, tais como, Eurocódigo 8; OPCM 3431 e NTC 2008.

Pretende-se desta forma, realizar análises *pushover* com o objetivo de identificar os elementos mais vulneráveis da estrutura em estudo, para obtenção de soluções capazes de resolver o problema da resposta estrutural à ação sísmica.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em cinco capítulos principais: (1) introdução; (2) caracterização de edifícios antigos; (3) avaliação da segurança sísmica de edifícios antigos; (4) caso de estudo e (5) conclusões e trabalhos futuros. Para além destes capítulos, existe um capítulo (6) com a bibliografia consultada e um capítulo (7) dedicado aos anexos.

No primeiro capítulo, é apresentada de forma resumida a preocupação dos efeitos da sismicidade em edifícios antigos e, em particular, nas estruturas de alvenaria, assim como o enquadramento dos objetivos da dissertação e a organização da mesma.

No capítulo dois apresenta-se o estado da arte em termos de materiais, tipos e características das alvenarias. São abordados diferentes comportamentos dos edifícios em alvenaria sob a ação dos sismos e os critérios de verificação de segurança para solicitações no plano das paredes.

No capítulo três, são expostos os tipos de modelação numérica das estruturas de alvenaria e a metodologia a adotar no cálculo sísmico de edifícios existentes, com a apresentação dos tipos de análise praticadas, com o foco nas análises estáticas e seus conceitos teóricos. É

feita também uma compilação sobre as diferentes técnicas de reabilitação e reforço em edifícios de alvenaria. Para finalizar, é fundamentado o modelo numérico proposto, o seu procedimento computacional e a forma de tratamento dos dados.

No capítulo quatro, trata-se da apresentação e caracterização do edifício caso de estudo, no que diz respeito aos materiais, disposições construtivas, intervenções estruturais, estado de degradação e elaboração do modelo numérico, com a caracterização da ação sísmica específica da sua localização. São expostos os resultados das análises *pushover* realizadas à estrutura e o tratamento de dados e resultados. Ainda neste capítulo, é definida a proposta de reforço necessária para solucionar os problemas resultantes dos efeitos da ação sísmica, bem como os resultados obtidos através da modelação e análise da estrutura reforçada.

Por fim, no capítulo cinco, apresentam-se as conclusões sobre a vulnerabilidade sísmica do edifício na sua forma original e após a aplicação de soluções de reforço. São também divulgadas as propostas consideradas como interessantes para desenvolvimento futuro.

Nos anexos, encontra-se a informação considerada complementar e necessária para uma melhor perceção dos assuntos expostos ao longo da dissertação.

2. CARACTERIZAÇÃO DE EDIFÍCIOS ANTIGOS

Na verificação do desempenho estrutural de um edifício, a primeira preocupação consiste na necessidade de uma avaliação dos materiais e seus constituintes, de modo a prever um possível comportamento e chegar a um diagnóstico fidedigno, que irá influenciar as técnicas de reabilitação e reforço a escolher posteriormente.

2.1. MATERIAIS

2.1.1. ALVENARIA DE PEDRA

A solução construtiva mais comum adotada nos edifícios antigos consiste em paredes de alvenaria de pedra. Esta alvenaria corresponde a um material heterogêneo, descontínuo e anisotrópico, composto por unidades de alvenaria preenchidas ou não por argamassa.

Segundo P. B. Lourenço, “a parede resistente de alvenaria é um componente estrutural contínuo vertical, retilíneo ou curvilíneo, constituído pela solidarização, por meio de um ligante (argamassa), de um conjunto de elementos resistentes (unidades de alvenaria) e que podem integrar elementos de reforço de outra natureza (varões metálicos, ligadores ou outros)”.[1]

A caracterização do desempenho sísmico de estruturas de alvenaria é particularmente complexa de caracterizar, por depender de diversos fatores, nomeadamente das propriedades dos materiais, da geometria da estrutura, das ligações entre elementos estruturais, da contribuição dos elementos “não estruturais” e da rigidez dos diafragmas horizontais. As unidades de alvenaria podem ser, por exemplo, de pedra natural com forma regular ou irregular, de betão ou cerâmicas, com ou sem furação. As juntas podem ser preenchidas, designadamente, com argamassas de barro, betume ou gesso, ou à base de cal ou cimento. As várias combinações possíveis geradas pela geometria, tipo e disposição das unidades, assim como pelas características das juntas, levantam dúvidas sobre a caracterização da alvenaria. No entanto, todas as alvenarias apresentam algumas propriedades comuns, tais como a baixa resistência à tração ou a baixa e moderada resistência ao corte e o gradual decréscimo de resistência sob progressiva deformação (amolecimento), que condicionam o desempenho de estruturas de alvenaria sujeitas a ações horizontais. Em geral, estas características influenciaram a geometria das estruturas antigas de alvenaria, nas quais os elementos estruturais (paredes, pilares, arcos e abóbadas) foram construídos de acordo com regulamentações antigas para resistirem a esforços de compressão provenientes das ações verticais, sem a devida consideração das ações horizontais, mais especificamente a ação sísmica.[5]

Entre as diferentes tipologias existentes de alvenarias, as características comportamentais comuns à maioria delas são consequência da coesão e do atrito, que resultam da própria natureza das matérias que as constituem. Para níveis de tensão normal de compressão moderados, a tensão tangencial máxima em juntas argamassadas, ou secas, pode ser traduzida pela lei de Coulomb, enquanto que para níveis elevados de tensão normal de compressão este critério deixa de ser válido, passando a incluir o esmagamento das unidades e/ou argamassa. A Lei de Coulomb representa uma relação linear entre a tensão tangencial e a tensão normal de compressão (expressão 2.1):[6]

$$\tau = C_u + \sigma \tan\phi \quad (2.1)$$

onde τ é a tensão tangencial máxima admissível; C_u é a coesão; σ é a tensão normal de compressão e ϕ é o ângulo de atrito interno.

Como referido anteriormente, o amolecimento é uma característica importante das alvenarias, facto provado pela diminuição gradual de resistência mecânica sob um aumento contínuo de deformação. Este comportamento é consequência de um processo de crescimento progressivo de microfissuras internas que resultam da própria heterogeneidade da alvenaria, devida a defeitos do material, como falhas ou vazios, derivados de fenómenos de retração ou arrefecimento durante a sua formação. Constata-se que estes defeitos do material já existem mesmo antes do carregamento ser efetuado e são considerados estáveis, no entanto, aumentam com o aumento da carga aplicada, observando-se em torno da carga de pico uma aceleração da formação de fissuras, dando origem a fendas macroscópicas. Estas fendas são instáveis, o que significa que a intensidade da carga aplicada terá de diminuir para se evitar o seu crescimento descontrolado. Num ensaio de carga controlado, o crescimento das fendas macroscópicas resulta num amolecimento da resposta e na localização das fissuras numa pequena zona da amostra, enquanto as restantes zonas descarregam elasticamente.[7]

Atingida a carga de pico torna-se necessário proceder ao controlo da abertura de fendas, o que pode ser conseguido através do conceito de energia de fratura, representado pela área limitada das curvas tensão-deslocamento para materiais quase frágeis.[6] A energia de fratura e a energia de fratura de compressão são assumidas como propriedades dos materiais quase frágeis e definem-se como quantidades de energias necessárias para propagar uma fenda. Com esta abordagem baseada em energia, a energia de fratura e a energia de fratura de compressão podem ser descritas dentro do mesmo contexto, que é plausível, uma vez que os mecanismos de falha subjacentes são idênticos e resultam num crescimento contínuo da fissura. [7]

Apresenta-se na Figura 2.1, Figura 2.2 e Figura 2.3 os diagramas tensão-deslocamento, característicos do comportamento típico da alvenaria sujeita a ensaios de compressão, tração e corte.

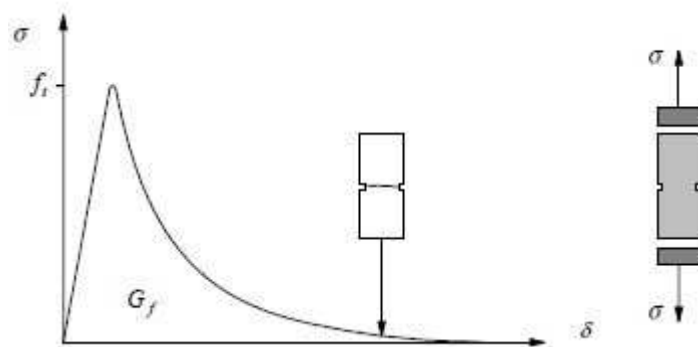


Figura 2.1: Comportamento típico de espécimes de alvenaria submetidos a ensaios de tração.[7]

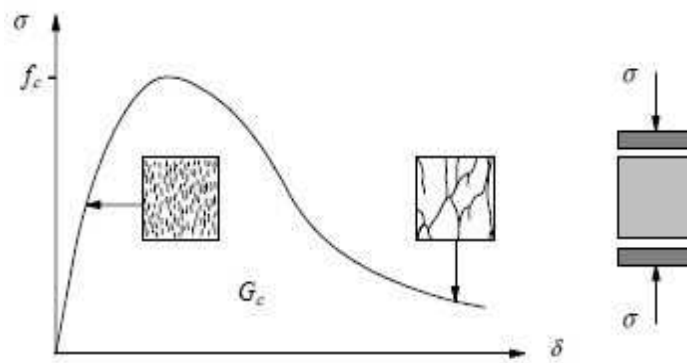


Figura 2.2: Comportamento típico de espécimes de alvenaria submetidos a ensaios de compressão.[7]

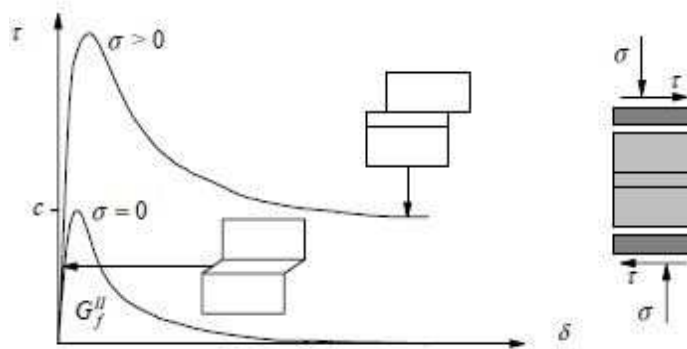


Figura 2.3: Comportamento típico de espécimes de alvenaria submetidos a ensaios de corte.[7]

Na ausência da carga de confinamento, presume-se que o comportamento inelástico ao corte pode ser descrito pela energia de fraturação do modo II (G_f^{II}).

2.1.1.1. CLASSIFICAÇÃO TIPOLOGICA DAS PAREDES DE ALVENARIA

As alvenarias de pedra têm uma diversificada constituição interna, dependente da época, dos costumes e do local de construção. São caracterizadas por uma grande irregularidade geométrica e falta de homogeneidade material, resultado de uma diversidade de características físicas, mecânicas e geométricas dos materiais utilizados. As pedras utilizadas podem ser de diversa natureza (magmáticas, metamórficas ou sedimentares), forma e dimensão, regulares e irregulares, e podem apresentar-se ligadas com terra, argila, substâncias orgânicas ou argamassas, em geral de fraca qualidade e que raramente envolvem completamente as pedras.[8]

As diferentes tipologias e designações das paredes de alvenaria antigas podem classificar-se de acordo com a função desempenhada. (Quadro 2.1) [9]

Quadro 2.1: Classificação das paredes dos edifícios antigos. [9]

Designação	Função	Observações
Paredes mestras: interiores, de fachada ou laterais (empena, quando se prolongam até ao espigão do telhado).	Paredes resistentes, interiores ou exteriores, geralmente de grande espessura.	Nas construções correntes, as paredes com capacidade resistente que definem grandes divisões designam-se por frontais.
Paredes divisórias ou de compartimentação.	Dividem o espaço limitado pelas paredes mestras.	Quando não suportam cargas e apenas delimitam pequenas divisões, designam-se por tabiques.
Murros de suporte	Sustentam as terras de aterros ou escavação e servem também de revestimento dos seus taludes.	São murros de gravidade.
Murros de vedação	Limitam ou fecham um espaço.	-
Muros de revestimento	Protegem os taludes dos agentes atmosféricos.	Têm a inclinação natural dos taludes onde se aplicam e uma espessura reduzida.

À semelhança da classificação realizada segundo a função desempenhada das paredes de alvenaria, existe também, uma classificação de acordo com a natureza e características dos materiais e ligantes utilizados (Quadro 2.2).

Quadro 2.2: Designação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com a dimensão, grau de aparelho e material ligante dos elementos constituintes. [9]

Designação	Natureza
Parede de Cantaria (ou enxilharia)	Pedras com faces devidamente aparelhadas, geralmente de grandes dimensões e com formas geométricas definidas, assentes com argamassa ou apenas sobrepostas e justapostas.
Parede de alvenaria de pedra aparelhada	Pedras irregulares aparelhadas numa das faces e assentes em argamassa ordinária.
Parede de alvenaria ordinária	Pedras toscas, irregulares em forma e dimensões, geralmente manejáveis por um homem, e ligadas por argamassa ordinária.
Parede de alvenaria Hidráulica	Pedras ligadas por argamassa hidráulica.
Parede de alvenaria Refratária	Pedras Ligadas com argamassa refratária.
Parede de alvenaria de pedra seca, empedrados.	Pedras assentes por justaposição, apenas travadas entre si, sem qualquer tipo de argamassa.
Paredes Mistas	Paredes de alvenaria e cantaria; de pedra e tijolo; de alvenaria com madeira.

2.1.1.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS

A heterogeneidade presente nas paredes de alvenaria e os diferentes estados de degradação que esta possa tomar dificulta a caracterização das suas propriedades mecânicas, quando existe impossibilidade de realização de ensaios de caracterização experimental.

Em comparação com outros domínios de investigação, como os do betão, solos ou rochas, no que diz respeito às construções antigas, existe uma grande dificuldade em encontrar ensaios experimentais com as características requeridas em vários programas numéricos. No entanto, como referido anteriormente, a alvenaria possui características comuns, apesar da diversidade de tipologias existentes, como a adesão, coesão e o atrito, o que permite tomar como referência valores de propriedades mecânicas com base em resultados referentes a alvenarias novas.[6]

A grande diversidade de paredes de alvenaria exige uma definição de grupos mais ou menos homogêneos em termos de propriedades mecânicas e propriedades geométricomorfológicas (espessura, tipo de secção, modo de aparelhamento, etc.).

Por forma a evitar a execução de testes desnecessários de cariz destrutivo, que acabam por ser desfavoráveis para a estrutura, as normas italianas sugerem alguns valores de referência das propriedades mecânicas para diferentes tipos de alvenaria, tendo em conta a sua tipologia e material utilizado. (Quadro 2.3)

O Quadro 2.3 apresenta valores mínimos e máximos para alvenarias com ligante de má qualidade, alvenarias não consolidadas com ausência de travamento, paramentos simplesmente apoiados ou mal ligados. Os valores de referência representam a resistência média à compressão (f_m); a resistência média ao corte da alvenaria (τ_0); o valor médio do módulo de elasticidade (E); o valor médio do módulo de elasticidade tangencial (G) e o peso específico médio da alvenaria (W). [10]

Quadro 2.3: Valores de referência das propriedades mecânicas para diferentes tipologias de alvenaria. [10]

Tipologia da alvenaria	f_m	τ_0	E	G	W (kN/m ³)
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Alvenaria de pedra irregular	0.60	0.020	690	115	19
	0.90	0.032	1050	175	
Alvenaria de pedra não aparelhada com parâmetros de espessura limitada e núcleo interno	1.10	0.035	1020	170	20
	1.55	0.051	1440	240	
Alvenaria de pedra aparelhada com boa ligação	1.50	0.056	1500	250	21
	2.00	0.074	1980	330	
Alvenaria de pedra macia (tufo, calcário, etc)	0.80	0.028	900	150	16
	1.20	0.042	1260	210	
Alvenaria em bloco quadrados de pedra	3.0	0.078	2340	390	22
	4.0	0.098	2820	470	
Alvenaria de tijolo maciço e argamassa de cal	1.8	0.060	1800	300	18
	2.8	0.092	2400	400	

2.1.2. MADEIRA

A madeira, à semelhança da alvenaria, possui características complexas que mostra significativas diferenças nas propriedades mecânicas, em função do tipo de carregamento efetuado. Em obras de reabilitação de edifícios antigos, a madeira ocupa um lugar de destaque podendo apresentar características estruturais ou não estruturais. Desta forma, uma inspeção *in-situ* torna-se imprescindível, de modo a avaliar as propriedades mecânicas da madeira, que variam de espécie para espécie, e até dentro da mesma espécie em função da orientação das fibras, quando sujeitas à uma carga.[11]

A madeira é um material não homogêneo, anisotrópico e poroso, apresentando diferenças de comportamento estrutural devido a fatores naturais como a humidade, temperatura e tempo.[12]

Como material de construção, a madeira, tem vindo a tornar-se, ao longo dos anos, um dos materiais mais versáteis na realidade atual da construção civil. Convém também, realçar que a madeira dá resposta aos princípios ecológicos, sendo um material sustentável, de baixo custo de obtenção, transformação, renovação e reutilização. No que diz respeito as propriedades, a madeira apresenta características naturais como: a boa relação peso-resistência; elevados índices de resistência e inércia térmica; resistência ao fogo; isolamento acústico; diversidade de densidades e resistências; diversidade de espécie e tipos de madeira com diferentes cores e texturas; diversidade de aplicações e de produtos derivados para múltiplos usos.[13]

Existem também vários defeitos inerentes ao elemento de madeira, como os nós, que são consequências das ligações dos ramos, que podem ser vivos ou mortos, podendo reduzir a resistência da secção à compressão, mas principalmente à tração. A higroscopicidade do material pode provocar retrações e empenos, fendas e fissuras, devido a alterações bruscas de temperatura ou má secagem do elemento. Ainda no que diz respeito à higroscopicidade da madeira, esta pode variar de volume e peso, consoante o ambiente, segundo três direções diferentes: axial, radial e tangencial. A Figura 2.4 ajuda a visualizar essas direções.[14]

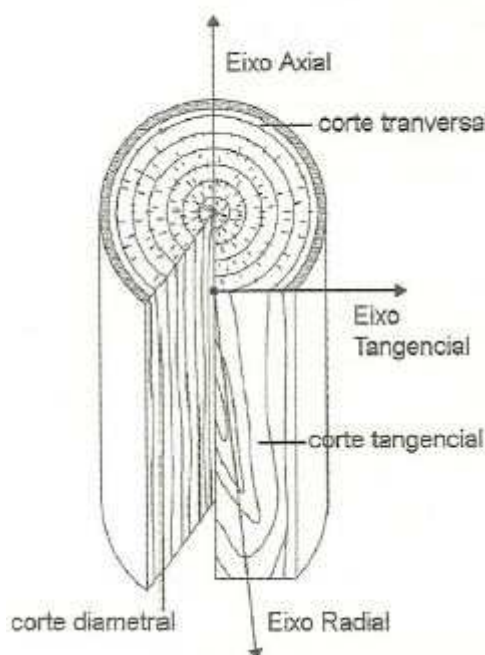


Figura 2.4: Corte transversal, tangencial e diametral de um tronco de madeira.[14]

No que concerne à resistência da madeira, outro aspeto importante a referir é a orientação do carregamento, uma vez que esta apresenta direções preferenciais em função do esforço que se pretende resistir. Em geral, a madeira aponta resistências mais elevadas quando sujeita a tensões paralelas às suas fibras. Apresenta-se na Figura 2.5 a designação da orientação das fibras de madeira, consoante o seu carregamento.[12]

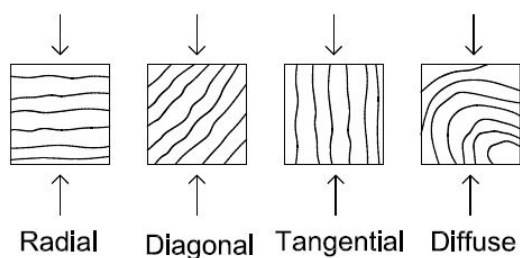


Figura 2.5: Designação da orientação das fibras de madeira face à carga aplicada.[12]

Geralmente, a madeira apresenta uma resistência à tração axial elevada, que quando comparada com a resistência à compressão, atinge o dobro do valor. Como já foi referido anteriormente, a direção axial, paralela às fibras, destaca-se por resultados com resistências mais elevadas, seja em ensaios de compressão, ou tração. Em relação à resistência à flexão, esta tem que ser controlada juntamente com o aumento das cargas, que consequentemente aumentará os esforços e diminuirá a resistência à fadiga, característica por vezes negligenciada.[14]

Em Portugal, as espécies de madeira mais comuns nos edifícios antigos são o pinho bravo, a casquinha e o carvalho, cujas propriedades mecânicas apresentam-se no Quadro 2.4.[15]

Quadro 2.4: Propriedades das espécies de madeira mais comuns em edifícios antigos.

Espécie	Cor	Densidade (12% Hum.)	Classe de Resistên- cia	Tensão de rotura (MPa)		<i>E</i> (MPa)	Tipo
				Comp.	Tração		
Pinho Bravo (<i>Pinus Pinaster</i>)	Pálida	0.53	C18	18	11	6000	Resinosa
	Castanho						
	Averme- lhada						
Casquinha (<i>Pinus Silvestris</i>)	Pálida	0.50	C24	21	14	7400	Resinosa
Carvalho Portu- guês (<i>Quercus</i> <i>Fagínea</i>)	Acasta- nhada	0.78	D60	32	36	14300	Folhosa

As ligações dos elementos de madeira são outro fator importante a ter em conta, uma vez que estas ligações são muitas vezes os pontos mais fracos, devido a perda de continuidade na

estrutura, que pode resultar numa perda de resistência global, obrigando assim a um aumento dos elementos estruturais, por forma a fazer face ao carregamento imposto. [16]

2.2. MECANISMOS DE COLAPSO

Os estudos orientados para a reabilitação e reforço sísmico de estruturas recorrem a testes experimentais e observações do comportamento dos edifícios após os sismos, por forma a compreender melhor as características dos edifícios, caracterizar o estado atual e proceder à avaliação das causas e mecanismos de dano existentes, de modo a implementar e garantir medidas de segurança.

O comportamento das estruturas antigas é estudado há muito anos e atualmente existem ferramentas e regulamentos avançados que possibilitam avaliar esses comportamentos, por forma a que o dimensionamento seja eficaz.

Nos edifícios antigos, uma parte significativa dos danos e deformações visíveis pode ter ocorrido durante o processo de construção ou em fases muito iniciais de vida da estrutura, por consequência, é difícil determinar ao certo a quantidade de deformação que resulta das forças gravíticas ou outras ações possíveis. [17]

Na avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício antigo, é importante examinar o comportamento das paredes e os seus mecanismos de colapso no plano e fora do plano da parede, uma vez que os mecanismos de danos locais são geralmente a primeira causa do colapso estrutural.

Interessa ainda identificar algumas das causas mais comuns da ocorrência dos danos nos edifícios, sem excluir outras causas que possam existir:[18]

- Assentamentos diferenciais;
- Desequilíbrio dos impulsos exercidos por arcos, abóbodas ou taludes;
- Alterações dos próprios materiais constituintes das paredes ou materiais de má qualidade;
- Vibrações ou choques, principalmente se forem produzidas no corpo da parede;
- Subdimensionamento estrutural;
- Variações nas condições de conservação;
- Variações nas cargas aplicadas e utilização;
- Paredes com grande desenvolvimento e elevada esbelteza;
- Deficiente ou fraca ligação entre as paredes transversais;
- Ações Sísmicas.

Os mecanismos de colapso presentes nos edifícios antigos podem ser divididos em dois tipos principais e característicos destas estruturas. O primeiro tipo de mecanismo manifesta-se devido à falta de ligações adequadas à ação sísmica, o que influencia o desligamento das paredes, dos pisos ou da cobertura, provocando uma perda de rigidez da estrutura global e consequentemente o seu colapso para fora dos planos. O segundo é um modo de rotura no plano da parede e geralmente ocorre quando as ligações entre as paredes são demasiado rígidas, não sendo permitida a desconexão das paredes, o que provoca a abertura de fendas no próprio plano, normalmente perpendiculares à direção da ação sísmica atuante.

Apresenta-se na Figura 2.6 e Figura 2.7 alguns mecanismos de rotura para fora do plano e no próprio plano, respetivamente, provocados por causas descritas anteriormente, em que a principal causa é a ação sísmica.[18]

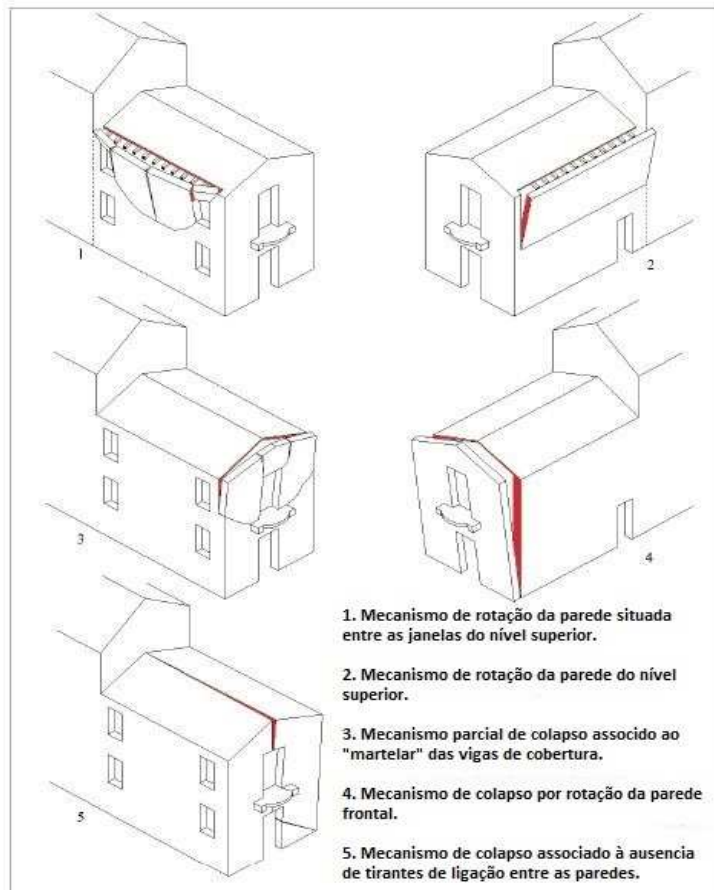


Figura 2.6: Mecanismo de colapso sísmico para fora do plano da parede.[18]

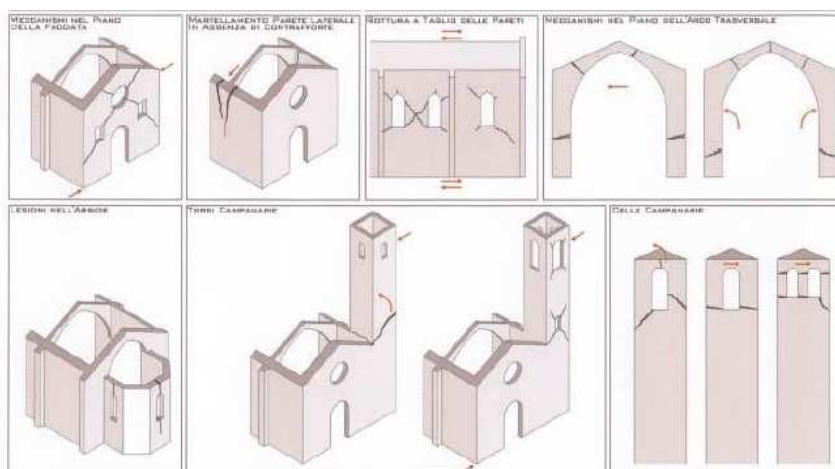


Figura 2.7: Mecanismos de colapso sísmico no plano da parede.[18]

2.2.1. FORA DO PLANO DA PAREDE

Nas experiências italianas dos últimos anos, houve uma tendência de classificar os mecanismos de colapso para fora do plano como mecanismos locais, pelo facto de estes, normalmente, serem associados à resposta local dos elementos estruturais, que por sua vez poderiam gerar um colapso global. Na ocorrência de um sismo, geralmente, considera-se que um comportamento sísmico satisfatório é alcançado se o colapso para fora do plano for impedido, de modo a ser explorada a resistência e a capacidade de deformação das paredes no próprio plano.[19]

No que diz respeito ao colapso para fora do plano, este é condicionado pela esbelteza da parede, ou relação entre a largura e altura na direção considerada, originando uma baixa rigidez e resistência, sendo associada ao eixo de menor inércia da parede. Deste modo, a rotura é dada por flexão composta, sendo que a rigidez é associada à flexão da parede, dada a esbelteza nessa direção, enquanto que a resistência é condicionada pelos esforços de tração ou compressão na base, resultantes da flexão composta originada pelas ações verticais e horizontais que atuam na parede. O modo de colapso consiste, primeiramente, na abertura de uma fenda horizontal na base da parede, seguida do seu derrubamento (Figura 2.8), que pode variar consoante as condições de fronteira. As condições de fronteira são relacionadas com o tipo restrição na base e no topo da parede e constituem um aspeto importante e condicionante no tipo de mecanismo final (Figura 2.9). As restrições podem ser do tipo apoiado ou encastrado, sendo que, é considerado encastrado no topo se o pavimento de ligação for rígido. Condições de fronteiras de tipo rígido aumentam a resistência e a rigidez das paredes dando origem a um mecanismo de colapso que continua a abranger a abertura de uma fenda, situada neste caso, sensivelmente a meia altura da parede (Figura 2.10).[20]



Figura 2.8: Mecanismo de colapso das paredes de alvenaria para fora do plano.[20]

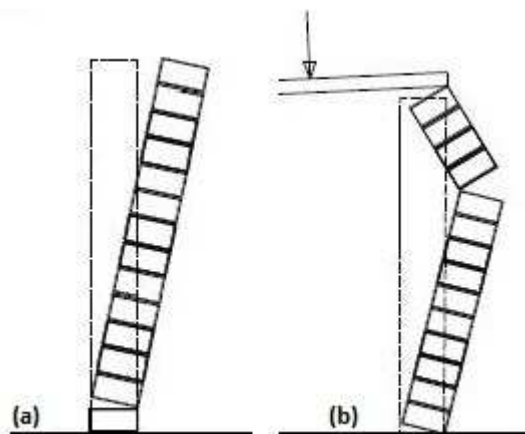


Figura 2.9: Mecanismo de flexão composta numa parede isolada: (a) sem restrição no topo; (b) com restrição no topo. [4]

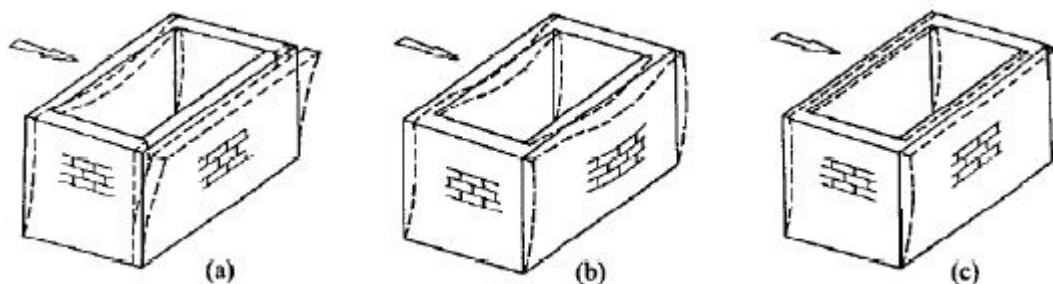


Figura 2.10: Influência das condições de fronteira no mecanismo para fora do plano: (a) parede sem restrições; (b) parede encastrada na base e apoiada no topo; (c) parede encastrada na base e no topo. [21]

2.2.2. NO PRÓPRIO PLANO DA PAREDE

As paredes que apresentam mecanismos de colapso no próprio plano apresentam uma rigidez e resistência sensivelmente superiores às paredes com mecanismos para fora do plano, uma vez que estas grandezas estão associadas ao eixo de maior inércia da parede. Neste contexto, a rigidez da parede influenciará modos de rotura por flexão composta e por corte, enquanto que a esbelteza é condicionada pelas tensões normais e tangenciais, resultantes da combinação entre ações verticais e horizontais. Os mecanismos de colapso no plano são mais complexos pelo facto de apresentarem uma relação entre altura e largura bastante variável, sendo que as paredes mais baixas são menos esbeltas e apresentam rotura por fendilhação diagonal ou deslizamento na base, ao invés das paredes mais altas, que são mais esbeltas e apontam mecanismos de colapso por flexão composta. A influência da esbelteza das paredes no tipo de rotura é evidente na Figura 2.11. [20]

De um modo geral, os mecanismos de colapso no plano são de três tipos: flexão composta ou derrubamento; corte por deslizamento e corte por fendilhação diagonal. Apresenta-se na Figura 2.12 os mecanismos de colapso das paredes de alvenaria no próprio plano.

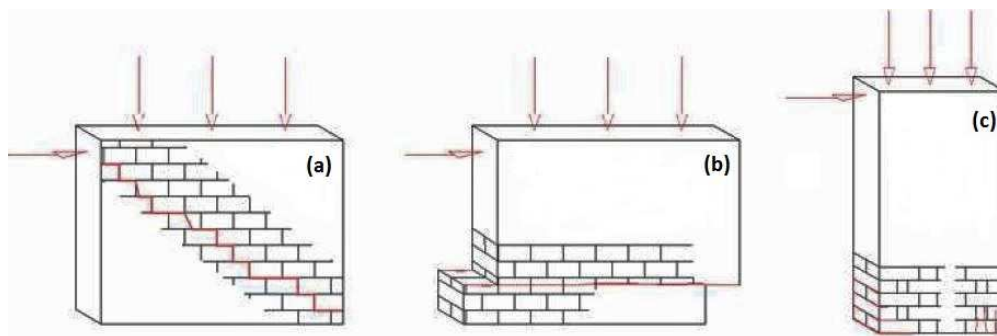


Figura 2.11: Influência da esbelteza nos mecanismos de rotura das paredes de alvenaria: (a) fendilhação diagonal; (b) deslizamento na base e (c) flexão composta.

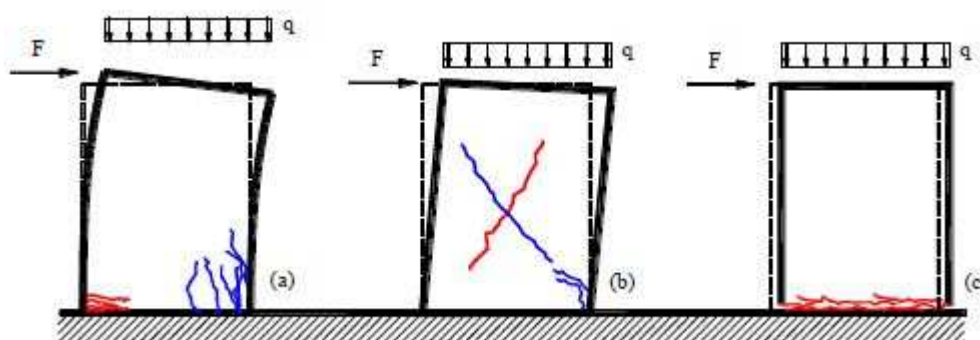


Figura 2.12: Mecanismos de rotura no plano: (a) flexão composta; (b) corte por fendilhação diagonal e (c) corte por deslizamento.[4]

Em edifícios com vários pisos, os modos de rotura no plano mudam, devido a perda de continuidade criada pela presença das aberturas, tendo como condicionantes do comportamento os nembros e os lintéis que delimitam essas aberturas.

Os principais mecanismos de falha presentes nos nembros são os seguintes:

- Flexão (*rocking*): à medida que a carga ou o deslocamento aumentam, as juntas fendilham devido à tração e o esforço transversal é suportado pela alvenaria comprimida. O colapso final ocorre com o derrubamento da parede e esmagamento simultâneo do vértice comprimido (*toe crushing*);
- Fendilhação diagonal (*diagonal tension*): a resistência de pico é condicionada pela formação e propagação de fendas diagonais, que podem seguir o caminho das juntas horizontais e verticais, ou podem atravessar os tijolos, dependendo da resistência relativa das juntas de argamassa, da interface tijolo-argamassa e dos tijolos.
- Deslizamento (*sliding*): devido à formação de fendas nas juntas horizontais por tração, sujeitas a alterações sísmicas alternadas, podem formar-se potenciais planos de deslizamento ao longo das juntas fendilhadas. Este modo de colapso é possível em baixos níveis de carga vertical e/ou coeficientes de atrito.[22]

A Figura 2.13 relata os principais mecanismos de colapso no plano dos nembros.

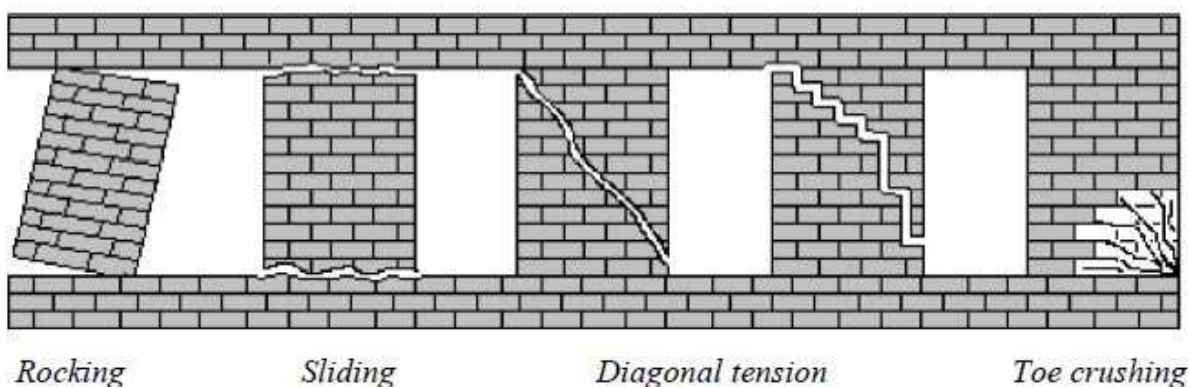


Figura 2.13: Mecanismos de colapso presentes nos nembos sob o efeito da ação sísmica.[23]

No que diz respeito ao comportamento dos lintéis, este não foi estudado, sobretudo experimentalmente, com a mesma atenção dedicada aos nembos, devido ao facto destes últimos apresentarem um comportamento mais importante em termos de resistência às ações sísmicas e às cargas verticais. No entanto, a função estrutural dos lintéis está longe de ser secundária porque, ao serem o elemento de ligação entre os nembos, podem influenciar consideravelmente o mecanismo de resposta de uma parede de vários andares. Esta influência é maior quanto maior o número de andares num edifício.[24]

É possível considerar o comportamento dos lintéis equivalente ao dos nembos, desde que se tenha em consideração os seguintes aspetos: [24]

- No caso das alvenarias regulares, dado o seu comportamento ortotrópico, a orientação da argamassa de assentamento é paralela ao eixo do elemento, que é horizontal e não vertical como nos nembos;
- O nível de esforço axial (compressão paralela ao eixo) introduzido pelas cargas verticais é muito inferior ao dos nembos ou praticamente nulo.

O primeiro aspeto é indiferente no caso das alvenarias irregulares, dado que o material tende a apresentar um comportamento quase isotrópico, sendo que, o lintel pode ser tratado como um nembo com uma rotação do eixo de 90°. O nível de esforço axial, por outro lado, tem consequências em alvenarias regulares e irregulares, uma vez que, tal como nos nembos, afeta a capacidade resistente dos lintéis. [24]

O mecanismo de rotura dos lintéis para ações horizontais no plano da fachada, resulta dos esforços de corte presentes nos mesmos e que conduzem ao derrubamento da parede que passa a estar dependente apenas do comportamento dos nembos. Caso existam elementos horizontais que se oponham à tração, é introduzida uma compressão nos lintéis, que simultaneamente aumenta a sua resistência à flexão (Figura 2.14 (c)). De um modo geral existem dois tipos de mecanismos de rotura presentes nos lintéis, em paralelo com os existentes nos nembos:[24]

- Rotura por compressão excessiva na biela inclinada indicada na Figura 2.14 (c), rotura equivalente a uma rotura por flexão composta de um nembo;
- Rotura por fendilhação diagonal.

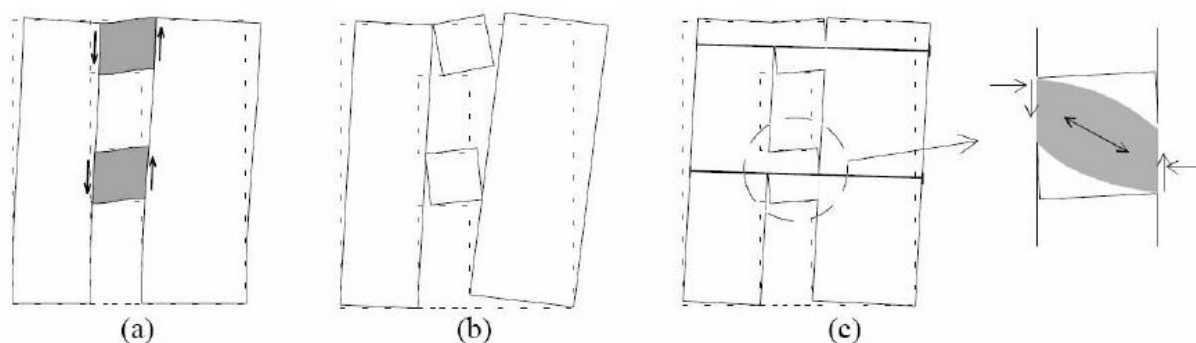


Figura 2.14: Efeito da ação sísmica nos lintéis: (a) esforços de corte nos lintéis; (b) rotura dos lintéis; (c) rotura por compressão excessiva nos lintéis.[24]

2.3. CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA UTILIZADOS

Como referido anteriormente, a resistência das paredes de alvenaria, quando solicitadas no seu plano, é condicionada por mecanismos de colapso por flexão composta, corte por fendilhação diagonal e corte por deslizamento. Deste modo, apresentam-se as formulações de verificação de segurança para cada um dos modos de rotura apresentados.

2.3.1. FLEXÃO COMPOSTA

Para a quantificação da resistência à flexão composta é desprezada a resistência à tração da alvenaria e o peso próprio do painel de parede, para que o esforço axial seja idêntico em ambas as extremidades. Para este propósito admite-se um painel de parede carregado por uma tensão axial constante e um esforço de corte resistente, com uma excentricidade na face inferior maior do que na face superior e área resistente menor na face inferior e assim, a secção de controlo da resistência a flexão é inferior. Tendo em conta as dimensões da Figura 2.15, é possível avaliar o momento fletor resistente.[24] [10]

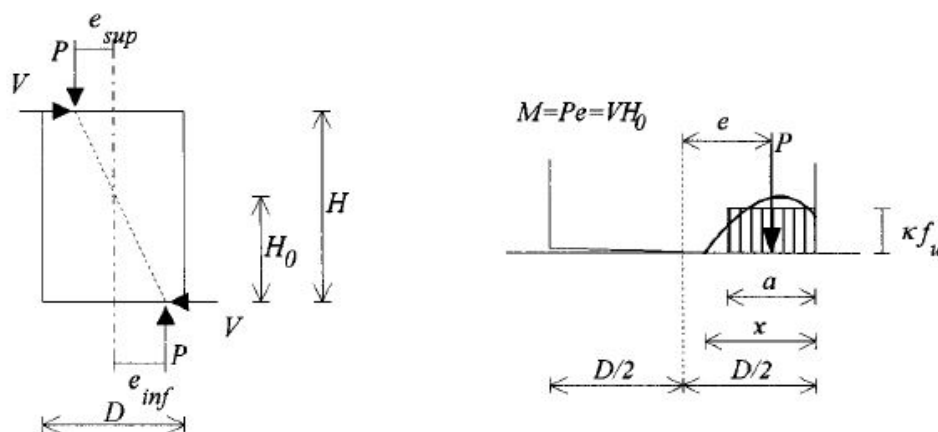


Figura 2.15: Esquema de forças nos nembros, devido a flexão composta no seu plano. [24]

$$\left. \begin{array}{l} M = P \times e \\ \sigma_0 = \frac{P}{D \times t} \end{array} \right\} M = \sigma_0 \times D \times t \times e \quad (2.2)$$

$$\left. \begin{array}{l} P = a \times k \times f_d \times t \\ e = D - \frac{D}{2} - \frac{a}{2} \end{array} \right\} e = \frac{1}{2} \left(D - \frac{P}{k \times f_d \times t} \right) \quad (2.3)$$

onde σ_0 é a tensão normal de compressão na secção; f_d é a tensão máxima de compressão (valor de dimensionamento); D é a largura da parede; t é a espessura da parede; k é o factor de assimilação da distribuição da tensão normal (0.85), que tem em conta o facto do diagrama de tensões normais não ser retangular e H_0 é a distância da secção de momento nulo à secção de controlo.

Substituindo (2.3) em (2.2), resulta o momento fletor resistente (2.4):

$$M_{rd} = \frac{\sigma_0 \times D^2 \times t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \times f_d} \right) = \frac{N \times D}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u} \right) \quad (2.4)$$

onde N é a ação axial de compressão e N_u é a resistência de compressão última da alvenaria.[25]

O correspondente esforço transverso resistente resulta da inclinação do diagrama de momentos e é obtido pelo quociente entre o momento resistente e a distância da secção de controlo à secção de momento nulo:

$$\left. \begin{array}{l} M_{rd} = V_{rd} \times H_0 \\ M_{rd} = \frac{\sigma_0 \times D^2 \times t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \times f_d} \right) \end{array} \right\} V_{rd} = \frac{\sigma_0 \times D^2 \times t}{2 \times H_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \times f_d} \right) \quad (2.5)$$

2.3.2. DESLIZAMENTO E FENDILHAÇÃO DIAGONAL

Em relação à resistência ao corte por deslizamento e fendilhação diagonal, esta pode ser quantificada seguindo o critério de Mhor-Coulomb ou de Turnšek e Čačovič. O Eurocódigo 8, parte 3, especifica o primeiro critério para a verificação ao corte, enquanto que a Norma Italiana atribui o primeiro critério aos edifícios novos e o segundo aos edifícios existentes. [10] [26]

Para o caso de estudo a apresentar neste documento, será utilizado o critério de Turnšek e Čačovič, visto ser mais aconselhado para a análise de edifícios existentes, permitindo uma definição paramétrica do material mais reduzida, através de valores de referência das propriedades mecânicas das alvenarias. No que diz respeito ao critério de Mhor-Coulomb, este exige a definição da alvenaria de acordo com o Eurocódigo 6, por meio de várias formulações, onde as características intrínsecas de uma alvenaria antiga típica de pedra não se conseguem aplicar. [10] [26] [27]

Para a definição das propriedades mecânicas da alvenaria segundo o Eurocódigo 6, parte 1, é exigido o cumprimento de vários critérios, entre os quais se enunciam aqui os mais relevantes para a elaboração do presente documento:

- Existência de argamassa com um ligante cimentício;
- Área em planta do elemento de alvenaria superior a 0.04 m²;
- Alvenaria constituída por elementos de distribuição regular.

A generalidade dos edifícios existentes em alvenaria de pedra, não se enquadra em nenhum dos pontos referidos anteriormente, o que torna quase impossível a aplicação do Eurocódigo 6 a um vasto universo de paredes de alvenaria.[28] [27]

A resistência ao corte de acordo com o Turnšek e Čačovič é expressa pela seguinte equação:

$$V_{rd} = l \times t \times \frac{1.5 \times \tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \times \tau_0}} = l \times t \times \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \quad (2.6)$$

$$= l \times t \times \frac{1.5 \times \tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1.5 \times \tau_0 \times l \times t}}$$

onde l é a largura do painel de alvenaria; t é a espessura do painel de alvenaria; f_t é a resistência ao corte diagonal da alvenaria; τ_0 é a resistência ao corte; b é um coeficiente que depende do quociente entre a altura e a largura da parede ($b = \frac{H}{L}$; $1 \leq b \leq 1.5$) e N é a ação axial de compressão.[10]

Nos casos em que os lintéis possuem pequenas dimensões, o colapso ocorre por um mecanismo de corte puro, cuja resistência é mobilizada apenas pela coesão do material. A sua resistência pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$V_{rd} = A \times \tau_0 \quad (2.7)$$

onde A representa a área de interface (Figura 2.16) entre os nembos e os lintéis. [10]

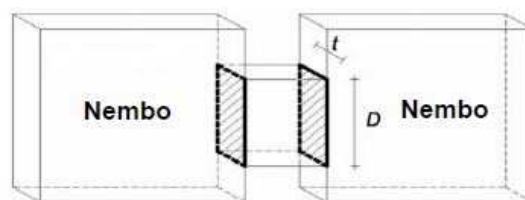
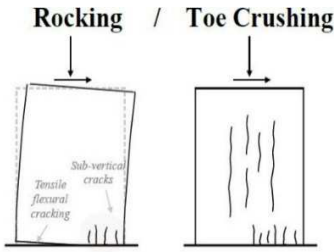
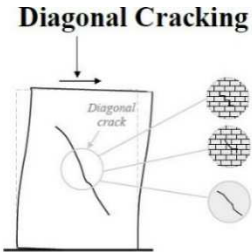
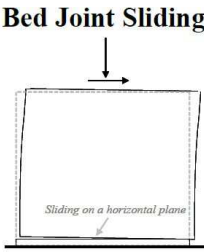


Figura 2.16: Área de interface entre os nembos e os lintéis para o cálculo do esforço transversal

Apresenta-se no Quadro 2.5 um resumo dos critérios de resistência para os nembos das paredes de alvenaria, em função dos regulamentos mais utilizados, nomeadamente o Eurocódigo 8, parte 3 e as Normas Italianas.

Quadro 2.5: Critérios de resistência para os nembros de acordo com o Eurocódigo 8-3 e OPCM.(Adaptado de [29])

	Flexão / Esmagamento	Fendilhação Diagonal	Deslizamento
	<p>Rocking / Toe Crushing</p> 	<p>Diagonal Cracking</p> 	<p>Bed Joint Sliding</p> 
OPCM	$M_{rd} = \frac{N \times l}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u}\right)$	$V_{rd} = \frac{1.5 \times \tau_0 \times l \times t}{b} \sqrt{\left(1 + \frac{N}{1.5 \times \tau_0 \times l \times t}\right)}$ <p>Proposto como alternativa ao deslizamento (BJS) apenas para alvenaria existente.</p>	$V_{rd} = l' \times t \times f_{vd}$ $\begin{cases} f_{vd} \leq \min(2.0f_{bk}; 2.2MPa) \\ f_{vd} = f_{vm0} + 0.4 \times \sigma_n \end{cases}$
EUROCÓDIGO 8-3	$V_{rd} = \frac{N \times l}{2 \times H_0} (1 - 1.15 \times v_d)$	(Não existe)	$V_{rd} = l' \times t \times f_{vd};$ $\begin{cases} f_{vd} = f_{vm0} + 0.4 \times \sigma \\ f_{vd} \leq 0.065 \times f_m \end{cases}$
	$v_d = \frac{N}{D \times t \times f_d}; f_d = \frac{f_m}{CF}$		
	<p>onde f_m é a força de compressão obtida através de ensaios <i>in-situ</i> ou outras fontes de informação e CF (<i>Confidence Factor</i>) é o fator de confiança.</p>		

3. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS ANTIGOS

3.1. MODELAÇÃO NUMÉRICA DAS PAREDES DE ALVENARIA

Como referido no capítulo anterior, a alvenaria é um material que exhibe propriedades direcionais devido às juntas de argamassa que atuam como planos de fraqueza. De uma forma geral, a abordagem para a sua representação numérica pode ser realizada através da modelação dos micro-componentes individuais, ou seja, componentes constituintes das alvenarias (unidades, argamassa e juntas de interface ou apenas as unidades e a argamassa), ou ainda através da macro-modelação, que considera a modelação de toda a parede de alvenaria como um compósito. Dependendo do nível de precisão e da simplicidade desejada, é possível usar as seguintes estratégias de modelação (Figura 3.1):[7]

- Micro-modelação detalhada;
- Micro-modelação simplificada;
- Macro-modelação.

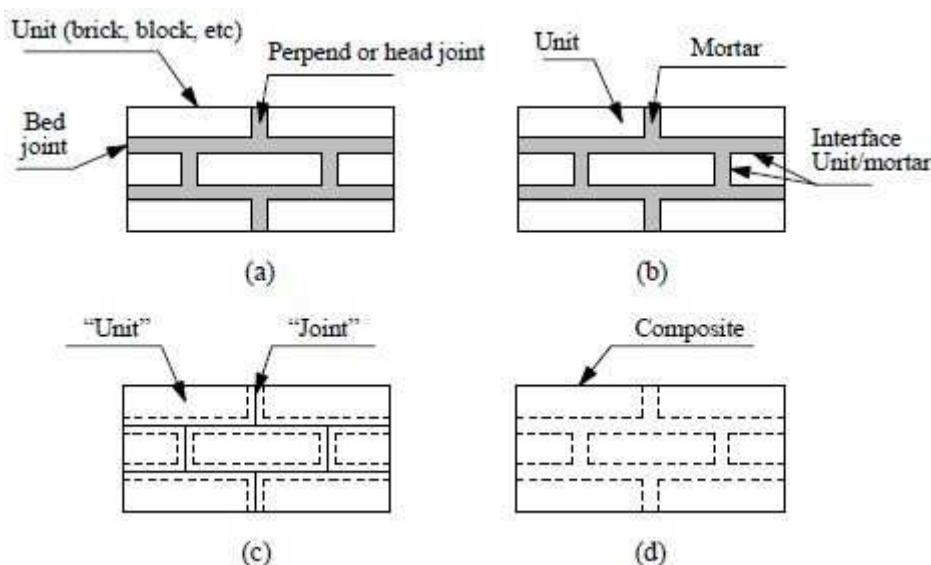


Figura 3.1: Estratégias de modelação de alvenarias: (a) parede de alvenaria; (b) micro-modelo detalhado; (c) micro-modelo simplificado; (d) macro-modelo.

3.1.1. MICRO-MODELAÇÃO DETALHADA

No processo de micro-modelação detalhada, as superfícies de deslizamento no interior da alvenaria, nomeadamente na união entre unidades, são explicitamente modeladas. As unidades e a argamassa de assentamento são representadas por elementos contínuos com características distintas, enquanto a interface entre as unidades e a argamassa de assentamento é modelada com recurso a elementos de junta, descontínuos e de espessura nula. Neste tipo

de modelação é necessário ter em conta o módulo de Young, o coeficiente de Poisson e opcionalmente, as propriedades inelásticas da unidade e da argamassa. As interfaces entre as unidades e a argamassa representam superfícies de escorregamento ou de fendilhação. O comportamento da alvenaria neste tipo de modelos pode ser caracterizado a partir do conhecimento das propriedades dos componentes e das respetivas interfaces.[7]

3.1.2. MICRO-MODELAÇÃO SIMPLIFICADA

No processo de micro-modelação simplificada, as unidades são representadas como elementos contínuos, sendo o comportamento da argamassa de assentamento e das interfaces modelado num único elemento de junta descontínuo. Cada junta, constituída por argamassa e as duas interfaces de argamassa unitária, é aglomerada numa interface média, sendo as unidades expandidas de modo a manter a geometria da parede intacta. A alvenaria é, portanto, considerada como uma série de blocos elásticos separados por potenciais superfícies de escorregamento ou fendilhação, representando as juntas. Neste tipo de modelação, perde-se algum rigor, relativamente ao anterior, uma vez que o efeito de Poisson da argamassa da junta não é considerado.[7]

3.1.3. MACRO-MODELAÇÃO

No processo de macro-modelação, as unidades, a argamassa e a interface unidade-argamassa são representadas como um único elemento contínuo. Assim, o comportamento global da alvenaria é representado por um material compósito homogéneo e anisotrópico.[7]

Face aos modelos apresentados, uma estratégia de modelação não pode ser preferida em relação à outra, uma vez que existem diversos campos de aplicação para cada uma delas. Os micro-modelos permitem uma melhor compreensão do comportamento local das estruturas de alvenaria, sendo mais aplicados aos detalhes estruturais ou trabalhos de investigação. Os macro-modelos são aplicáveis quando a estrutura é composta por paredes sólidas com dimensões suficientemente grandes, de modo a que as tensões sejam mais ou menos uniformes ao longo de todo o comprimento. Dado o carácter mais prático da macro-modelação, em termos de tempo e memória computacional exigida, torna-se mais simples aplicar este tipo de modelação para os casos práticos do dia a dia.

Outro fator importante, para uma correta modelação da alvenaria é a prévia descrição experimental do material, seja qual for o tipo de modelação. No entanto, a descrição das propriedades da alvenaria é influenciada pelo grande número de parâmetros (anisotropia das unidades, dimensão das unidades, espessura e arranjo das juntas, grau de cura, idade, etc) o que levou a que, apenas recentemente se tenha desenvolvido o interesse no desenvolvimento de modelos numéricos de modelação de alvenaria. Para além disso, a obtenção de dados experimentais confiáveis para os modelos numéricos tem sido dificultada pela falta de comunicação, pelo uso de diferentes métodos de ensaio e pela utilização de parâmetros de teste e de materiais muito diferentes entre si, o que dificulta a comparação de resultados e a obtenção de conclusões.[7]

3.2. METODOLOGIA

Na norma europeia, Eurocódigo 8, para a avaliação sísmica de edifícios existentes, são definidos os seguintes passos:[26]

- Recolha da Informação sobre o edifício;
- Nível de segurança a adotar;
- Método de Análise;
- Análise de Resultados;
- Decisão da intervenção;
- Dimensionamento da solução de reabilitação.

A recolha de informação permite definir o conceito de Nível de Conhecimento (*Knowledge Level – KL*), por forma a atribuir um Fator de Confiança (*Confidence Factor – CF*) a aplicar às propriedades dos materiais, bem como os métodos de análise permitidos. Os Níveis de Conhecimento dependem do conhecimento da geometria do edifício, dos detalhes ou pormenores construtivos e das propriedades mecânicas dos materiais constituintes.[26]

Os detalhes, ou pormenores construtivos que devem ser verificados são os seguintes: [30]

- Qualidade da conexão entre paredes ortogonais;
- Qualidade da conexão entre elementos horizontais e verticais e possível presença de vigas de cintagem ou outros elementos de conexão;
- Existência de lintéis estruturalmente eficientes sobre as aberturas;
- Presença de elementos estruturais capazes de compensar os impulsos horizontais eventualmente existentes;
- Presença de elementos vulneráveis, estruturais e não estruturais;
- Tipologia das alvenarias e suas características construtivas.

A parte 3 do Eurocódigo 8 e a norma italiana OPCM 3431 consideram três Níveis de Conhecimento iguais, com diferenças apenas nos critérios que definem cada nível:[26] [10]

- KL1 – Nível de conhecimento limitado;
- KL2 – Nível de conhecimento normal;
- KL3 – Nível de conhecimento extenso.

Os valores de cálculo das resistências dos elementos de alvenaria a utilizar devem ser os valores médios das propriedades dos materiais divididos pelo Fator de Confiança (de acordo com o Nível de Conhecimento) obtidos através de ensaios experimentais de caracterização mecânica, caso tenham sido realizados, ou outras fontes de informação. De um modo geral, o Fator de Confiança não é mais do que um coeficiente de segurança, que tem em conta, a possível dispersão que as propriedades resistentes dos materiais possam apresentar. [10]

No Quadro 3.1 apresenta-se os valores a adotar para o Fator de Confiança em função do Nível de Conhecimento que se tem da estrutura.[26]

Quadro 3.1: Nível de Conhecimento e correspondentes métodos de análise e fatores de confiança para os edifícios de alvenaria. [26]

KL	Geometria	Detalhe	Materiais	Análises	CF
KL1		Simulação de cálculo de acordo com a prática relevante e inspeções <i>in-situ</i> limitadas	Valores predefinidos em concordância com as normas da época e ensaios <i>in-situ</i> limitados	Análise Linear	1.35
KL2	Desenhos originais de projeto e inspeção visual ou, inspeção completa	Desenhos originais incompletos associados a inspeções <i>in-situ</i> limitadas ou, inspeções <i>in-situ</i> mais extensas	Especificações originais e ensaios <i>in-situ</i> limitados ou, ensaios <i>in-situ</i> mais extensos	Análise Linear e Não Linear	1.20
KL3		Desenhos originais associados a inspeções <i>in-situ</i> limitadas ou, inspeções <i>in-situ</i> completas	Testes originais e ensaios <i>in-situ</i> limitados ou, ensaios <i>in-situ</i> mais extensos	Lineares e Não Lineares	1.00

Apresenta-se no Quadro 3.2 a classificação dos níveis de conhecimento em função dos ensaios e inspeções exigidas e dependendo da percentagem de elementos com detalhes confirmados e do número de amostras de material retirado por piso.

Quadro 3.2: Quantificação do conhecimento dos níveis de inspeções e testes por categoria.[26]

Conhecimento	Inspeções (detalhes)	Ensaios (materiais)
	Para cada elemento primário (viga, pilar, parede, piso)	
	% de elementos cujos detalhes são confirmados	Amostras de material retiradas por piso
Limitado	20	1
Extenso	50	2
Completo	80	3

O nível de segurança, ou exigência de desempenho de um dado edifício existente é definido pelo nível de dano que se pretende que a estrutura apresente quando é sujeita a uma ação sísmica. Este nível de danos é definido através de Estados limite (EL) associados à períodos de retorno diferentes em função da exigência pretendida.

Para os edifícios novos o Eurocódigo 8, parte 1, refere que as estruturas situadas em regiões sísmicas devem ser projetadas de forma que sejam satisfeitos os seguintes requisitos:[31]

- Requisito de não ocorrência de colapso (Estado Limite Último – ELU): Estrutura projetada e construída para resistir à ação sísmica de projeto, sem colapso local ou global, mantendo a integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo. O tempo de retorno de referência é de 475 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos;
- Requisito de limitação de danos (Estado Limite de Danos Limitados – ELD): Estrutura projetada e construída de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que da ação sísmica de projeto, sem ocorrência de danos e limitação de utilização, cujos custos sejam desproporcionalmente elevados em comparação com os da própria estrutura. O tempo de retorno de referência é de 95 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 10% em 10 anos.

A diferenciação dos níveis de segurança entre estruturas obtém-se em função da classe de importância do edifício, sendo que, os períodos de retorno de referência indicados são considerados apropriados ao projeto das estruturas correntes.

Para os edifícios existentes o Eurocódigo 8, parte 3, define os seguintes estados limite: [26]

- Estado de Colapso Iminente (*Near Collapse – NC*): Estrutura severamente danificada, com fraca resistência e rigidez residual, embora os elementos mantenham a capacidade resistente para as cargas verticais. A maioria dos elementos não estruturais atingiu o colapso. Observam-se elevados deslocamentos permanentes. A estrutura está próxima do colapso e não irá suportar outro sismo, mesmo que de intensidade moderada. O tempo de retorno sugerido é de 2475 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 2% em 50 anos;
- Estado de Danos Severos (*Significant Damage – SD*): Estrutura com danos significativos, com resistência e rigidez residuais e elementos verticais capazes de suportar as cargas verticais. Os elementos não estruturais apresentam danos, não se verificando colapsos para fora do plano das paredes. Observam-se deslocamentos moderados irrecuperáveis. A estrutura poderá suportar réplicas de intensidade moderada. A viabilidade de reparação da estrutura é questionável do ponto de vista económico. O tempo de retorno sugerido é de 475 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos.
- Estado de Limitação de Danos (*Damage Limitation – DL*): Estrutura com danos ligeiros, em que os elementos estruturais mantêm as suas características de resistência e rigidez. Os elementos não estruturais apresentam fendilhação difusa, de reparação fácil e económica. Não se observam deslocamentos permanentes. A estrutura não necessita de medidas de reparação. O tempo de retorno sugerido é de 225 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 20% em 50 anos.

Ao fazer uma comparação dos estados limite apresentados para edifícios existentes com os dos edifícios novos, é possível observar que o Estado de Danos Severos (SD) corresponde a uma ação sísmica com um período de retorno de 475 anos, igual ao período de retorno do Estado Limite Último (ELU) apresentado nos edifícios novos. Por outro lado, o Estado de Li-

mitação de Danos (DL) corresponde a um período de retorno de 225 anos, que é mais exigente que o Estado Limite de Danos Limitados (ELD) dos edifícios novos. É evidente que não faz sentido aumentar a exigência na avaliação e reabilitação de edifícios existentes mais que no dimensionamento de edifícios novos. Desta forma, a preocupação para a realização deste documento irá incidir apenas na verificação do Estado Limite de Danos Severos (SD), para o qual o Eurocódigo 8-1 indica valores de referência da aceleração à superfície do terreno.[32]

No que diz respeito aos métodos de análise, a parte 3 do Eurocódigo 8 especifica os seguintes métodos: análises lineares, através do método “estático linear” por forças laterais e modal por espectros de resposta; análises não lineares, estáticas (*Pushover*) ou dinâmicas (*Time-History*) e a abordagem q-Factor, que consiste numa análise linear com aplicação de coeficiente de comportamento. Para esta última abordagem, a presente norma não indica valores de referência para os coeficientes do comportamento a utilizar no caso dos edifícios em alvenaria existentes. Esses valores de referência, são indicados na parte 1 da mesma norma, para edifícios novos, sendo que os valores limites superiores são indicados no Anexo Nacional.[26]

No âmbito deste documento, o destaque principal serão as análises estáticas não lineares (*Pushover*), descritas no capítulo 3.3.

Após a realização das análises e obtenção dos resultados, é necessário proceder a decisão de intervenção e dimensionamento da solução de reforço. Esta decisão é deliberada tendo em conta os resultados das análises realizadas, os fatores económicos e sociais, a extensão da intervenção, urgência e técnicas à aplicar. O Anexo C do Eurocódigo 8, parte 3, indica alguns critérios técnicos de reparação e reforço adequados a edifícios antigos de alvenaria.[15] [26]

3.3. TIPOS DE ANÁLISE SÍSMICA

Na avaliação da segurança sísmica de um edifício existente, para qualquer dos métodos de análise referidos anteriormente, a ação sísmica a utilizar será baseada num espectro de resposta elástico ou não reduzido, exceto quando se trate de uma análise com recurso à abordagem q-factor, onde se utiliza uma ação sísmica definida por um espectro de resposta reduzido ou de projeto.

Os métodos de análise existentes são indicados no Eurocódigo 8-1 e modificados no Eurocódigo 8-3, de modo a atender às necessidades dos edifícios existentes. Neste último, é feita uma distinção entre elementos dúcteis e frágeis, sendo que as verificações são feitas em termos de deslocamento e resistência, respetivamente. Para os edifícios em alvenaria, são apresentadas no anexo as verificações de segurança que não consideram essa distinção.

No que diz respeito à abordagem q-factor, as verificações são feitas sempre em termos de resistência.

3.3.1. ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR

O primeiro passo na avaliação da segurança sísmica de um edifício consiste na caracterização das forças que representam a ação sísmica e nos esforços que estas forças introduzem nos membros estruturais. Neste contexto, é geralmente aceitável admitir que as estruturas possuem um comportamento elástico linear, ainda que se possa considerar uma reserva de

resistência não linear para a estrutura. A preocupação que existe é que a maioria dos regulamentos sísmicos continuam a contemplar metodologias de dimensionamento baseadas na resistência, sem ter em conta o facto de que um aumento de resistência não se traduz necessariamente num aumento de segurança, uma vez que, um grande aumento de massa mobiliza forças de inercia maiores face à ação sísmica, estimulando mecanismos de colapso. [33]

Na norma europeia Eurocódigo 8, no projeto de novas estruturas, é especificado o tipo de análise elástica linear a utilizar, em função das características dos edifícios apresentados no Quadro 3.3. A análise elástica linear é dividida em dois tipos: “estática linear” por forças laterais distribuídas em altura e modal por espectros de resposta ou dinâmica linear. [33] [31]

Quadro 3.3: Consequências da regularidade estrutural na análise e cálculo sísmico. [33] [31]

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral ^a	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial ^b	Força lateral ^a	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

^a Aplicável se os períodos de vibração fundamentais nas duas direções principais forem inferiores a $4T_c$ e a 2.0 s, sendo T_c o período no limite superior da zona de aceleração espectral constante.

^b Sob condições específicas limitativas da irregularidade e para edifícios com altura não superior a 10m, um modelo plano separado pode ser usado em cada direção horizontal.

Para edifícios existentes o Eurocódigo 8, na sua parte 3, define os mesmos métodos de análise linear referidos anteriormente, com a introdução das seguintes condições adicionais de adequabilidade às construções existentes: [26]

- $\rho_{max}/\rho_{min} < \text{valor no intervalo de } 2.0 \text{ à } 3.0$, onde: ρ_{max} e ρ_{min} representam o valor máximo e mínimo de ρ_i , respetivamente, em todos os elementos dúcteis da estrutura, com $\rho_i > 1$; $\rho_i = D_i/C_i$ é a relação entre exigência e capacidade; D_i são os efeitos no elemento primário dúctil i (esforços/deformações), obtidos para a combinação de ações em que a ação variável de base é a ação sísmica e C_i é a capacidade resistente do elemento primário dúctil i ;
- Capacidade > Exigência em todos os elementos frágeis.

Para a estruturas de alvenaria, o anexo C do Eurocódigo 8-3 indica o cumprimento de condições complementares às condições anteriores, para os critérios de aplicabilidade das análises lineares:

- As paredes resistentes às forças laterais têm uma distribuição em planta regular em ambas as direções;
- As paredes são contínuas ao longo da sua altura;

- Os pisos possuem uma rigidez no plano suficiente e encontram-se bem ligados às paredes, de modo a funcionarem como diafragmas rígidos e distribuírem as forças de inércia pelos elementos verticais;
- Os pisos em faces opostas de uma parede comum encontram-se à mesma cota;
- Em cada piso, o coeficiente entre a rigidez lateral no plano da parede principal mais rígida e a parede principal mais fraca (avaliadas em função das aberturas) não excede 2.5;
- As vigas de ligação entre paredes, incluídas no modelo, são constituídas por blocos interligados adequadamente aos das paredes adjacentes ou têm tirantes de ligação.

Na parte do 1 do Eurocódigo 8, define-se que a capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou de outros mecanismos, é tida em conta usando como método de referência a análise elástica, efetuada com base num espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica, designado por espectro de cálculo ou de projeto. Esta redução é efetuada introduzindo um coeficiente de comportamento que tem em conta, de forma aproximada, a resposta inelástica da estrutura.

Segundo Magenes e Morandi, uma análise linear baseada num espectro de resposta elástico não reduzido, embora teoricamente rigorosa, é bastante complexa e mal-adaptada ao caso de edifícios de alvenaria, onde não se aplica uma distinção rígida entre mecanismos frágeis e dúcteis. Por esta razão, a norma italiana, OPCM 3431, propõe para edifícios de alvenaria um único método de análise elástica linear, baseado no coeficiente de comportamento. [34]

De acordo com a abordagem dos estados limite de desempenho, cada estado limite é associado a uma ação sísmica apropriada, que corresponde a um período de retorno específico. Essa ação sísmica, representada por ordenadas espectrais, é aplicada a um modelo elástico da estrutura, para o qual se calcula os parâmetros de resposta necessários para a verificação de segurança, tais como forças e deslocamentos. O procedimento de verificação de segurança é feito para dois níveis de desempenho: não colapso e controlo de danos, sendo que no primeiro caso, de Estado Limite Último (ELU), a verificação é baseada na resistência e no segundo caso, de Estado Limite de Dano (ELD), a verificação é baseada nos requisitos de deformação (*drift*). Este procedimento de verificação sísmica é resumido na Figura 3.2.[34]

Para estruturas de alvenaria, a verificação para os Estados Limite Últimos (ELU), é normalmente predominante, em relação à verificação ao Estado Limite de Dano (ELD) e constitui a fase mais importante do processo de verificação de segurança, sendo que basta a resistência ao corte ou flexão ser excedida num único elemento para a segurança da estrutura não ser verificada.[34]

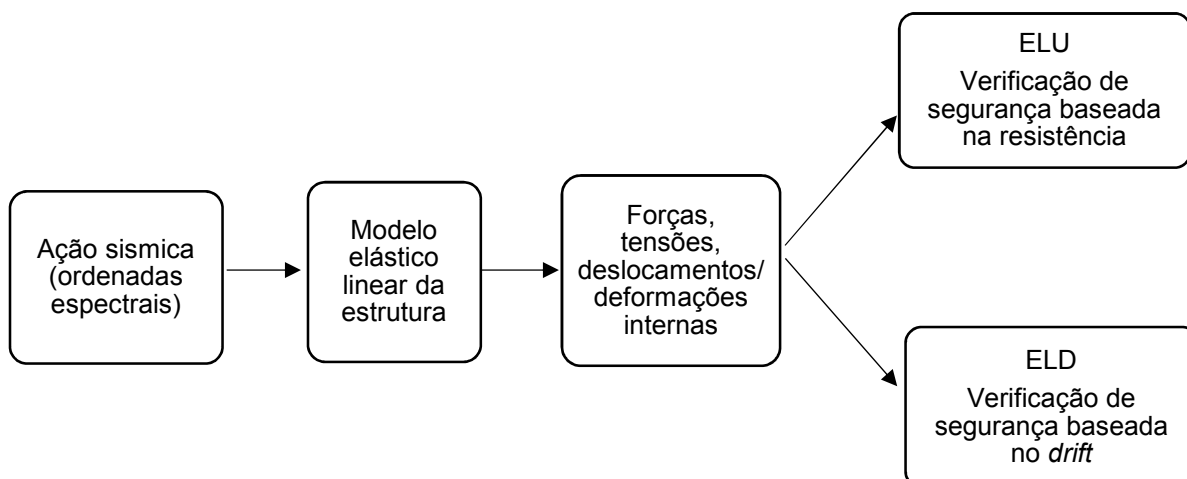


Figura 3.2: Fluxograma simplificado do procedimento de verificação sísmica para o método elástico linear. [34]

Magenes e Morandi especificam que o coeficiente de comportamento de uma estrutura para a verificação do Estado Limite Último é, geralmente, definido pelo quociente entre a força elástica máxima $F_{el,max}$ (resposta em regime elástico) e a força de cedência de um sistema bilinear equivalente ao comportamento não-linear F_y (resposta em regime não-linear). A Figura 3.3, ajuda a acompanhar a resposta de uma estrutura através da curva de capacidade, F-d (Força de corte basal e deslocamento de controlo), que é suposto ser a envolvente experimental da resposta de um edifício, sujeito a uma ação sísmica, permitindo obter o coeficiente de comportamento.[34]

Nos últimos anos, o coeficiente de comportamento tem sofrido algumas alterações no Eurocódigo 8, passando de 1.5 em 2000, para um intervalo de 1.5 a 2 em 2002 e de 1.5 a 2.5 em 2003, contudo, o valor de 1.5 tem se mantido sempre como recomendado. Por outro lado, a norma italiana OPCM 3431, amplifica o valor do coeficiente de comportamento básico q_0 , majorado por um fator de sobrerresistencia. [34]

Segundo Magenes e Morandi é facilmente verificável que o uso de um coeficiente de comportamento de 1,5 ou mesmo 2 torna praticamente impossível verificar edifícios de alvenaria comuns de 2 ou 3 pisos, para acelerações máximas do terreno superiores a $0,1g$ quando a verificação é realizada de acordo com o procedimento exigido por lei. Em muitos casos, essas verificações não seriam satisfeitas nem para acelerações máximas do terreno superiores a $0,05g$. Esse resultado, está em contradição com a evidência experimental, tanto laboratorial, como obtida após eventos sísmicos, sendo desta forma necessário reconsiderar o critério para a definição do coeficiente de comportamento.[35] A contradição decorre da equação equívoca de equiparar o valor da força F_y à força que corresponderia a primeira “quebra” de qualquer seção da estrutura, que é a condição limite em que nas verificações numéricas se conclui que o critério de segurança não está satisfeito. Sinteticamente, com referência a Figura 3.3, a força F_{el} representa o valor de corte total na base, correspondente à “quebra” do primeiro elemento da estrutura numa análise elástica linear, onde “rotura” significa alcançar a força máxima em termos de forças internas (corte ou flexão). Esta situação não representa uma condição última da estrutura, uma vez que num elemento de alvenaria, após atingir a capacidade resistente (corte ou flexão) através da análise linear elástica, a capacidade de deformação em regime

não-linear, ainda que limitada em alguns casos, é suficiente para permitir que a estrutura seja capaz de absorver um aumento de força sísmica, devido à capacidade de redistribuição entre elementos estruturais. Esta capacidade de redistribuição de esforços é já um conceito abordado no Eurocódigo 8 para estruturas de betão armado e na norma italiana OPCM 3431 para estruturas de alvenaria, na qual o coeficiente de comportamento final tem em consideração esse fator de “sobrerresistência” (*FSR*). Desta forma, o coeficiente de comportamento da uma estrutura deve ser:[34]

$$q = \frac{F_{el,max}}{F_{el}} = \frac{F_{el,max}}{F_y} \times \frac{F_y}{F_{el}} = q_0 \times \frac{F_y}{F_{el}} = q_0 \times FSR \quad (3.1)$$

onde F_{el} é o corte basal quando o primeiro elemento atinge a sua capacidade máxima em força (flexão ou corte) através de uma análise linear elástica; $F_{el,max}$ é a força elástica máxima; F_y é a força de cedência de um sistema bilinear equivalente ao comportamento não linear (resposta em regime não linear); q_0 é o coeficiente de comportamento base e FSR é o fator de sobrerresistência. [34]

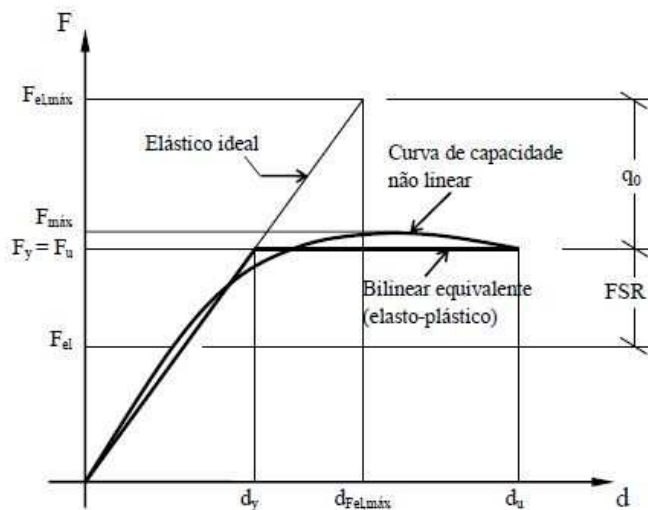


Figura 3.3: Definição do coeficiente de comportamento.[34]

De modo a obter mais informações sobre a gama de valores do coeficiente de comportamento, estudos numéricos e estudos realizados em plataformas sísmicas, na Universidade de Pavia e no ZAG em Liubiana, respetivamente, para edifícios com um a três pisos e com diferentes tipos de alvenaria, permitiram obter um conjunto de valores limite para os coeficientes de comportamento, que são apresentados na norma italiana OPCM 3431. Nesses estudos, o valor do fator *FSR* foi determinado a partir da curva de capacidade obtida para cada tipo de edifício estudado. Os resultados obtidos nos ensaios em plataforma sísmica, nomeadamente os valores dos parâmetros de ductilidade e do fator de comportamento obtidos através das exigências de limitação de dano, associados aos valores de *FSR* determinados através da análise numérica, demonstram a necessidade de adotar valores de coeficientes de comportamento superiores aos presentes no Eurocódigo 8.[5]

Apresenta-se no Quadro 3.4 uma comparação entre os valores de coeficiente de comportamento adotados no Eurocódigo 8 e na OPCM 3431 para estruturas de alvenaria.[10] [31]

Quadro 3.4: Valores regulamentares dos coeficientes de comportamento de estruturas de alvenaria, de acordo com o Eurocódigo 8 e a OPCM 3431.[10] [31]

Configuração dos edifícios		Eurocódigo 8		OPCM 3431	
Tipo de construção	Nº de pisos	Coeficiente de comportamento q ^(a)	Valor base de q_0	FSR	Coeficiente de comportamento q
Edifícios de alvenaria simples	1	1.5 – 2.5	2.0	1.40	2.80
Regulares em altura	≥ 2			1.80	3.60
Edifícios de alvenaria simples	1	1.5 – 2.0	1.5	1.40	2.10
Não regulares em altura	≥ 2			1.80	2.70
Edifícios de alvenaria armada	1	2.5 – 3.0	2.5	1.30	3.25
Regulares em altura	≥ 2			1.50	3.75
Edifícios de alvenaria armada	1	2.0 – 2.4	2.0	1.30	2.60
Não regulares em altura	≥ 2			1.50	3.00

^a O Eurocódigo 8 recomenda a utilização dos valores mínimos. Os valores máximos são indicados no Anexo Nacional.

Apesar do desenvolvimento de várias ferramentas avançadas para a análise elástica de estruturas, verifica-se que estas são um pouco complexas, o que acaba por influenciar a escolha dos engenheiros no dimensionamento de estruturas, tendo-se optado preferencialmente por metodologias simplificadas de acordo com o método das forças laterais especificado no Eurocódigo 8.

O método de análise por forças laterais pode ser aplicado aos edifícios cuja resposta não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental em cada direção principal. Este requisito, considera-se satisfeito se forem cumpridas as seguintes condições: [31]

- Os períodos de vibração fundamentais T_1 , nas duas direções principais, têm que ser inferiores aos seguintes valores:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2.0 \text{ s} \end{cases} \quad (3.2)$$

onde T_c é o período no limite superior da zona de aceleração espectral constante.

- Serem satisfeitos os critérios de regularidade em altura.

Para determinar o período de vibração fundamental T_1 , poderão ser utilizadas as expressões baseadas nos métodos da dinâmica das estruturas (por exemplo, o método de Rayleigh), ou então, utilizar-se um valor aproximado, para edifícios com altura inferior a 40 m, obtido pela expressão seguinte:

$$T_1 = C_t \times H^{3/4} \quad (3.3)$$

onde C_t é igual a 0.05 para estruturas de alvenaria e H é a altura do edifício, em metros, desde a fundação ou do nível superior de uma cave rígida.

Um edifício é considerado regular em altura se satisfazer todas as condições seguintes:

- Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, se existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício considerado;
- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes;
- Quando a construção apresenta recuos aplicam-se as seguintes condições adicionais:
 - a) No caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo;
 - b) No caso de um único recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior. Neste caso, a estrutura da zona inferior, situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75% da força horizontal que atuaria a esse nível num edifício semelhante sem alargamento da base;
 - c) No caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, sendo que, cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior. [31]

Como já foi referido anteriormente, o método das forças laterais pressupõe o comportamento elástico do material. No entanto, com vista à redução das forças sísmicas e atendendo ao facto de que um elemento estrutural apresenta comportamento não-linear e consequentemente capacidade para se deformar não-linearmente e para dissipar energia durante os sismos, o cálculo dos elementos estruturais para a ação sísmica é efetuado com base no espectro de resposta de cálculo. Neste, tal como referido anteriormente, os valores da aceleração do espectro de resposta elástico de referência são reduzidos do coeficiente de comportamento da estrutura, que pretende traduzir a capacidade da estrutura para apresentar comportamento não linear sob a ação sísmica.[36]

A força de corte na base F_b , deve ser determinada para cada uma das direções principais, através da seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad (3.4)$$

onde $S_d(T_1)$ é a ordenada do espectro de cálculo (Figura 3.4) no período de vibração fundamental T_1 ; m é a massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida; λ é um fator de correção, cujo valor é igual a 0.85 se $T_1 \leq 2T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou igual a 1.0, nos restantes casos.

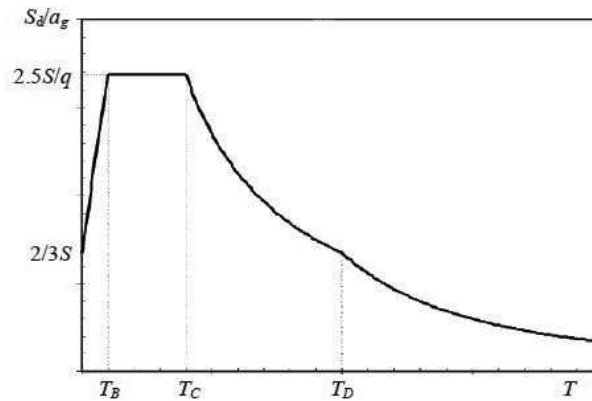


Figura 3.4: Definição do espectro de cálculo $S_d(T)$ para uma análise elástica segundo o Eurocódigo 8.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de cálculo é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \quad (3.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \times a_g \quad (3.7)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \geq \beta \times a_g \quad (3.8)$$

onde T é o período de vibração de um sistema linear com um único grau de liberdade; a_g é o valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno tipo A; T_B , T_C , T_D são os períodos espectrais de referência; S é o coeficiente de solo; q é o coeficiente de comportamento e β é o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo, com valor recomendado de 0.2.

Para a componente vertical da ação sísmica, o espectro de cálculo é obtido pelas expressões (3.5) à (3.8), com o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical, a_{vg} , substituindo a_g , S tomando um valor igual a 1.0 e considerando um coeficiente de comportamento q não superior a 1.5.

A distribuição em altura das forças sísmicas na direção horizontal é baseada nos modos de vibração fundamentais nas direções horizontais e pode ser calculada usando métodos da dinâmica estrutural, ou admitindo que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura do edifício.

Os esforços sísmicos devem ser determinados pela aplicação, nos dois modelos planos, de forças horizontais em todos os pisos:

(3.9)

$$F_i = F_b \times \frac{s_i \times m_i}{\sum s_j \times m_j}$$

Quando o modo de vibração fundamental é estabelecido aproximadamente admitindo uma distribuição de deslocamentos crescente, as forças horizontais devem ser determinados pela seguinte expressão:

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_j \times m_j} \quad (3.10)$$

onde F_i é a força atuante no piso i ; F_b é a força de corte basal; s_i e s_j são deslocamentos das massas m_i e m_j e z_i e z_j são alturas das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida).

A torção é outro fator importante que o Eurocódigo 8 considera na análise elástica linear pelo método das forças. Esta ocorre, se o centro de rigidez não coincidir com o seu centro de massa, o que acontece nos edifícios com distribuição assimétrica dos elementos verticais resistentes. Posto isto, os efeitos acidentais da torção poderão ser considerados multiplicando os esforços em cada elemento resistente, resultantes de (3.10), por um coeficiente δ , obtido através da seguinte expressão:

$$\delta = 1 + 0.6 \times \frac{x}{L_e} \quad (3.11)$$

onde x é a distância do elemento considerado ao centro de gravidade do edifício em planta, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada e L_e é a distância entre os dois elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada.

A distribuição das forças anteriormente mencionadas devem ser aplicadas nos locais de modelação das massas, devendo ainda considerar-se uma excentricidade acidental, de modo a ter em conta a incerteza na localização das mesmas e na variação espacial do movimento sísmico. O centro de massa de cada piso i deve ser deslocado, em cada direção, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade acidental, de acordo com a (3.12).

$$e_{ai} = \pm 0.05 \times L_i \quad (3.12)$$

onde e_{ai} é a excentricidade acidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos e L_i é a dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Nas situações em que as condições do edifício não permitam a aplicação do método por forças laterais, deve ser realizada uma análise modal que permita considerar as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura (participação de massa superior a 5%) até uma percentagem total mínima de 90%. [31]

3.3.2. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR

A análise estática não linear ou *pushover* é uma análise sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico, aplicada para a verificação do desempenho estrutural de edifícios novos ou antigos para os seguintes efeitos: [31]

- Verificar ou rever os valores do fator de sobrerresistência;
- Avaliar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos;
- Avaliar o desempenho estrutural de edifícios existentes ou reabilitados;

- Como alternativa ao cálculo baseado numa análise elástica linear utilizando o coeficiente de comportamento q (deverá utilizar-se como base de cálculo o deslocamento-alvo).

A análise estática não linear é a única metodologia que tem em conta a evolução da estrutura face as ações laterais, representando o seu comportamento em todas as fases de solicitação e deslocamento, até atingir o colapso. É de referir que tal comportamento é definido por curvas, designadas por curvas de capacidade, que relacionam a força de corte basal com o deslocamento observado num determinado ponto de controlo (normalmente correspondente ao centro de massa do ultimo piso). Este ponto de controlo, ponto de desempenho ou deslocamento-alvo, resulta da interseção da curva de capacidade com o espectro de resposta elástico e define o desempenho da estrutura ou o deslocamento espectral máximo esperado, de uma estrutura, para uma determinada intensidade de ação sísmica. A curva de capacidade terá sempre um comportamento inicial elástico (regime elástico), com a rigidez a diminuir progressivamente com o aumento da ação sísmica e dos deslocamentos (regime plástico), por consequência da perda do contributo de elementos resistentes mas sem que comprometa a estabilidade global da estrutura.[37]

Apesar de existirem vários métodos de análise *pushover*, no presente documento apenas será utilizado o método N2 para a avaliação do ponto de desempenho, por ser o método referenciado no Eurocódigo 8 e na Norma Italiana. É de referir que este método surgiu inicialmente em 1988 para estruturas regulares, [38] tendo sido posteriormente adaptado para as estruturas irregulares.

Na aplicação do método, o Eurocódigo 8 recomenda pelo menos dois tipos de distribuição das forças laterais para a definição da curva de capacidade:

- Distribuição uniforme, baseada em forças laterais proporcionais à massa, independentemente da altura;
- Distribuição modal, proporcional a forças laterais consistentes com a distribuição de forças laterais utilizadas na análise estática linear.

Para a verificação da segurança, o método N2 especifica a representação de uma “curva” de capacidade bilinear, que permite determinar o período de referência para o cálculo do deslocamento-alvo (Figura 3.5). O espectro usado na caracterização da solicitação sísmica é o espectro de resposta elástico do deslocamento, $S_{De}(T^*)$, o qual pode ser obtido por transformação direta do espectro de resposta elástica da aceleração $S_e(T^*)$. [31]

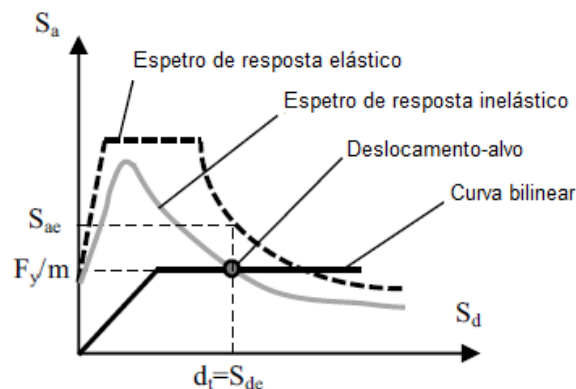


Figura 3.5: Determinação do deslocamento-alvo (Períodos médios e longos).[Adaptado de [39]]

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de resposta elástico da aceleração é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T^* \leq T_B: S_e(T^*) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T^*}{T_B} \times (\eta \times 2.5 - 1) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T^* \leq T_C: S_e(T^*) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T^* \leq T_D: S_e(T^*) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_C}{T^*} \right] \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T^* \leq 4s: S_e(T^*) = a_g \times S \times \eta \times 2.5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^{*2}} \right] \quad (3.16)$$

onde η é o coeficiente de correção do amortecimento, com valor de referência 1, para 5% de amortecimento viscoso ξ , podendo ser determinado pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0.55 \quad (3.17)$$

Para a componente vertical da ação sísmica, o espectro elástico da aceleração é obtido pelas expressões (3.13) a (3.16), com o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical, a_{vg} , substituindo a_g , S tomando um valor igual a 1.0 e substituindo o valor 2.5 por 3.0.

O espectro de resposta elástica do deslocamento pode ser determinado pela seguinte expressão: [31]

$$S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \times \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (3.18)$$

onde T^* é o período fundamental de um sistema equivalente com um grau de liberdade, determinado através da expressão (3.19), sendo que m^* é a massa equivalente do sistema de um grau de liberdade; d_y^* é o deslocamento equivalente do sistema de um grau de liberdade correspondente à cedência e F_y^* é a força basal equivalente do sistema de um grau de liberdade correspondente à cedência.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.19)$$

A força de cedência F_y^* , representa a força de corte na base para a formação do mecanismo plástico. A rigidez inicial do sistema idealizado é determinada de tal forma que sejam iguais as áreas sob as curvas força/deslocamento reais e idealizadas, como representado na Figura 3.6, onde A é o mecanismo de colapso e E_m^* é a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico.[31]

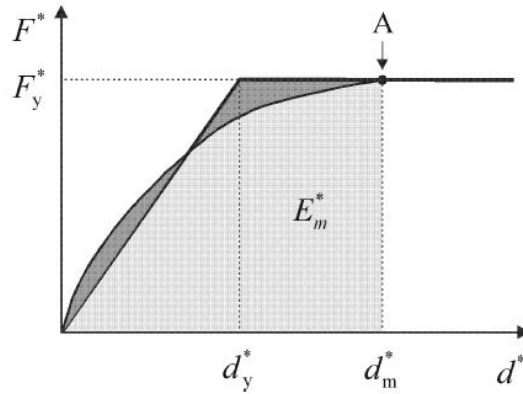


Figura 3.6: Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica.[31]

Com base nesta hipótese, o deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com um só grau de liberdade, d_y^* , é obtido por:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.20)$$

A massa de um sistema equivalente com um só grau de liberdade, m^* , é calculada através da seguinte expressão:

$$m^* = \sum m_i \times \Phi_i \quad (3.21)$$

onde m_i é a massa do piso i e Φ_i é a componente no piso i , normalizada ao valor unitário da componente relativa no ponto de controlo, do primeiro modo próprio de vibração do edifício.[33] [31]

Para a determinação do deslocamento-alvo, d_t^* , para estruturas de baixo período e para estruturas com períodos médios ou longos, deverão utilizar-se diferentes expressões, como se indica a seguir. O período de transição entre os domínios dos períodos curtos e médios é T_C . [31] Nos casos em que o período elástico T^* do sistema bilinear equivalente resulta não inferior ao período espectral T_C (períodos médios e longos - Figura 3.7(b)), a resposta em deslocamento do sistema inelástico é assumida como igual à de um sistema elástico de igual período (expressão (3.22)). [10] [31]

$$d_t^* = d_{e,t}^* = S_{De}(T^*) \quad (3.22)$$

Quando, o período elástico T^* do sistema bilinear equivalente resulta inferior a T_C (períodos curtos - Figura 3.7(a)), a resposta em deslocamento do sistema inelástico assume-se maior do que a de um sistema elástico de igual período, e obtém-se através de: [10] [31]

$$d_t^* = \frac{d_{e,t}^*}{q_u^*} \times \left[1 + (q_u^* - 1) \times \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,t}^* \quad (3.23)$$

onde q_u^* representa a relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado $S_e(T^*)$ e na estrutura com resistência limitada F_y^*/m^* , sendo obtida através da expressão (3.24).

$$q_u^* = \frac{S_e(T^*) \times m^*}{F_y^*} \quad (3.24)$$

A resposta do sistema equivalente com um grau de liberdade é calculada reduzindo a resposta do sistema real por um coeficiente de participação Γ , determinado através da seguinte expressão:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \times \Phi_i}{\sum m_i \times \Phi_i^2} \quad (3.25)$$

Assim, o deslocamento-alvo resulta em:

$$d_t = \Gamma \times d_t^* \quad (3.26)$$

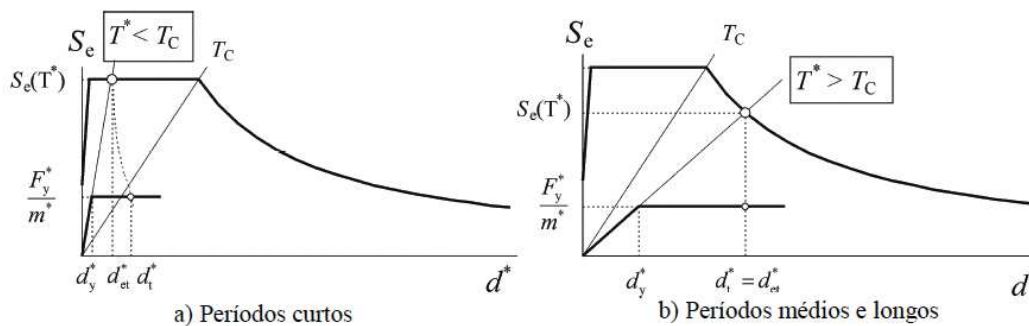


Figura 3.7: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com 1GL.[31]

A avaliação da segurança baseia-se na avaliação do desempenho sísmico da estrutura, em termos de deformação, garantindo que o deslocamento-alvo não ultrapassa os deslocamentos permitidos para os edifícios nos estados limite de limitação de dano e último, determinados sobre a curva de capacidade. Deste modo, segundo a OPCM 3431 as verificações a realizar são as seguintes:[31] [10] [33]

- Estado Limite Último (ELU)

$$D_{max} \leq D_u \text{ e } q_u^* < 3$$

onde D_{max} é o deslocamento-alvo para ELU, calculado em função do espectro de resposta elástica e D_u é o deslocamento máximo permitido pela estrutura, em correspondência com um decaimento de 20% do valor máximo de corte basal sobre a curva de capacidade. De acordo com a parte 3 do Eurocódigo 8 o deslocamento último é reduzido $\frac{3}{4}$ do próprio valor. Note-se que a condição q_u^* representa uma limitação à ductilidade do sistema estrutural no seu conjunto e é limitado a 3 nas Normas Italianas.

- Estado Limite de Dano (ELD)

$$D_{max,ELD} = D_d$$

onde $D_{max,ELD}$ é o deslocamento-alvo para ELD, calculado tal como para D_{max} , mas assumindo a aceleração de cálculo com um valor de $a_{g,ELD} = a_g/2.5$ (de acordo com OPCM 3431) e D_d é o deslocamento máximo da estrutura ELD ou deslocamento de cedência, correspondente ao menor valor entre aquele associado ao corte basal máximo e aquele que provoca a superação do *drift* máximo de piso (usualmente 0.3%).

É de referir que o Eurocódigo 8 apenas indica valores para a aceleração de cálculo para o Estado Limite Último de edifícios novos.

A análise *pushover* consiste num processo incremental-iterativo que pode requerer um esforço computacional elevado quando aplicada a estruturas com muitos graus de liberdade, como no caso das estruturas modeladas com recurso a elementos finitos. Os modelos de macro-elementos, ao reduzir significativamente o número de graus de liberdade e, consequentemente, o esforço computacional, revelam-se bastante atrativos no uso de tal análise. Este princípio básico da análise *pushover* para um edifício em alvenaria, usando um modelo de macro-elementos, é ilustrado na Figura 3.8, onde a progressão do dano sobre os painéis controla a evolução da curva de capacidade. A macro-modelação inclui simplificações ao comportamento dos painéis de alvenaria, permitindo traduzir os mecanismos de rotura no plano, após a ocorrência de um sismo. [33]

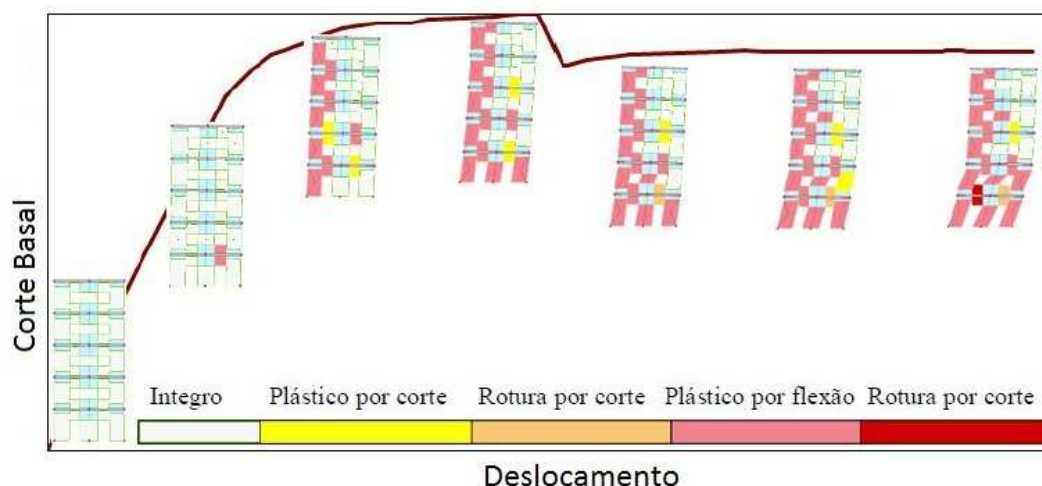


Figura 3.8: Ilustração da análise *pushover* sobre um edifício de alvenaria. [33]

3.4. TÉCNICAS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO

As estruturas de alvenaria dispõem do material mais antigo da história da construção e ainda, o menos entendido em termos de propriedades de força e deformação, levando a que seja considerado pelos projetistas como uma das maiores ameaças à segurança da vida humana, em caso de ocorrência de sismos. No entanto, as pesquisas e as análises em edifícios danificados por ação sísmica demonstram que as construções em alvenaria podem possuir boas características se forem bem projetadas, construídas e posteriormente reabilitadas.[40]

A escolha de soluções de reforço pode partir do objetivo de reabilitar um edifício após a ocorrência de um sismo, ou então, melhorar o desempenho sísmico de um edifício com comportamento sísmico inadequado. Independentemente do fim, as soluções de reforço devem ser adotadas após uma avaliação da segurança, através da qual se tenha identificado um estado de degradação que implique um conjunto de condições desfavoráveis para o comportamento global da estrutura. De um ponto de vista estrutural, as intervenções em edifícios antigos de alvenaria são sempre perturbadoras do seu equilíbrio, assim, o objetivo principal numa intervenção deve ser a realização do mínimo possível de alterações. [5]

Antes de uma intervenção estrutural, para além dos métodos de análise e avaliação de capacidade, é necessário considerar cuidadosamente os fatores relacionados com a geometria, detalhes e materiais, nomeadamente: as condições físicas da alvenaria; a configuração e qualidade de conexão dos elementos; as dimensões dos elementos estruturais e não estruturais; tipo de juntas e argamassas; fissuração nas juntas horizontais e verticais; propriedades dos materiais e grau de deterioração. O grau de deterioração de cada um dos fatores enumerados pode ser avaliado através de ensaios não destrutivos e, complementarmente, através de ensaios destrutivos em determinadas regiões ou elementos, de modo a aumentar o nível de conhecimento ou confiança referido na seção anterior deste documento.[26]

Na procura de soluções de reforço viáveis para melhorar o desempenho estrutural de um edifício encontram-se três soluções básicas: melhoria do desempenho dos elementos existentes aumentando a capacidade em termos de resistência e deformação; adição de elementos de modo a aumentar a resistência e a rigidez e, melhoria das ligações entre elementos garantindo uma transferência de cargas completa. Note-se que a utilização de uma solução não implica a eliminação de outra, pois elas podem completar-se, no entanto, a ligação entre as paredes e os pavimentos é frequentemente independente das demais, sendo que deverá ser tratada com a importância adequada.[18]

O Anexo C do Eurocódigo 8, parte 3, apresenta recomendações para a avaliação e conceção de projetos de reabilitação de edifícios de alvenaria reforçada e não reforçada abordando materiais estruturais usuais, como o betão e o aço. As técnicas de intervenção indicadas são descritas nos pontos seguintes. [26]

3.4.1. REPARAÇÃO DE FISSURAS

As paredes que apresentam fissuras relativamente pequenas (espessura menor que 10 mm), podem ser seladas com argamassa, no entanto se a fissura for pequena mas a espessura da alvenaria não for, é recomendada a sua reparação através de injeção de argamassa de cimento não retrátil ou resinas epoxy (Figura 3.9).

Para fissuras relativamente largas (espessura maior que 10 mm), a área danificada deve ser reconstruída através de blocos ou pedras alongadas, caso contrario, os bordos das fissuras devem ser unidos usados grampos, chapas de metal ou malhas de polímeros. Em ambas as intervenções deverá ser usada uma argamassa fluida para preencher os vazios.

A injeção de uma calda fluida é essencialmente indicada para o reforço de alvenarias de pedra com o objetivo de preencher cavidades existentes, fissuras ou vazios internos, permitindo uma resistência mais uniforme da secção da alvenaria. [8]

Quando as juntas horizontais da parede são razoavelmente niveladas, a resistência das paredes contra as fissuras verticais pode ser consideravelmente melhorada com a introdução de varões de aço de pequeno diâmetro, cabos de aço ou bandas de malhas poliméricas de modo a ficarem embebidos nas juntas.

Para a reparação de fissuras largas e diagonais, recomenda-se a realização de reforços verticais de betão em ambos os lados das fissuras, com reforço através de estribos fechados e barras longitudinais. Alternativamente, podem ser utilizados cabos de aço, ou então, malhas poliméricas revestidas com argamassa apropriada, por forma a envolver as paredes em ambas as faces.

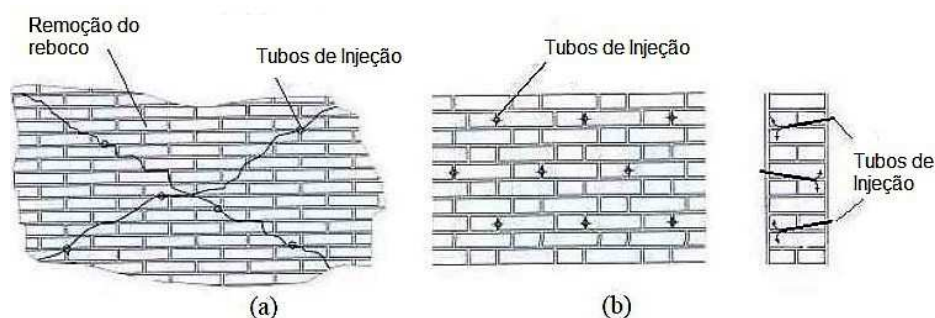


Figura 3.9: Injeção de alvenarias: (a) selagem de fissuras e (b) consolidação do material.[8]

3.4.2. REPARAÇÃO E REFORÇO DE INTERSEÇÃO DE PAREDES

Para melhorar a conexão entre as paredes de interseção, devem dispor-se blocos ou pedras de forma cruzada. A ligação pode ser feita mais eficazmente através de: construção de cintas em betão armado; adição de placas de aço ou malhas nas juntas horizontais, inserção de varões de aço inclinados em furos feitos previamente que depois são argamassados (Figura 3.10) ou através de sistemas de pré-esforço.

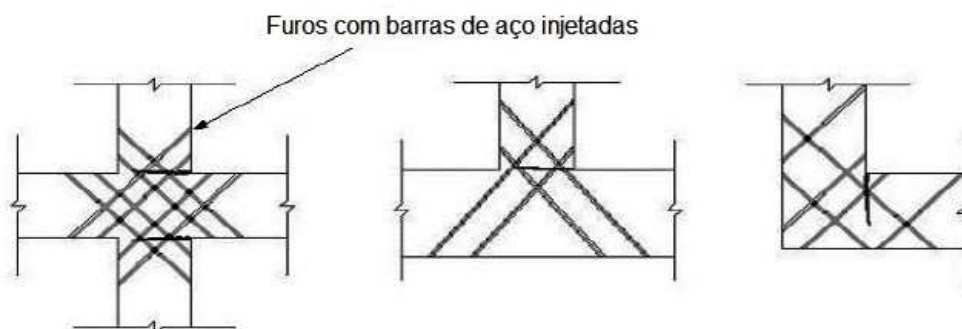


Figura 3.10: Melhoria de ligações entre paredes através de pregagens cruzadas.[8]

3.4.3. REFORÇOS DE DIAGRAMAS HORIZONTAIS

Os pavimentos de madeira podem ser reforçados e rigidificados para se comportarem como diafragmas pouco deformáveis no plano através de: pregagem de um soalho adicional numa direção ortogonal ou oblíqua (Figura 3.11); aplicação de uma lâmina de betão armado com rede de aço ligada ao pavimento e às paredes (Figura 3.12), ou através da colocação de uma malha de tirantes de aço colocados diagonalmente e ligados às vigas e às paredes periféricas. No caso das treliças de cobertura, a malha deve ser fixada às paredes onde as extremidades apoiam.

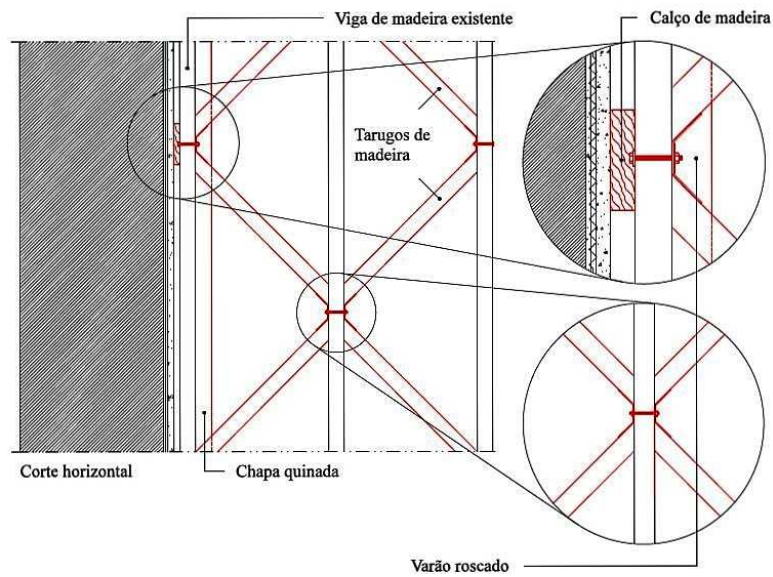


Figura 3.11: Reforço com tarugamento e contra-soalho.[41]

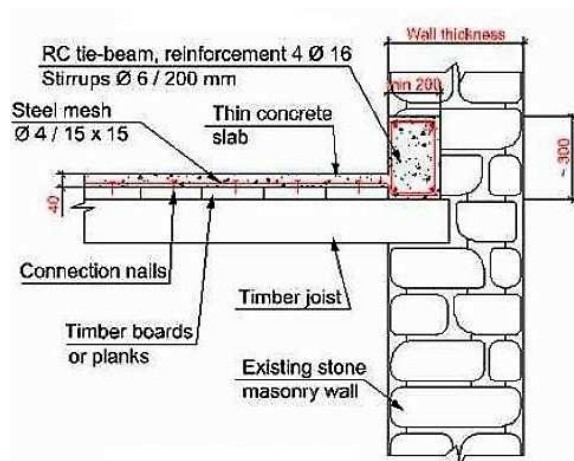


Figura 3.12: Reforço com lâminas e vigas de betão.[20]

3.4.4. ADIÇÃO DE VIGAS DE PERIMETRAIS

Caso existam vigas de amarração entre a cobertura e as paredes (Figura 3.13), ou entre os pavimentos e as paredes (Figura 3.12) que se encontram danificadas, devem ser reparadas ou reconstruídas.

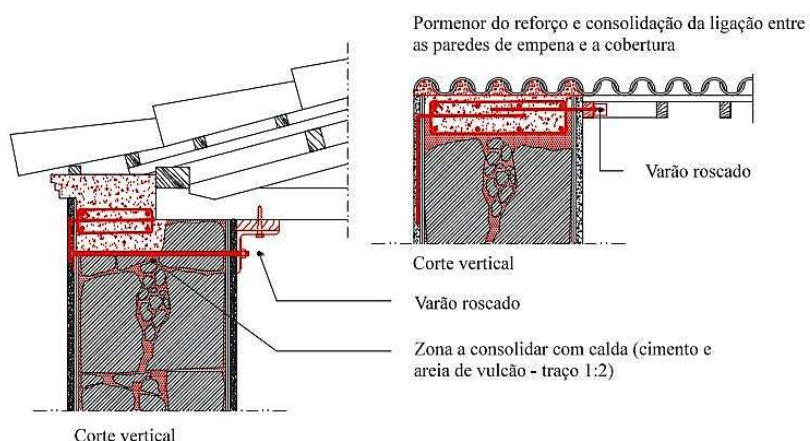


Figura 3.13: Reforço com vigas em betão no coroamento das paredes. [40]

3.4.5. REFORÇO COM TIRANTES METÁLICOS

Os tirantes são, essencialmente, usados em paredes compostas para confinar a sua secção e melhorar o comportamento das paredes sob ações no próprio plano ou fora do plano, através de compressão axial por forma a aumentar a resistência à tração e ao corte. A melhoria do comportamento mecânico das paredes, isolada ou integradamente, pode ser realizada através da colocação de tirantes com diâmetros compreendidos normalmente entre 16 e 22 mm ao longo das paredes, transversalmente, exteriormente ou dentro de furos abertos previamente com o intuito de melhorar a ligação da parede e o comportamento sísmico global do edifício. (Figura 3.14 e Figura 3.15).

De uma forma geral, as soluções pré-esforçadas são vistas como pregagens longas com carácter ativo.[8]

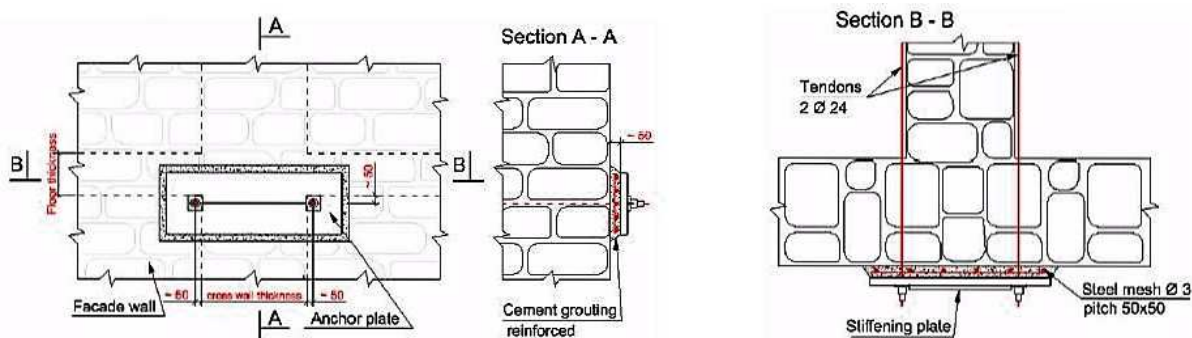


Figura 3.14: Pormenores de reforço com tirantes metálicos.[20]

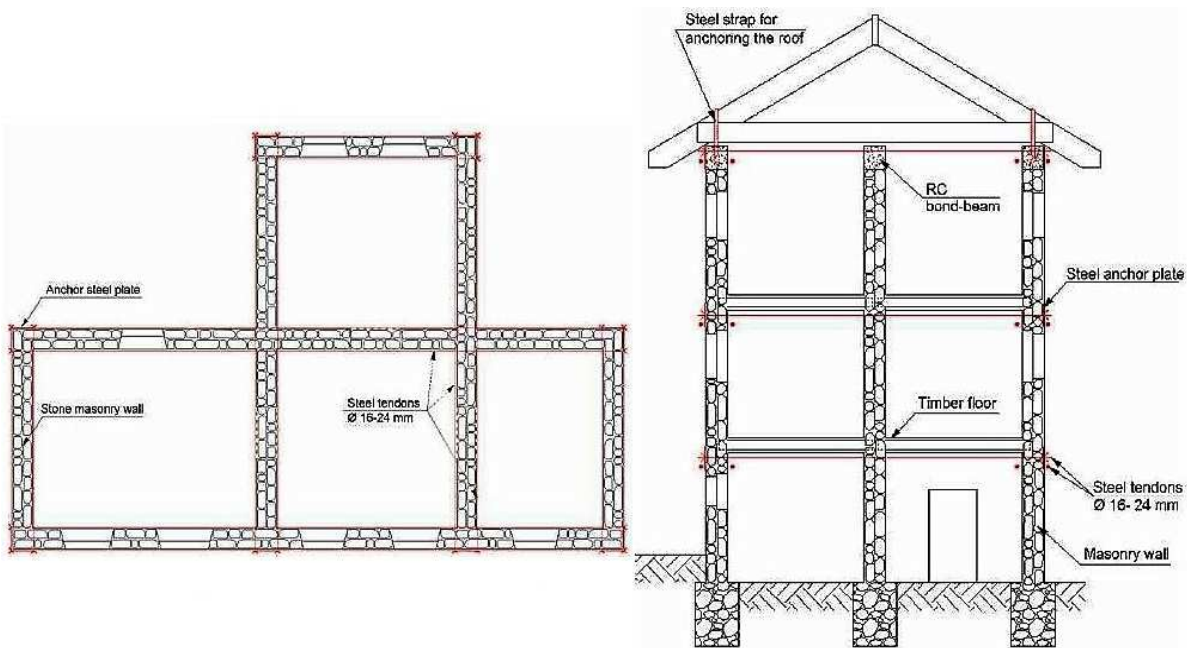


Figura 3.15: Pormenor de reforço por meio de tirantes metálicos.[20]

3.4.6. REFORÇO COM ENCAMISAMENTO DE BETÃO

O reforço de paredes por meio de encamisamento com betão armado, constitui uma das soluções mais técnicas e usuais para paredes em alvenaria com estado de degradação superficial acentuado. A técnica consiste na aplicação de redes eletrossoldadas ou varões de aço de diâmetro pequeno, fixados com pontos, sobre as paredes existentes para posterior aplicação da argamassa, manualmente, ou projetada através de equipamento específico. Alternativamente, poderão utilizar-se perfis metálicos devidamente fixados às paredes, para substituir as redes eletrossoldadas.

No que diz respeito ao processo de aplicação, pode ser realizada nas duas faces da parede, ou apenas numa face. Independentemente do encamisamento utilizado, a fixação à parede deve ser garantida através da utilização de pregagens transversais (Figura 3.16 e Figura 3.17).

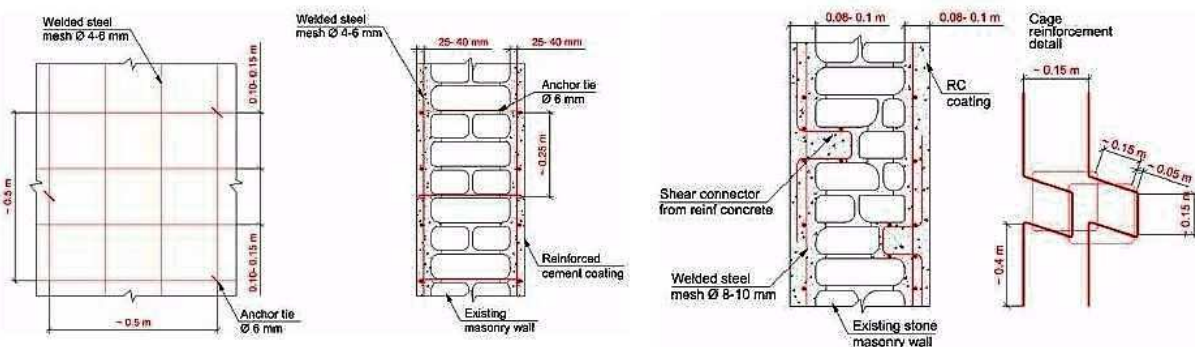


Figura 3.16: Encamisamento de paredes de alvenaria com betão armado.[20]

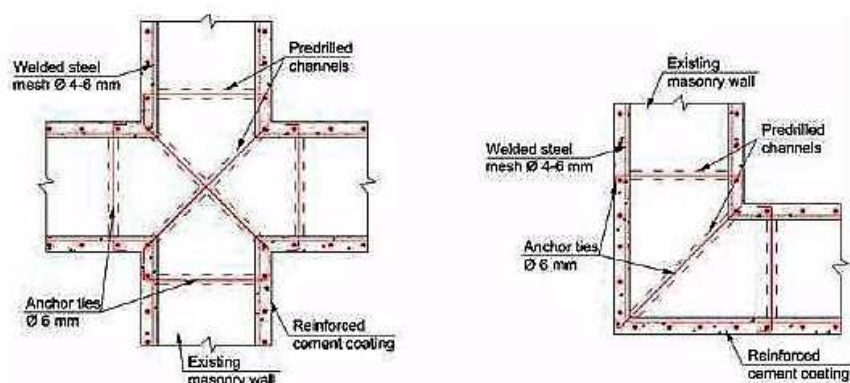


Figura 3.17: Reforço de ligações por encamisamento com betão armado.[20]

3.4.7. REFORÇO COM ENCAMISAMENTO DE REDES DE POLÍMEROS

A técnica de reforço com redes de materiais compósitos FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) consiste na aplicação de materiais poliméricos reforçados com fibras de carbono, vidro ou aramida, colados ao suporte com resinas de elevado desempenho. São utilizadas cintas de laminados FRP, na horizontal e na vertical, para resolver problemas de flexão associadas à ações perpendiculares ao seu plano e mantas generalizadas ou localizadas no plano das paredes, para melhoria da resistência ao corte, evitando deslizamentos ao longo das juntas. [8]

A argamassa de recobrimento das redes de polímeros deve ser dúctil, preferencialmente de cimento e cal, com reforço de fibras.

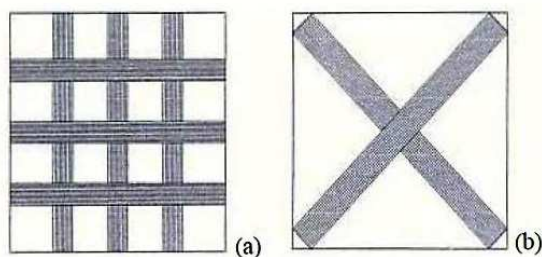


Figura 3.18: Técnicas de reforço com disposições de fitas FRP: (a) em grelha ortogonal e (b) em diagonal.[8]

A formulação do tipo de intervenção a adotar para um edifício, está dependente das deficiências no comportamento sísmico global, ligado à geometria do edifício e sua rigidez, e local, função do detalhe dos elementos estruturais, materiais e transferência de cargas entre os mesmos. No FEMA 547 são descritas algumas soluções de reforço em função de potenciais deficiências comuns em edifícios de alvenaria, apresentadas no Quadro 3.5. [20]

Quadro 3.5: Deficiências sísmicas e técnicas de reabilitação possíveis para edifícios de alvenaria.[20]

Categoria	Deficiência	Intervenção
Resistência global	Resistência insuficiente das paredes no seu plano	Adição de novos elementos
		Melhoria dos elementos existentes
		Redução da solicitação sísmica
Configuração	Pisos fracos, torção excessiva	Adição de novos elementos estruturais
Transferência de cargas	Ligação inadequada ou inexistente entre a parede e o pavimento	Melhoria das ligações entre elementos
	Falta de sistema de transferência de cargas	Adição de novos elementos
Detalhes dos elementos	Paredes inadequadas para flexão para fora do plano	Melhoria dos elementos existentes
	Comportamento indesejável das paredes no seu plano	
	Parapeitos não apoiados	Melhoria dos elementos existentes
	Chaminés não apoiadas	Redução da solicitação sísmica
	Acabamentos e saliências mal fixados	Redução de elementos seleccionados
Pavimentos	Resistência e/ou rigidez no plano inadequada	Adição de novos elementos
		Melhoria dos elementos existentes
	Esforços localizados excessivos	Adição de novos elementos
	Cantos reentrantes	Adição de novos elementos
Melhoria das ligações entre elementos		

3.5. MODELO NUMÉRICO PROPOSTO

Na década de 70 surgiu a necessidade de considerar a análise não linear para o estudo do comportamento de estruturas de alvenaria, como reação à ocorrência de sismos destrutivos na ex-Jugoslávia e em Itália, surgindo desta forma o primeiro método de análise estática não-linear para a avaliação da segurança de edifícios antigos, o POR.[3] [42] [43]

O método, que sofreu vários refinamentos nos anos subsequentes, é baseado na chamada abordagem de “mecanismo de piso”, onde é possível explorar a ductilidade das estruturas de alvenaria, a qual permite às paredes suportar o carregamento vertical, mesmo que estejam substancialmente danificadas (fendas de corte diagonais), face a um carregamento cíclico até grande amplitude de deslocamento, conforme a Figura 3.19. [3] O método POR foi formulado segundo as seguintes hipóteses: a espessura das paredes é constante em cada piso; as lajes

comportam-se como diafragmas rígidos no seu plano; as extremidades dos nembos de alvenaria não sofrem rotação, admitindo-se apenas translações; o comportamento dos nembos solicitados horizontalmente é do tipo elástico-perfeitamente plástico, com ductilidade predefinida e os nembos apresentam rigidez elástica constante. Este método assume que o principal mecanismo de colapso do edifício ocorre por rotura de corte diagonal nos nembos de um piso crítico (mecanismo de piso) e que a resposta em termos de força de corte e deslocamento horizontal é avaliada separadamente por piso.[5]

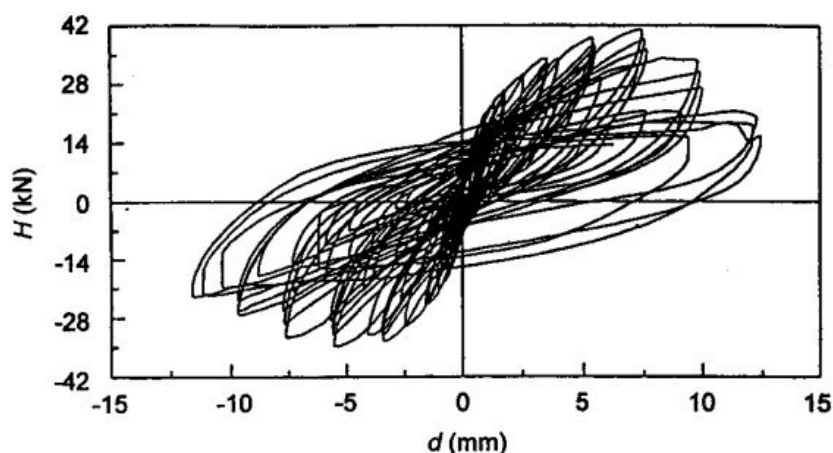


Figura 3.19: Relação força-deslocamento laterais, típicas de uma parede de alvenaria, obtida por ensaio de resistência lateral cíclica. [43]

Apesar da simplicidade do método POR e das limitações nos mecanismos de rotura, este foi adotado pelas normas italianas e utilizado até muito recentemente para a análise de edifícios existentes e no dimensionamento de estruturas novas, até a ocorrência do sismo de Molise em 2002, que veio provocar uma alteração no contexto normativo italiano, através da implementação de métodos de macro-elementos, que consideram a resposta global das estruturas.[5]

Nos últimos anos, diferentes tipos de macro-elementos têm sido desenvolvidos para simular corretamente os mecanismos de rotura dos painéis de alvenaria, no entanto, estes não chegaram a ser usados na prática, somente em meios de investigação, sendo que, o método POR continuou a ser a ferramenta de cálculo mais usada devido a sua simplicidade, apesar de não permitir avaliar a resposta global dos edifícios. Na procura dessa resposta, em Génova, Gambarotta e Lagomarsino [44] propuseram macro-elementos unidimensionais, desenvolvidos posteriormente por Brencich e Lagomarsino (Figura 3.20). Os macro-elementos possuem um número de graus de liberdade limitado e permitem representar os modos de rotura no plano da parede, considerando comportamentos de flexão e corte e variáveis internas que estabelecem a evolução do dano por corte controlando a degradação da resistência e da rigidez através de um modelo cinemático. [45]

Ainda que o macro-elemento seja do tipo unidimensional, na medida em que a sua formulação é baseada na utilização de grandezas cinemáticas e estáticas que consistem em deslocamentos e rotações nodais e em ações resultantes (M, T e N), no entanto, a introdução de graus de liberdade internos ao elemento e de considerações oportunas sobre a cinemática de flexão

e corte, confere um carácter de bidimensionalidade aos elementos por forma a sintetizar as características mais importantes da resposta não linear dos painéis de alvenaria.[46]

A Figura 3.20 ajuda a acompanhar a constituição de um macro-elemento, considerando um painel de parede com uma largura b e uma espessura s , constituído por três partes distintas:

- Uma parte inferior (1) e superior (3) de espessura infinitesimal Δ , nas quais se concentram as deformações axiais e por flexão, mas que são infinitamente rígidas para as ações de corte;
- Uma parte central (2) que sofre deformações por corte, mas não permite deformações axiais e por flexão.

Desta forma, a parte central do macro-elemento traduz a resistência e os efeitos das ações de corte, enquanto que as extremidades traduzem o efeito da flexão-compressão, favorecido pela ausência de resistência significativa à tração do material. [45]

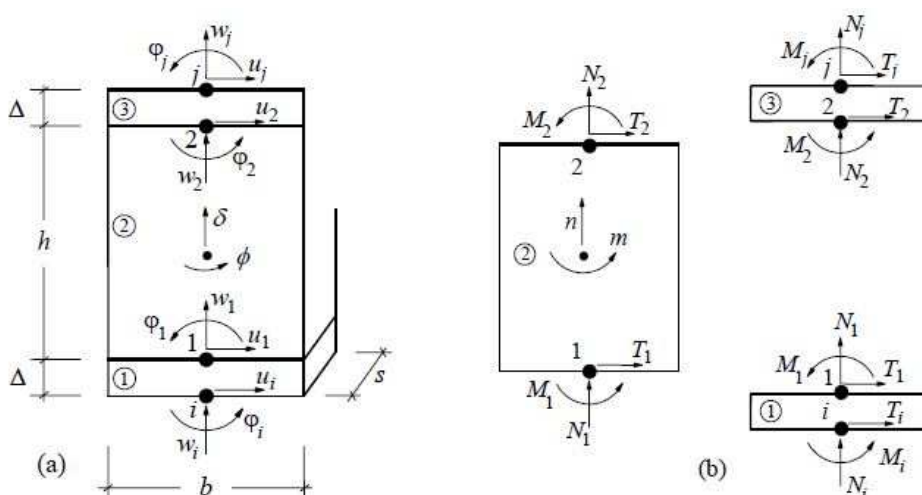


Figura 3.20: Modelo de macro-elementos: (a) variáveis cinemáticas e (b) variáveis estáticas. [45]

Para cada nó i e j nas extremidades do macro-elemento são associados três graus de liberdade: o deslocamento axial w , o deslocamento horizontal u e a rotação φ . Além disso, na zona central, existem ainda dois graus de liberdade: o deslocamento axial δ e a rotação ϕ . De um modo geral, as variáveis cinemáticas responsáveis pela caracterização da deformabilidade do macro-elemento são definidas por um vetor com oito graus de liberdade $a^T = \{u_i; w_i; \varphi_i; u_j; w_j; \varphi_j; \delta; \phi\}$. [45]

As equações constitutivas entre as variáveis cinemáticas w , φ e as suas correspondentes variáveis estáticas n e m são independentes até a condição limite $m/n \leq b/6$. [45]

O modelo numérico proposto consiste na utilização dos macro-elementos apresentados para implementação em pórticos equivalentes com nembros, lintéis e nós rígidos, por forma a simular o comportamento cíclico dos painéis de alvenaria. A discretização das paredes em pórticos equivalentes é baseada em formulações e regras geométricas (Figura 3.21 e Figura 3.22) propostos por Dolce. [47] [46] A parte deformável ou altura eficaz das colunas é calculada pela seguinte expressão:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} \times D \times \frac{\bar{H} - h'}{h'} \quad (3.27)$$

onde H_{eff} é a altura eficaz; h' é a altura resultante das relações geométricas representadas na Figura 3.10; \bar{H} é a altura entre pisos e D é a largura da coluna. [47]

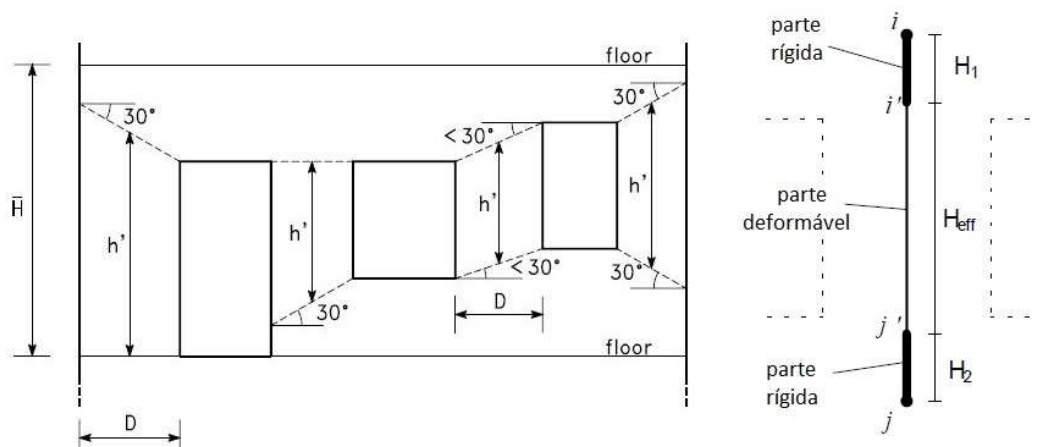


Figura 3.21: Definição da altura eficaz das colunas.[46]

No que se refere as vigas, a largura eficaz das mesmas, é definida em função do alinhamento das aberturas de um piso para outro, conforme é possível observar na Figura 3.22.[46]

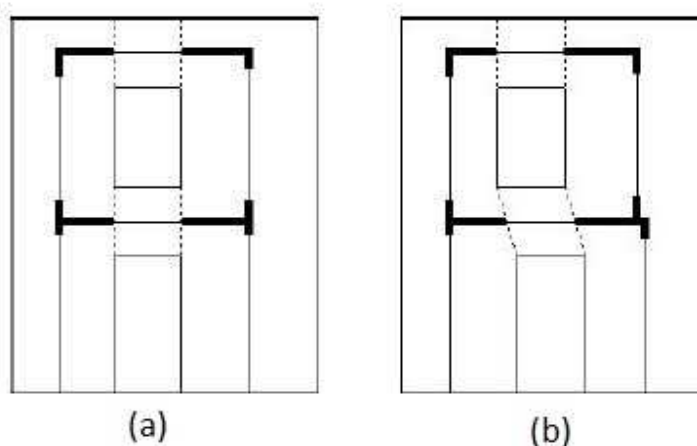


Figura 3.22: Regras para a definição da largura eficaz das vigas: (a) em aberturas entre pisos alinhadas e (b) em aberturas entre pisos desalinhadas.[46]

A Figura 3.23 resume os principais passos a ser seguidos para a discretização dos painéis de alvenaria em pórticos equivalentes, a partir da identificação das vigas e pilares (Figura 3.23(a) e (b)) para a identificação dos nós (Figura 3.23(c)) e finalmente a formulação do pórtico (Figura 3.23(d)). [48]

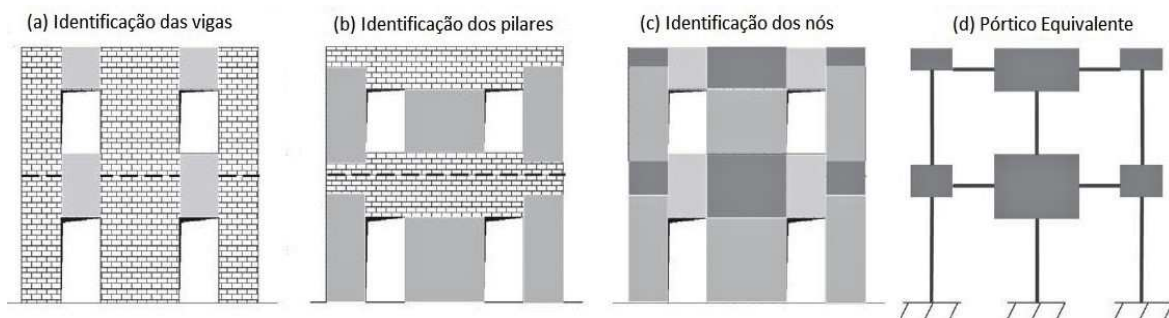


Figura 3.23: Discretização de paredes de alvenaria em pórtico equivalente: (a)Identificação das vigas; (b)Identificação dos pilares; (c)Identificação dos nós e (d)Pórtico equivalente. (Adotado de [48])

No caso das paredes que apresentam geometrias irregulares com aberturas desalinhadas, o pórtico equivalente resulta das relações geométricas apresentadas anteriormente, tomando forma semelhante a apresentada na Figura 3.24. [48]

Os macro-elementos que representam os painéis verticais e horizontais são deformáveis e caracterizam as zonas de concentração de danos, resultantes das ações aplicadas, enquanto que os macro-elementos rígidos representam as porções de alvenaria não danificadas e são responsáveis por transferir as variáveis estáticas e cinemáticas entre os elementos deformáveis. [45]

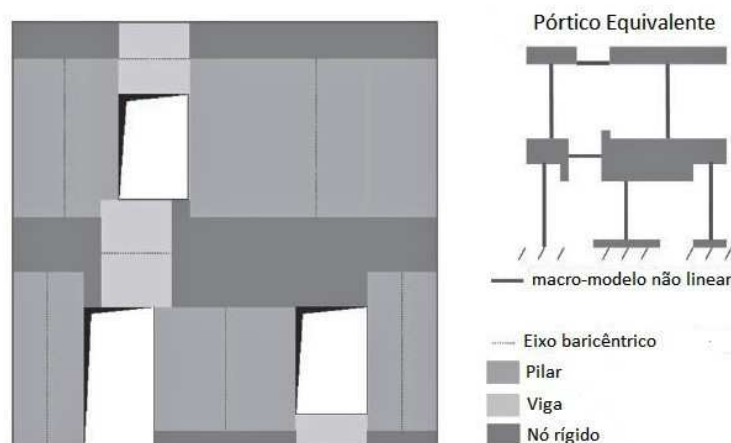


Figura 3.24: Discretização de paredes de alvenaria com aberturas desalinhadas em pórticos equivalentes. (Adaptado de [48])

3.6. PROCEDIMENTO COMPUTACIONAL DE ANÁLISE – MODELAÇÃO COM RECURSO AO 3MURI

A modelação estrutural do caso de estudo abordado no presente trabalho é baseada em metodologias de macro-elementos propostos por Gambarota e Lagomarsino [44] implementadas no programa 3Muri (versão 11.3.0.8).[25] O *software* 3Muri tem sido desenvolvido pela S.T.A. DATA em cooperação com um grupo de pesquisa da Universidade de Génova, liderado pelo professor Sergio Lagomarsino, juntamente com outros especialistas (Andrea Penna e Alessandro Galasco do Eucentre de Pavia e Serena Cattari, Universidade de Génova) para a análise estrutural e verificação da segurança de edifícios em alvenaria simples, armada ou

mista com alvenaria/betão armado/aço/madeira e reforçada com FRP e com tirantes. É de referir que esta colaboração continua garantindo um *software* sempre atualizado, totalmente operacional e confiável para o requisito profissional. O 3Muri não é um *software* genérico, sendo que possui um *solver* original, otimizado para estruturas de alvenaria, com confiabilidade demonstrada através de vários testes realizados em inúmeras universidades e centros de pesquisa nacionais e especialmente internacionais, com resultados que podem representar o comportamento real das estruturas analisadas. Esta versão comercial aparece na sequência do desenvolvimento da versão científica TreMuri [48], que por sua vez resulta da generalização dos modelos de macro-elementos apresentados anteriormente.

O esquema de cálculo esquematiza a estrutura num pórtico equivalente constituído por macro-elementos, permitindo que o comportamento sísmico seja capturado com base numa análise estática não linear (*pushover*), realizando igualmente a análise modal. Em relação aos regulamentos utilizados, entre as diversas normas disponíveis, encontram-se a norma italiana e o Eurocódigo 8 e 6.

3.6.1. MODELAÇÃO ESPACIAL

Um dos aspetos principais da modelação no 3Muri é a definição dos alinhamentos das paredes na planta arquitetónica para a posterior introdução no programa, conforme se pode observar na Figura 3.25 e Figura 3.26, onde as linhas vermelhas representam o alinhamento das paredes. [25]

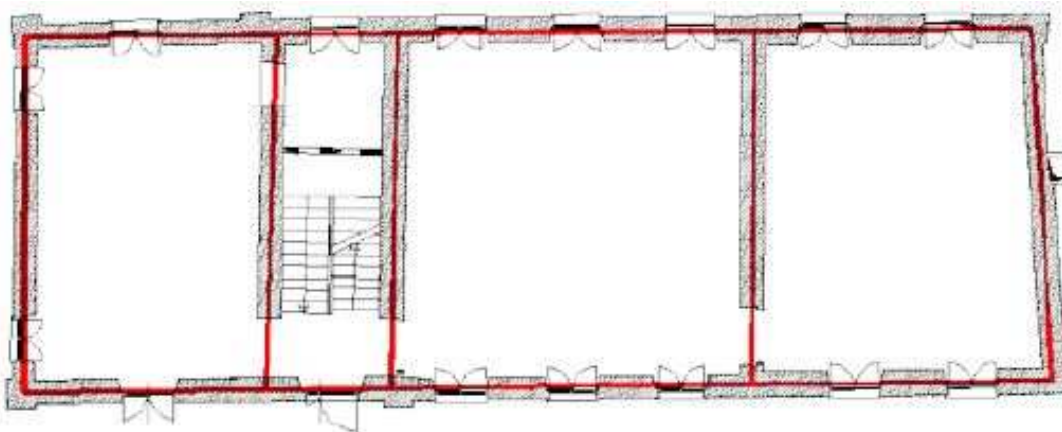


Figura 3.25: Definição dos alinhamentos sobre a planta arquitetónica.[25]

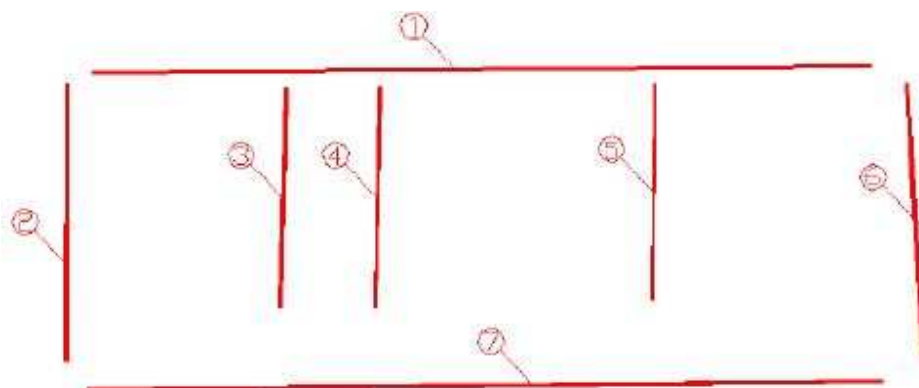


Figura 3.26: Definição do número de paredes. [25]

Os alinhamentos devem ser caracterizados com a mesma tangente e caso não exista continuidade vertical entre pisos de paredes sobre o mesmo alinhamento, múltiplas paredes podem ser divididas sobre a mesma tangente. As paredes são segmentos que vão de um nó para outro, sendo estes nós caracterizados em função do tipo de interseção entre paredes, resultando num total de três tipos distintos: (a) *Type 1* (interseção entre paredes em L); (b) *Type 2* (interseção entre paredes em T) e (c) *Type 3* (cruzamento de paredes), tal como exemplificado na Figura 3.27.

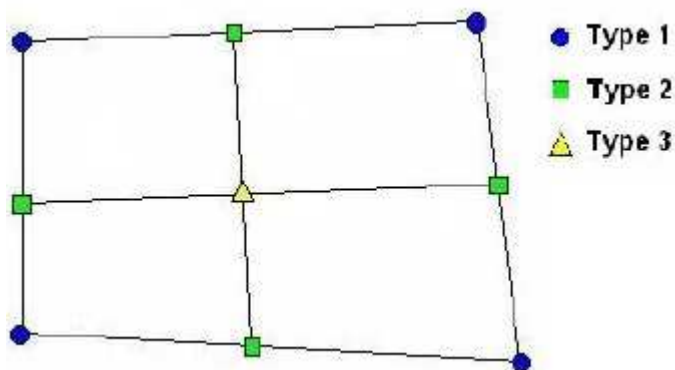


Figura 3.27: Discretização dos nós de interseção. [25]

Para a modelação o *software* usa um sistema de coordenadas cartesiano global (x, y, z), sendo os planos verticais da parede identificados pelas coordenadas de um ponto e pelo ângulo formado com o eixo x . Desta forma, as paredes são modeladas como estruturas planas no sistema de coordenadas local e os seus nós internos podem ser definidos como nós bidimensionais com três graus de liberdade (Figura 3.28). Os nós 3D, que resultam da conexão de diferentes paredes nos cantos e nas interseções, possuem cinco graus de liberdade no sistema global de coordenadas ($u_x, u_y, u_z, \varphi_x, \varphi_y$), sendo o grau de liberdade rotacional em torno do eixo z desprezado devido ao comportamento de membrana adotado para paredes e pavimentos (Figura 3.29). Estes nós são obtidos montando nós rígidos 2D em cada plano de parede (Figura 3.30 (b)) e projetando os graus de liberdade locais ao longo dos eixos globais. Uma vez que os nós 2D não possuem graus de liberdade ao longo da direção ortogonal ao plano da parede, no cálculo, a componente de massa nodal associada a graus de liberdade fora do plano é partilhada pelos nós 3D mais próximos, de modo a projetar a massa pelas paredes ortogonais. Esta solução permite, assim, realizar análises estáticas e dinâmicas com componentes da aceleração sísmica aplicadas ao longo de qualquer direção. [49]

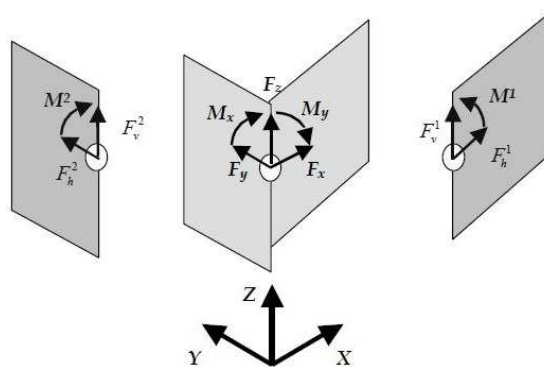


Figura 3.28: Esquema de nós 3D com cinco graus de liberdade e seus correspondentes nós 2D com três graus de liberdade. [25]

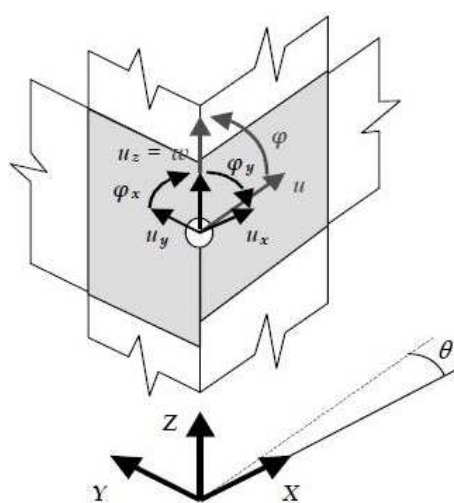


Figura 3.29: Graus de liberdade de um nó 3D.[25]

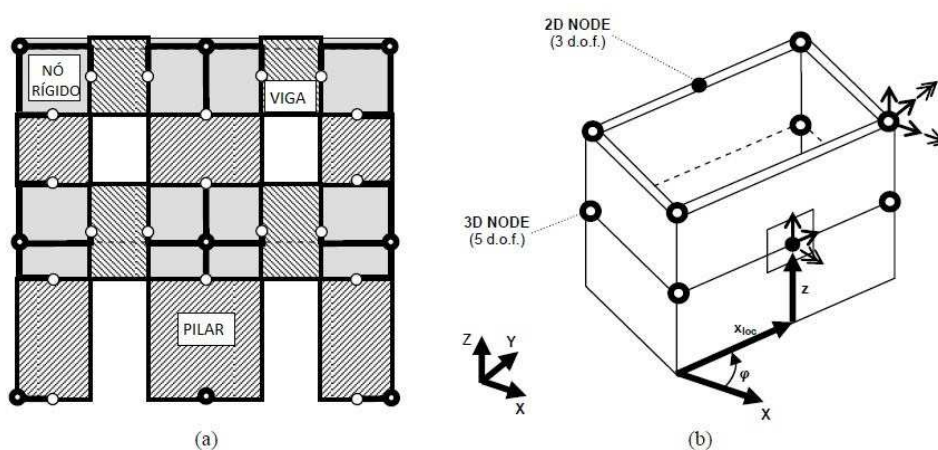


Figura 3.30: Modelação com macro-elementos: (a) discretização de uma parede de alvenaria vista no plano e (b) modelação de um edifício com esquema de nós 2D e 3D. (Adaptado de [49])

Outro fator importante da modelação no 3Muri é a definição da malha segundo a qual os esforços são distribuídos entre os painéis. Esta malha é automaticamente gerada pelo *software*, que procura simular a melhor aproximação à transferência de esforços, adaptando qualquer irregularidade da parede nas zonas das aberturas, por forma a garantir o fluxo natural de tensões entre painéis (Figura 3.31).[50]

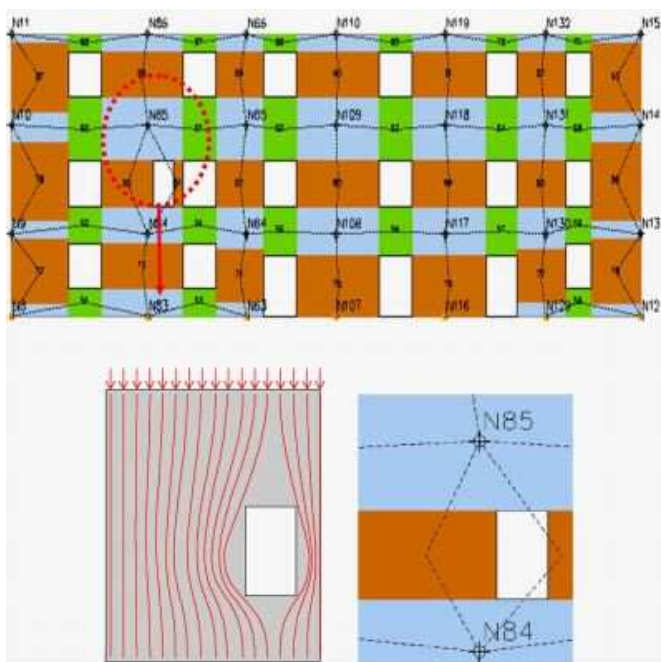


Figura 3.31: Modelo de uma parede com malha gerada no software 3 Muri e representação do fluxo de tensões numa abertura. [50]

A Figura 3.32 exemplifica um pórtico equivalente gerado no *software* 3Muri, bem como os seus elementos constituintes.[50]

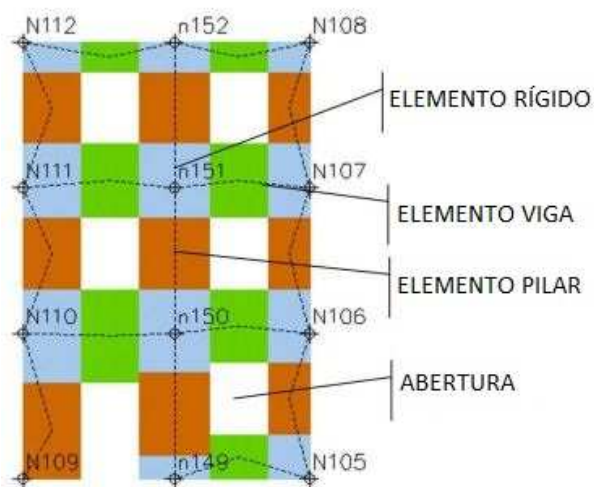


Figura 3.32: Pórtico Equivalente resultante do *software* 3Muri. (Adaptado de [50])

3.6.2. MODELAÇÃO DOS PAVIMENTOS

Um modelo tridimensional de uma estrutura é composto de paredes e pavimentos. Os pavimentos são modelados como elementos finitos de membrana anisotrópicos com três ou quatro nós (dois graus de liberdade por nó (u_x, u_y)), que influenciam a repartição de ações horizontais entre as paredes. O elemento de quatro nós é obtido como média do contributo dos dois elementos de três nós em que é possível subdividir o quadrilátero (Figura 3.33). Desta forma, é possível modelar pavimentos com forma quadrangular irregular e com qualquer direção de funcionamento, usando um único elemento. [50]

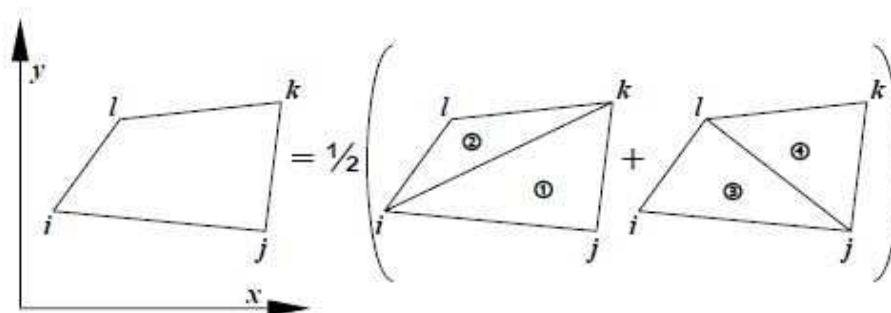


Figura 3.33: Modelação de pavimento com quatro nós. [50]

Na Figura 3.34 é possível observar a estratégia de modelação de um pavimento, através da triangulação com elementos de três nós. [25]

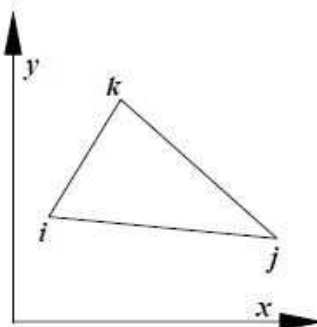


Figura 3.34: Modelação de pavimentos com três nós. [25]

Os pavimentos possuem dupla função, pois transmitem cargas verticais e ações sísmicas horizontais para as várias paredes. Quanto às cargas verticais, obtém-se o comportamento representado na Figura 3.35, que para fins sísmicos não é de interesse e, portanto, é negligenciado pelo programa. No que diz respeito à repartição das ações horizontais, esta é feita em função do comportamento de cada tipo de pavimento, rígido (Figura 3.36) ou flexível (Figura 3.37). É de salientar que um pavimento rígido transfere com mais eficácia as forças provenientes das ações sísmicas em comparação com um pavimento flexível, uma vez que este último transfere a ação sísmica em função das áreas de influência, enquanto que o pavimento

rígido redistribui a ação sísmica uniformemente em todos os elementos. Destaca-se também que o pavimento flexível apenas pode ser utilizado se for garantida a boa ligação entre as paredes e os pavimentos. De acordo com o tipo de pavimento selecionado e o seu modo de descarga (unidirecional ou bidirecional), o *software* calcula as propriedades que influenciam a deformabilidade do pavimento, nomeadamente os módulos de elasticidade longitudinais (E_1 e E_2) e transversal ($G_{2,1}$). Os módulos de elasticidade E_1 e E_2 traduzem o grau de ligação do pavimento às paredes, enquanto que o $G_{2,1}$ representa a rigidez ao corte do pavimento no seu plano, da qual depende a repartição das ações horizontais entre as paredes.[25] [50]



Figura 3.35: Deformação de pavimentos por ação de cargas verticais. [50]

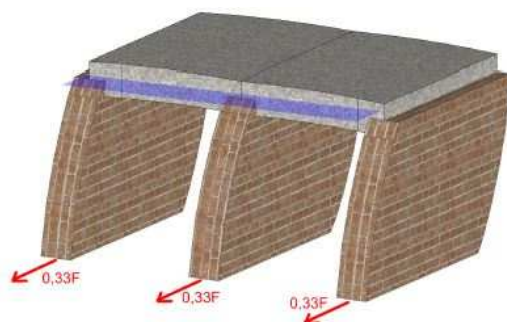


Figura 3.36: Comportamento de um pavimento rígido.[50]

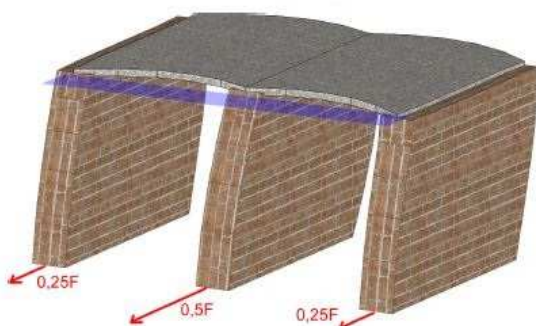


Figura 3.37: Comportamento de um pavimento flexível.[50]

3.6.3. METODOLOGIA DE ANÁLISE

A metodologia de verificação de segurança adotada pelo *software* 3Muri consiste nas fases apresentadas na Figura 3.38.

O procedimento de análise considera que os deslocamentos elásticos esperados, num dado passo de carga, são repetidamente atualizados através de incrementos não lineares, devido a forças nodais residuais. [33]

As análises não lineares podem ser implementadas com controlo de força ou de deslocamento. No entanto, a fase de decaimento após a resistência máxima apenas pode ser simulada com controlo de deslocamento, pois atingida aquela resistência, os elementos não conseguem suportar incrementos de carga, podendo no entanto suportar posteriores deformações sob a condição de reduzir as forças aplicadas, conforme se pode observar na Figura 3.39.[33]

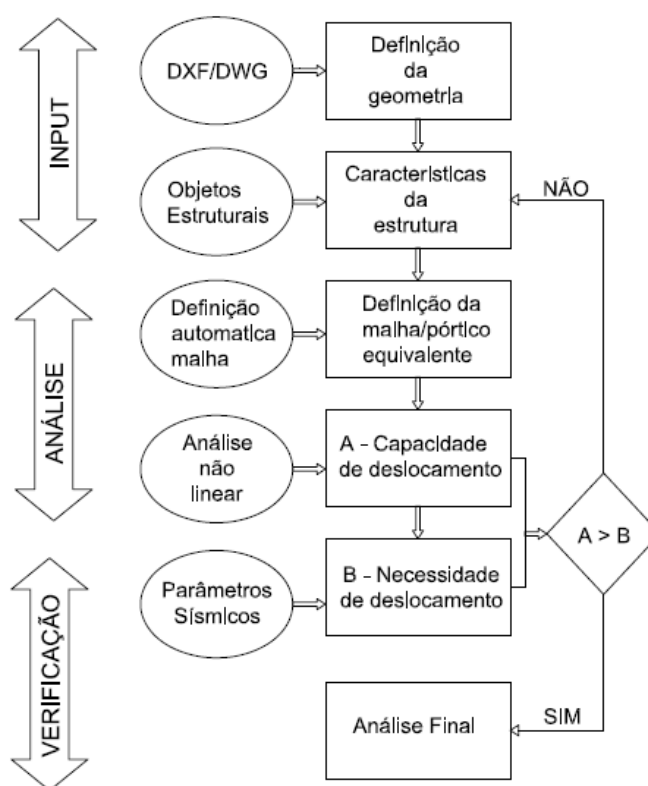


Figura 3.38: Fluxograma da verificação de segurança adotada no *software* 3Muri. [25] [5]

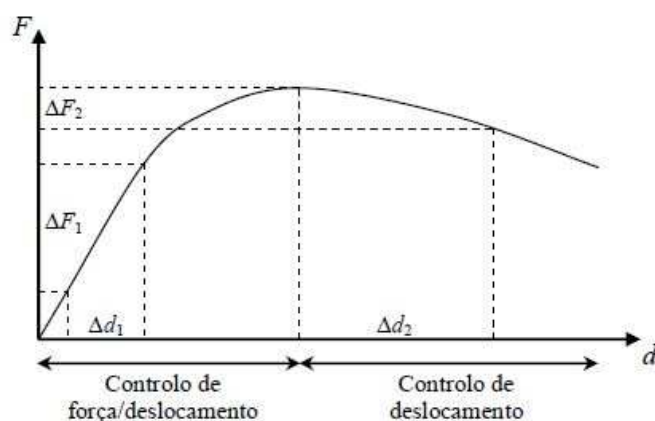


Figura 3.39: Curva força-deslocamento com controlo de força e deslocamento.[33]

O programa considera as duas distribuições de forças horizontais obrigatórias: uma uniforme proporcional à massa dos pisos, com uma distribuição de cargas geralmente retangular, e uma proporcional ao primeiro modo de vibração da estrutura, com uma distribuição de cargas geralmente triangular, sendo que estas distribuições mantêm inalteradas as relações entre as forças (as forças laterais aplicadas são proporcionais não só à massa dos elementos mas também aos deslocamentos das massas no modo de vibração fundamental), que são dimensionadas de modo a aumentar monotonamente o deslocamento do ponto de controlo escolhido na estrutura, até o colapso ser atingido.[51] [52]

A escolha do ponto de controlo não está completamente definida nas normas, no entanto, normalmente, este localiza-se no último piso do edifício e próximo do centro de massa. É de referir que se verifica uma grande sensibilidade dos resultados das análises em função da escolha do nó de controlo, isto porque podem ocorrer mecanismos de colapso locais que influenciem o deslocamento do ponto, principalmente em edifícios cujos pisos são muito flexíveis. Deve-se, por isso, escolher o nó de controlo de forma iterativa, comparando o deslocamento do nó com o deslocamento médio dos elementos do piso, de forma a garantir que o deslocamento do nó de controlo traduza a capacidade de deslocamento global da estrutura. [52]

As curvas resultantes das análises *pushover* são semelhantes à apresentada na Figura 3.40, onde é possível identificar três fases distintas:

- Fase elástica: o comportamento inicial é quase elástico e os deslocamentos são proporcionais às forças;
- Fase de deterioração progressiva: devido à superação da fase elástica dos elementos, a redução progressiva do crescimento da força, até ao pico máximo de resistência, é destacada.
- Fase de colapso: quando um limite convencional é excedido (80% do valor máximo de resistência de pico), considera-se que o estado de limite último foi atingido. Desta forma, a capacidade de deslocamento ao ELU é identificada como o deslocamento máximo que a estrutura pode alcançar antes do colapso. [25]

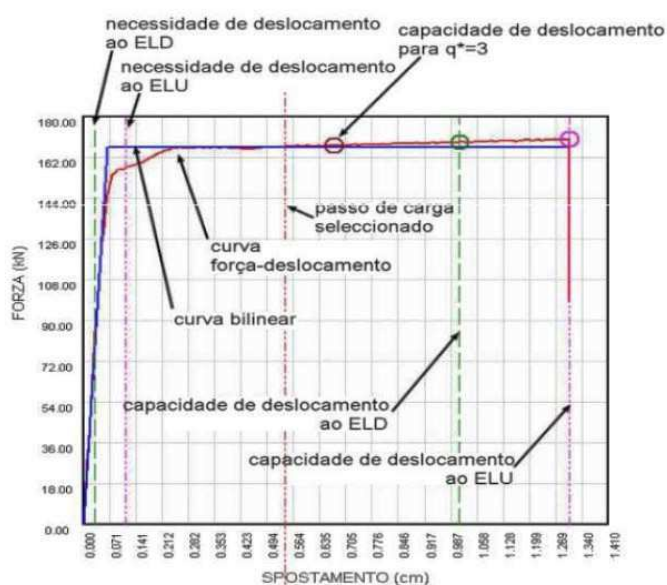


Figura 3.40: Exemplo de uma curva de capacidade. [5]

Em particular, porque o objetivo é fornecer um modelo não linear para uma análise *pushover* de uma estrutura em alvenaria, o modelo de macro-elementos implementado no *software* 3Muri é otimizado para os seguintes requisitos: [25] [53]

- A rigidez inicial é obtida a partir das propriedades elásticas (estado fendilhado);
- Considerada um comportamento bilinear com valores máximos de corte e flexão, calculados para o Estado Limite Último (o comportamento não linear é ativado quando atingidos os valores máximos admissíveis, para os esforços generalizados nos nós);
- Realiza uma redistribuição de forças internas a favor do equilíbrio dos elementos;
- Deteta os estados limite de dano considerando parâmetros de danos globais e locais;
- Considera uma degradação de rigidez na fase plástica. (Figura 3.41)

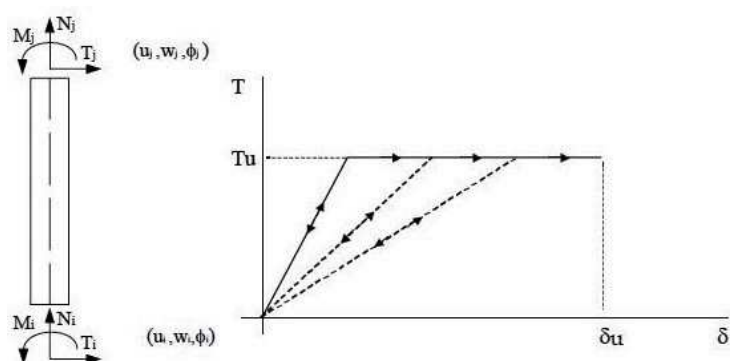


Figura 3.41: Degradação da rigidez de um macro-elemento com comportamento não linear.[25]

- Realiza um controlo de ductilidade através da definição de um *drift* máximo ou ultimo, δ_u de acordo com o Eurocódigo 8, para edifícios existentes:

$$\delta_{u_m}^{DL} = \frac{\Delta_m}{h_m} = \begin{cases} 0.004 & \text{para o corte} \\ 0.006 & \text{para a flexão} \end{cases} \quad (3.28)$$

onde Δ_m e h_m correspondem ao deslocamento e a altura do painel, respetivamente, de acordo com Figura 3.42. Estes *drifts* são considerados separadamente dentro do macro-elemento considerando os deslocamentos e as rotações correspondentes à porção central (onde se concentra a deformabilidade ao corte) e às porções de extremidade (onde se concentram os fenómenos de flexão) e são expressos pela expressão (3.29).

$$\delta_m = \frac{(u_j + u_i)}{h} + \frac{(\varphi_j + \varphi_i)}{2} \leq \delta_{u_m}^{DL} \quad (3.29)$$

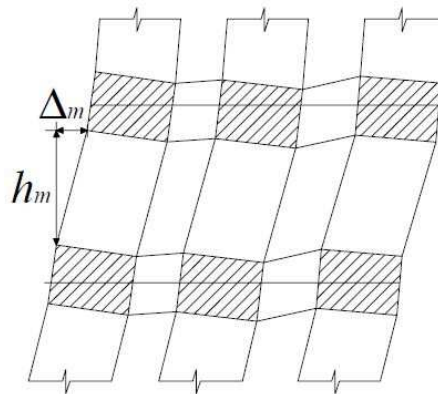


Figura 3.42: Parâmetros para o cálculo do *drift*. [53]

- A excedência destes limites num determinado elemento, envolve a perda quase total de resistência à flexão e ao corte do painel considerando-se que o mesmo já não é capaz de resistir a ações horizontais. Neste caso, a análise global não é interrompida e o software elimina ou reduz a capacidade resistente do elemento, substituindo-o através de uma biela, capaz de transmitir esforços de compressão.

4. CASO DE ESTUDO

4.1. LOCALIZAÇÃO

O caso de estudo recai sobre um edifício localizado no Centro Histórico de Tavira, situado no gaveto da Calçada da Galeria, nº 1 com a Rua Gonçalo Velho, nºs 11, 13 e 15, apresentando uma localização bastante privilegiada, muito próximo do Rio Gilão (Figura 4.1).



Figura 4.1: Planta aerofotogramétrica do edifício. [Fonte: Google Maps]

Para a caracterização do edifício foram consultados os documentos disponíveis no Arquivo Municipal de Tavira, que contém um registo da construção do edifício e das alterações efetuadas ao longo do tempo que foram dadas à conhecer à Câmara Municipal de Tavira. Foram também realizadas visitas ao local, por forma a verificar se o levantamento da arquitetura corresponde com a realidade atual.

Tem-se então um edifício de propriedade privada, cuja construção remonta ao ano de 1837 (Figura 4.2), tendo sofrido alterações estruturais interiores e exteriores em 2004.



Figura 4.2: Estado do edifício anterior à intervenção de 2004..

4.2. DESCRIÇÃO GEOMÉTRICA

Trata-se de um edifício de planta retangular, constituído por piso térreo parcialmente enterrado e dois pisos elevados com uma área em planta retangular de aproximadamente 187 m², limitados na sua maior dimensão, a sudoeste por um pátio interno, parcialmente, sendo que o restante é limitado por edifícios vizinhos e a nordeste pela Calçada da Galeria, situada perpendicularmente à Rua Gonçalo Velho. O alçado principal, orientado a noroeste, apresenta uma vista para a Rua Gonçalo Velho e o Rio Gilão, e o alçado sueste confronta com o pátio interno mencionado acima.

O piso térreo apresenta um grande plano aberto, que permite o acesso a duas escadas: uma escada de ligação ao primeiro piso e outra escada de acesso ao pátio interno, sendo a separação entre pisos feita por umas abóbodas características da época. De uma forma geral, a sua configuração inicial retrata não ter sofrido alterações significativas. Pelas informações obtidas junto da Divisão de Cultura, Património e Museus de Tavira, o piso térreo terá sido usado para comércio.

Ao nível do primeiro piso importa referir a existência duma intervenção estrutural pouco adequada e inacabada, apresentando alterações com recurso a perfis diversos e paredes divisórias com elementos em sistema de aço leve (*Light Steel Framing - LSF*).

O segundo piso desenvolve-se parcialmente em terraço, junto à fachada principal e a parte de maior dimensão representa um sótão fechado por uma cobertura inclinada em telhado de duas águas, com estrutura executada em LSF,.

Na Figura 4.3 apresenta-se uma vista fotográfica do edifício, bem como os alçados e as plantas do mesmo.

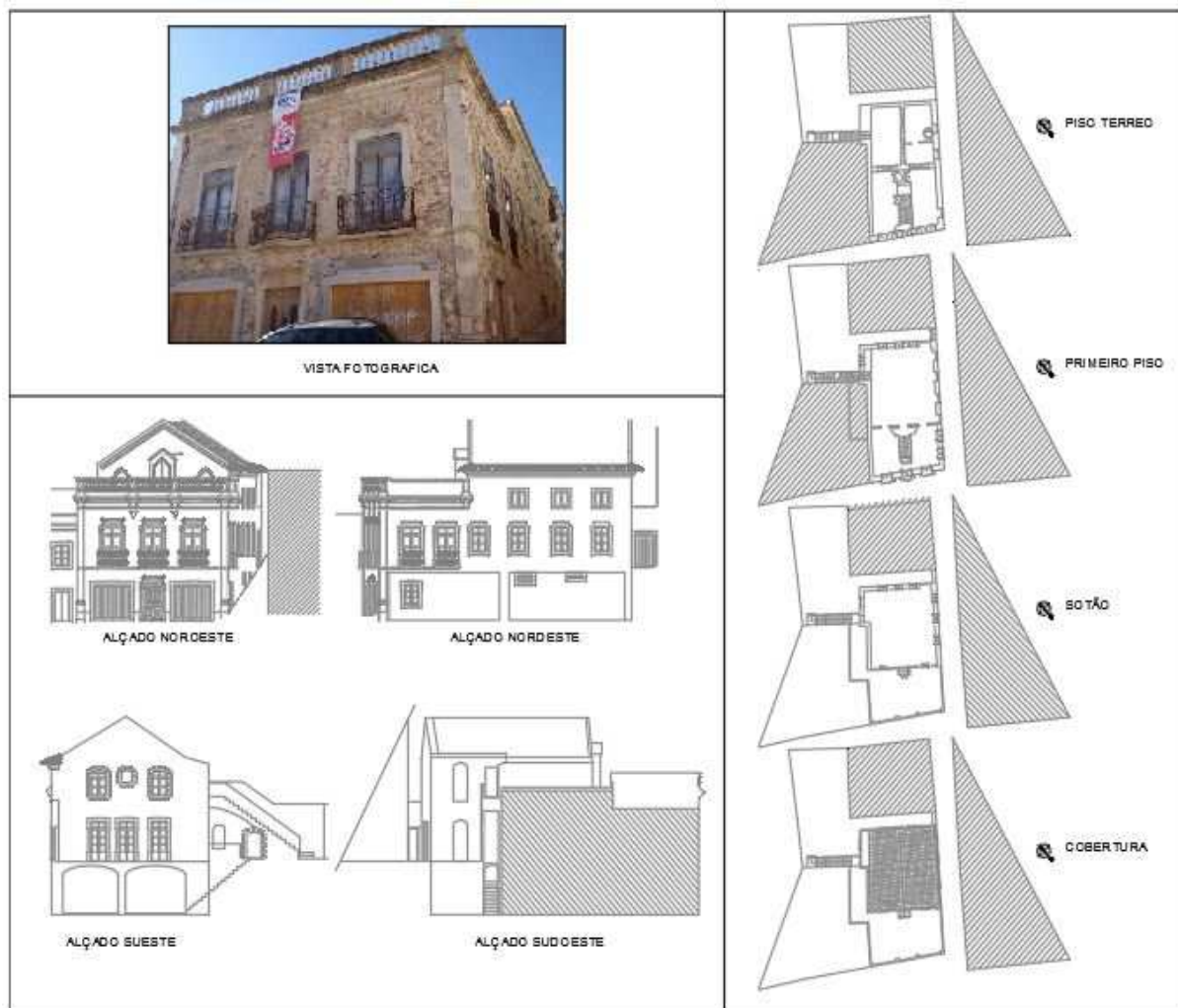


Figura 4.3: Vista Fotográfica, Plantas e Alçados do Edifício (Arquivo Municipal de Tavira).

4.3. DESCRIÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO

4.3.1. FUNDAÇÕES

O edifício possui fundações diretas características da época, no prolongamento das paredes resistentes, em profundidades de aproximadamente 40 cm no terreno e com uma sobrelargura de 15 à 20 cm, de acordo com o ilustrado na Figura 4.4.[54].

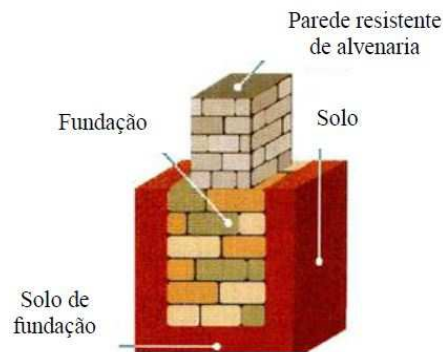


Figura 4.4: Representação esquemática do tipo de fundação direta.[20]

É de referir que o piso térreo apresenta-se em semi-cave, devido ao facto do terreno ser muito inclinado na sua maior dimensão (Figura 4.5) e, por consequência apresenta a existência de muros de suporte na parte interior da cave, que são igualmente um prolongamento da parede no terreno.



Figura 4.5: Representação do edifício na sua maior dimensão (alçado nordeste).

4.3.2. PAREDES RESISTENTES DE ALVENARIA

As paredes mestras exteriores do edifício são paredes de alvenaria ordinária com espessuras muito diversas, sendo que as mais espessas se encontram no piso térreo. Neste piso, estas apresentam espessuras a variar entre 46 cm e 79 cm, existindo também elementos com espessuras de 156 cm na extremidade da parede orientada a sudoeste. Duas paredes mestras interiores, com espessura de cerca de 50 cm e 67 cm servem de contraventamento às paredes de fachada através de 4 arcos principais, dispostos aproximadamente no centro do piso.

No primeiro piso, nota-se uma redução de espessura na parede orientada a noroeste e um aumento de espessura na parede orientada a sueste, sendo que, as restantes espessuras

mantêm-se na sua generalidade. As paredes de compartimentação são em tijolo de barro maciço com espessuras de 15 cm e apresentam um estado demasiado frágil para contribuir para o comportamento estrutural do edifício. A parede exterior orientada a noroeste termina neste piso, por forma a sustentar o terraço a nascer no nível superior.

No segundo e último piso, observa-se uma tentativa de manter as espessuras do piso inferior, com variações mínimas, de centímetros. Para delimitar o terraço do restante piso, existe uma parede de alvenaria com 15 cm de espessura, enquanto que as restantes servem de empena para o telhado.

As paredes são na sua maioria de alvenaria ordinária, compostas por elementos de pedra irregular, sobretudo de origem calcária, mas também com calcarenitos ou calcretos, o denominado “caliço”, e argamassa de enchimento, constituída por cal aérea e areia/barro. No geral, esta constituição abrange a generalidade do edifício, no entanto, a parede orientada a sueste apresenta algumas regiões com faixas de tijolo de barro maciço com argamassa de cal. As paredes interiores do piso térreo e a parede divisória entre o terraço e o interior do edifício, ao nível do segundo piso são constituídas por tijolo de barro maciço com argamassa de cal na sua totalidade (Figura 4.6 e Figura 4.7).



Figura 4.6: Paredes do piso térreo em alvenaria ordinária e arcos em alvenaria de tijolo de barro maciço.



Figura 4.7: Parede do primeiro piso em alvenaria ordinária e do sótão em alvenaria de tijolo de barro maciço.

4.3.3. PAVIMENTOS E COBERTURAS

Em relação as lajes, verifica-se que a estrutura do pavimento de separação entre o piso térreo e o primeiro piso é constituída por abóbodas de berço em alvenaria ordinária, apresentando um revestimento em estuque.

Nota-se que inicialmente o edifício de origem possuía um pavimento em madeira, ao nível do teto do primeiro piso, que após as intervenções estruturais foi demolido e substituído por uma laje em aço leve .

Atualmente, e em resultado das obras ocorridas em 2004, a cobertura inclinada é constituída por um telhado em sistema LSF de duas águas, alinhadas ao longo da fachada e que descarregam sobre as paredes mestras do edifício, com revestimento em telha cerâmica tradicional de canudo. O sistema construtivo segue a conceção estrutural do telhado convencional de madeira, substituído, neste caso, por perfis de aço galvanizado e revestido com painéis de madeira de fibras orientadas (OSB), manta protetora de impermeabilização e telhas cerâmicas.

A estrutura da cobertura inclinada é composta, numa das águas, por um conjunto de caibros formando a inclinação do telhado, com encontro na cumeeira do topo do edifício, sendo que, na outra água, a estrutura é composta por um conjunto de vigas paralelas, interligadas com barras horizontais (madres).

4.4. INTERVENÇÕES ESTRUTURAIS

O edifício foi alvo de um projeto de alterações pouco adequado que não chegou a ser concluído na sua totalidade. Do conjunto de alterações que vieram a ser concluídas destacam-se as seguintes:

- Alterações ao nível das fachadas através de abertura de vãos e substituição da cobertura existente. Nota-se no projeto de alteração a previsão de duas chaminés que acabaram por não se realizar. É possível visualizar estas alterações na Figura 4.8 e Figura 4.9;
- Alterações ao nível do piso térreo através da introdução de dois lintéis em betão armado, (Figura 4.10) sobre os portões da fachada principal (alçado noroeste);
- Alterações ao nível do primeiro piso que consistiram na reorganização do espaço através da introdução de paredes divisórias e escadas em LSF. O teto de origem e a cobertura inclinada foram substituídos igualmente por um sistema em LSF.(Figura 4.11, Figura 4.12 e Figura 4.13).



Figura 4.8: Fotografias da fachada principal original (à esquerda) e após alterações (à direita).

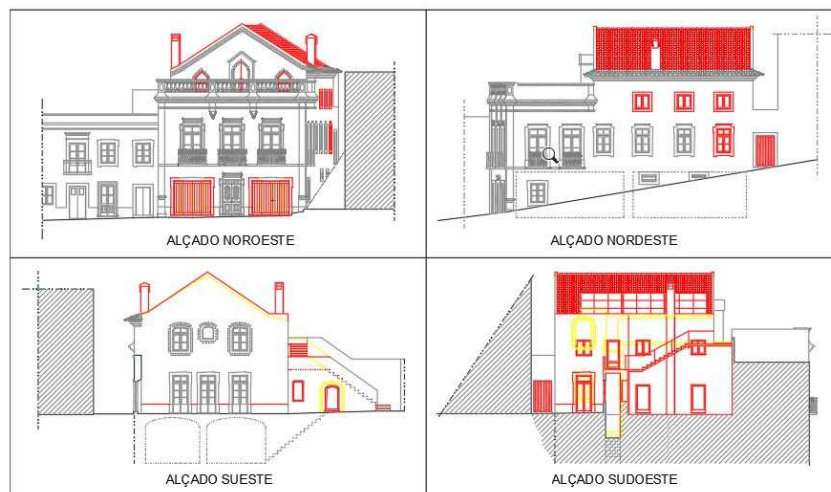


Figura 4.9: Alçados do Projeto de Alteração do edifício. (Arquivo Municipal de Tavira)



Figura 4.10: Lintel em betão armado introduzido na parede frontal do piso térreo.

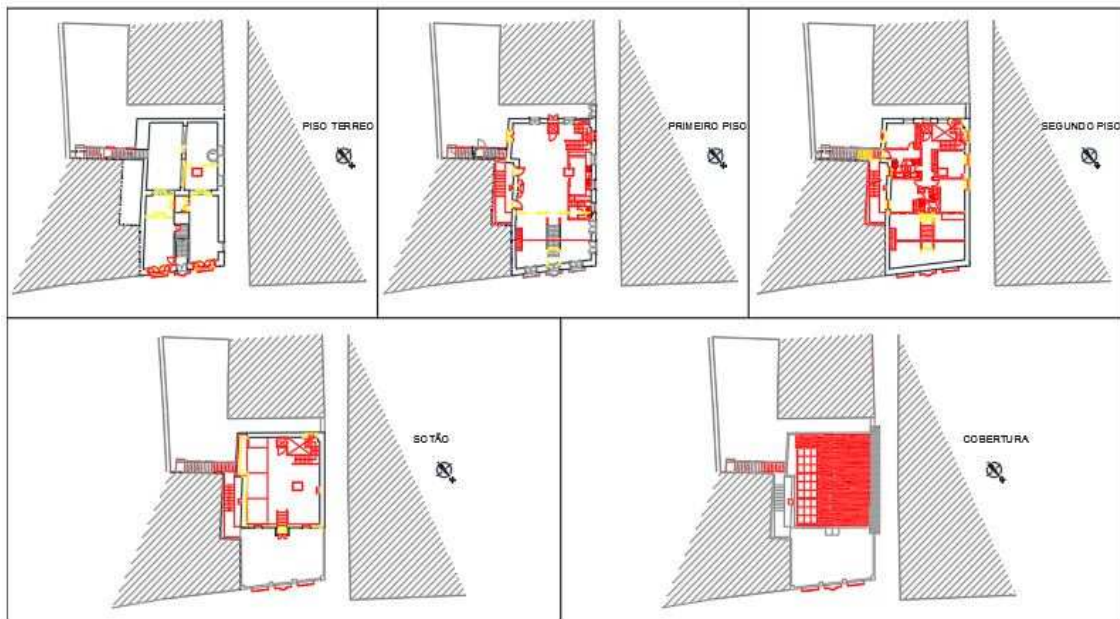


Figura 4.11: Plantas do Projeto de Alteração do edifício (Arquivo Municipal de Távira)



Figura 4.12: Estrutura em LSF introduzida ao nível do primeiro piso.



Figura 4.13: Estrutura em LSF introduzida ao nível da cobertura inclinada.

4.5. PATOLOGIAS E DANOS EXISTENTES

Por muito que se tente elevar o rigor na deteção das patologias dos edifícios antigos, esta avaliação, muitas vezes, tende a ser incompleta. Face ao carácter incompleto da informação relativa ao edifício e os materiais utilizados, surge um processo contínuo de alcance dos melhores resultados possíveis no que diz respeito a caracterização do mesmo.

Durante as visitas ao edifício, foi feito um levantamento de anomalias, procedendo-se de seguida à descrição das principais.

O edifício apresentava algumas expectáveis manifestações de patologia, perfeitamente naturais atendendo à sua idade. Constata-se, sobretudo, para além da degradação dos rebocos, a ocorrência de manifestações de fissuração estrutural, com alguma relevância. Destaca-se na Figura 4.14 e na Figura 4.15 fissuras observadas nos paramentos exteriores.



Figura 4.14: Fendas nos paramentos exteriores: fachada nordeste (esquerda) e fachada noroeste (direita).

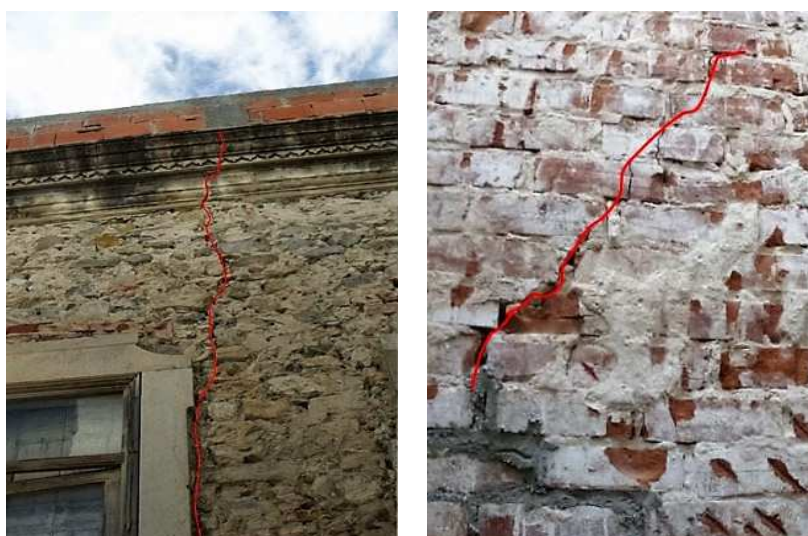


Figura 4.15: Fendas nos paramentos exteriores: fachada nordeste (esquerda) e fachada sueste (direita).

As fissuras observadas nas fachadas apresentam orientação preferencial vertical e manifestam-se ao longo da argamassa, tendo em geral espessuras de aproximadamente 2 mm, sendo as mais gravosas apresentadas na Figura 4.15, à esquerda, com uma espessura de 4 mm e à direita com 10 mm de espessura.

A Figura 4.16 ilustra outra fissura com abertura significativa, localizada na guarda orientada a sudoeste, junto a interseção com a guarda a noroeste, apresentando uma espessura de 5 mm e um desfaseamento entre as faces, sendo que a parte fissurada mostra-se desligada do conjunto.

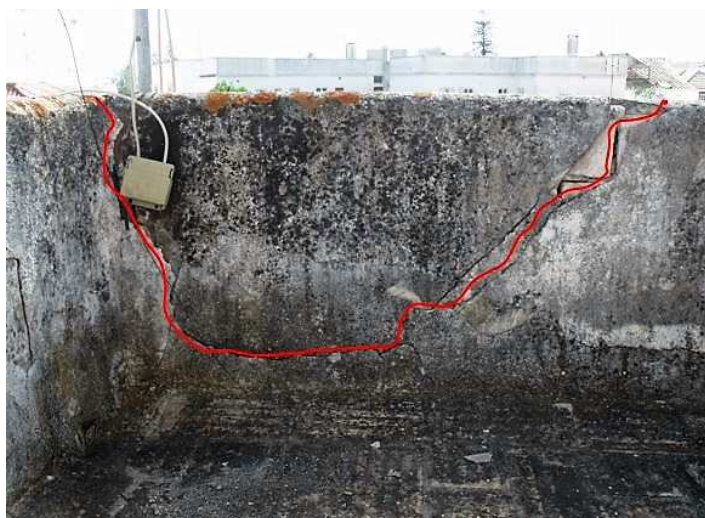


Figura 4.16: Desligamento de uma parte da guarda do terraço.

Nos paramentos interiores, ao nível do piso térreo, as fissuras continuam a manifestar-se com orientação vertical, sendo que, as mais gravosas manifestam-se nas zonas das vergas dos vãos e nas zonas de ligação entre paredes de alvenaria convergentes, devido a concentração de tensões nas zonas de abertura e deslocamento de paredes ou fraca ligação, respetivamente. Apresenta-se na Figura 4.17 duas fissuras representativas no piso térreo com espessuras de aproximadamente 3 e 2 mm, à esquerda e à direita respetivamente.



Figura 4.17: Fissuras no piso térreo: vertical (à esquerda) e na ligação da abóboda a parede (à direita).

Ao nível do primeiro piso, o comportamento das fissuras é semelhante ao do piso interior, sendo que a que mais se destaca é uma fenda com orientação vertical que se desenvolve em toda a altura do piso com 20 mm de espessura e influencia dois compartimentos contíguos (Figura 4.18).



Figura 4.18: Manifestação de fissuras relevantes no primeiro piso.

No que diz respeito aos tetos, as suas patologias estão diretamente relacionadas com o material constituinte, ou seja, estão associadas com as patologias já referidas nas paredes, constituídas pelo mesmo material, destacando-se pequenas fissuras não estruturais nas abóbodas e desagregações do estuque, sendo que as mais relevantes sobressaem no teto da caixa de escadas, de acordo com o ilustrado na Figura 4.19.



Figura 4.19: Fissuras no teto da caixa de escadas.

Para além da ocorrência de fissuração, que constitui a patologia mais relevante, devido a sua origem estrutural, o edifício apresenta existência pontual de eflorescências e infiltração por ascensão capilar a partir do terreno, e muito provavelmente devido a existência de um poço com água, situado junto a fachada nordeste (Figura 4.20).



Figura 4.20: Indícios de eflorescências e infiltração na parede orientada a nordeste.

4.6. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

É importante referir que a ação sísmica definida nesta secção é a ação correntemente usada para o dimensionamento de estruturas novas e será a adotada como atuante no edifício caso de estudo, devido à falta de definições específicas para a caracterização da ação sísmica de edifícios existentes.

O Eurocódigo 8, parte 1, define quatro classes de importância para os edifícios, em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas e da sua importância para a segurança pública e proteção civil imediatamente após o sismo, bem como as consequências sociais e económicas em caso de colapso (Quadro 4.1).[31]

Quadro 4.1: Classes de importância para os edifícios.[31]

Classe de Importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

O edifício do caso de estudo insere-se na classe II.

As classes de importância são associadas a vários coeficientes de importância, γ_I , identificados no Quadro 4.2.[31]

Quadro 4.2: Coeficientes de importância.[31]

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0.65	0.75	0.85
II	1.00	1.00	1.00
III	1.45	1.25	1.15
IV	1.95	1.50	1.35

Em Portugal existe a necessidade de considerar dois tipos de ações sísmicas pela possibilidade de existência de dois cenários de geração dos sismos: um afastado, referente aos sismos com epicentro na região Atlântica e correspondente à ação sísmica tipo 1, e outro próximo, referente aos sismos com epicentro no território Continental ou no Arquipélago dos Açores e correspondente à ação sísmica tipo 2.[31]

No que concerne ao zonamento sísmico, este é condicionado pela localização do edifício, sendo que, cada zona sísmica é associada a um valor de referência de aceleração máxima à superfície de um terreno tipo A, a_{gR} , para cada tipo de ação sísmica. A Figura 4.21 ajuda a acompanhar o zonamento sísmico do território nacional por forma a permitir a identificação da aceleração máxima de referência para cada tipo de ação sísmica, apresentada no Quadro 4.3. [31]

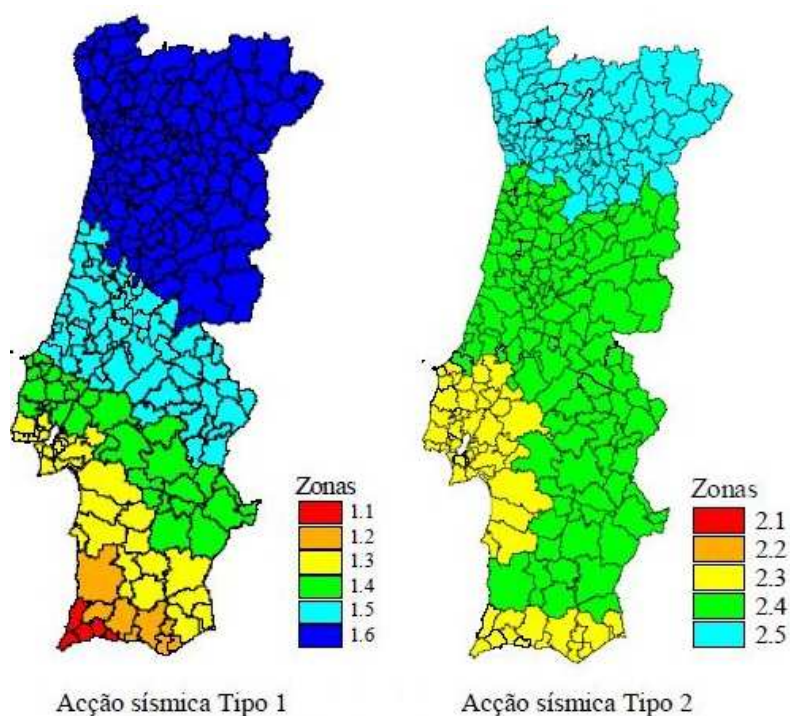


Figura 4.21: Zonamento sísmico em Portugal Continental.[31]

Quadro 4.3: Aceleração máxima de referência para várias zonas sísmicas.[31]

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2.50	2.1	2.50
1.2	2.00	2.2	2.00
1.3	1.50	2.3	1.70
1.4	1.00	2.4	1.10
1.5	0.60	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

Tendo em conta a localização do caso de estudo, adota-se os valores da aceleração máxima de referência de $a_{gR} = 1.50$ m/s² e $a_{gR} = 1.70$ m/s², para zona sísmica 1.3 e 2.3, respetivamente.

Em função das condições locais do terreno, o Eurocódigo 8-1 subdivide os terrenos de fundação em sete tipos distintos (Quadro 4.4), de acordo com a velocidade média das ondas de corte, $v_{s,30}$, se disponível, ou então o número de pancadas resultantes de um ensaio de penetração dinâmica (N_{SPT}).[31]

Quadro 4.4: Classificação dos tipos de terreno de acordo com o Eurocódigo 8.[31]

Tipo	Descrição do perfil estratigráfico	$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30cm)	C_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem estratos de solos coesivos moles) ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	-	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

O tipo de solo é determinado com base na carta litológica do município de Tavira, publicada no Plano Municipal de Defesa da Floresta contra Incêndios, onde se observa que os solos da zona onde o caso se estudo se situa são do tipo conglomerados, arenitos, calcários, calcários dolomíticos, calcários margosos e margas.[55] Na falta de mais informações e de acordo com os tipos de terrenos classificados pelo Eurocódigo 8, considera-se um terreno tipo C para o caso de estudo.

No que diz respeito ao valor de cálculo da aceleração máxima à superfície de um terreno tipo A, a_g , este é igual a a_{gR} multiplicado pelo coeficiente de importância, γ_I :

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I \quad (4.1)$$

Como referido anteriormente, o edifício caso de estudo insere-se na classe de importância tipo II, apresentado assim, valores de coeficiente de importância unitários para as duas ações sísmicas, tipo 1 e tipo 2. Por consequência, os valores da aceleração máxima à superfície de um terreno tipo A, a_g , são iguais aos valores da aceleração máxima de referência, a_{gR} .

Para a determinação dos parâmetros do espectro de resposta elástico descrito na secção 3.3 do presente documento, o Eurocódigo 8 define valores em função do tipo de terreno e tipo de ação sísmica, incluídos no Quadro 4.5 e Quadro 4.6. [31]

Quadro 4.5: Valores recomendados dos parâmetros dos espectros de resposta elásticos para uma Ação Tipo 1.

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.00	0.1	0.6	2.0
B	1.35	0.1	0.6	2.0
C	1.60	0.1	0.6	2.0
D	2.00	0.1	0.8	2.0
E	1.80	0.1	0.6	2.0

Quadro 4.6: Valores recomendados dos parâmetros dos espectros de resposta elásticos para uma Ação Tipo 2.

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.00	0.1	0.6	2.0
B	1.35	0.1	0.6	2.0
C	1.60	0.1	0.6	2.0
D	2.00	0.1	0.8	2.0
E	1.80	0.1	0.6	2.0

A determinação do coeficiente de solo S , em Portugal, resulta de várias expressões que diferem em função do valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A.

Para o caso de estudo, tendo em conta o valor de a_g ($1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$), o coeficiente de solo S pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad (4.2)$$

Posto isto, obtém-se valores para o coeficiente de solo de 1.50 e 1.46 para uma ação sísmica tipo 1 e tipo 2, respetivamente.

No que diz respeito à componente vertical da ação sísmica, esta não será considerada pelo facto de $a_{vg} \leq 2.5 \text{ m/s}^2$, em que $a_{vg} = 0.75a_g$ e $a_{vg} = 0.95a_g$ para a ação sísmica tipo I e tipo II,

respetivamente, o que se verifica no presente caso de estudo em que se tem $a_{vg}=1.125 \text{ m/s}^2$ e $a_{vg}=1.615 \text{ m/s}^2$.

4.7. DEFINIÇÃO DE MATERIAIS E CARGAS

4.7.1. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

Como referido anteriormente, os valores das resistências das alvenarias que serão utilizados neste documento, têm por base valores de referência com tipologia semelhante. Desta forma, define-se as propriedades apresentadas no Quadro 4.7 através dos valores médios das alvenarias apresentadas na secção 2.1 deste documento.

Quadro 4.7: Propriedades mecânicas das alvenarias presentes no edifício em estudo.

Tipologia da alvenaria	f_m (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	W (kN/m ³)
Alvenaria de pedra irregular	0.75	0.026	870	145	19
Alvenaria de tijolo maciço e argamassa de cal	2.3	0.076	2100	350	18

No que concerne ao nível de conhecimento, importa destacar que se obteve o acesso as plantas arquitetónicas com as informações sobre a geometria, pormenores e materiais, dados estes confirmados através de inspeções *in-situ*. Face a esta observação, considerou-se um fator de confiança de 1.20, correspondente a um nível de conhecimento normal (KL2).

4.7.2. DEFINIÇÃO DE CARGAS

Para além do peso próprio das paredes e das abóbodas, considerados automaticamente pelo *software*, é necessário considerar as cargas correspondentes ao peso próprio e restantes cargas permanente dos pavimentos, bem como as respetivas sobrecargas de utilização.

Apresenta-se no Quadro 4.8 um resumo dos valores das cargas calculadas e aplicadas. No capítulo 7.2 do Anexo, são apresentados os materiais utilizados na quantificação dessas cargas.

Considerou-se ainda, uma carga linear aplicada no contorno do terraço acessível, por forma a simular a guarda com um peso de 1.40 kN/m.

Quadro 4.8: Cargas calculadas e aplicadas na modelação de diversos elementos.

Elemento	Peso Próprio (kN/m ²)	Restantes Cargas Permanentes (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)
Pavimento do 1º-piso (Abóbodas)	-	1.00	2.00
Pavimento Sótão e Terraço Acessível	2.00	0.50	2.00
Varandas	2.50	-	5.00
Cobertura Inclinada	0.50	0.85	0.40

Considerou-se ainda um coeficiente ψ_2 de 0.3 para as zonas de habitação, e 0 para as coberturas.

A combinação de ações a ter em conta para a situação de projeto sísmica é a seguinte:

$$E_d = G_k + A_{Ed} + \psi_2 Q \quad (4.3)$$

onde G_k é carga permanente; A_{Ed} é a ação sísmica; ψ_2 é o valor quase permanente de uma ação variável e Q é a sobrecarga.

4.8. MODELO NUMÉRICO

4.8.1. DISCRETIZAÇÃO DAS PAREDES

A definição das características da maior parte dos elementos é feita de forma simples, contudo existem casos em que foi necessário realizar algumas simplificações para efeitos de modelação. Uma dessas particularidades foi definir o nível da laje do terraço ao mesmo nível da laje de teto do primeiro piso, quando a diferença entre elas era de 1.13 m. Optou-se por realizar esta simplificação devido ao facto de existirem problemas de convergência no modelo ao escolher o nó de controlo no topo do primeiro piso.

No que se refere aos arcos, o 3Muri não permite a sua modelação direta, pelo que, foi necessário definir um elemento horizontal equivalente que traduza o seu comportamento (Anexo 7.3.1).

Ao nível do teto do primeiro piso, devido a problemas de convergência do modelo, verificou-se a necessidade de considerar as lajes em LSF como pavimentos rígidos, pretendendo-se desta forma analisar a deformação imposta aos elementos verticais, uma vez que um pavimento rígido transfere com mais eficácia as forças provenientes das ações sísmicas em comparação com um pavimento flexível, permitindo desta forma obter resultados mais realistas.

A Figura 4.22 ajuda a acompanhar a localização e designação das paredes em planta e os nós existentes no topo do primeiro piso, disponíveis para escolha do nó de controlo.

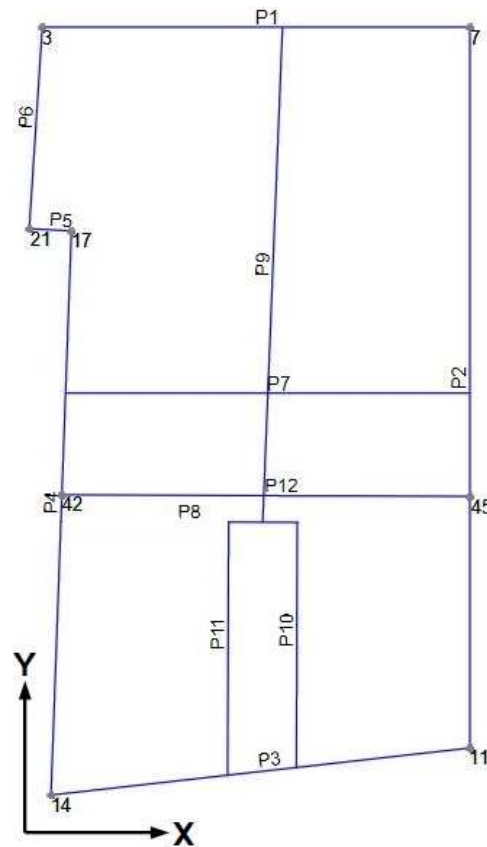


Figura 4.22: Modelo em planta do topo do primeiro piso: definição de nós e paredes.

Apresenta-se na Figura 4.23 o modelo tridimensional do edifício, e no Quadro 4.9 ao Quadro 4.13, o modelo das paredes do edifício utilizado para as análises de vulnerabilidade sísmica.

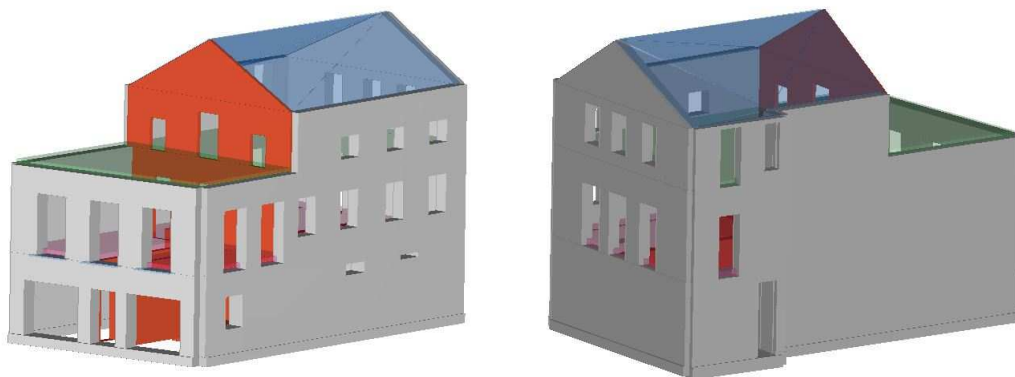
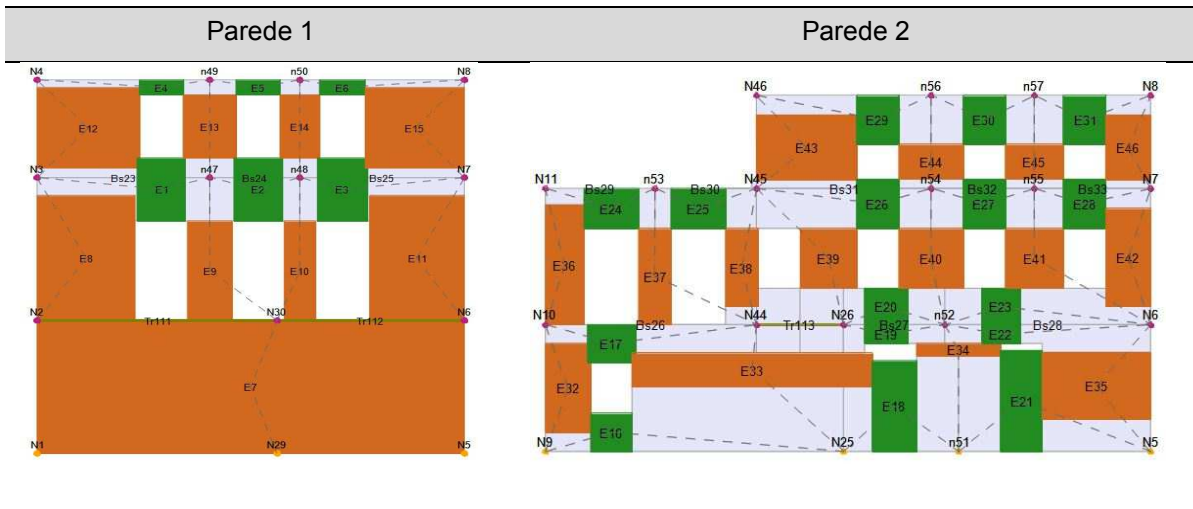
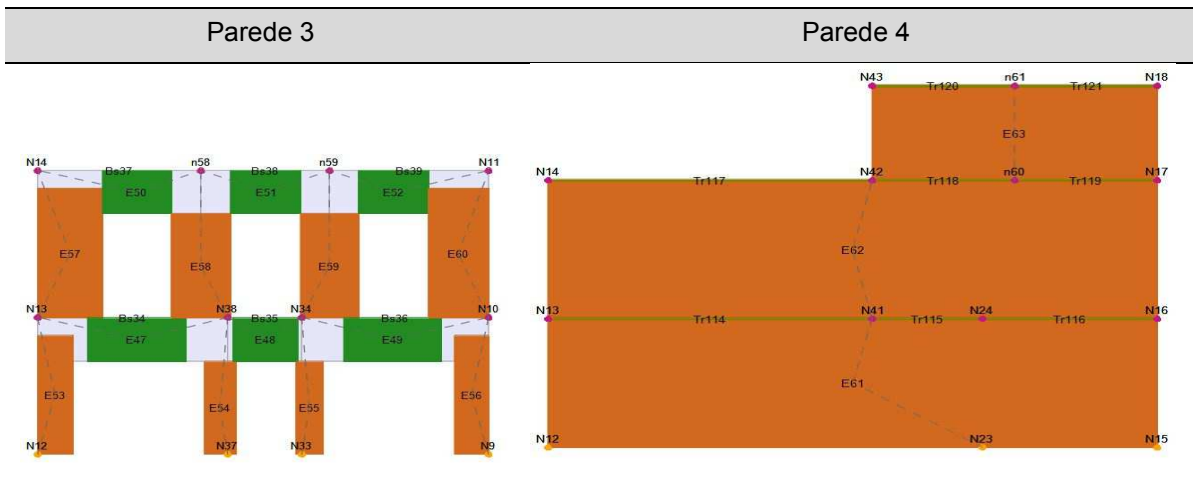


Figura 4.23: Modelo tridimensional do edifício caso de estudo.

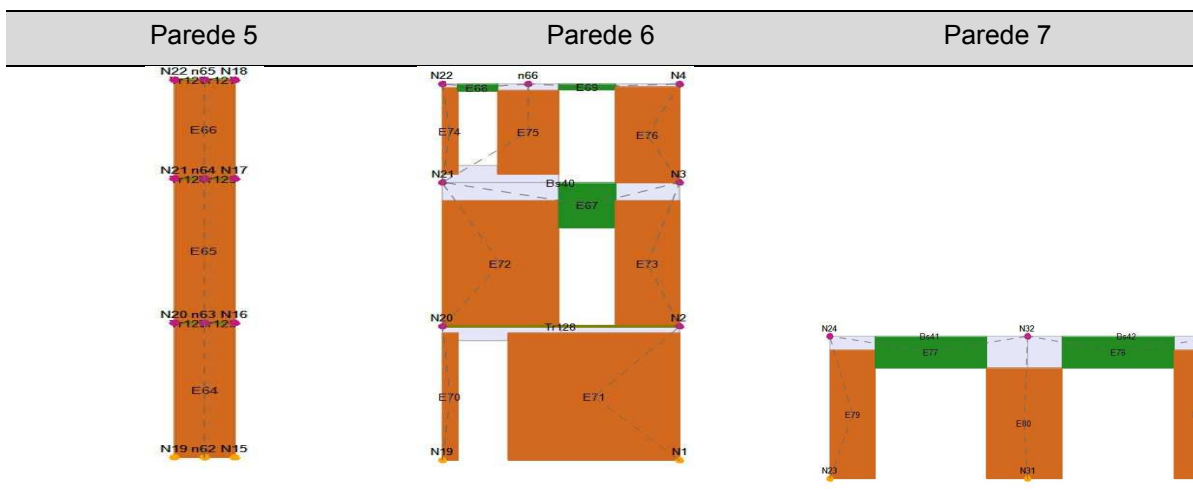
Quadro 4.9: Discretização das paredes de fachada 1 e 2 em macro-elementos.



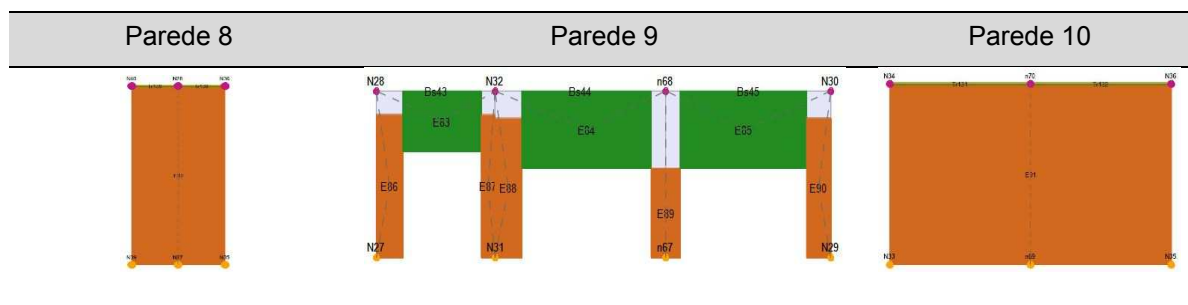
Quadro 4.10: Discretização das paredes de fachada 3 e 4 em macro-elementos.



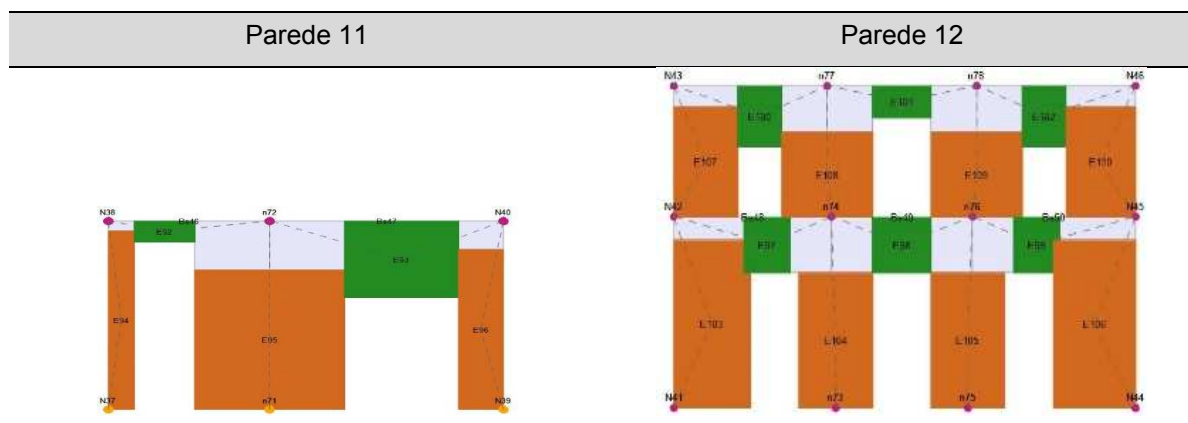
Quadro 4.11: Discretização das paredes de fachada 5 e 6 e da parede interior 7 em macro-elementos.



Quadro 4.12: Discretização das paredes interiores 8, 9 e 10 em macro-elementos.



Quadro 4.13: Discretização das paredes interiores 11 e 12 em macro-elementos.



4.8.2. ESCOLHA DO NÓ DE CONTROLO

As análises realizadas foram definidas através dos deslocamentos médios dos nós de todos os pisos e em relação a um nó de controlo escolhido após vários processos iterativos de tentativa e erro.

No que diz respeito ao nó de controlo, o ideal seria considerar-se como nó de controlo um ponto situado no centro de gravidade da cobertura do edifício, no entanto, para o edifício caso de estudo, revelou-se necessário escolher um nó de controlo no topo do primeiro piso, onde se obtiveram resultados mais precisos, devido ao facto de o último piso ser um piso parcial e ser considerado uma exceção de acordo com Eurocódigo 8-1.

O nó de controlo escolhido não pode localizar-se próximo de um elemento que entre em rotura prematuramente devido a falhas locais. Para evitar esses efeitos, realizaram-se várias análises, tomando como nó de controlo vários pontos localizados no topo do primeiro piso, na tentativa de encontrar o nó que apresenta maior deslocamento nodal.

No Anexo (Quadro 7.9 ao Quadro 7.13) apresentam-se os resultados das análises realizadas em vários pontos da estrutura com o objetivo de encontrar o nó de controlo.

Devido à falta de regularidade do edifício, tanto em planta como em altura, foi necessário considerar vários nós de controlo, conforme a direção e o sentido da ação, apresentados no Quadro 4.14. A Figura 4.22 ajuda a acompanhar a localização em planta e a Figura 4.24 a localização tridimensional dos nós de controlo.

Quadro 4.14: Nós de controlo para as várias ações sísmicas.

Sentido da ação sísmica	Nó de controlo
+X	3
-X	14
+Y	11
-Y	11

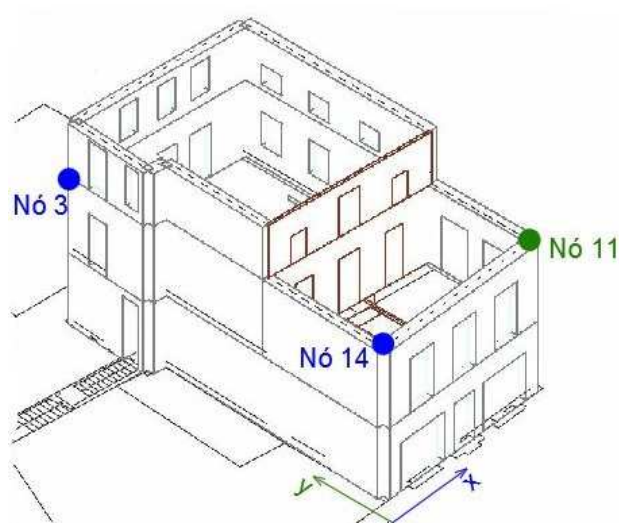


Figura 4.24: Localização dos nós de controlo na estrutura tridimensional.

4.9. ANÁLISE MODAL

Numa primeira fase foi avaliado o comportamento dinâmico global da estrutura através da análise dos primeiros modos de vibração predominantes e respetivas frequências.

Por observação do Quadro 4.15 constata-se a existência de dois modos predominantes, correspondentes às translações em x e em y para o primeiro e quarto modo, respetivamente. O modo de vibração do modelo corresponde à translação segundo x é caracterizado por uma frequência de 1.75 Hz, mobilizando cerca de 73,65% da massa total, e o modo corresponde à translação segundo y é caracterizado por uma frequência de 3.32 Hz, mobilizando cerca de 32.70% da massa total.

Note-se que estes modos eram expectáveis, uma vez que as paredes segundo a direção X correspondem a um menor comprimento de paredes resistentes com a presença de mais aberturas que originam menor rigidez/resistência, quando comparadas com as paredes na direção Y.

Esta situação mostra a importância que as paredes e os critérios de uniformidade podem ter no comportamento global do edifício.

De um modo geral, a análise realizada indica que foram mobilizadas percentagens de massa acumulada no total de seis modos de vibração de 89.35% de massa em X e 85.45% de massa em Y (considerando apenas percentagens superiores a 5%).

Quadro 4.15: Características da análise modal.

Modo	T [s]	f [Hz]	M _x [%]	M _y [%]	M _z [%]
1	0.57	1.75	73.65	0.05	0.00
2	0.41	2.43	0.00	6.07	0.00
3	0.33	3.07	1.20	10.60	0.00
4	0.30	3.32	4.48	32.70	0.00
5	0.27	3.72	15.70	5.35	0.00
6	0.24	4.21	0.51	16.33	0.00
7	0.19	5.13	3.62	0.11	0.00
8	0.18	5.50	0.04	14.40	0.06

4.10. ANÁLISE *PUSHOVER* – RESULTADOS

Após a escolha do nó de controlo, definição das características das ações sísmicas e aplicação das cargas, executaram-se 24 análises *pushover*, resultando em seis análises para cada direção e sentido da ação. Destas análises resultam as curvas de capacidade da estrutura, que traduzem a relação entre a força de corte basal e o deslocamento da estrutura, possibilitando a observação dos danos nos elementos estruturais e a evolução da estrutura para identificação das zonas mais frágeis.

Os valores das curvas de capacidade obtidas representam os deslocamentos ao nível do topo do primeiro piso do edifício, para duas distribuições de força horizontal, em cada direção e sentido da ação sísmica, sendo que uma distribuição é uniforme, proporcional à massa dos pisos e outra é triangular, proporcional ao primeiro modo de vibração da estrutura.

Os deslocamentos apresentados nas curvas de capacidade foram retirados com a opção *average displacement*, que desenha a curva de capacidade com os deslocamentos médios calculados a partir dos valores de deslocamento de todos os nós presentes no piso. Este aspeto foi considerado pelo facto de a curva de capacidade com os valores médios caracterizar globalmente a estrutura e não apresentar apenas o deslocamento de um nó, que por si só pode originar um deslocamento máximo ou mínimo em função da rigidez da parede onde está localizado.

Na Figura 4.25 estão representadas as curvas de capacidade na direção X. Observa-se que os deslocamentos são semelhantes nos dois sentidos, porém, o deslocamento máximo resulta da distribuição uniforme no sentido positivo com excentricidade negativa de 89.34 cm, atingindo um deslocamento último de 20.00 mm. No que diz respeito à força de corte basal, a combinação que apresenta o maior deslocamento atingiu uma força de 409.82 kN, porém o

valor máximo é de 436.29 kN resultante da distribuição uniforme no sentido negativo com excentricidade negativa.

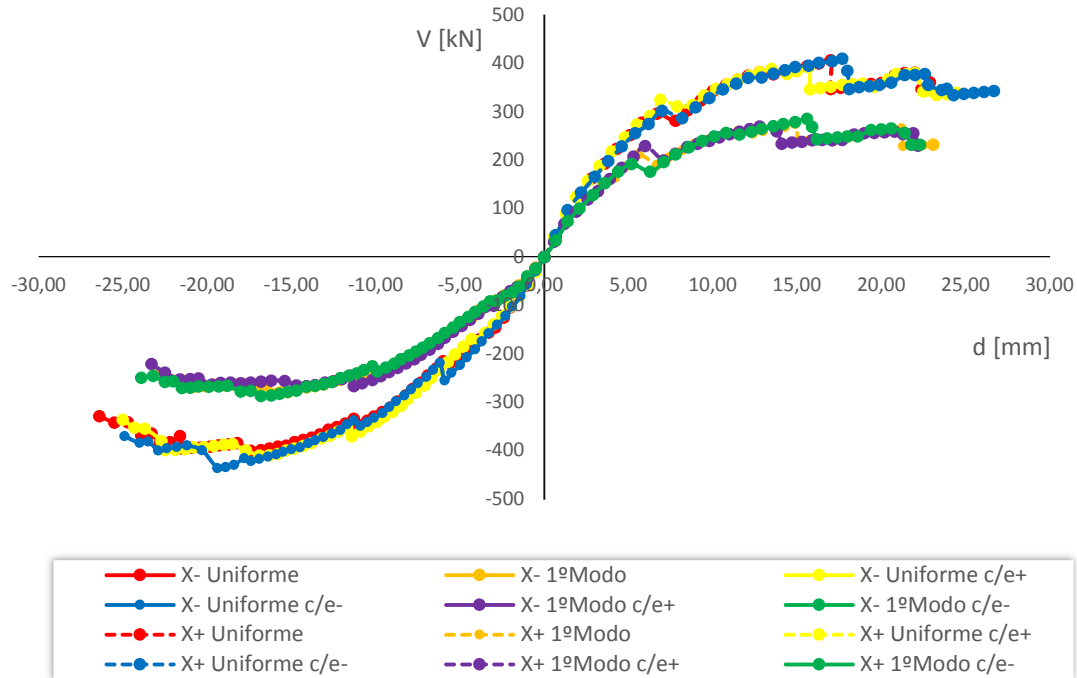


Figura 4.25: Curvas de capacidade para a direção X.

Na Figura 4.26 estão representadas as curvas de capacidade na direção Y. Observa-se que neste direção, os deslocamentos últimos também são semelhantes nos dois sentidos, porém, as curvas apresentam um andamento que aponta para a possibilidade de a análise não ter sido totalmente executada, uma vez que as curvas de capacidade não chegam a atingir a fase plástica. Este fator pode resultar da cedência antecipada de um elemento que impede a continuação da análise ou pode ter origem numa falha de calibração do modelo, resultante da elevada rigidez que as paredes apresentam nesta direção.

Para a direção Y, o deslocamento máximo resulta da distribuição uniforme no sentido negativo com excentricidade negativa de 51.18 cm, atingindo um deslocamento último de 7.90 mm. No que diz respeito à força de corte basal, a mesma combinação origina o valor máximo de 1527.20 kN.

Ao observar as curvas de capacidade apresentadas, é possível verificar que a distribuição uniforme apresenta sempre uma força de corte basal máxima superior à da distribuição modal, independentemente da direção da ação.

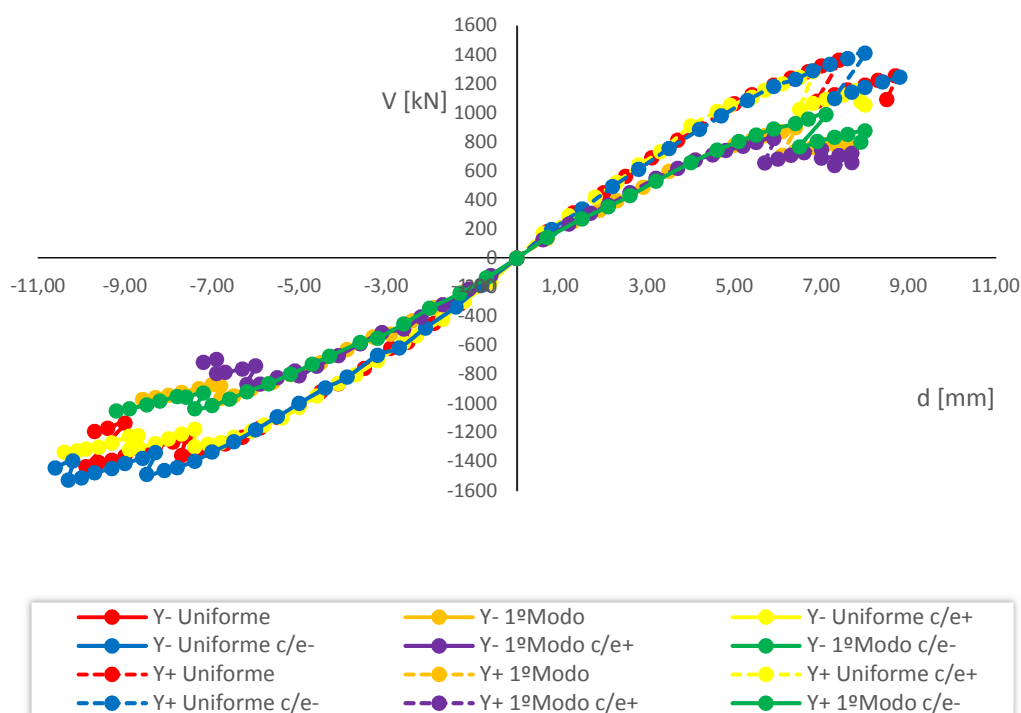


Figura 4.26: Curvas de capacidade para a direção Y.

No que diz respeito ao comportamento das curvas na direção X e Y, é evidente que o comportamento em Y apresenta uma maior rigidez e resistência, representada principalmente pela fase elástica da curva, onde a força de corte basal é muito superior, comparada com a da direção X. Note-se que este comportamento é justificado pelo facto de as paredes resistentes na direção Y serem paredes de empena que, pelas suas características, apresentam poucas aberturas, maior comprimento longitudinal, originando uma maior resistência e rigidez.

No que concerne à ductilidade do edifício, é notório pela observação das curvas que o comportamento em Y apresenta menos ductilidade e menor capacidade de redistribuição de esforços, o que impede os elementos de percorrerem devidamente o seu comportamento não linear.

A aplicação do método N2 permitiu a obtenção de deslocamento alvos (d_t) para as 24 análises referidas anteriormente, apresentando todos valores superiores aos deslocamentos últimos (d_m), facto que indica que o edifício não verifica a segurança, quando sujeito à ação sísmica.

Face à observação das várias análises, escolheu-se uma representativa de cada direção, para a realização de um estudo mais detalhado. A preocupação que existiu nessa escolha, foi encontrar as análises com o menor valor do rácio d_m/d_t .

No Quadro 7.18 e Quadro 7.19 do Anexo, apresentam-se os resultados das análises para as duas ações sísmicas, das quais, a mais condicionante é a ação tipo 2 para uma distribuição proporcional ao primeiro modo de vibração e as seguintes direções: X positivo com excentricidade negativa de 89.34 e Y negativo com uma excentricidade positiva de 51.18.

Ainda no Anexo, no Quadro 7.20 são apresentadas as propriedades das curvas de capacidade bilineares para as direções X e Y.

4.10.1. DIREÇÃO X

A Figura 4.27 apresenta a curva de capacidade resultante da análise *pushover* mais gravosa na direção X, a partir da qual é possível avaliar a evolução dos danos para vários passos da análise. A distribuição de forças mais condicionante é proporcional ao 1º modo, no sentido positivo e com excentricidade negativa de 89.34 cm. É de referir que para esta distribuição obtêm-se deslocamentos no topo superiores aos da distribuição uniforme, no entanto, esta última, apresenta forças de corte superiores.

Note-se que esta análise apresenta um deslocamento último (determinado através do decaimento de 20% do valor máximo da força de corte na base) de 22.30 mm e uma força de corte basal máxima registada é de 285.41 kN. De acordo com o Eurocódigo 8-3, para o estado limite de danos severos SD, o deslocamento último é reduzido para $\frac{3}{4}$ do próprio valor, resultando assim o deslocamento último de 16.70 mm (cor preta).

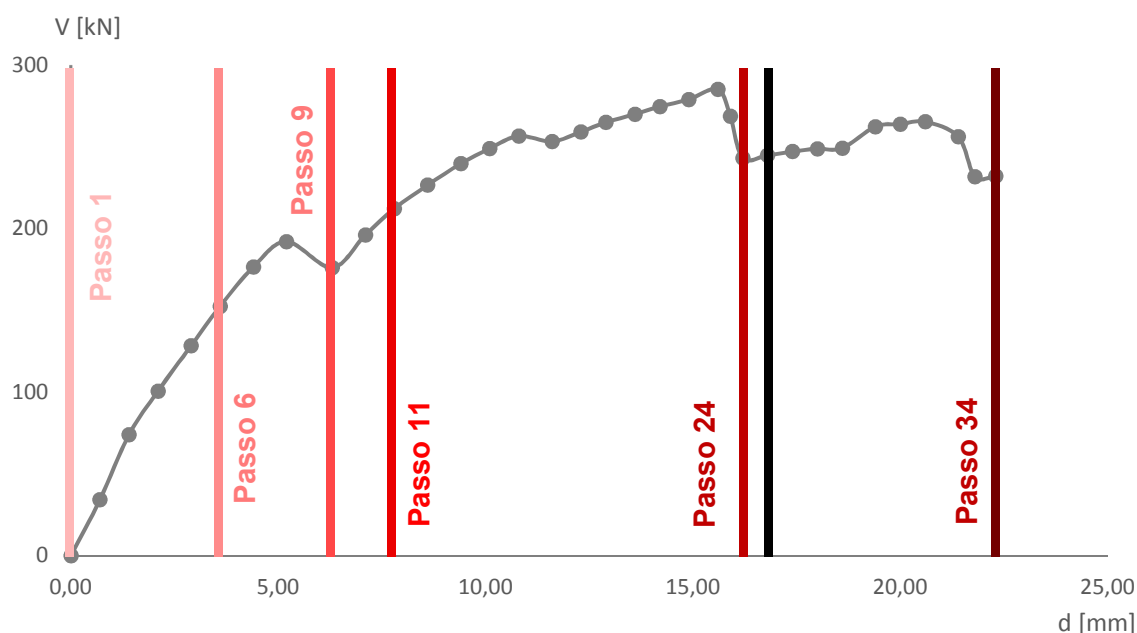


Figura 4.27: Curva de capacidade segundo a direção X+ 1º modo com excentricidade negativa.

O Quadro 4.16 apresenta a percentagem de dano nas paredes de alvenaria, no final da análise.

Quadro 4.16: Percentagem de dano nas paredes para a direção X+.

Parede	Dano [%]
Parede 12	100.00
Parede 3	32.72
Parede 5	26.16
Parede 1	9.23
Parede 6	4.64

Os passos apresentados na curva de capacidade (passo 1, 6, 9, 11, 24 e 34) representam a evolução do dano nas paredes apresentadas no Quadro 4.16 para deslocamentos de 0 mm, 3.60 mm, 6.30 mm, 7.80 mm, 16.20 mm e 22.30 mm, respetivamente.

A curva de capacidade apresenta inicialmente um comportamento elástico (passo 1 e 6), seguido de uma degradação da rigidez, exibindo várias quebras de resistência e de redistribuição de esforços para garantir o equilíbrio estrutural do edifício (passo 9, 11 e 24) até ao final da curva, quando a capacidade da estrutura em resistir ao carregamento imposto diminui em cerca de 20% (passo 34).

Avaliando a evolução dos danos passo a passo verifica-se que o mecanismo predominante é a rotura por flexão composta dos lintéis, que por serem o elemento de ligação entre os nêmbos, influenciam o comportamento dos mesmos, principalmente nos pisos elevados.

No Quadro 4.18 é possível identificar os passos mais significativos da análise *pushover* nas paredes que sofreram danos, isto é, onde houve formação ou alteração do estado das rótulas plásticas ao longo do desenvolvimento da curva de capacidade. No Quadro 7.7 do Anexo identifica-se a evolução dos danos no modelo tridimensional para os passos apresentados na curva de capacidade. Observa-se que apenas um lintel apresenta rotura por corte com fendilhação diagonal, sendo que os restantes sofrem danos de flexão progressiva, com início logo na fase elástica da curva de capacidade, até atingirem o colapso. Note-se que os lintéis que não sofrem este tipo de rotura, são os que sofrem danos por ação das cargas estáticas devido a excessiva deformação elástica.

No que diz respeito a parede com maior percentagem de dano (parede 12), esta é constituída por alvenaria de tijolo maciço e argamassa de cal com uma espessura de 15 cm, sendo evidente que a sua contribuição para a resistência global da estrutura é praticamente nula.

Pela análise do Quadro 4.18 verifica-se que o carregamento modal na direção X com sentido positivo, como se deveria esperar afetou mais as paredes na direção X, no entanto, nota-se a existência de danos em paredes na direção Y (parede 6), danos estes provocados pela parede 5, por uma concentração de danos no último piso e, conseqüentemente, a sua rotura por flexão composta, dando início à formação de mecanismos para fora do plano, afetando a zona de interseção com a parede 6. Julga-se que estes danos possam resultar do critério de modelação adotado para a parede 5, que devido às suas pequenas dimensões e elevada esbelteza, pode influenciar a natureza do cálculo.

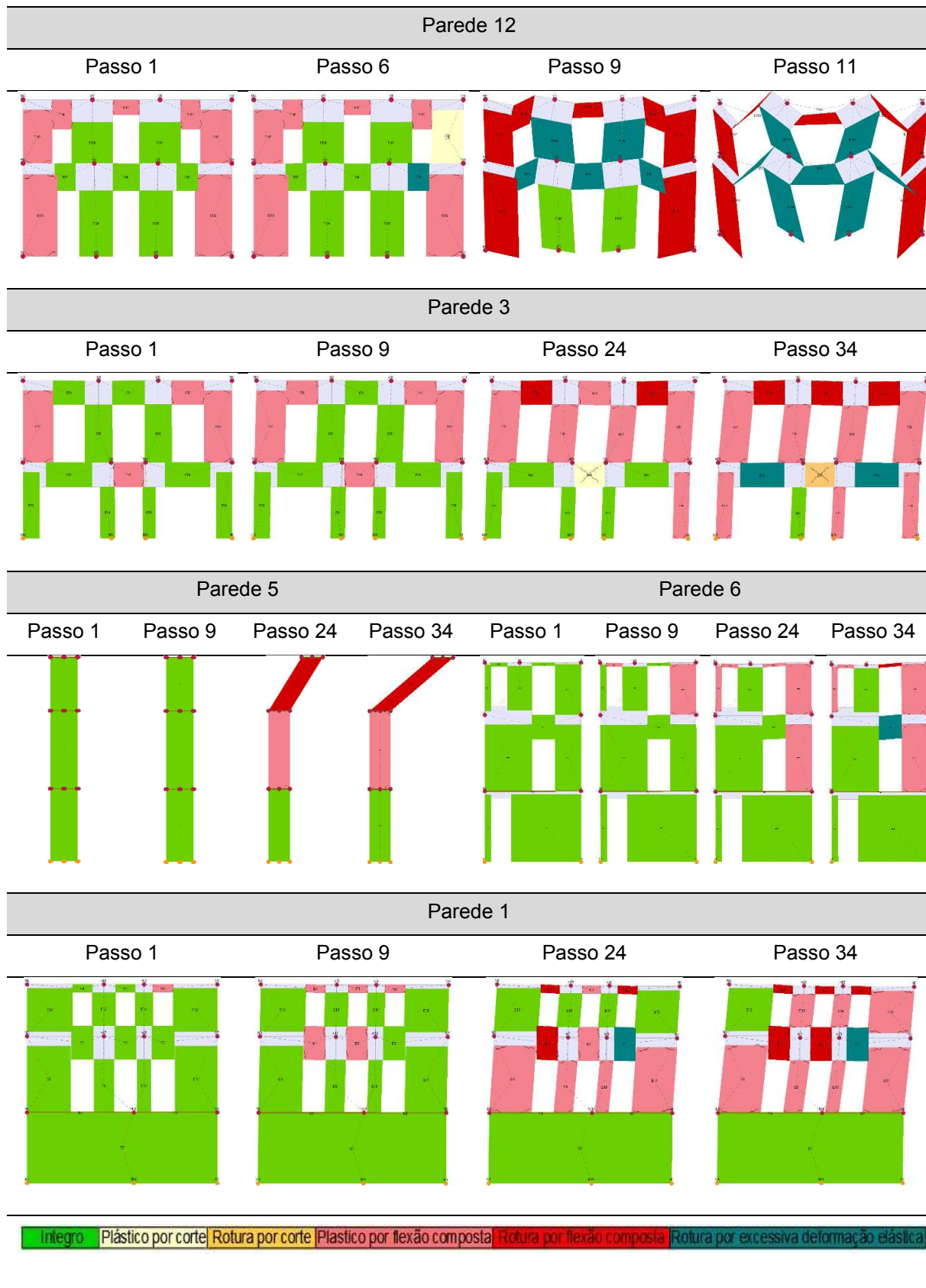
Após a análise dos mecanismos de dano nas paredes, obteve-se com recurso ao método N2, o deslocamento alvo por forma a avaliar o desempenho da estrutura face a ação sísmica do tipo II. Apresenta-se este deslocamento no Quadro 4.17.

Por observação do Quadro 4.17 é possível verificar que o deslocamento alvos (d_t) apresenta um valor superior ao deslocamento último (d_m), o que indica que o edifício não verifica a segurança.

Quadro 4.17: Verificação da análise mais gravosa na direção X.

Distribuição de forças laterais	Excentricidade [cm]	d_t SD [mm]	d_m SD [mm]	α SD
1º Modo	-89.34	71.50	16.70	0.234

Quadro 4.18: Evolução dos danos nas paredes 12, 3, 5, 6 e 1 – segundo X+ modal com excentricidade negativa.



4.10.2. DIREÇÃO Y

A Figura 4.28 apresenta a curva de capacidade resultante da análise *pushover* mais gravosa na direção Y, a partir da qual é possível avaliar a evolução dos danos para vários passos da análise. Verifica-se novamente, que a distribuição de forças mais condicionante é proporcional ao 1º modo, contudo, para a direção Y é no sentido negativo e com excentricidade positiva de 51.18 cm. É de referir que para esta distribuição obtêm-se deslocamentos no topo e forças de corte na base inferiores aos da distribuição uniforme, no entanto, no que se refere ao rácio entre o deslocamento último e o deslocamento alvo, esta distribuição é a que apresenta o valor mais gravoso.

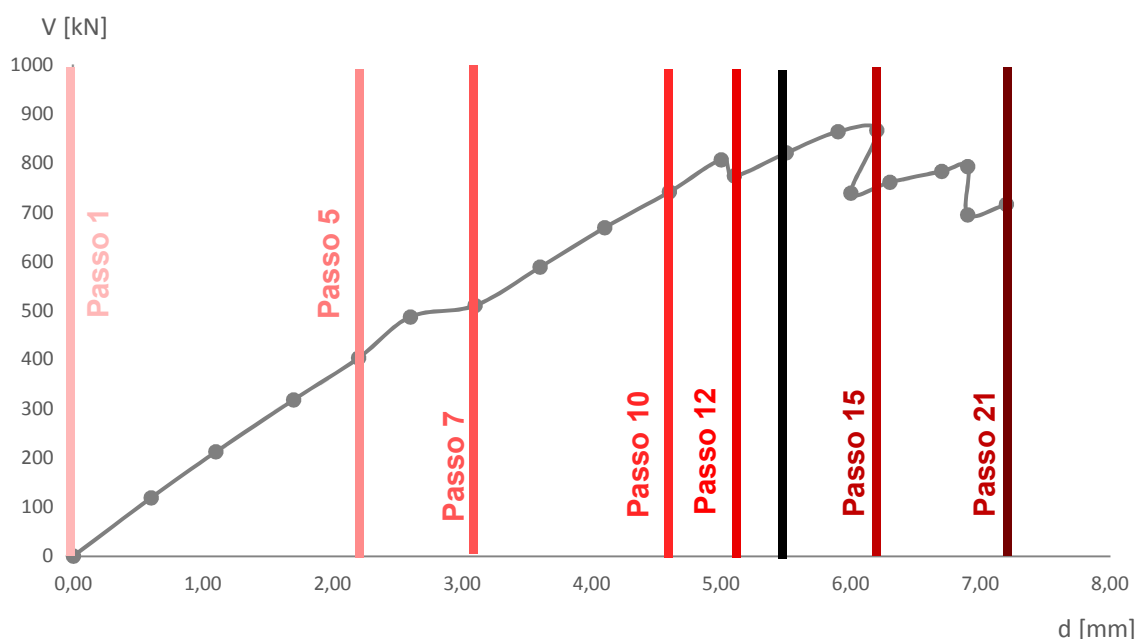


Figura 4.28: Curva de capacidade segundo a direção Y- 1º modo com excentricidade positiva.

Note-se que a análise na direção Y, apresenta um deslocamento máximo de 7.20 mm e a força de corte basal máxima registada é de 867.37 kN. De acordo com o Eurocódigo 8-3, para o estado limite de danos severos SD, o deslocamento último é reduzido para $\frac{3}{4}$ do próprio valor, resultando assim o deslocamento último de 5.40 mm (cor preta).

Os passos apresentados na curva de capacidade para a direção Y (passo 1, 5, 7, 10, 12, 15 e 21) representam a evolução do dano nas paredes apresentadas no Quadro 4.19 para deslocamentos de 0 mm, 2.20 mm, 3.10 mm, 4.60 mm, 5.10 mm, 6.20 mm e 7.20 mm, respetivamente.

Observa-se novamente, que a curva de capacidade apresenta inicialmente um comportamento elástico (passo 1, 5, 7 e 10), seguido de uma degradação da rigidez, exibindo várias quebras de resistência e de redistribuição de esforços para garantir o equilíbrio estrutural do edifício (passo 12 e 15) até ao final da curva (passo 21), quando a capacidade da estrutura em resistir ao carregamento imposto diminui em cerca de 20%.

O Quadro 4.19 apresenta a percentagem de dano nas paredes de alvenaria, no final da análise.

Quadro 4.19: Percentagem de dano nas paredes para a direção Y-.

Parede	Dano [%]
Parede 12	78.35
Parede 9	24.50
Parede 6	21.15
Parede 2	19.15
Parede 3	9.56

Avaliando a evolução dos danos passo a passo verifica-se que a resposta do edifício é caracterizada por mecanismos de flexão composta, sendo notória ainda a plastificação de dois lintéis e a rotura de outro por esforços de corte.

No Quadro 4.21, Quadro 4.22 e ainda no Quadro 7.8 do Anexo é possível identificar os passos mais significativos da análise *pushover* nas paredes que sofreram danos.

Como esperado, o carregamento na direção Y afetou mais as paredes na direção das forças, no entanto, tal como na direção X, a parede 12 foi a primeira a perder a capacidade de transmitir cargas apresentando uma percentagem de rotura elevada (22.31%) ainda no limite elástico da curva de capacidade.

No que diz respeito aos mecanismos do último piso, observados na direção X, para a direção Y esses efeitos são notórios na parede 6, onde ocorre uma concentração de danos por flexão composta, causando a rotura do último piso.

À semelhança do que acontece na direção X, para a direção Y a sequência dos danos é condicionada por mecanismos de flexão composta nos lintéis, o que faz com que a resposta do edifício passe a estar dependente apenas do comportamento dos nembros, que seguidamente perdem as ligações entre eles devido aos danos ocorridos nos lintéis.

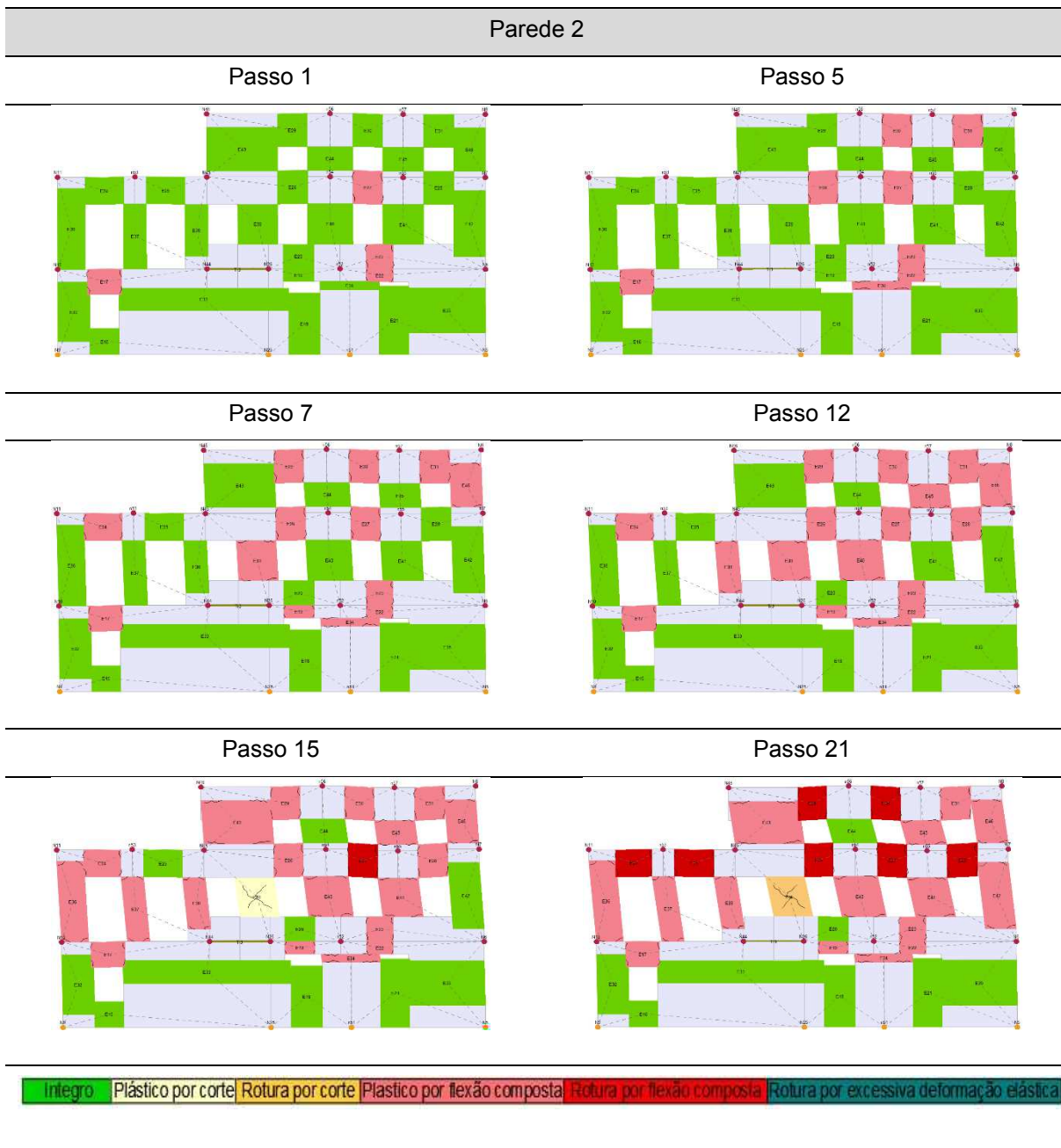
Importa destacar que o facto das paredes de empena possuírem poucas aberturas e em alguns casos serem constituídas por um único elemento, quando se dá a rotura do elemento, a parede é afetada em todo o seu comprimento, o que justifica o comportamento das curvas nesta direção e a menor capacidade de exploração da ductilidade.

Após a análise dos mecanismos de dano nas paredes, tal como na direção X, é possível verificar por observação do Quadro 4.20 que o deslocamento alvo (d_t) apresenta um valor superior ao deslocamento último (d_m), o que indica que o edifício não verifica a segurança também para esta direção.

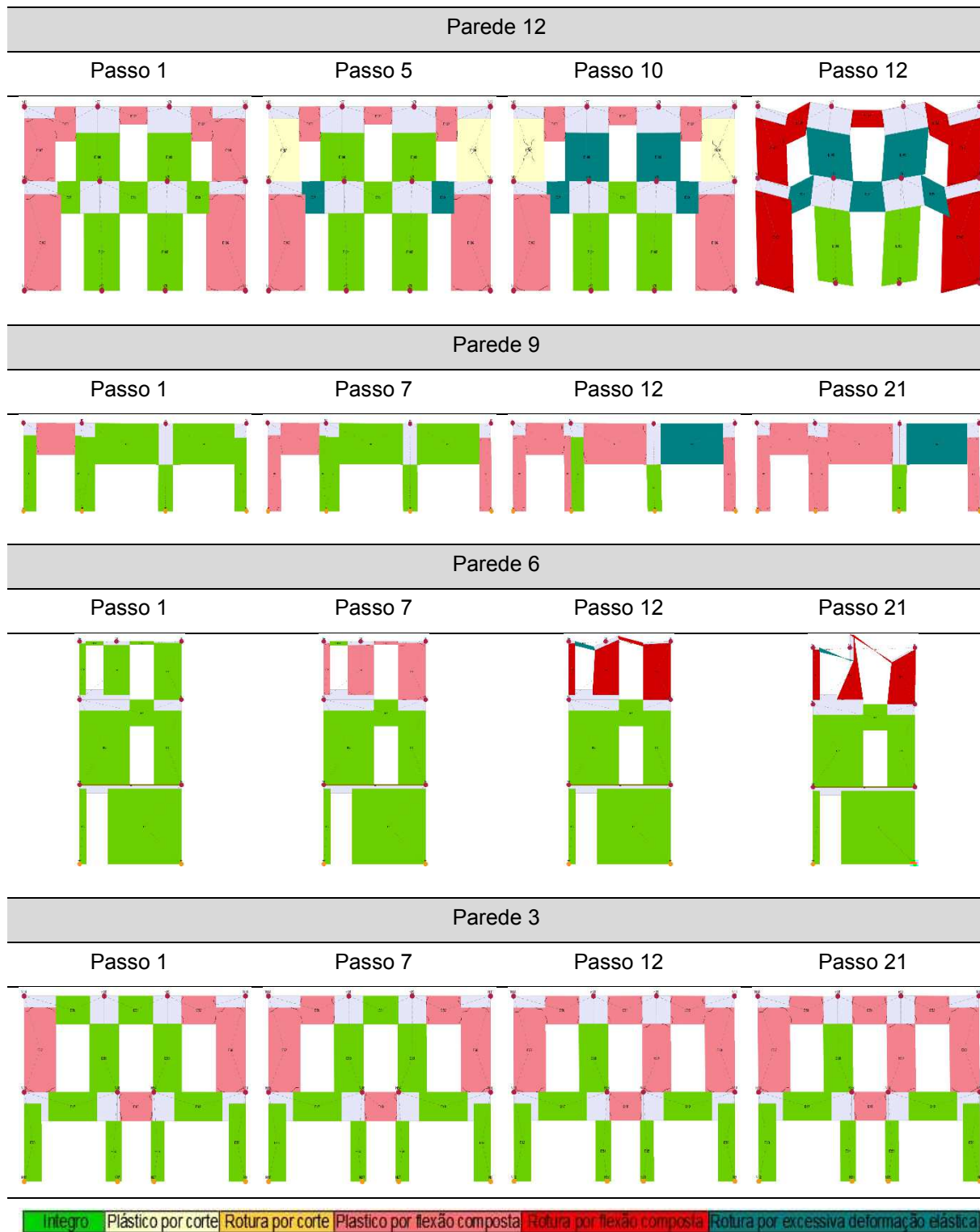
Quadro 4.20: Verificação da análise mais gravosa na direção Y.

Distribuição de forças laterais	Excentricidade [cm]	d_t SD [mm]	d_m SD [mm]	α SD
1º Modo	51.18	21.80	5.40	0.370

Quadro 4.21: Evolução dos danos na parede 2 – segundo Y- modal com excentricidade positiva.



Quadro 4.22: Evolução dos danos nas paredes 12, 9, 6 e 3 – segundo Y- modal com excentricidade positiva.



4.11. PROPOSTA DE REABILITAÇÃO E REFORÇO

4.11.1. SOLUÇÕES

As soluções de reforço a adotar num edifício dependem dos danos que os elementos estruturais manifestam em termos de resistência e rigidez, ductilidade e principalmente regularidade em planta e em altura. A aplicabilidade de possíveis soluções de reforço para cada caso de estudo, deve passar pela avaliação da extensão de danos nas paredes estruturais, de modo a identificar as necessidades da estrutura.

Tendo em conta as características do edifício caso de estudo, é evidente que a solução de reforço passaria por melhorar a regularidade estrutural, dentro do possível, em termos de rigidez e resistência. Isto é possível através da alteração das propriedades dos materiais de um dado número de elementos e da adição de novos elementos que possibilitem o aumento da resistência nas zonas necessárias, sem reduzir a ductilidade global.

Uma das soluções mais comuns de reforço de edifícios antigos consiste na substituição dos pavimentos flexíveis por pavimentos rígidos. Para o edifício em estudo, as questões relacionadas com os pavimentos não foram abordadas, pelo facto de na análise do edifício original ter existido a necessidade de consideração de pavimentos rígidos, por aspetos relacionados com a convergência do modelo numérico. Face à observação do sucedido, para a solução de reforço, mantiveram-se os pavimentos da solução apresentada na secção anterior, sendo que, o comportamento de diafragma horizontal é obrigatório para um resultado eficaz das restantes soluções propostas.

Tendo como principal preocupação a baixa resistência da alvenaria, propõe-se as seguintes intervenções sobre os pavimentos e paredes estruturais do edifício:

- Consolidação de todas as paredes com injeções de caldas fluidas e pouco retrácteis de modo a preencher os vazios e as fendas existentes;
- Aplicação de lâminas de reboco armado com redes metálicas na face interior das paredes de alvenaria de pedra irregular e da parede de tijolo maciço com 15 cm (parede que sobe até à cobertura), assegurando um maior confinamento às paredes;
- Introdução de vigas UPN160 sobre as paredes que ligam ao pavimento do sótão, por forma a melhorar essa ligação;
- Introdução de três pilares HEB160, dois deles como objetivo de melhorar a resistência da parede em alvenaria com 15 cm e o outro para a sustentação da laje de pavimento do sótão. Por forma a melhorar o comportamento da laje e reduzir os vãos livres, recomenda-se a introdução de duas vigas IPE160, ao mesmo nível e no nível superior, no coroamento das paredes que ligam à cobertura inclinada;
- Introdução de vigas em betão armado no coroamento das paredes de alvenaria irregular que ligam à cobertura inclinada com 4 ϕ 12 mm (armadura longitudinal) e ϕ 8//0.20 (estribos), reforçando assim a ligação à cobertura, mas também o comportamento no plano das paredes.

Para melhor perceção das soluções proposta, apresentam-se alguns desenhos de pormenor na secção 7.3.4 do Anexo.

4.11.2. MODELO NUMÉRICO

Com o propósito de quantificar as soluções de reboco armado e injeções de caldas, recorreu-se aos coeficientes preconizados na NTC 2008 [56] e foram aplicados aos parâmetros mecânicos das alvenarias, detalhados no Quadro 4.23. Note-se que os coeficientes das lâminas de reboco armado dizem respeito à sua aplicação nas duas faces da parede, com garantia de boas ligações transversais. Dado que a solução proposta prevê a aplicação de reboco armado em apenas uma face, neste trabalho, o acréscimo de resistência do coeficiente será reduzido para metade, conforme o Quadro 4.24.

Quadro 4.23: Coeficientes de correção dos parâmetros mecânicos da alvenaria. (Adaptado de [56])

Tipologia da alvenaria	Argamassa favorável	Travamento	Ligações transversais	Injeções de argamassa	Reboco armado
Alvenaria de pedra irregular	1.50	1.30	1.50	2.00	2.50
Alvenaria de tijolo maciço e argamassa de cal	1.50	-	1.30	1.50	1.50

Quadro 4.24: Características da alvenaria para a solução de reforço.

Tipologia da alvenaria	f_m (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	W (kN/m ³)
Alvenaria de pedra irregular com injeção de caldas e reboco na face interior	2.625	0.091	3045.00	507.50	19
Alvenaria de tijolo maciço e argamassa de cal com injeção de caldas e reboco na face interior	4.313	0.143	3937.50	656.25	18
Alvenaria de tijolo maciço e argamassa de cal com injeção de caldas	3.45	0.115	3150.00	525.00	18

Tendo em conta o uso das soluções de reforço mencionadas e a respetiva introdução no modelo numérico, surge a necessidade de avaliar o modelo reforçado através de uma análise *pushover* repetindo o processo realizado para a análise do modelo original.

Na Figura 4.29 pode observar-se o modelo tridimensional do edifício com soluções de reforço.

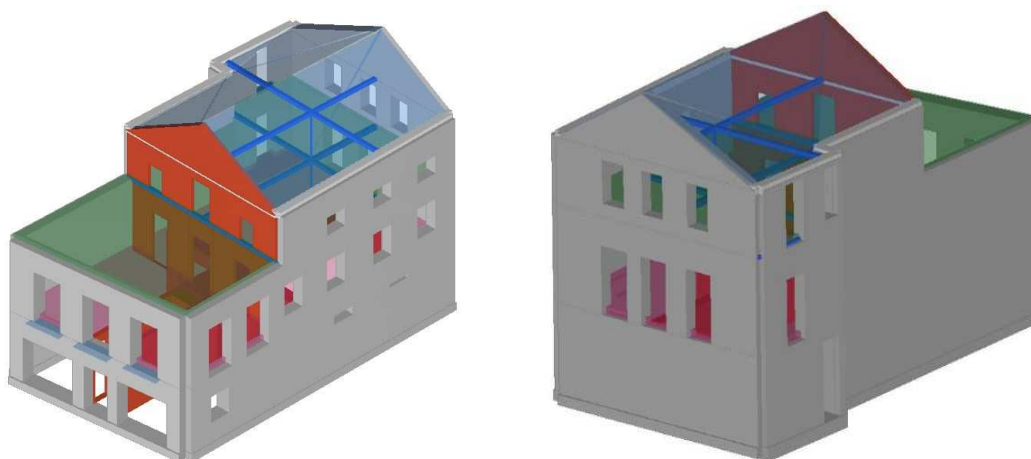


Figura 4.29: Modelo tridimensional do edifício reforçado.

4.11.3. ANÁLISE PUSHOVER - RESULTADOS

As análises realizadas para o modelo reforçado foram definidas da mesma forma que as análises do modelo sem reforço, através dos deslocamentos médios dos nós de todos os pisos e em relação à um nó de controlo escolhido.

Tendo em conta os nós de controlo adotados anteriormente, foi realizada uma verificação dos deslocamentos máximos da estrutura, com o intuito de averiguar se os nós de controlo continuam a manter-se. Desta forma, confirmou-se que para as análises na direção X, somente é necessário um nó de controlo, sendo este o nó 3, igual ao nó de controlo do modelo não reforçado na direção X, sentido positivo. Para a direção Y, o nó de controlo 11, mantém-se nas duas direções.

No Anexo (

Quadro 7.23 e Quadro 7.24) apresenta-se os deslocamentos para confirmação dos nós de controlo.

No que diz respeito ao deslocamento alvo, este, foi obtido novamente para as 24 combinações referidas anteriormente e apenas para a ação sísmica que se revelou mais gravosa (ação sísmica tipo 2), como se pode observar no Quadro 7.26 do Anexo.

Ainda no Anexo, no Quadro 7.27 são apresentadas as propriedades das novas curvas de capacidade bilineares para as direções X e Y.

Após a observação do resultado das análises, segue-se o mesmo processo apresentado para o edifício sem reforço, identificando-se o melhoramento dos danos para as duas combinações mais condicionantes, uma na direção X e outra na direção Y. É de referir que a implementação das soluções de reforço propostas gerou a verificação das 24 combinações analisadas.

4.11.3.1. DIREÇÃO X

A Figura 4.30 apresenta a curva de capacidade resultante da análise *pushover* mais gravosa na direção X, para a solução de reforço proposta (cinzento escuro) e para a solução original, sem reforço (cinzento claro). Note-se que, para as duas soluções, a distribuição de forças mais condicionante é proporcional ao 1º modo, no sentido positivo e com excentricidade negativa de 89.34 cm.

A análise da curva de capacidade reforçada apresenta um deslocamento último de 18.70 mm e uma força de corte basal máxima de 612.52 kN. De acordo com o Eurocódigo 8-3, para o estado limite de danos severos SD, o deslocamento último é reduzido para $\frac{3}{4}$ do próprio valor, resultando assim o deslocamento último de 14.00 mm (cor preta).

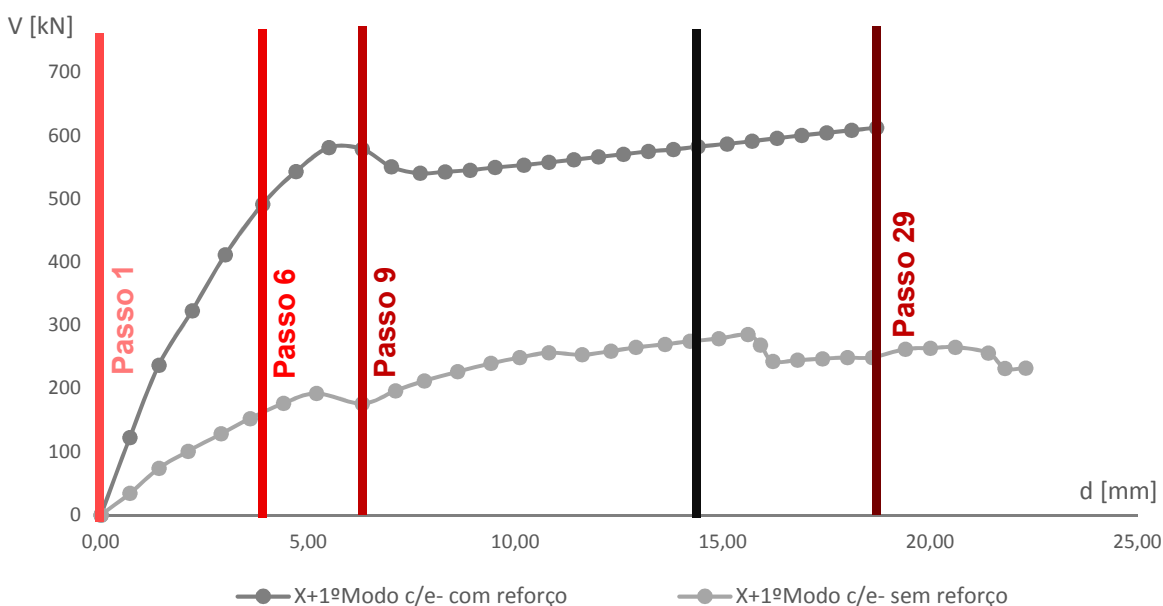


Figura 4.30: Curvas de capacidade na direção X+ 1º modo com excentricidade negativa.

Pela observação dos resultados, verifica-se para a estrutura reforçada valor de corte basal máximo cerca de 114% mais elevado do que o registado para a mesma análise da estrutura original, o que corresponde a uma melhoria considerável em termos de resistência. No entanto, como é possível observar pela comparação das duas curvas, este ganho de resistência resulta numa perda significativa de ductilidade (cerca de 19% em termos de deslocamentos últimos SD). Todavia, verifica-se ainda, que os primeiros mecanismos plásticos dão-se para um deslocamento pouco maior, comparado com o da estrutura original, pelo que, apesar da estrutura apresentar um comportamento mais frágil, julga-se que o colapso não será repentino.

O Quadro 4.25 apresenta a percentagem de dano nas paredes de alvenaria, no final da análise.

Quadro 4.25: Percentagem de dano nas paredes para a direção X+ reforçada.

Parede	Dano [%]
Parede 5	26.16
Parede 1	19.83
Parede 12	14.19

Os passos apresentados na curva de capacidade (passo 1, 6, 9 e 29) representam a evolução do dano nas paredes apresentadas no Quadro 4.25 para deslocamentos de 0 mm, 3.90 mm, 6.30 mm e 18.70 mm, respetivamente.

A curva de capacidade apresenta inicialmente um comportamento elástico (passo 1 e 6), seguido de uma degradação da rigidez, exibindo quebras de resistência e de redistribuição de esforços para garantir o equilíbrio estrutural do edifício (passo 9) seguindo um comportamento quase plástico até ao final da curva (passo 29).

A curva apresenta um andamento que aponta para a possibilidade de a análise não ter sido totalmente executada, uma vez que não chega a atingir a fase plástica. Este fator pode resultar da cedência antecipada de um elemento que impede a continuação da análise.

Após uma breve análise, verifica-se que o deslocamento último não é definido pela redução de 20% da força de corte basal, o que indica a presença de mecanismos parciais que impedem a continuação da análise. Julga-se que nesta situação, o seria necessário adotar o deslocamento no final da análise (deslocamento que forma o mecanismo parcial) como deslocamento último da estrutura.

Avaliando a evolução dos danos passo a passo no Quadro 4.27, verifica-se que os danos predominantes são causados por formação de rótulas plásticas por flexão composta nos nêmbos, causando rotura em algumas paredes (parede 5 e 1).

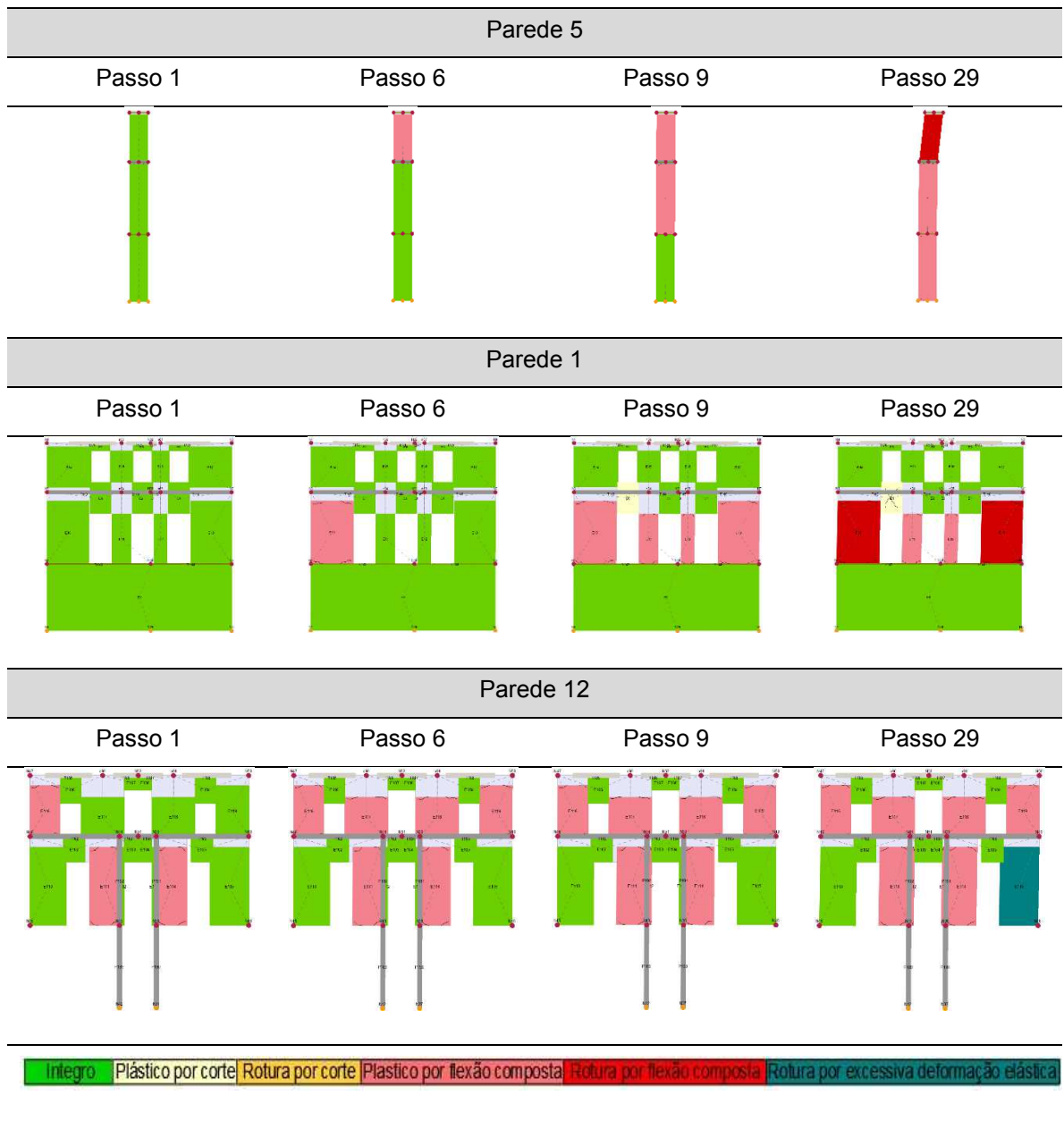
À semelhança do que se observou no modelo sem reforço, a parede 5, continua a manifestar danos elevados e conseqüente rotura por flexão composta no último piso, o que se julga ser a causa da interrupção da análise.

Novamente, com recurso ao método N2 obteve-se o deslocamento alvo (d_t) e o deslocamento último (d_m), apresentados no Quadro 4.26. Como o valor do deslocamento último é superior ao deslocamento alvo, o edifício verifica a segurança face à ação sísmica aplicada.

Quadro 4.26: Verificação da análise mais gravosa na direção X.

Distribuição de forças laterais	Excentricidade [cm]	d_t SD [mm]	d_m SD [mm]	α SD
1º Modo	-89.34	7.90	14.00	1.647

Quadro 4.27: Evolução dos danos nas paredes 5, 1 e 12 – segundo X - modal com excentricidade negativa.



4.11.3.2. DIREÇÃO Y

A Figura 4.31 apresenta a curva de capacidade resultante da análise pushover mais gravosa na direção Y, para a solução de reforço proposta (cinzento escuro) e para a solução original sem reforço (cinzento claro). Verifica-se novamente, que a distribuição de forças mais condicionante é proporcional ao 1º modo, contudo, para a solução com reforço resulta no sentido positivo, em comparação com a solução sem reforço, em que a combinação mais gravosa se apresentava no sentido negativo. No que diz respeito à excentricidade accidental, ambas as soluções são mais gravosas para uma excentricidade positiva de 51.18 cm.

A análise da curva de capacidade reforçada, apresenta um deslocamento último de 4.00 mm e uma força de corte basal máxima de 1681.89 kN. De acordo com o Eurocódigo 8, parte 3, para o estado limite de danos severos SD, o deslocamento último é reduzido para $\frac{3}{4}$ do próprio valor, resultando assim o deslocamento último de 3.00 mm (cor preta).

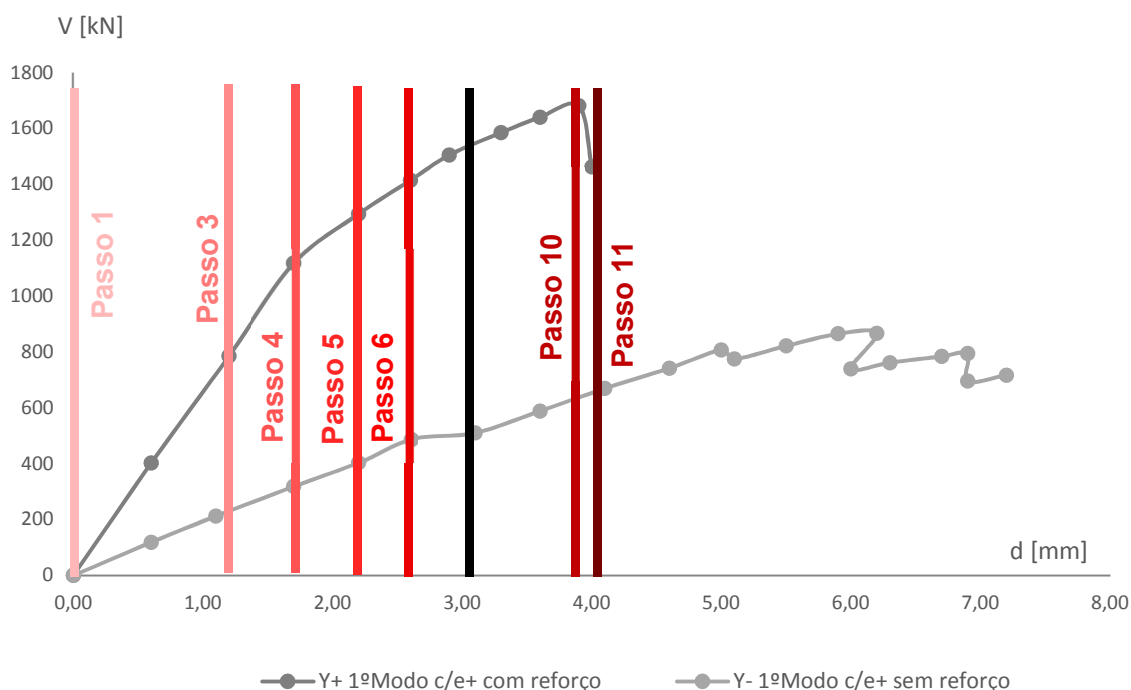


Figura 4.31: Curvas de capacidade na direção Y- (sem reforço) e Y+ (com reforço) – 1º modo com excentricidade positiva.

Pela observação dos resultados, verifica-se para a estrutura reforçada um valor de corte basal máximo cerca de 93% mais elevado do que o registado para a mesma análise, com sentido contrário, da estrutura original, o que corresponde a uma melhoria considerável em termos de resistência. No entanto, à semelhança do que acontece na direção X, este ganho de resistência resulta numa perda ainda mais significativa de ductilidade (cerca de 80% em termos de deslocamentos últimos SD). No que diz respeito aos primeiros mecanismos plásticos, estes resultam da solução reforçada para deslocamentos pouco inferiores aos da solução original sem reforço.

O Quadro 4.28 apresenta a percentagem de dano nas paredes de alvenaria, no final da análise.

Quadro 4.28: Percentagem de dano nas paredes para a direção Y+ reforçada.

Parede	Dano [%]
Parede 12	27.40
Parede 6	20.15
Parede 2	7.85

Os passos apresentados na curva de capacidade reforçada para a direção Y (passo 1, 3, 4, 5, 6, 10 e 11) representam a evolução do dano nas paredes apresentadas no Quadro 4.28 para deslocamentos de 0 mm, 1.20 mm, 1.70 mm, 2.20 mm, 2.60 mm, 3.90 mm e 4.00 mm, respetivamente.

Observa-se novamente que a curva de capacidade apresenta inicialmente um comportamento elástico (passo 1, 3, 4 e 5), seguido de uma degradação da rigidez (passo 6) até ao final da curva (passo 11). Note-se que à semelhança do que aconteceu na direção X, segundo a direção Y, a curva de capacidade reforçada não consegue atingir o critério de redução de força para definição do deslocamento último da estrutura, verificando-se ainda um aumento de força após o alcance do deslocamento último.

Avaliando a evolução dos danos passo a passo no Quadro 4.30 e Quadro 4.31, verifica-se que os danos predominantes são causados por formação de rótulas plásticas por flexão composta nos nembros, causando a rotura de dois deles na parede 2.

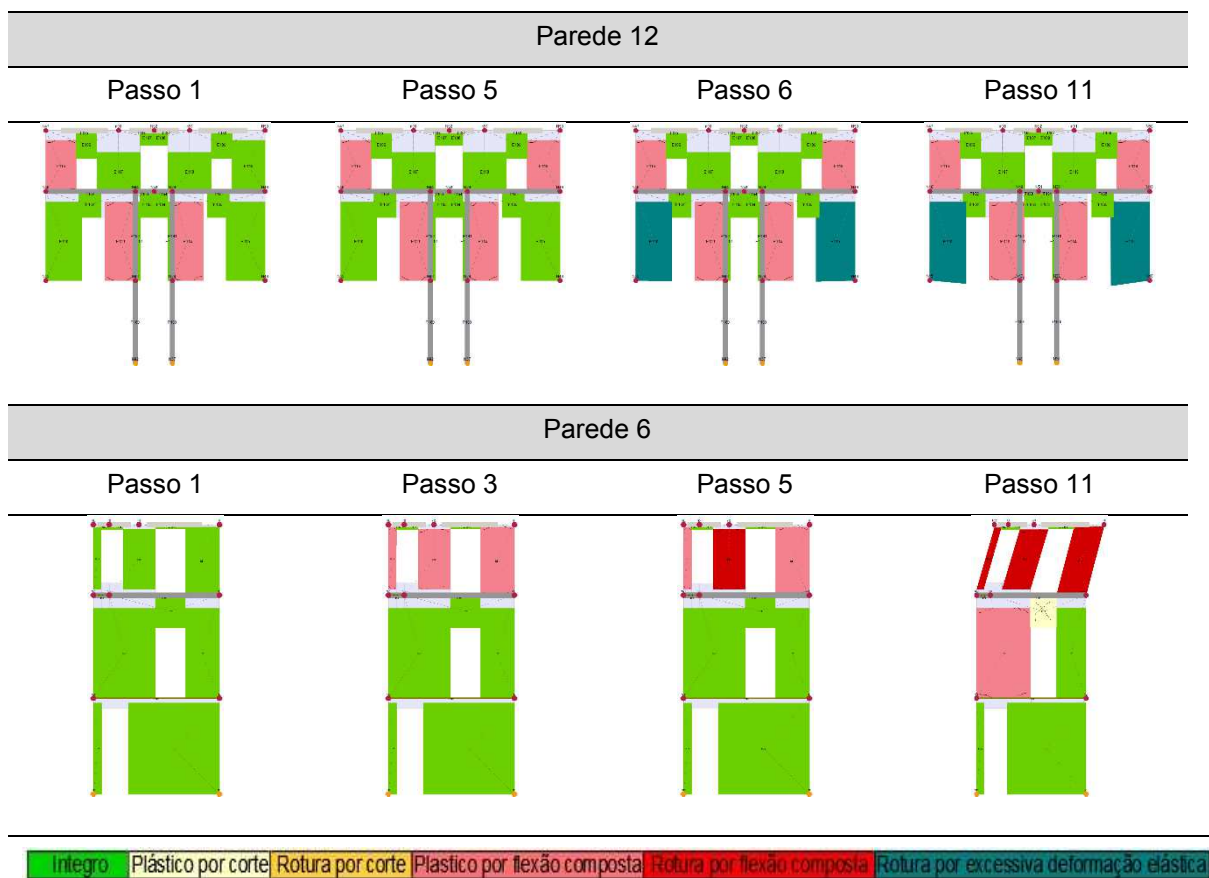
À semelhança do que se observou no modelo sem reforço, a parede 5, continua a manifestar danos elevados e conseqüente rotura por flexão composta no último piso, o que se julga ser a causa da interrupção da análise.

Após a análise dos mecanismos de dano nas paredes, tal como na direção X, é possível verificar por observação do Quadro 4.29 que o deslocamento alvo (d_t) apresenta um valor inferior ao deslocamento último (d_m), o que indica que o edifício verifica a segurança.

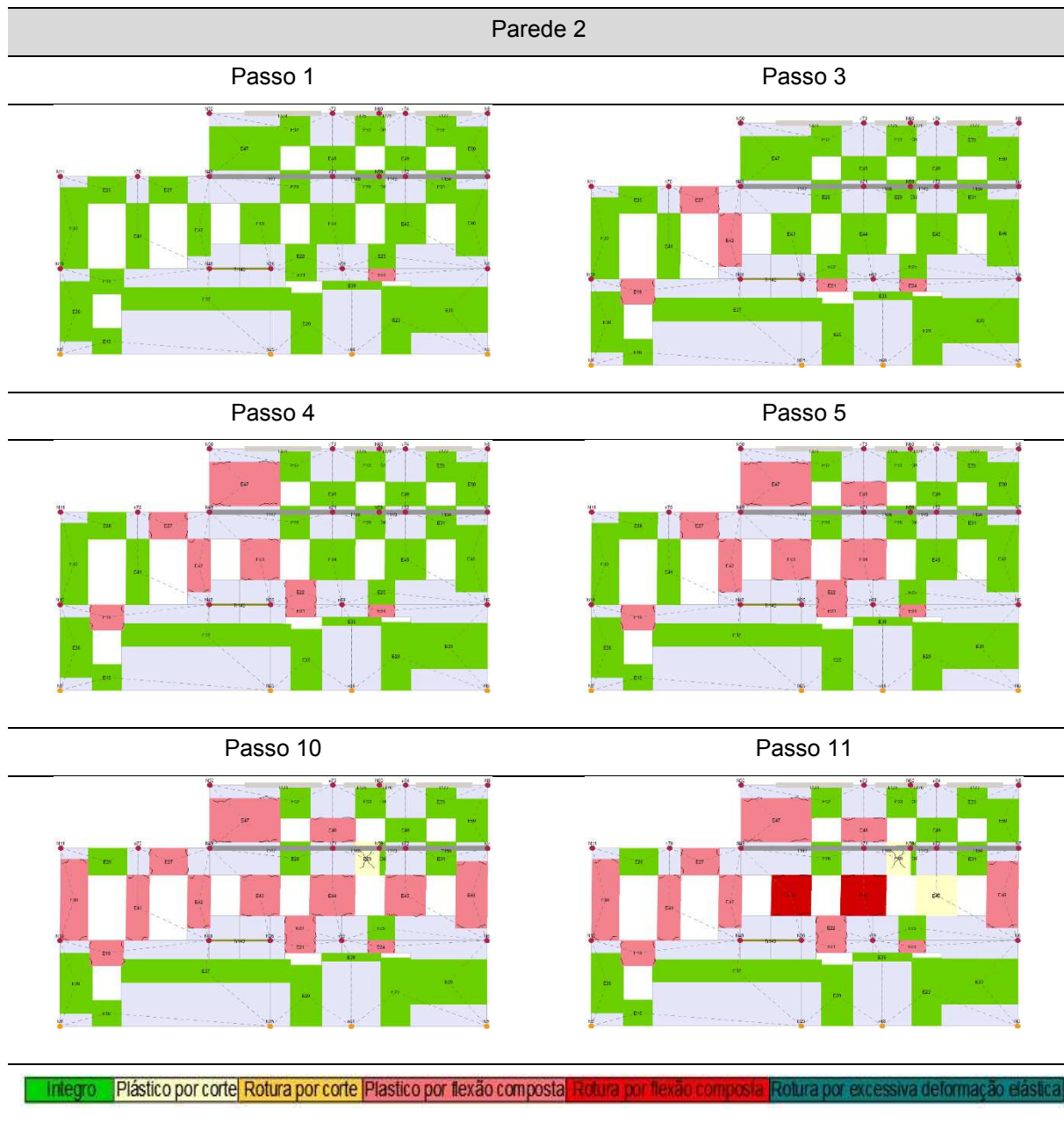
Quadro 4.29: Verificação da análise mais gravosa na direção Y.

Distribuição de forças laterais	Excentricidade [cm]	d_t SD [mm]	d_m SD [mm]	α SD
1º Modo	51.18	0.70	3.00	4.131

Quadro 4.30: Evolução dos danos nas paredes 12 e 6 – segundo Y+ modal com excentricidade positiva.



Quadro 4.31: Evolução dos danos na parede 2 – segundo Y+ modal com excentricidade positiva.



5. CONCLUSÕES E TRABALHO FUTURO

5.1. CONCLUSÕES CASO DE ESTUDO

Os estudos da vulnerabilidade sísmica dos edifícios antigos têm sido objeto de um interesse crescente, na medida em que estes estudos, normalmente, são vocacionados para a recuperação e reforço de edifícios com deficiente desempenho sísmico, através da implementação de soluções minimamente invasivas, mas que melhorem o comportamento local e global dos edifícios.

Para efeitos de avaliação da vulnerabilidade sísmica, em termos de desempenho sísmico, escolheu-se para este caso de estudo um edifício em alvenaria, localizado no Algarve, mais especificamente na zona de Tavira, cuja construção remonta ao ano de 1837.

Sabe-se que as análises estáticas não lineares, apesar dos diferentes tipos de análise que possam ser aplicadas no cálculo sísmico, são as mais implementadas na generalidade dos casos, uma vez que permitem avaliar a resposta estrutural do edifício, em várias fases da análise, desde o regime linear, passando pelo não linear, até atingir o colapso. Posto isto, utilizando o programa 3Muri, elaborou-se um modelo numérico da estrutura do edifício em estudo, através de metodologias de macro-elementos, que permitem simular as paredes estruturais e realizar análises *pushover* à estrutura. Para tal, foi necessário elaborar um estudo sobre os seguintes conteúdos: estruturas de alvenaria e mecanismos de colapso; modelação numérica com recurso à macro-elementos utilizando o programa 3Muri; metodologia para análise *pushover* e possíveis técnicas de reabilitação e reforço em estruturas de alvenaria.

O método de cálculo simula a estrutura como um conjunto de macro-elementos deformáveis (nembos e lintéis) ligados através de *offsets* rígidos, permitindo obter o comportamento tridimensional, mas considerando apenas o comportamento no plano das paredes para efeitos de análise. Assim, com o modelo definido, realizaram-se análises *pushover* admitindo um espectro de resposta elástica, segundo o Eurocódigo 8-1, para implementação no programa, de modo a definir a ação sísmica. Durante a modelação surgiram vários obstáculos, pelo facto de, o programa não modelar pisos com alturas diferentes e existir a necessidade de os pavimentos assumirem um efeito de diagrama no seu plano, caso contrario, obtinham-se valores de deslocamentos no topo irreais.

Os resultados foram obtidos para o Estado de Danos Severos do Eurocódigo 8-3, que corresponde ao Estado Limite Último do Eurocódigo 8-1, tendo em conta os valores médios dos deslocamentos no topo do primeiro piso, sendo que o deslocamento alvo e o deslocamento último foram obtidos de acordo com a metodologia exigida pelas normas.

A avaliação do desempenho foi realizada segundo o método N2, de acordo com o proposto no Eurocódigo 8 parte 1 e 3, efetuando análises *pushover* para todas as direções e sentidos, tendo em conta três possibilidades de excentricidade accidental (nula, positiva e negativa) realizando no total 24 análises considerando o critério de limitação do parâmetro q_u^* (relação entre a força de resposta elástica e a força de cedência do sistema equivalente) ao valor 3, sendo que esta condição representa uma limitação à ductilidade do sistema estrutural no seu conjunto.

A partir dos resultados das análises efetuadas, escolheu-se uma representativa de cada direção, para a realização de um estudo mais aprofundado.

Primeiramente, foi analisado o edifício de acordo com as características apresentadas e para o nível de ação sísmica definido no Eurocódigo 8-1, verificando-se que este não apresenta uma integridade adequada para as condições exigidas, constituindo uma ameaça com a possibilidade de colapso parcial ou total. No entanto, este comportamento era expectável, visto a idade que o edifício apresenta e tendo em conta o facto de na sua construção não se ter considerado critérios importantes como: atuação de cargas horizontais; uniformidade; simetria; simplicidade estrutural; rigidez e resistência, sendo natural a impossibilidade de obtenção, passadas quase duas centenas de anos, critérios de resistência, que hoje em dia são exigidos para o dimensionamento de edifícios novos.

Conclui-se desta forma, de acordo com os resultados obtidos, que o edifício caso de estudo não verifica a segurança na direção X e Y, uma vez que, os deslocamentos objetivos alcançados, superam os deslocamentos últimos da estrutura.

Analisado comparativamente as duas direções estudadas, conclui-se que a estrutura apresenta uma maior capacidade resistente para as análises segundo a direção Y, pois atinge uma força de corte basal muito superior à manifestada na direção X, no entanto, na direção X, apesar da capacidade resistente mais baixa, a estrutura atinge deslocamentos no topo muitos superiores aos da direção Y. Pode-se desta forma concluir que as paredes em Y, devido às suas características (maior comprimento em planta com menos aberturas), são menos dúcteis e têm uma menor capacidade de redistribuição de esforços e exploração do regime não linear.

No que diz respeito aos danos apresentados pelas paredes, estes são mais notáveis em altura, nas duas direções, facto justificado pela distribuição de esforços mais condicionante ser a distribuição modal, que possui um perfil de cargas triangular, crescente em altura.

Analisando os mecanismos de rotura, conclui-se que a resposta do edifício é caracterizada por mecanismos de flexão composta nos lintéis, e seguidamente, em alguns nêmbos. É possível notar um mecanismo total da parede de menor espessura, em alvenaria de tijolo maciço (parede 12) e dois mecanismos de rotura do último piso, um na parede 5, para a direção X e outro na parede 6, para a direção Y. Conclui-se portanto, que o edifício caso de estudo possui uma vulnerabilidade sísmica elevada, necessitando de medidas de reforço face à ação sísmica.

Posteriormente, analisaram-se várias propostas de reabilitação e reforço, tendo como base, os mapas de danos apresentados pela estrutura. Estas propostas, foram implementadas num modelo numérico novo, para o qual, seguindo a mesma metodologia do edifício sem reforço, se realizaram novas análises com o objetivo de avaliar qual o impacto que as soluções propostas têm na estrutura.

De uma forma geral, pode-se concluir que as soluções de intervenção propostas solucionam os principais problemas identificados nas duas direções de atuação da ação sísmica.

Analisando as combinações representativas de cada direção, é notória a melhoria da resposta da estrutura em termos de capacidade resistente, satisfazendo as verificações exigidas no Eurocódigo 8, no entanto, este ganho de resistência traduz-se numa perda de ductilidade da estrutura, mais evidente na direção Y, sendo que a estrutura não consegue atingir os patamares de deslocamentos últimos atingidos sem as medidas de reforço.

No que diz respeito aos danos obtidos para o modelo reforçado, estes são agora notórios nos nembos e manifestam-se por formação de rótulas plásticas por flexão composta. Tendo em conta o comportamento apresentado pela parede 12 no seu estado original e após o reforço, considera-se que as soluções propostas responderam de uma forma muito positiva aos problemas apresentados anteriormente. No entanto, os mecanismos apresentados pela rotura do último piso nas paredes 5 e 6, na direção X e Y, respetivamente, continuam a manifestar-se. Julga-se que estes mecanismos possam ser causados pela esbelteza das paredes ou algum problema de convergência, sendo que a consolidação das paredes com reboco armado, a introdução de vigas no coroamento das paredes e a consideração da rigidez dos pisos, deverão amenizar o problema.

De uma forma geral, crê-se que as soluções de reforço propostas contribuíram de forma favorável e podem ser consideradas como satisfatórias, apesar da estrutura ser prejudicada em termos de ductilidade.

5.2. CONCLUSÕES GERAIS

Na realização deste trabalho verificou-se que existe um vazio regulamentar a nível nacional, no que diz respeito aos edifícios existentes, em particular aos edifícios em estruturas de alvenaria.

Os critérios de verificação do Eurocódigo 8-3, para edifícios existentes, têm como orientação principal os edifícios em betão armado ou em estrutura metálica, pelo facto de os elementos serem diferenciados (pilar, viga, parede) logo no início da norma, na parte da recolha de informação para definição do nível de conhecimento e do fator de confiança, definidos através de uma sequência de ensaios, que para além de aumentar os custos associados, podem causar perturbações à estrutura. Outra dificuldade observada nesta parte está associada às características mecânicas dos materiais da estrutura, que devem ser definidos em função dos mesmos ensaios e caso não sejam realizados, impossibilitam o processo de avaliação.

Em termos de métodos de análise pelo Eurocódigo 8-3, concluiu-se que para edifícios de alvenaria é pouco provável ser possível a realização de uma análise mais simples, com recurso a métodos lineares, devido à grande exigência requerida em termos de critérios de regularidade e rigidez dos pisos, que raramente se verificam em estruturas de alvenaria, onde normalmente os pisos são leves e flexíveis (estrutura de madeira).

No que diz respeito ao nível de desempenho pretendido, caracterizado em termos de Estados Limite, conclui-se que há alguma incoerência na definição de níveis de exigência superiores para edifícios existentes, relativamente aos de edifícios novos, para a mesma ação sísmica, ação esta definida apenas para edifícios novos e apenas para o Estado Limite Último. Desta forma, torna-se difícil verificar os Estados Limite do Eurocódigo 8-3, quando não é definido o nível de ação pretendido para cada Estado.

Em termos de intervenções de reabilitação e reforço, conclui-se que existe uma dificuldade em associar as técnicas indicadas no Eurocódigo 8-3 às anomalias comuns que os edifícios possam apresentar em função de certos danos estruturais. Salienta-se que as intervenções apresentadas na norma são soluções tipo, apenas para alvenarias de tijolo ou blocos de betão.

De uma forma geral, uma das maiores dificuldades na realização deste trabalho consistiu na interpretação da legislação para a formação de um seguimento cronológico dos passos necessários para a realização de uma análise *pushover*, sendo que, por vezes, foi necessário recorrer às normas italianas, que, de uma forma geral, são mais explícitas e organizadas.

No desenvolvimento deste trabalho, foi ainda necessário atribuir algum tempo de adaptação ao programa 3Muri e suas funcionalidades, que se revelaram muito úteis na avaliação do desempenho de estruturas de alvenarias, apresentando uma interface gráfica amigável, na medida em que permite uma modelação simples de edifícios bastante irregulares.

Para finalizar, é possível afirmar que a realização desta dissertação contribuiu de forma positiva para o desenvolvimento pessoal, uma vez que estimulou a realização de um trabalho autónomo de pesquisa e aprendizagem, onde se encontraram muitas dificuldades, principalmente na modelação através de um programa de cálculo, até à data, desconhecido.

5.3. TRABALHO FUTURO

Aspetos adicionais de interesse, que ainda necessitam ser considerados para completar o trabalho apresentado são os seguintes:

- Estudar o comportamento fora do plano das paredes do edifício, de modo a identificar as zonas mais vulneráveis da estrutura, onde se poderão desenvolver mecanismos de colapso para fora do plano. O programa 3Muri possui uma ferramenta que permite determinar a existência dos mecanismos locais, através da comparação do valor da aceleração sísmica espectral para ativar o mecanismo de colapso, com os valores de aceleração máxima resistente do mecanismo, num determinado local, escolhido previamente pelo utilizador;
- Realizar uma análise estática não linear no plano e fora do plano e também uma análise dinâmica não linear, em programas como 3DMacro e TreMuri (versão científica), respetivamente. Devido à grande irregularidade que o edifício apresenta é necessário ter um cuidado acrescido e obter um conhecimento mais profundo do seu comportamento, através da comparação dos resultados obtidos com outras análises;
- Explorar de uma forma mais exaustiva outras possíveis soluções de reabilitação e reforço, que permitam manter a autenticidade e integridade do edifício em termos de ductilidade estrutural, melhorando os níveis de danos obtidos, mas também a compatibilização entre os materiais novos e os existentes, aspetos que foram aqui de alguma forma pouco estudados.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] P. B. Lourenço, “Dimensionamento de Alvenarias Estruturais,” 1999.
- [2] H. Sousa, “Construções em alvenaria,” Porto, 2003.
- [3] R. Marques and P. B. Lourenço, “Verificação da segurança sísmica de edifícios em alvenaria através de metodologias simplificadas,” *Construção Mag.*, vol. 48, pp. 33–35, 2012.
- [4] B. Pantò, “La Modellazione Sismica Degli Edifici in Muratura Un Approccio Innovativo Basato Su Un Macro-Elemento Spaziale,” Università degli Studi di Catania, 2006.
- [5] P. B. Lourenço, R. Marques, N. Mendes, and D. V. Oliveira, “Análise De Estruturas Antigas E Novas Em Alvenaria : Possibilidade E Aplicações,” *Sísmica 2010 - 8º Congr. Sismol. e Eng. Sísmica*, pp. 1–14, 2010.
- [6] A. M. Candeias De Sousa Gago, “Análise Estrutural de Arcos, Abóbodas e Cúpulas,” Universidade Técnica de Lisboa, 2004.
- [7] P. B. Lourenço, “Computational strategies for masonry structures,” Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1996.
- [8] J. C. A. Roque, “Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria,” Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.
- [9] F. F. S. Pinho, “Sistematização do estudo sobre paredes de edifícios antigos,” *Ingenium*, vol. 2º série, no. N°19, pp. 49–59, 1997.
- [10] OPCM 3431, “Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici,” in *Testo integrato dell’Allegato 2 – Edifici – all’Ordinanza 3274 come modificato dall’OPCM 3431 del 3/5/05*, 2005, pp. 1–139.
- [11] J. S. M. Paulo B. Lourenço, Artur O. Feio, “Chestnut wood in compression perpendicular to the grain: Non-destructive correlations for test results in new and old wood,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 21, no. 8, pp. 1617–1627, Aug. 2007.
- [12] M. K. Daniel Konopka, ClemensGebhardt, “Numerical modelling of wooden structures,” *J. Cult. Herit.*, vol. 27, pp. S93–S102, Oct. 2017.
- [13] C. Silva, J. Branco, and V. Rodrigues, “Alvenaria estrutural com elementos de madeira,” in *CIMAD 11 – 1º Congresso Ibero-Latino Americano da Madeira na Construção, 7-9/06/2011*, 2011, pp. 7–9.
- [14] B. M. S. Moita, “Reforço e Reabilitação Sísmica de Construções da Baixa Pombalina,” Instituto Politécnico de Setúbal, 2013.
- [15] D. Pereira, “Estudo Sísmico de Edifícios Antigos - Reforço e análise não linear,” Universidade Técnica de Lisboa, 2009.
- [16] C. L. Santos, A. M. P. De Jesus, J. J. L. Morais, and B. F. C. Fontoura, “An experimental comparison of strengthening solutions for dowel-type wood connections,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 46, pp. 114–127, 2013.
- [17] P. Roca *et al.*, “Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches,” *Arch Comput Methods Eng*, vol. 17, pp. 299–325, 2010.
- [18] L. Boscotrecase and F. Piccarreta, *Edifici in Muratura in Zona Sismica*, Dario Flac.

Palermo: RISTAMPA, 2009.

- [19] G. Magenes, "Masonry Buildings Design in Seismic Areas: Recent Experiences and Prospects from a European Standpoint," in *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC)*, p. 22.
- [20] P. J. de O. X. Candeias, "Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria," Universidade do Minho, 2008.
- [21] R. Gabellieri, "Comportamento dinamico fuori del piano di pareti murarie : influenza della deformabilità degli impalcati," Alma Mater Studiorum - Università di Bologna, 2012.
- [22] G. Magenes and G. M. Calvi, "In-plane seismic response of brick masonry walls," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 26, no. February, pp. 1091–1112, 1997.
- [23] T. Yi, "Experimental investigation and numerical simulation of an unreinforced masonry structure with flexible diaphragms," Georgia Institute of Technology, 2004.
- [24] G. Magenes, D. Bolognini, and C. Braggio, "Metodi Semplificati per l'Analisi Sismica Non Lineare di Edifici in Muratura," in *CNR: Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*, 2000, p. 97.
- [25] S.T.A. DATA, *3Muri User Manual Release 11.0.0.* .
- [26] CEN, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings," CEN, 2005.
- [27] L. M. S. Martins, "Desenvolvimento de ferramenta de cálculo para uma avaliação expedita de estruturas de alvenaria antiga de pedra," Instituto Politécnico de Viseu, 2011.
- [28] CEN, "Eurocódigo 6: Projecto de Estruturas de Alvenaria. Parte 1-1: Regras Gerais Para Edifícios. Regras para alvenaria armada e não armada," *Inst. Port. da Qual.*, 2000.
- [29] S. Cattari, S. Lagomarsino, A. Bazzurro, and F. Porta, "Critical review of analytical models for the in-plane and out-of-plane assessment of URM buildings," in *2015 NZSEE Conference*, 2015.
- [30] J. P. M. Monteiro, "Análise Sísmica de Edifícios Gaioleiros," Universidade Técnica de Lisboa, 2012.
- [31] IPQ, "Eurocódigo 8– Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios NP EN 1998-1:2010," *Inst. Port. da Qualidade, Caparica*, vol. CT 115.
- [32] A. S. Casanova, R. Bento, and M. Lopes, "Comparação De Regulamentação Sobre Avaliação E Reforço Sísmico De Edifícios Antigos De Alvenaria," *Reabil. 2010*, pp. 1–21, 2010.
- [33] R. F. Pedreira, "Metodologias Inovadoras no Cálculo Sísmico de Estruturas em Alvenaria Simples e Confinada," 2012, p. 235.
- [34] G. Magenes and P. Morandi, "Valutazione della risposta sismica di edifici in muratura: modelli e normative," in *Dipartimento di Meccanica Strutturale, Università di Pavia*, 2006, no. January.
- [35] G. Magenes and P. Morandi, "SOME ISSUES ON SEISMIC DESIGN AND ASSESSMENT OF MASONRY BUILDINGS BASED ON LINEAR ELASTIC ANALYSIS."
- [36] P. B. Lourenço and G. Vasconcelos, *Elementos de apoio ao projecto e execução de*

- elementos de alvenaria estrutural e não estrutural com unidades cBloco.* 2006.
- [37] I. A. L. Maciel, “Avaliação de Software de Dimensionamento em Alvenaria Estrutural,” Universidade do Minho, 2007.
- [38] P. Fajfar and M. Fischinger, “N2- A Method For Non-linear Seismic Analysis of Regular Buildings,” *Ninth World Conf. Earthq. Eng.*, vol. V, pp. 111–116, 1988.
- [39] P. Mergos and K. Beyer, “Displacement-Based Seismic Design of Symmetric Single-Storey Wood-Frame Buildings with the Aid of N2 Method,” *Front. Built Environ.*, vol. 1, p. 10, Jul. 2015.
- [40] D. P. Abrams, “Performance-based engineering concepts for unreinforced masonry building structures,” *Prog. Struct. Eng. Mater.*, vol. 3, no. 1, pp. 48–56, 2001.
- [41] R. Vicente *et al.*, *URBSIS avaliação da vulnerabilidade e gestão do risco sísmico à escala urbana.* 2016.
- [42] M. Tomaževič, “The computer program POR,” Liubliana, 1978.
- [43] M. Tomaževič, “Some Aspects of Experimental Testing of Seismic Behaviour of Masonry Walls and Models of Masonry Buildings,” *ISSET J. Earthq. Technol.*, vol. Paper No., p. 101–117.
- [44] A. Brencich, L. Gambarotta, and S. Lagomarsino, “A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings,” *11th Eur. an Conf. ce Earthqua ke Eng.*, vol. 90, no. JANUARY, pp. 1–10, 1998.
- [45] A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna, and S. Resemini, “Non-linear seismic analysis of masonry structures,” *Proc. 13th World Conf. Earthq. Eng.*, no. 843, p. Paper No. 843, 2004.
- [46] G. Magenes, D. Bolognini, and C. Braggio, *Metodi semplificati per l’analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, CNR-Gruppo. Roma, 2000.
- [47] M. Dolce, “Schematizzazione modellazione e degli edifici em muratura Soggetti ad azioni sismiche,” *L’ Ind. delle Costr.*, vol. 25, no. 242, pp. 44–57, 1991.
- [48] S. Lagomarsino, A. Penna, A. Galasco, and S. Cattari, “TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings,” *Eng. Struct.*, vol. 56, pp. 1787–1799, 2013.
- [49] A. Galasco, S. Lagomarsino, and A. Penna, “On the use of pushover analysis for existing masonry buildings.”
- [50] S.T.A. DATA, “3Muri Versione 11,” pp. 1–159.
- [51] N. Manzi, “Valutazione della risposta sismica di un edificio esistente in muratura: analisi dei meccanismi globali e locali,” Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale, 2016.
- [52] H. P. da S. Marecos, “Análise da vulnerabilidade sísmica de um edifício escolar,” Universidade Nova de Lisboa, 2016.
- [53] L. Borgesa and A. Castagnone, *Verifiche Sismiche Edifici in Muratura*, Edizioni S. S.T.A. DATA.
- [54] C. S. Oliveira, A. Lucas, and J. H. C. Guedes, *MONOGRAFIA - 10 Anos após o Sismo dos Açores de 1 de Janeiro de 1980*, Volume II. Lisboa, 1992.
- [55] Comissão Municipal de Defesa da Floresta Contra Incêncios do Concelho de Tavira, “Plano Municipal de Defesa da Floresta Contra Incêncios - Caderno II.” p. 97, 2007.

- [56] NTC 2008, “Istruzioni per l’applicazione delle ‘Norme tecniche per le costruzioni’ di cui al D.M. 14 gennaio 2008,” *GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordin. n.27*, pp. 177–434.

7. ANEXOS

7.1. AÇÃO SÍSMICA

7.1.1. DEFINIÇÃO DO TIPO DE TERRENO

O tipo de terreno do edifício foi definido com base na carta litológica do município de Tavira, publicada no Plano Municipal de Defesa da Floresta contra Incêndios, onde se observa que os solos da zona onde o edifício caso se estudo se situa são do tipo conglomerados, arenitos, calcários, calcários dolomíticos, calcários margosos e margas.

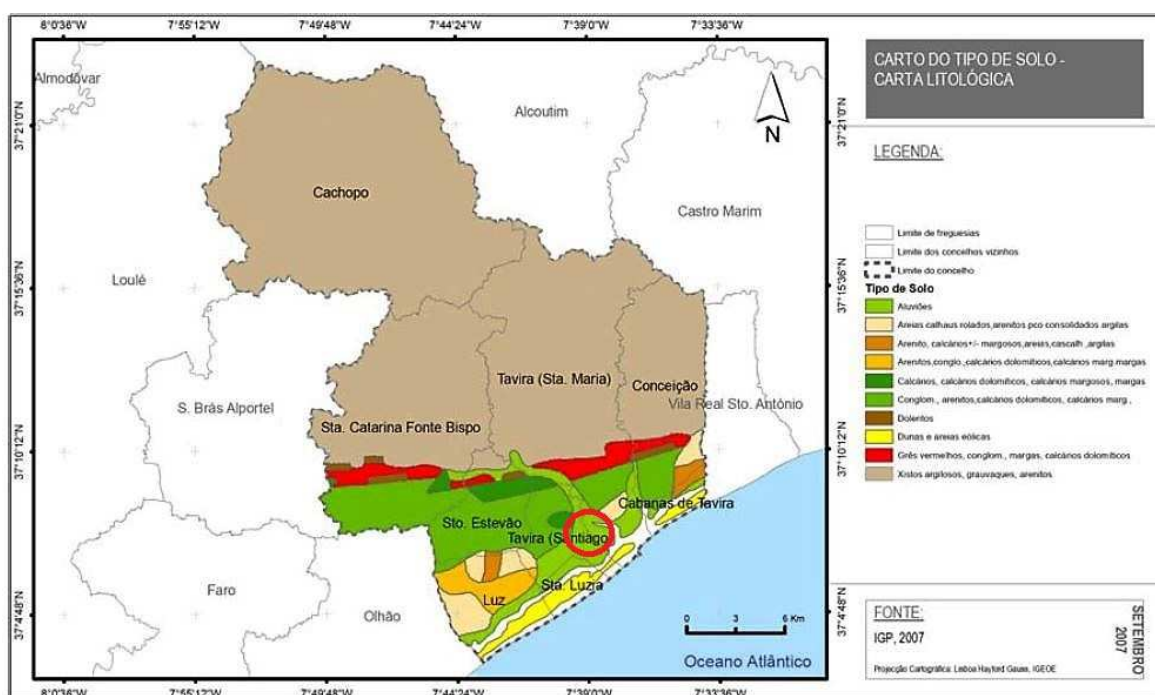


Figura 7.1: Carta Litologica - Tipo de Solo.

7.2. CARGAS APLICADAS

Os pesos apresentados nos seguintes quadros foram calculados com base numa análise feita presencialmente, conjugada com as informações obtidas sobre o edifício, junto da Câmara Municipal de Tavira.

No que diz respeito aos pesos aplicados no pavimento do primeiro piso, o peso próprio foi calculado automaticamente pelo software e o peso das restantes cargas foi retirado da memória descritiva do projeto de estabilidade.

Quadro 7.1: Pesos aplicados no pavimento do 1º-Piso.

Pavimento do 1º-piso (Abóbodas)	
Peso Próprio (kN/m ²)	Restantes Cargas Permanentes (kN/m ²)
9.10	1.00

Quadro 7.2: Peso próprio do sótão e terraço acessível.

Pavimento Sótão e Terraço acessível			
Materiais	Espessura (mm)	Peso Especifico (kN/m ³)	Peso Próprio (kN/m ²)
Betonilha	80	20	1.60
Perfis	2	78.50	0.157
OSB	11	6.50	0.072
			1.83 → 2.00

Quadro 7.3: Restantes cargas permanentes no sótão e terraço acessível.

Pavimento Sótão e Terraço acessível			
Matérias	Espessura (mm)	Peso Especifico (kN/m ³)	Restantes Cargas Permanentes (kN/m ²)
Gesso Cartonado	13	7.50	0.098
Tela Asfáltica	-	-	0.040
			0.14 → 0.50

Quadro 7.4: Peso próprio das varandas.

Varanda			
Matérias	Espessura (mm)	Peso Especifico (kN/m ³)	Peso Próprio (kN/m ²)
Cantaria de adesito ou traquito	120	20	2.40
			2.40 → 2.50

Quadro 7.5: Peso Próprio da cobertura inclinada.

Cobertura Inclinada			
Matérias	Espessura (mm)	Peso Especifico (kN/m ³)	Peso Próprio (kN/m ²)
Perfis	2	78.50	0.157
OSB	11	6.50	0.072
			0.23 → 0.50

Quadro 7.6: Restantes cargas permanentes da cobertura inclinada.

Pavimento Sótão e Terraço acessível			
Matérias	Espessura (mm)	Peso Especifico (kN/m ³)	Restantes Cargas Permanentes (kN/m ²)
Telha ½ Cana	-	-	0.70
Gesso Cartonado	13	7.50	0.098
Tela Asfáltica	-	-	0.040
			0.84 → 0.85

Ao contorno do terraço foi adicionado o peso da guarda. Este foi calculado com base no peso específico de uma parede de tijolo furado leve com 10 cm de espessura, considerando uma altura de guarda de 1 m. Desta forma, resulta uma carga de 1.40 kN/m.

7.3. MODELO NUMÉRICO

7.3.1. SIMPLIFICAÇÕES

No que diz respeito à geometria do edifício, foi necessário adotar algumas simplificações impostas por limitações do software 3Muri.

Pela impossibilidade de modelação dos arcos característicos dos edifícios antigos, decidiu-se modelar essas aberturas como aberturas retangulares, como exemplificado na Figura 7.2.

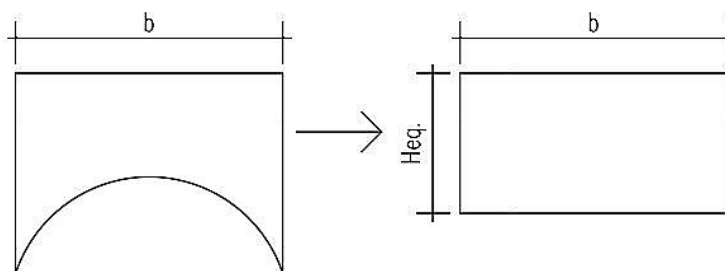


Figura 7.2: Exemplificação do processo de simplificação dos arcos.

Desta forma, resultam as geometrias representadas na Figura 7.3 e Figura 7.4 para as paredes interiores.

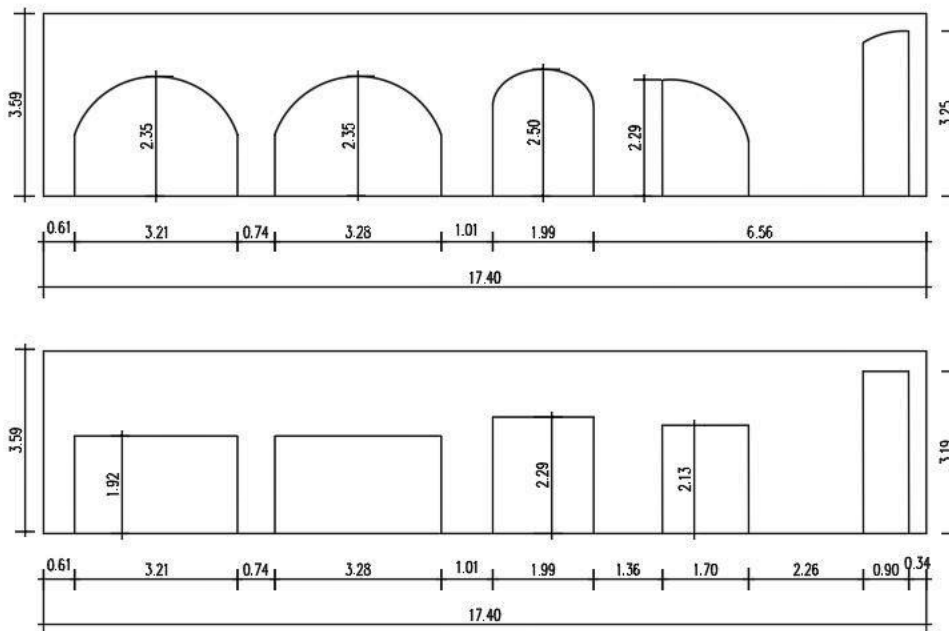


Figura 7.3: Simplificação das aberturas da parede interior, paralela às paredes de empena.

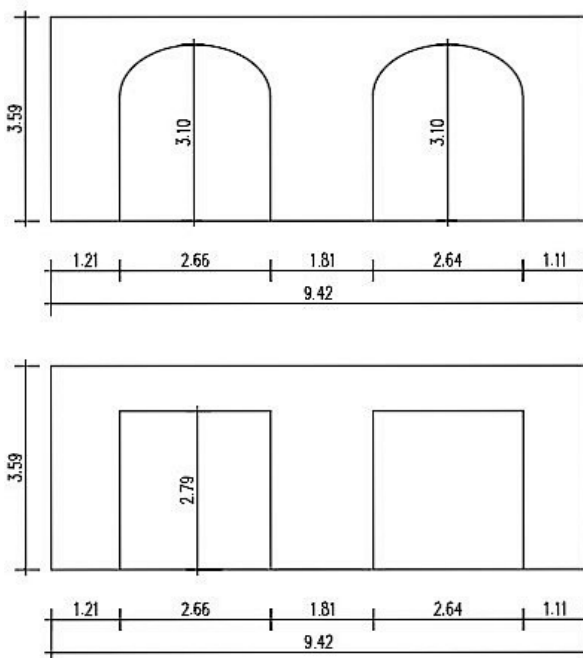


Figura 7.4: Simplificação das aberturas da parede interior paralela à fachada principal.

Outra dificuldade que surgiu na modelação foi o facto de o programa não permitir a diferenciação da altura das paredes num determinado nível ou piso. Assim que um novo nível é adicionado, todas as paredes nele definidas apresentam a mesma altura, altura essa que influencia a criação de nós rígidos quando a malha é definida automaticamente pelo programa.

De modo a resolver este problema, decidiu-se criar o nível do terraço, representado na Figura 7.5, ao mesmo nível do teto do primeiro piso.

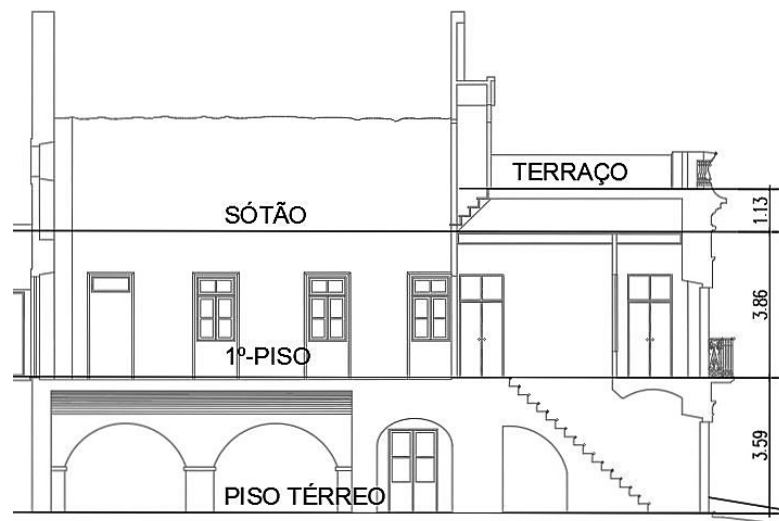


Figura 7.5: Representação dos níveis do edifício.

7.3.2. MODELO SEM REFORÇO

7.3.2.1. MODELO 3D

Apresenta-se nas figuras seguintes imagens dos pisos modelados em 3D do edifício.

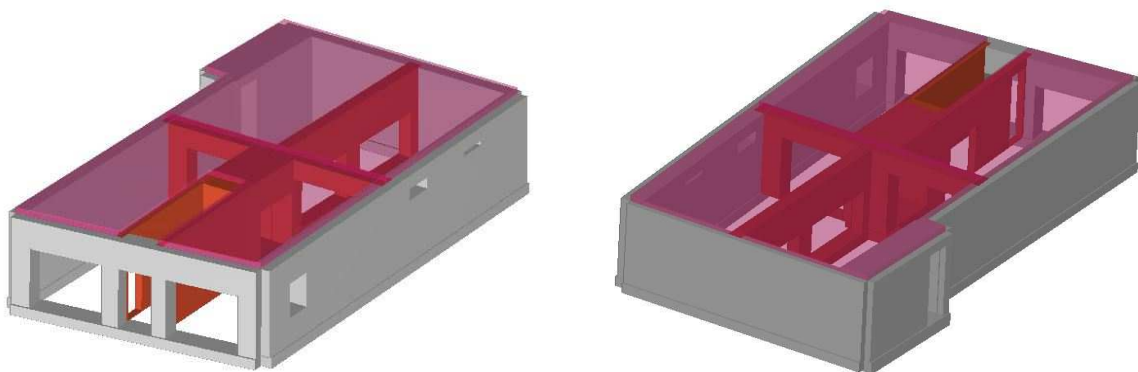


Figura 7.6: Modelo do piso térreo.

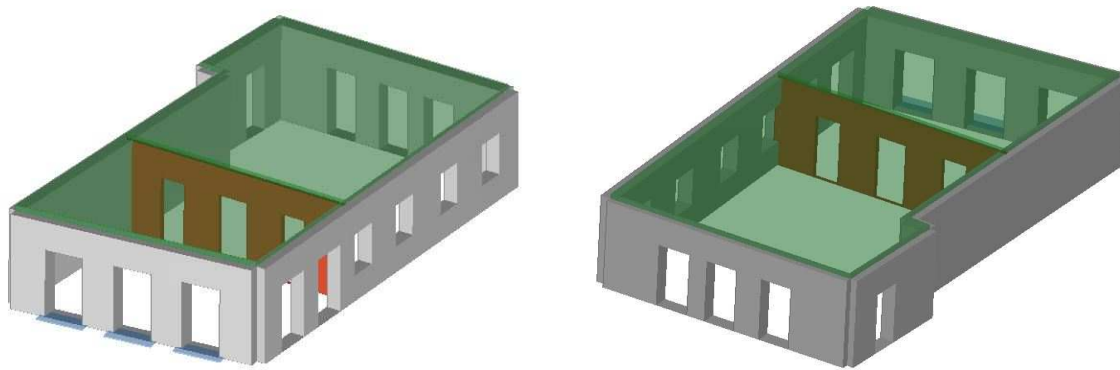


Figura 7.7: Modelo do primeiro piso.

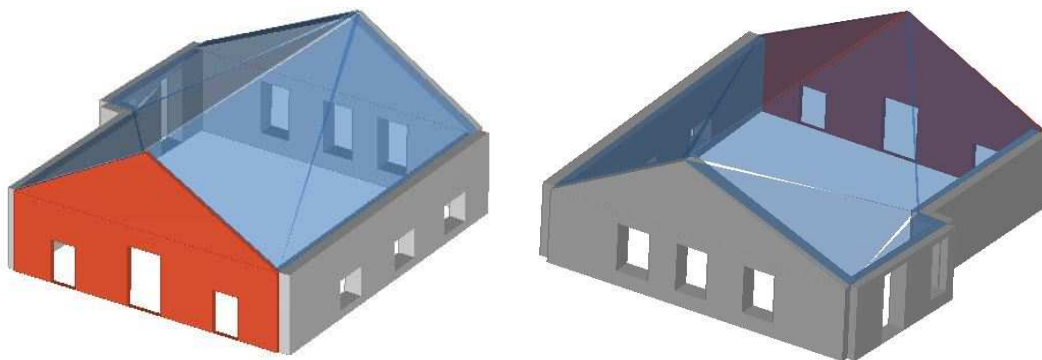
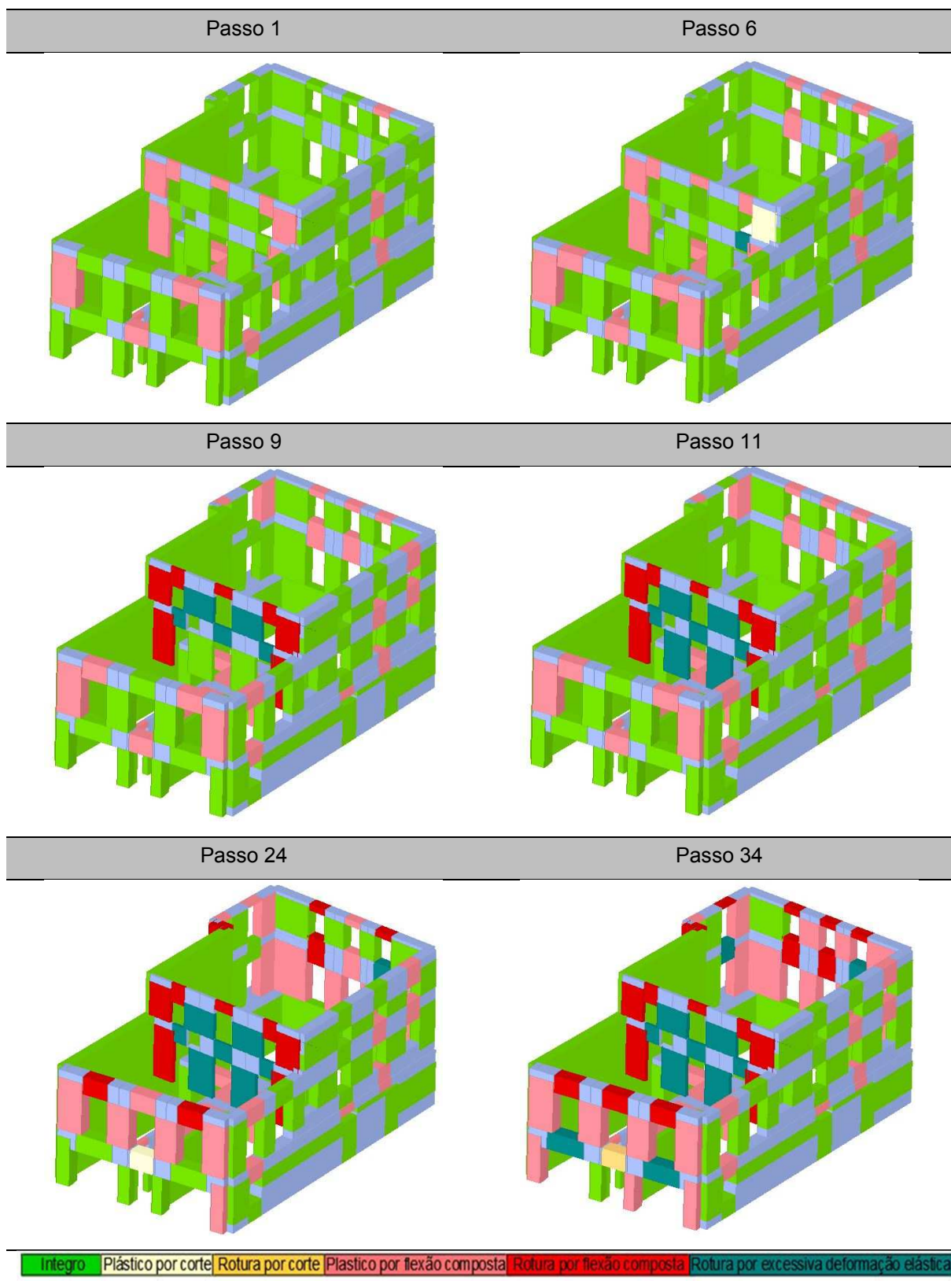


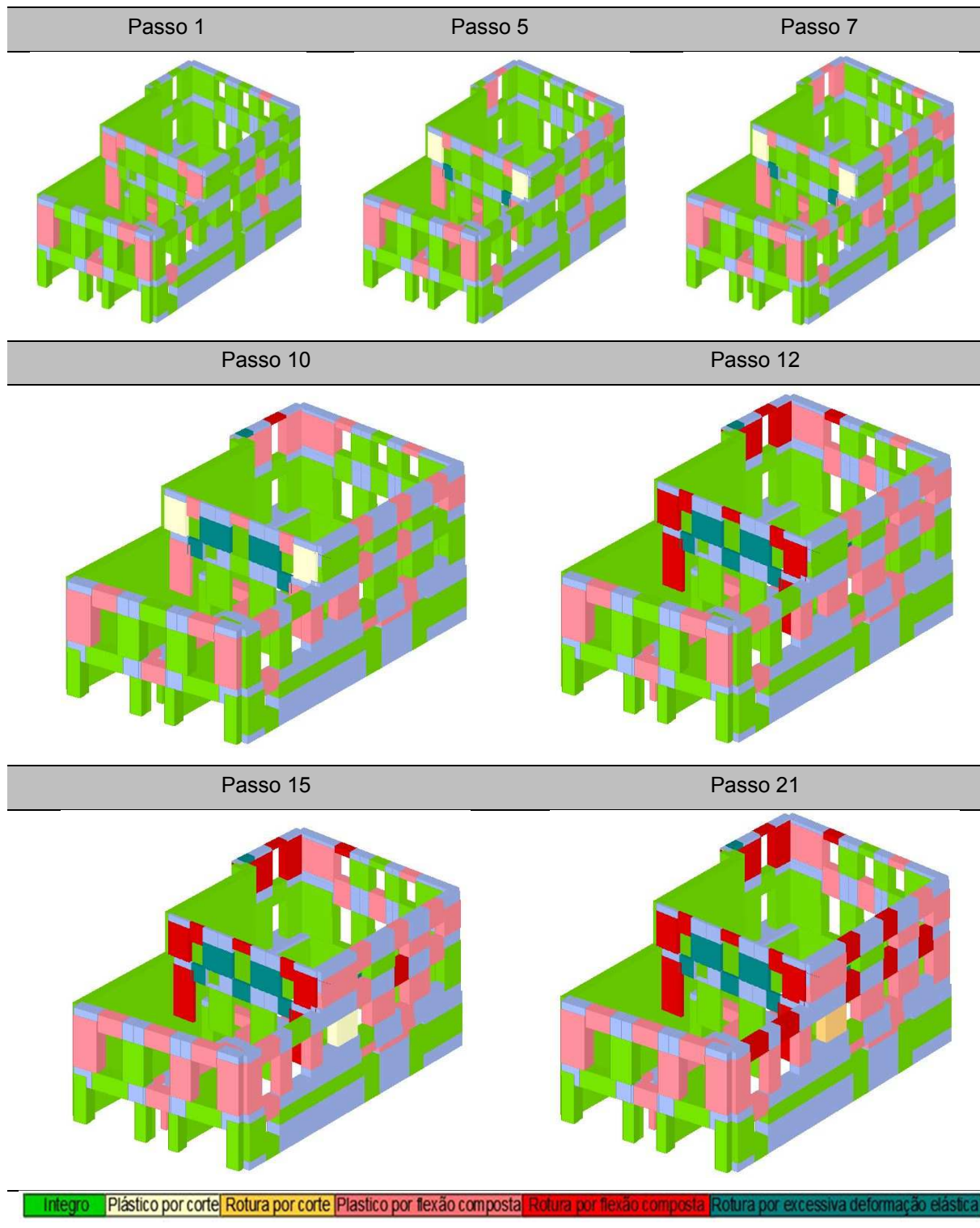
Figura 7.8: Modelo do sótão.

No Quadro 7.7 e Quadro 7.8 apresentam-se os modelos tridimensionais com os mapas de danos das paredes de alvenaria, para as combinações mais condicionantes em X e em Y.

Quadro 7.7: Evolução dos danos resultantes da distribuição modal em X+ com excentricidade negativa.



Quadro 7.8: Evolução dos danos resultantes da distribuição modal em Y- com excentricidade positiva.



7.3.2.2. DESLOCAMENTOS NOS NÓS DE CONTROLO

Quadro 7.9: Deslocamentos máximos para vários nós de controlo – direção x, sentido positivo.

Nó de controlo	Distribuição e direção	Excentricidade (cm)	Deslocamento máximo (cm)	Nó
42	X+ uniforme	0,00	1,97	21; 3
	X+ 1ºmodo	0,00	2,34	3
	X+ uniforme	89,34	2,41	3
	X+ uniforme	-89,34	2,52	3
	X+ 1ºmodo	89,34	2,32	3
	X+ 1ºmodo	-89,34	1,98	42
3	X+ uniforme	0,00	1,89	21
	X+ 1ºmodo	0,00	2,13	3
	X+ uniforme	89,34	2,18	3
	X+ uniforme	-89,34	2,31	3
	X+ 1ºmodo	89,34	2,04	3
	X+ 1ºmodo	-89,34	2,01	42
45	X+ uniforme	0,00	2,45	3
	X+ 1ºmodo	0,00	2,28	3
	X+ uniforme	89,34	2,41	3
	X+ uniforme	-89,34	2,52	3
	X+ 1ºmodo	89,34	2,12	3
	X+ 1ºmodo	-89,34	1,98	42
14	X+ uniforme	0,00	2,02	21
	X+ 1ºmodo	0,00	2,38	3
	X+ uniforme	89,34	2,47	3
	X+ uniforme	-89,34	1,99	21
	X+ 1ºmodo	89,34	2,27	3
	X+ 1ºmodo	-89,34	2,04	42

Quadro 7.10: Deslocamentos máximos para os nós de controlo 7 e 11 – direção x, sentido positivo

Nó de controlo	Distribuição e direção	Excentricidade (cm)	Deslocamento máximo (cm)	Nó
7	X+ uniforme	0,00	2,25	3
	X+ 1ºmodo	0,00	2,13	3
	X+ uniforme	89,34	2,19	3
	X+ uniforme	-89,34	2,31	3
	X+ 1ºmodo	89,34	1,98	3
	X+ 1ºmodo	-89,34	1,98	42
11	X+ uniforme	0,00	2,58	3
	X+ 1ºmodo	0,00	2,38	3
	X+ uniforme	89,34	2,48	3
	X+ uniforme	-89,34	1,96	21
	X+ 1ºmodo	89,34	2,28	3
	X+ 1ºmodo	-89,34	2,01	42

Quadro 7.11: Deslocamentos máximos para vários nós de controlo – direção x, sentido negativo.

Nó de controlo	Distribuição e direção	Excentricidade (cm)	Deslocamento máximo (cm)	Nó
11	X- uniforme	0,00	2,20	14
	X- 1ºmodo	0,00	2,27	14
	X- uniforme	89,34	2,15	14
	X- uniforme	-89,34	2,58	14
	X- 1ºmodo	89,34	2,19	14
	X- 1ºmodo	-89,34	2,34	14
14	X- uniforme	0,00	2,46	21
	X- 1ºmodo	0,00	2,30	14
	X- uniforme	89,34	2,39	42
	X- uniforme	-89,34	2,25	14
	X- 1ºmodo	89,34	2,37	42
	X- 1ºmodo	-89,34	2,43	14
42	X- uniforme	0,00	2,33	21;42
	X- 1ºmodo	0,00	2,19	14
	X- uniforme	89,34	2,31	21;42
	X- uniforme	-89,34	2,40	21;42
	X- 1ºmodo	89,34	2,25	42
	X- 1ºmodo	-89,34	2,37	14
21	X- uniforme	0,00	2,12	14
	X- 1ºmodo	0,00	2,28	14
	X- uniforme	89,34	2,00	14
	X- uniforme	-89,34	2,31	14
	X- 1ºmodo	89,34	2,12	14
	X- 1ºmodo	-89,34	2,23	14

Quadro 7.12: Deslocamentos máximos para vários nós de controlo – direção y, sentido positivo.

Nó de controlo	Distribuição e direção	Excentricidade (cm)	Deslocamento máximo (cm)	Nó
11	Y+ uniforme	0,00	1,15	11
	Y+ 1ºmodo	0,00	1,20	11
	Y+ uniforme	51,18	1,15	11
	Y+ uniforme	-51,18	1,04	11
	Y+ 1ºmodo	51,18	1,31	11
	Y+ 1ºmodo	-51,18	1,08	11
14	Y+ uniforme	0,00	21,96	11
	Y+ 1ºmodo	0,00	21,44	11
	Y+ uniforme	51,18	22,60	11
	Y+ uniforme	-51,18	21,18	11
	Y+ 1ºmodo	51,18	22,16	11
	Y+ 1ºmodo	-51,18	20,54	11
7	Y+ uniforme	0,00	1,10	11
	Y+ 1ºmodo	0,00	1,07	11
	Y+ uniforme	51,18	1,10	11
	Y+ uniforme	-51,18	1,04	11
	Y+ 1ºmodo	51,18	1,07	11
	Y+ 1ºmodo	-51,18	1,08	11
3	Y+ uniforme	0,00	20,22	11
	Y+ 1ºmodo	0,00	19,58	11
	Y+ uniforme	51,18	21,48	11
	Y+ uniforme	-51,18	19,22	11
	Y+ 1ºmodo	51,18	21,08	11
	Y+ 1ºmodo	-51,18	17,77	11

Quadro 7.13: Deslocamentos máximos para vários nós de controlo – direção y, sentido negativo.

Nó de controlo	Distribuição e direção	Excentricidade (cm)	Deslocamento máximo (cm)	Nó
11	Y- uniforme	0,00	1,43	11
	Y- 1ºmodo	0,00	1,20	11
	Y- uniforme	51,18	1,62	11
	Y- uniforme	-51,18	1,37	11
	Y- 1ºmodo	51,18	1,14	11
	Y- 1ºmodo	-51,18	1,20	11
14	Y- uniforme	0,00	25,05	11
	Y- 1ºmodo	0,00	36,60	11
	Y- uniforme	51,18	11,92	11
	Y- uniforme	-51,18	18,64	11
	Y- 1ºmodo	51,18	41,63	11
	Y- 1ºmodo	-51,18	20,80	11
7	Y- uniforme	0,00	1,51	11
	Y- 1ºmodo	0,00	1,21	11
	Y- uniforme	51,18	1,60	11
	Y- uniforme	-51,18	1,68	11
	Y- 1ºmodo	51,18	1,31	11
	Y- 1ºmodo	-51,18	1,32	11
45	Y- uniforme	0,00	1,51	11
	Y- 1ºmodo	0,00	1,12	11
	Y- uniforme	51,18	1,60	11
	Y- uniforme	-51,18	1,69	11
	Y- 1ºmodo	51,18	1,14	11
	Y- 1ºmodo	-51,18	1,68	11

7.3.2.3. CARACTERÍSTICAS DAS CURVAS DE CAPACIDADE

▪ Direção X

Quadro 7.14: Características das curvas de capacidade na direção X, sentido positivo.

X+ Uniforme (e = 0)		X+ 1ºmodo (e = 0)		X+ Uniforme (e = 89,34)		X+ Uniforme (e = - 89,34)		X+ 1ºmodo (e = 89,34)		X+ 1ºmodo (e = - 89,34)	
d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,70	43,63	0,70	33,00	0,60	42,05	0,70	45,34	0,60	31,85	0,70	34,23
1,40	93,25	1,30	71,09	1,30	89,61	1,40	97,20	1,20	68,40	1,40	73,99
2,10	128,73	2,00	97,10	1,90	124,09	2,20	133,35	1,90	93,69	2,10	100,68
2,80	161,61	2,70	123,45	2,60	157,56	3,00	166,23	2,60	119,19	2,90	128,48
3,60	193,22	3,40	148,44	3,30	188,26	3,80	198,35	3,20	136,20	3,60	152,64
4,30	223,16	4,20	164,15	4,00	218,05	4,60	228,61	3,90	161,19	4,40	176,64
5,10	251,57	4,90	188,58	4,80	246,94	5,40	255,63	4,60	184,62	5,20	192,19
5,80	277,90	5,60	212,19	5,50	273,80	6,20	274,74	5,30	207,52	6,30	176,23
6,70	296,34	6,70	191,28	6,30	291,69	7,00	302,47	6,00	229,36	7,10	196,26
7,80	281,36	7,40	206,14	6,90	325,06	8,20	286,93	7,10	199,38	7,80	212,32
8,50	302,67	8,20	220,69	7,90	311,35	9,00	309,37	7,80	213,80	8,60	226,69
9,30	323,36	8,90	233,81	8,80	314,34	9,80	328,84	8,50	227,67	9,40	239,83
10,00	342,62	9,60	241,73	9,50	334,06	10,60	346,46	9,10	234,07	10,10	249,09
10,80	355,48	10,30	248,55	10,20	347,90	11,40	358,61	9,80	240,30	10,80	256,74
11,50	366,26	10,90	254,74	10,90	358,01	12,10	370,57	10,40	247,47	11,60	253,44
12,10	375,09	11,50	260,71	11,50	367,15	12,90	371,18	11,00	253,68	12,30	259,32
12,80	382,48	12,40	255,18	12,20	374,89	13,60	378,58	11,60	259,25	12,90	265,09
13,60	377,62	13,00	260,31	12,80	381,88	14,30	385,94	12,20	264,75	13,60	270,10
14,30	384,33	13,70	265,10	13,50	388,49	14,90	392,75	12,80	269,76	14,20	274,72
15,00	388,77	14,30	269,03	14,40	378,42	15,70	395,17	13,80	259,92	14,90	279,14
15,60	394,32	14,90	274,76	15,00	384,29	16,30	401,67	14,10	234,21	15,60	285,41
16,30	399,80	15,10	239,75	15,70	392,44	17,10	404,56	14,70	236,40	15,90	268,97
17,00	406,56	15,70	241,06	15,80	346,32	17,70	409,82	15,30	238,26	16,20	243,26
17,00	347,45	16,30	242,23	16,40	349,10	18,00	385,08	15,90	241,07	16,80	244,96
17,60	349,82	16,90	244,33	17,00	351,61	18,10	346,89	16,50	241,89	17,40	247,27

X+ Uniforme (e = 0)		X+ 1ºmodo (e = 0)		X+ Uniforme (e = 89,34)		X+ Uniforme (e = - 89,34)		X+ 1ºmodo (e = 89,34)		X+ 1ºmodo (e = - 89,34)	
d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)
18,20	353,52	17,50	244,44	17,70	355,44	18,70	350,79	17,10	241,39	18,00	249,00
18,80	355,11	18,10	247,53	18,30	356,93	19,30	353,01	17,70	242,11	18,60	249,33
19,40	357,53	18,70	248,94	18,90	358,39	19,90	355,44	18,40	252,94	19,40	262,49
20,00	359,78	19,40	259,84	19,60	352,00	20,60	360,49	19,00	255,96	20,00	263,95
20,80	375,47	20,00	261,32	20,40	367,04	21,40	376,21	19,60	256,59	20,60	265,50
21,40	380,49	20,70	262,83	20,90	378,20	22,00	376,39	20,20	257,96	21,40	256,30
22,00	381,01	21,20	266,41	21,50	377,91	22,60	378,12	20,80	259,18	21,80	231,82
22,40	347,36	21,30	229,35	22,00	380,04	22,80	355,88	21,30	253,88	22,30	232,35
22,90	361,01	21,90	230,57	22,50	341,62	23,60	345,43	21,90	255,86		
		22,50	231,38	22,90	344,03	23,90	347,69	22,20	230,31		
		23,10	232,05	23,30	334,71	24,30	334,88				
				23,90	336,81	24,90	337,11				
				24,50	338,91	25,50	339,13				
						26,10	341,16				
						26,70	343,19				

Quadro 7.15: Características das curvas de capacidade na direção X, sentido negativo.

X- Uniforme (e = 0)		X- 1ºmodo (e = 0)		X- Uniforme (e = 89,34)		X- Uniforme (e = - 89,34)		X- 1ºmodo (e = 89,34)		X- 1ºmodo (e = - 89,34)	
d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	28,19	0,50	22,17	0,50	30,42	0,50	29,82	0,50	23,83	0,50	24,05
1,00	58,17	1,00	41,16	1,00	56,94	1,00	56,55	1,00	44,22	1,00	40,00
1,50	78,27	1,50	58,16	1,50	80,97	1,40	81,27	1,60	62,42	1,50	60,90
2,00	103,70	2,00	74,03	2,00	102,81	1,90	102,50	2,00	70,49	1,90	72,82
2,40	125,40	2,40	79,75	2,50	121,27	2,30	121,70	2,50	83,38	2,30	80,12
2,90	145,82	2,90	90,34	3,00	138,96	2,80	140,05	3,00	100,40	2,80	89,79
3,30	156,15	3,30	96,79	3,50	156,66	3,30	157,65	3,50	103,55	3,20	91,33
3,80	169,12	3,80	109,23	3,90	173,94	3,70	174,66	3,90	116,91	3,60	102,22

X- Uniforme (e = 0)		X- 1ºmodo (e = 0)		X- Uniforme (e = 89,34)		X- Uniforme (e = - 89,34)		X- 1ºmodo (e = 89,34)		X- 1ºmodo (e = - 89,34)	
d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)
4,20	183,27	4,20	121,23	4,30	169,40	4,10	191,08	4,40	129,90	4,10	113,02
4,70	202,42	4,70	132,63	4,80	185,51	4,60	207,23	4,90	142,31	4,50	123,86
5,10	203,39	5,20	144,03	5,30	201,40	5,00	223,35	5,40	154,55	5,00	134,71
5,60	219,12	5,60	155,59	5,70	217,24	5,50	239,39	5,90	166,84	5,40	145,72
6,00	215,19	6,10	167,14	6,20	233,25	5,90	255,35	6,30	179,26	5,90	156,76
6,40	230,08	6,50	178,68	6,70	249,36	6,20	218,50	6,80	191,35	6,30	167,79
6,90	245,11	7,00	189,33	7,10	265,39	6,60	233,48	7,30	201,56	6,80	178,27
7,30	259,25	7,40	198,25	7,60	280,00	7,00	247,60	7,70	211,25	7,20	187,44
7,80	272,68	7,90	206,61	8,10	294,03	7,50	260,75	8,20	220,04	7,60	195,53
8,20	285,57	8,30	216,06	8,50	307,76	7,90	273,35	8,70	228,76	8,00	203,48
8,70	298,35	8,80	224,47	9,00	320,17	8,30	285,87	9,20	237,47	8,50	211,37
9,10	310,70	9,30	232,87	9,50	330,44	8,80	298,16	9,70	246,17	8,90	220,18
9,60	320,37	9,80	241,27	9,90	340,15	9,20	310,22	10,20	253,98	9,40	228,22
10,10	329,36	10,30	249,66	10,40	349,65	9,60	322,28	10,80	260,65	9,90	236,20
10,50	338,36	10,80	256,73	10,90	360,89	10,10	332,41	11,30	266,78	10,20	225,91
11,00	347,35	11,00	241,68	11,40	370,40	10,50	340,91	11,50	245,04	10,70	233,47
11,30	334,33	11,50	247,51	11,70	352,74	10,90	349,12	12,00	252,43	11,10	240,11
11,80	344,08	12,10	253,25	12,20	360,89	11,30	337,97	12,50	256,97	11,60	245,71
12,30	351,43	12,50	257,22	12,70	368,93	11,70	345,78	13,00	259,63	12,10	249,93
12,80	356,56	13,10	263,42	13,20	374,36	12,10	357,59	13,60	264,37	12,60	258,24
13,30	366,78	13,60	266,65	13,80	384,67	12,60	364,74	14,10	266,50	13,10	262,46
13,80	372,92	14,10	269,10	14,30	390,44	13,10	371,89	14,70	265,12	13,60	265,70
14,30	378,02	14,60	269,79	14,80	395,62	13,60	379,00	15,40	255,96	14,10	267,94
14,80	382,19	15,20	279,27	15,30	399,69	14,00	384,82	16,20	255,24	14,70	275,87
15,30	389,49	15,70	279,69	15,80	406,90	14,50	393,63	16,80	257,22	15,20	278,38
15,80	391,81	16,50	270,25	16,30	409,23	15,00	397,44	17,40	259,39	15,70	282,82
16,30	395,52	17,10	272,51	16,90	410,24	15,50	402,59	18,00	260,45	16,20	285,75
16,80	399,27	17,80	262,07	17,70	399,37	15,90	407,88	18,60	259,39	16,80	286,86
17,40	400,48	18,40	263,56	18,50	386,39	16,40	412,57	19,20	260,26	17,40	276,39

X- Uniforme (e = 0)		X- 1ºmodo (e = 0)		X- Uniforme (e = 89,34)		X- Uniforme (e = - 89,34)		X- 1ºmodo (e = 89,34)		X- 1ºmodo (e = - 89,34)	
d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)
18,20	384,21	19,00	264,64	19,00	387,98	16,90	417,23	19,70	263,10	18,00	277,84
18,70	387,15	19,60	264,10	19,60	390,61	17,40	421,86	20,30	263,53	18,80	265,92
19,30	388,81	20,10	266,85	20,20	392,95	17,80	415,58	20,50	250,77	19,30	267,39
19,80	391,96	20,70	267,22	20,80	393,02	18,40	429,59	21,00	252,36	19,90	268,02
20,40	393,90	21,20	267,26	21,30	397,15	18,90	434,27	21,60	252,99	20,50	267,41
20,90	393,62	21,50	253,99	21,90	398,23	19,40	436,29	22,50	238,84	21,00	269,98
21,50	395,53	22,00	255,43	22,50	398,84	20,30	399,57	23,30	220,98	21,50	270,47
21,60	369,82	22,90	242,08	22,70	380,43	21,20	389,52			22,00	256,54
22,20	382,22			23,70	354,69	21,80	392,92			22,50	257,90
22,80	384,24			24,30	352,41	22,40	395,46			23,20	245,66
23,30	364,84			25,00	336,31	22,90	399,78			23,90	249,68
23,90	368,42					23,50	381,58				
24,70	341,55					24,00	384,14				
25,50	342,08					24,90	370,36				
26,40	328,69										

▪ Direção Y

Quadro 7.16: Características das curvas de capacidade na direção Y, sentido positivo.

Y+ Uniforme (e = 0)		Y+ 1ºmodo (e = 0)		Y+ Uniforme (e = 51,18)		Y+ Uniforme (e = - 51,18)		Y+ 1ºmodo (e = 51,18)		Y+ 1ºmodo (e = - 51,18)	
d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,70	183,82	0,70	136,25	0,60	172,08	0,80	197,29	0,60	127,88	0,70	142,43
1,30	312,21	1,30	253,35	1,20	292,76	1,50	338,81	1,20	236,54	1,50	270,98
2,00	451,53	1,90	329,70	1,80	419,96	2,20	492,92	1,70	309,63	2,10	354,98
2,50	563,03	2,30	396,20	2,30	523,04	2,80	612,82	2,10	366,71	2,60	430,69
3,10	692,38	2,90	488,58	2,80	642,68	3,50	755,82	2,60	451,12	3,20	531,96
3,70	812,40	3,50	598,73	3,30	734,41	4,20	887,48	3,20	550,63	4,00	658,18
4,20	898,06	4,10	676,84	4,00	912,31	4,70	979,25	3,70	619,16	4,60	744,20
5,00	1063,47	4,60	738,17	4,60	1011,69	5,30	1085,89	4,10	675,62	5,10	804,52
5,40	1126,28	5,00	778,24	4,90	1052,50	5,90	1183,72	4,50	710,78	5,50	849,09
5,90	1192,15	5,40	811,96	5,40	1108,42	6,40	1231,95	4,80	741,76	5,90	890,03
6,30	1241,00	5,70	844,55	5,70	1157,62	6,80	1289,91	5,20	771,39	6,40	927,30
6,70	1285,07	6,10	872,46	6,10	1201,65	7,20	1334,35	5,50	797,30	6,70	958,96
7,00	1323,56	6,40	899,76	6,50	1245,18	7,60	1373,65	5,90	823,15	7,10	989,23
7,40	1363,09	6,10	708,84	6,80	1284,07	8,00	1412,13	5,70	655,55	6,50	767,50
6,90	1080,71	6,40	737,01	6,50	1023,41	7,30	1098,33	6,00	682,44	6,90	803,23
7,30	1126,36	6,80	763,99	6,80	1066,91	7,70	1142,61	6,30	708,74	7,30	833,17
7,60	1159,23	7,10	782,79	7,10	1093,55	8,00	1175,39	6,60	727,70	7,60	853,38
8,00	1191,72	7,40	804,42	7,50	1123,53	8,40	1213,03	7,00	748,86	8,00	876,68
8,30	1224,13	7,40	736,77	7,80	1153,36	8,80	1247,05	7,00	689,73	7,90	798,79
8,70	1256,20	7,70	754,73	7,90	1078,18			7,40	707,42		
8,50	1093,30	8,00	769,32	8,00	1055,42			7,70	721,72		
								7,30	639,94		
								7,70	658,60		

Quadro 7.17: Características das curvas de capacidade na direção Y, sentido negativo.

Y- Uniforme (e = 0)		Y- 1ºmodo (e = 0)		Y- Uniforme (e = 51,18)		Y- Uniforme (e = - 51,18)		Y- 1ºmodo (e = 51,18)		Y- 1ºmodo (e = - 51,18)	
d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,70	173,81	0,60	126,22	0,60	163,70	0,80	185,25	0,60	118,75	0,70	134,69
1,30	313,71	1,20	226,03	1,20	295,02	1,40	333,92	1,10	212,42	1,30	241,06
1,90	448,10	1,90	339,40	1,70	419,35	2,10	479,70	1,70	318,49	2,00	344,55
2,50	577,07	2,40	428,77	2,30	532,54	2,70	617,05	2,20	403,77	2,60	451,13
2,90	619,04	2,90	521,14	2,60	578,62	3,20	666,73	2,60	487,52	3,20	549,92
3,50	757,67	3,30	542,46	3,20	705,25	3,90	818,37	3,10	510,53	3,60	580,16
4,10	863,27	3,90	628,94	3,70	801,62	4,40	893,42	3,60	588,71	4,30	674,29
4,50	919,21	4,50	717,31	4,10	862,23	5,00	998,86	4,10	669,47	4,70	728,83
5,00	1012,13	5,00	796,82	4,60	948,15	5,50	1090,45	4,60	742,41	5,20	798,70
5,50	1095,17	5,20	798,81	5,00	1025,80	6,00	1180,48	5,00	807,74	5,70	863,27
5,90	1167,36	5,60	852,25	5,40	1100,07	6,50	1263,11	5,10	774,96	6,20	918,54
6,30	1231,14	6,10	899,68	5,80	1147,07	7,00	1333,94	5,50	821,72	6,60	969,87
6,70	1278,82	6,50	946,93	6,10	1190,15	7,40	1395,87	5,90	865,17	7,00	1014,12
7,10	1322,26	6,80	964,89	6,50	1232,52	7,80	1440,06	6,20	867,37	7,40	1034,49
7,40	1337,79	6,80	878,30	6,80	1270,18	8,10	1461,38	6,00	739,53	7,20	927,39
7,70	1356,35	7,00	870,56	7,10	1280,59	8,50	1486,20	6,30	761,77	7,60	957,18
7,60	1226,37	7,30	896,73	7,40	1296,90	8,30	1338,27	6,70	784,31	7,80	952,22
7,90	1263,97	7,70	922,32	7,40	1176,04	8,60	1376,03	6,90	794,26	8,20	981,97
8,30	1296,86	8,00	943,99	7,70	1209,46	9,00	1411,68	6,90	695,47	8,50	1008,55
8,60	1327,87	8,30	957,83	8,00	1241,67	9,30	1446,97	7,20	716,95	8,90	1034,57
9,00	1362,26	8,60	971,35	8,30	1275,94	9,70	1476,86			9,20	1052,06
9,30	1390,48			8,70	1301,63	10,00	1511,39				
9,60	1405,93			8,90	1317,33	10,30	1527,20				
9,90	1433,44			8,70	1219,89	10,20	1394,00				
9,00	1134,31			8,90	1224,31	10,60	1442,66				
9,40	1170,08			9,30	1270,95						

Y- Uniforme (e = 0)		Y- 1ºmodo (e = 0)		Y- Uniforme (e = 51,18)		Y- Uniforme (e = - 51,18)		Y- 1ºmodo (e = 51,18)		Y- 1ºmodo (e = - 51,18)	
d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)
9,70	1192,32			9,60	1298,98						
				9,90	1313,98						
				10,10	1327,35						
				10,40	1336,26						

7.3.2.4. ANÁLISE PARA A AÇÃO SÍSMICA TIPO 1

Quadro 7.18: Resultados das análises para a ação sísmica tipo 1.

Sismo 1					
Direção e sentido	Distribuição de forças laterais	Excentricidade [cm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
-X	Uniforme	0,00	56,10	19,80	0,352
-X	1º Modo	0,00	64,00	17,20	0,269
-X	Uniforme	89,34	54,80	18,80	0,343
-X	Uniforme	-89,34	57,00	18,70	0,328
-X	1º Modo	89,34	62,50	17,50	0,280
-X	1º Modo	-89,34	65,80	17,90	0,273
+X	Uniforme	0,00	48,60	17,20	0,353
+X	1º Modo	0,00	53,40	17,30	0,324
+X	Uniforme	89,34	47,00	18,30	0,390
+X	Uniforme	-89,34	50,20	20,00	0,398
+X	1º Modo	89,34	52,50	16,60	0,317
+X	1º Modo	-89,34	63,10	16,70	0,265
-Y	Uniforme	0,00	13,70	7,30	0,688
-Y	1º Modo	0,00	18,30	6,40	0,484
-Y	Uniforme	51,18	13,80	7,80	0,705
-Y	Uniforme	-51,18	13,20	7,90	0,744
-Y	1º Modo	51,18	18,70	5,40	0,419
-Y	1º Modo	-51,18	18,40	6,90	0,512
+Y	Uniforme	0,00	13,70	6,30	0,633
+Y	1º Modo	0,00	18,60	6,00	0,444
+Y	Uniforme	51,18	13,80	6,00	0,604
+Y	Uniforme	-51,18	13,90	6,60	0,643
+Y	1º Modo	51,18	18,80	5,70	0,421
+Y	1º Modo	-51,18	18,40	5,90	0,455
Mais Gravosa x					0,265
Mais Gravosa y					0,419

7.3.2.5. ANÁLISE PARA A AÇÃO SÍSMICA TIPO 2

Quadro 7.19: Resultados das análises para a ação sísmica tipo 2.

Sismo 2					
Direção e sentido	Distribuição de forças laterais	Excentricidade [cm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
-X	Uniforme	0,00	63,60	19,80	0,302
-X	1º Modo	0,00	72,60	17,20	0,247
-X	Uniforme	89,34	62,10	18,80	0,311
-X	Uniforme	-89,34	64,60	18,70	0,237
-X	1º Modo	89,34	70,80	17,50	0,289
-X	1º Modo	-89,34	74,50	17,90	0,241
+X	Uniforme	0,00	55,10	17,20	0,312
+X	1º Modo	0,00	60,60	17,30	0,286
+X	Uniforme	89,34	53,30	18,30	0,344
+X	Uniforme	-89,34	56,90	20,00	0,352
+X	1º Modo	89,34	59,50	16,60	0,280
+X	1º Modo	-89,34	71,50	16,70	0,234
-Y	Uniforme	0,00	16,40	7,30	0,607
-Y	1º Modo	0,00	21,40	6,40	0,427
-Y	Uniforme	51,18	16,50	7,80	0,622
-Y	Uniforme	-51,18	16,00	7,90	0,656
-Y	1º Modo	51,18	21,80	5,40	0,370
-Y	1º Modo	-51,18	21,60	6,90	0,452
+Y	Uniforme	0,00	16,40	6,30	0,559
+Y	1º Modo	0,00	21,60	6,00	0,392
+Y	Uniforme	51,18	16,40	6,00	0,533
+Y	Uniforme	-51,18	16,60	6,60	0,567
+Y	1º Modo	51,18	21,70	5,70	0,371
+Y	1º Modo	-51,18	21,40	5,90	0,402
Mais Gravosa x					0,234
Mais Gravosa y					0,370

7.3.2.6. CARACTERÍSTICAS DAS CURVAS BILINEARES

Quadro 7.20: Propriedades das curvas de capacidade bilineares.

Tipo de Análise	Excc. [cm]	T* [s]	m* [kg]	w [kN]	Γ	F*y [kN]	d*y [mm]	d*m [mm]
-X Uniforme	0,00	0,715	451694	8394,78	1,20	319,85	9,20	22,00
-X 1º Modo	0,00	0,816	451694	8394,78	1,20	221,76	8,30	19,20
-X Uniforme	89,34	0,698	451694	8394,78	1,20	324,98	8,90	20,90
-X Uniforme	-89,34	0,726	451694	8394,78	1,20	345,79	10,20	20,80
-X 1º Modo	89,34	0,796	451694	8394,78	1,20	214,93	7,60	19,50
-X 1º Modo	-89,34	0,838	451694	8394,78	1,20	224,87	8,90	20,00
+X Uniforme	0,00	0,619	451694	8394,78	1,20	306,90	6,60	19,10
+X 1º Modo	0,00	0,681	451694	8394,78	1,20	206,32	5,40	19,30
+X Uniforme	89,34	0,599	451694	8394,78	1,20	300,80	6,10	20,40
+X Uniforme	-89,34	0,639	451694	8394,78	1,20	306,81	7,00	22,30
+X 1º Modo	89,34	0,669	451694	8394,78	1,20	205,92	5,20	18,50
+X 1º Modo	-89,34	0,804	451694	8394,78	1,20	229,96	8,30	18,60
-Y Uniforme	0,00	0,295	449324	8394,78	1,06	1274,41	6,30	9,10
-Y 1º Modo	0,00	0,332	449324	8394,78	1,06	892,95	5,50	8,10
-Y Uniforme	51,18	0,292	449324	8394,78	1,06	1212,43	5,80	9,80
-Y Uniforme	-51,18	0,298	449324	8394,78	1,06	1393,45	7,00	10,00
-Y 1º Modo	51,18	0,329	449324	8394,78	1,06	784,40	4,80	6,80
-Y 1º Modo	-51,18	0,338	449324	8394,78	1,06	970,38	6,30	8,70
+Y Uniforme	0,00	0,289	449324	8394,78	1,06	1184,53	5,60	8,00
+Y 1º Modo	0,00	0,325	449324	8394,78	1,06	753,69	4,50	7,60
+Y Uniforme	51,18	0,280	449324	8394,78	1,06	1071,37	4,70	7,60
+Y Uniforme	-51,18	0,293	449324	8394,78	1,06	1218,47	5,90	8,20
+Y 1º Modo	51,18	0,323	449324	8394,78	1,06	692,17	4,10	7,20
+Y 1º Modo	-51,18	0,328	449324	8394,78	1,06	835,01	5,10	7,50

7.3.3. MODELO COM REFORÇO

7.3.3.1. MODELO 3D

Apresenta-se nas figuras seguintes imagens dos pisos modelados em 3D do edifício.

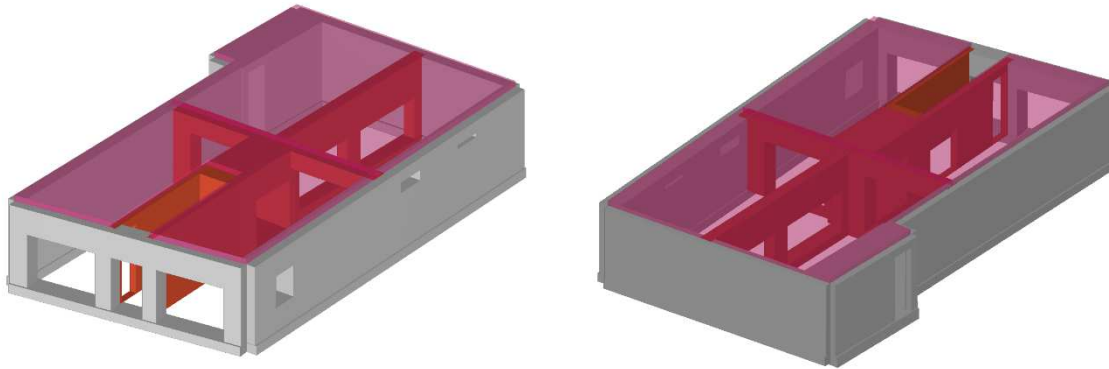


Figura 7.9: Modelo do piso térreo.

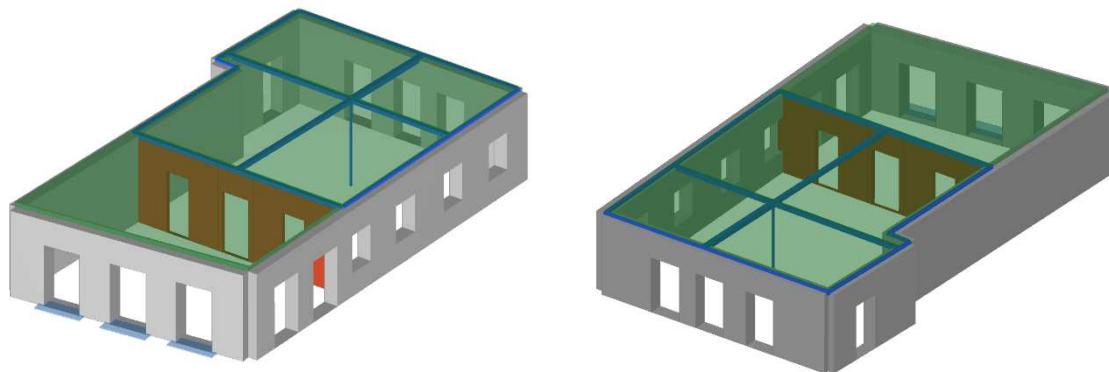


Figura 7.10: Modelo do primeiro piso.

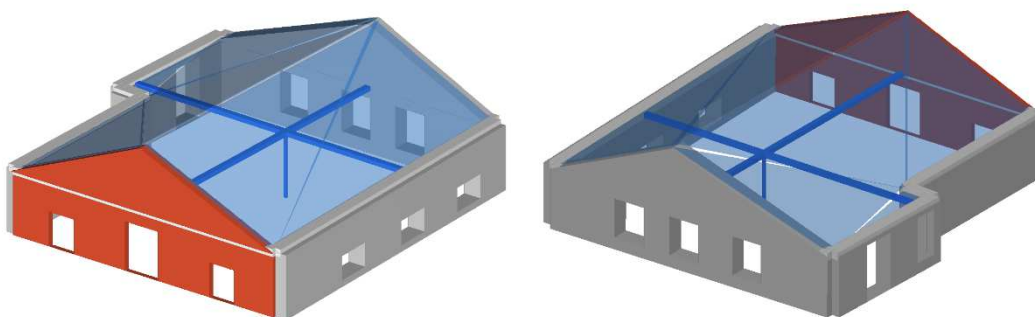
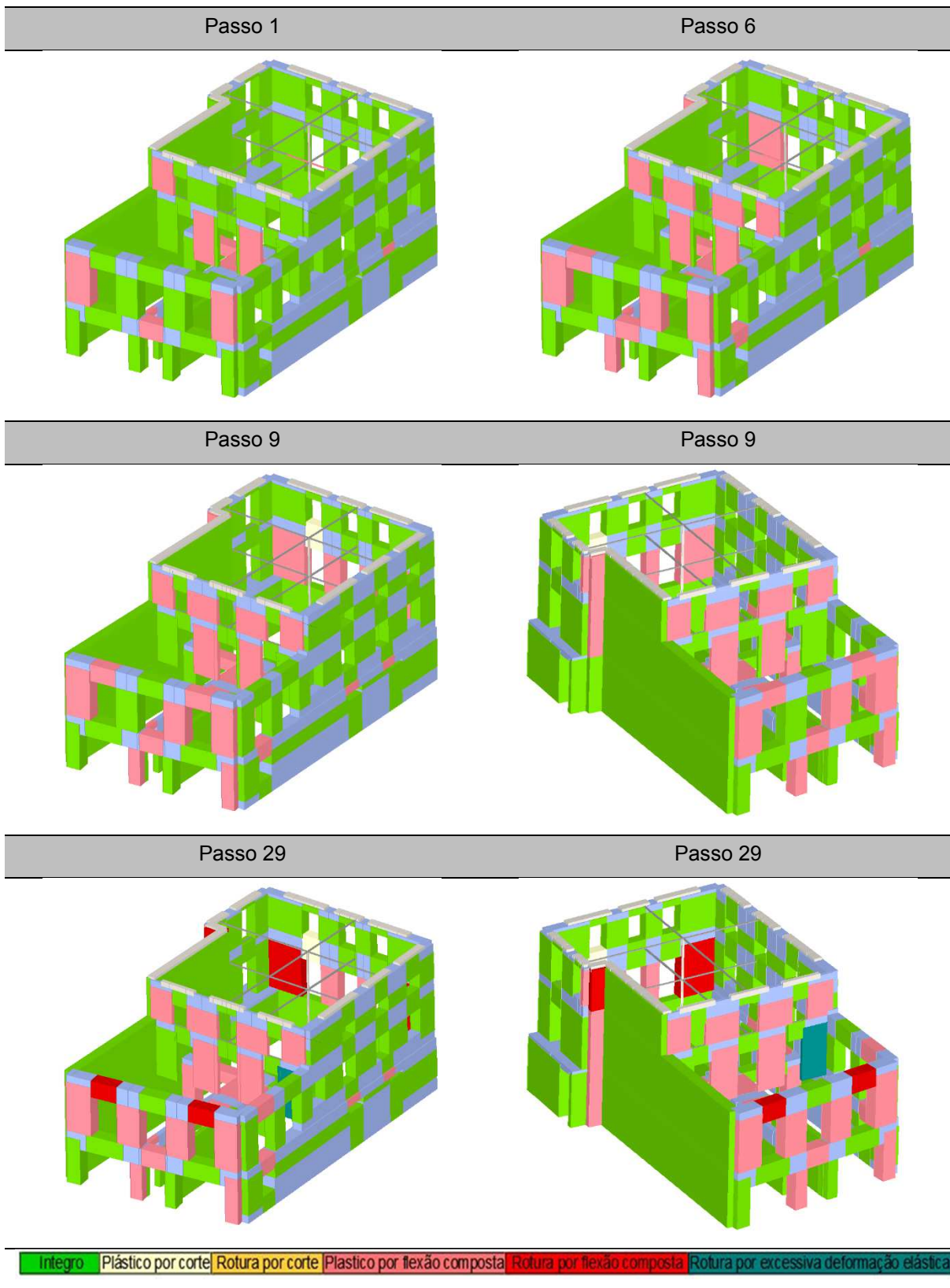


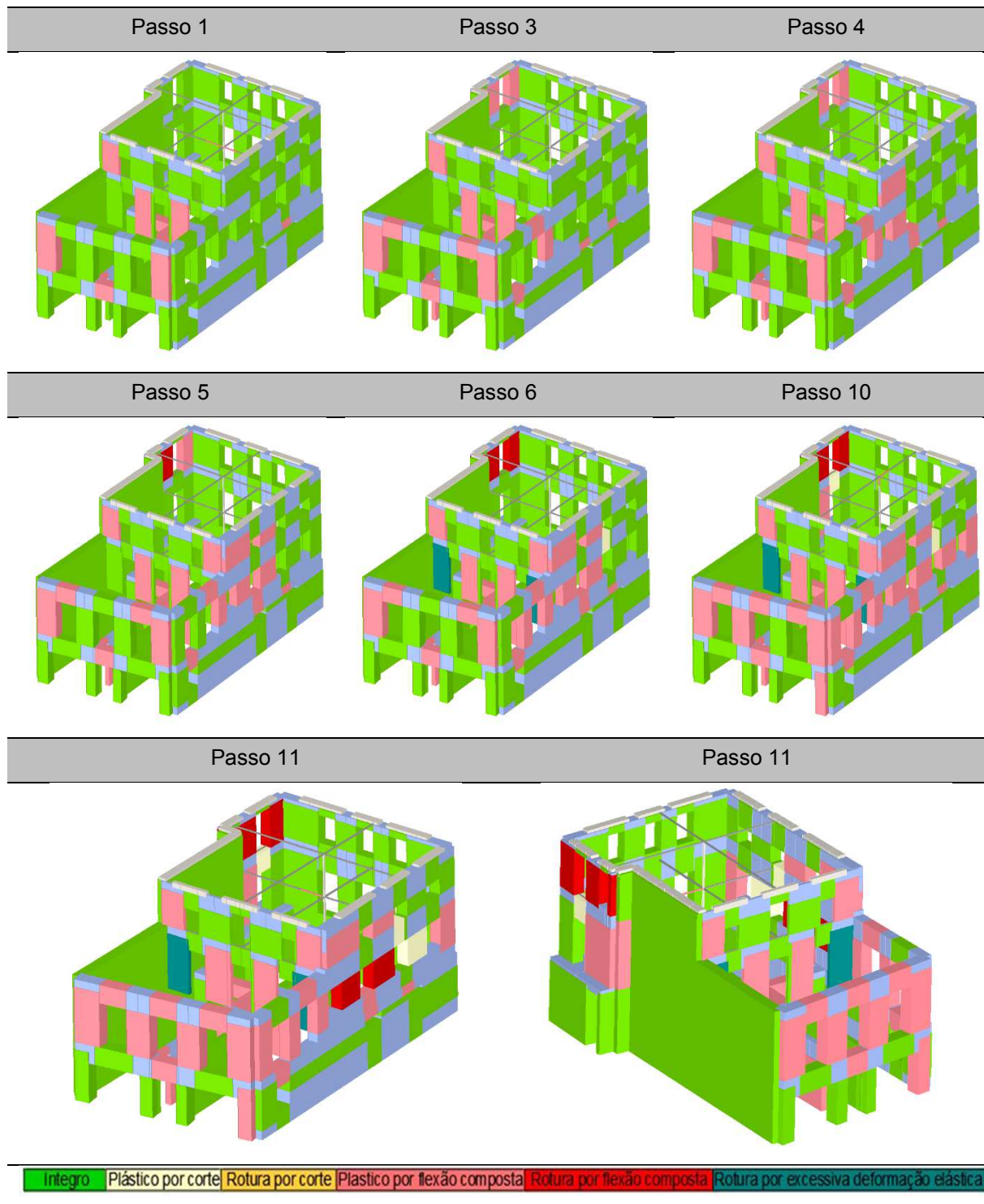
Figura 7.11: Modelo do sótão.

No Quadro 7.7 e Quadro 7.8 apresentam-se os modelos tridimensionais com os mapas de danos das paredes de alvenaria, para as combinações mais condicionantes em X e em Y.

Quadro 7.21: Evolução dos danos resultantes da distribuição modal em X+ com excentricidade negativa.



Quadro 7.22: Evolução dos danos resultantes da distribuição modal em Y+ com excentricidade positiva.



7.3.3.2. DESLOCAMENTOS NOS NÓS DE CONTROLO

Quadro 7.23: Deslocamentos máximos para o nó de controlo 3 na direção x.

Nó de controlo	Distribuição e direção	Excentricidade (cm)	Deslocamento máximo (cm)	Nó
3	X+ uniforme	0,00	1,72	3
	X+ 1ºmodo	0,00	1,68	3
	X+ uniforme	89,34	1,71	3
	X+ uniforme	-89,34	1,66	3
	X+ 1ºmodo	89,34	1,68	3
	X+ 1ºmodo	-89,34	1,69	3
3	X- uniforme	0,00	1,72	3
	X- 1ºmodo	0,00	1,67	3
	X- uniforme	89,34	1,71	3
	X- uniforme	-89,34	1,72	3
	X- 1ºmodo	89,34	1,67	3
	X- 1ºmodo	-89,34	1,68	3

Quadro 7.24: Deslocamentos máximos para o nó de controlo 11 na direção y.

Nó de controlo	Distribuição e direção	Excentricidade (cm)	Deslocamento máximo (cm)	Nó
11	Y+ uniforme	0,00	0,61	11
	Y+ 1ºmodo	0,00	0,57	11
	Y+ uniforme	51,18	0,61	11
	Y+ uniforme	-51,18	0,61	11
	Y+ 1ºmodo	51,18	0,57	11
	Y+ 1ºmodo	-51,18	0,57	11
11	Y- uniforme	0,00	0,46	11
	Y- 1ºmodo	0,00	0,57	11
	Y- uniforme	51,18	0,45	11
	Y- uniforme	-51,18	0,48	11
	Y- 1ºmodo	51,18	0,54	11
	Y- 1ºmodo	-51,18	0,55	11

7.3.3.3. CARACTERÍSTICAS DAS CURVAS DE CAPACIDADE

Quadro 7.25: Características das curvas de capacidade das combinações condicionantes na direção X e Y.

X+ 1ºmodo (e = -89,34)		Y+ 1ºmodo (e = +51.18)	
d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)
0,00	0,00	0,00	0,00
0,70	122,45	0,60	402,13
1,40	237,13	1,20	785,13
2,20	323,13	1,70	1116,84
3,00	411,62	2,20	1294,37
3,90	491,80	2,60	1414,88
4,70	543,26	2,90	1505,51
5,50	581,08	3,30	1585,88
6,30	579,01	3,60	1641,08

7,00	550,73	3,90	1681,89
X+ 1ºmodo (e = -89,34)		Y+ 1ºmodo (e = +51.18)	
d (mm)	V (kN)	d (mm)	V (kN)
7,70	540,65	4,00	1462,41
8,30	542,87		
8,90	545,55		
9,50	549,70		
10,20	553,65		
10,80	557,78		
11,40	562,09		
12,00	566,40		
12,60	570,71		
13,20	575,21		
13,80	578,19		
14,40	582,77		
15,10	587,08		
15,70	591,35		
16,30	595,91		
16,90	600,60		
17,50	604,55		
18,10	608,61		
18,70	612,52		

7.3.3.4. ANÁLISE PARA A AÇÃO SÍSMICA TIPO 2

Quadro 7.26: Resultados das análises para a ação sísmica tipo 2.

Sismo 1					
Direção e sentido	Distribuição de forças laterais	Excentricidade [cm]	dt SD [mm]	dm SD [mm]	α SD
-X	Uniforme	0,00	5,80	14,70	2,061
-X	1º Modo	0,00	7,30	13,80	1,701
-X	Uniforme	89,34	5,50	14,50	2,094
-X	Uniforme	-89,34	6,10	15,00	2,017
-X	1º Modo	89,34	7,10	13,50	1,694
-X	1º Modo	-89,34	7,70	14,20	1,682
+X	Uniforme	0,00	6,80	14,60	1,847
+X	1º Modo	0,00	7,70	13,80	1,657
+X	Uniforme	89,34	6,40	14,40	1,902
+X	Uniforme	-89,34	7,30	14,40	1,739
+X	1º Modo	89,34	7,20	13,60	1,705
+X	1º Modo	-89,34	7,90	14,00	1,647
-Y	Uniforme	0,00	0,50	3,90	7,072
-Y	1º Modo	0,00	0,60	3,40	4,635
-Y	Uniforme	51,18	0,50	3,50	6,696
-Y	Uniforme	-51,18	0,50	4,30	7,695
-Y	1º Modo	51,18	0,60	3,10	4,379
-Y	1º Modo	-51,18	0,60	3,30	4,480
+Y	Uniforme	0,00	0,50	3,60	6,542
+Y	1º Modo	0,00	0,70	3,20	4,459
+Y	Uniforme	51,18	0,50	3,30	6,162
+Y	Uniforme	-51,18	0,50	3,90	7,073
+Y	1º Modo	51,18	0,70	3,00	4,131
+Y	1º Modo	-51,18	0,70	3,30	4,579
Mais Gravosa x					1,647
Mais Gravosa y					4,131

7.3.3.5. CARACTERÍSTICAS DAS CURVAS DE CAPACIDADE BILINEARES

Quadro 7.27: Propriedades das curvas de capacidade bilineares.

Tipo de Análise	Excc. [cm]	T* [s]	m* [kg]	w [kN]	Γ	F*y [kN]	d*y [mm]	d*m [mm]
-X Uniforme	0,00	0,385	634461	8491,27	0,30	2777,59	16,40	66,30
-X 1º Modo	0,00	0,421	634461	8491,27	0,30	2243,20	15,80	61,80
-X Uniforme	89,34	0,376	634461	8491,27	0,30	2842,74	16,10	65,30
-X Uniforme	-89,34	0,396	634461	8491,27	0,30	2737,44	17,10	67,30
-X 1º Modo	89,34	0,418	634461	8491,27	0,30	2331,37	16,30	60,70
-X 1º Modo	-89,34	0,431	634461	8491,27	0,30	2070,03	15,30	63,70
+X Uniforme	0,00	0,418	634461	8491,27	0,30	2624,04	18,30	65,90
+X 1º Modo	0,00	0,427	634461	8491,27	0,30	1981,83	14,40	62,30
+X Uniforme	89,34	0,405	634461	8491,27	0,30	2692,01	17,60	64,90
+X Uniforme	-89,34	0,433	634461	8491,27	0,30	2596,34	19,50	64,60
+X 1º Modo	89,34	0,413	634461	8491,27	0,30	2029,08	13,80	61,30
+X 1º Modo	-89,34	0,433	634461	8491,27	0,30	1939,65	14,50	63,20
-Y Uniforme	0,00	0,190	734095	8491,27	0,11	23347,36	29,10	45,50
-Y 1º Modo	0,00	0,215	734095	8491,27	0,11	15523,77	24,70	39,50
-Y Uniforme	51,18	0,188	734095	8491,27	0,11	22052,40	26,90	41,70
-Y Uniforme	-51,18	0,194	734095	8491,27	0,11	26011,48	33,80	51,10
-Y 1º Modo	51,18	0,212	734095	8491,27	0,11	14607,14	22,70	36,80
-Y 1º Modo	-51,18	0,214	734095	8491,27	0,11	14860,28	23,50	38,50
+Y Uniforme	0,00	0,194	734095	8491,27	0,11	22430,93	29,00	41,90
+Y 1º Modo	0,00	0,219	734095	8491,27	0,11	15266,08	25,20	38,00
+Y Uniforme	51,18	0,191	734095	8491,27	0,11	20796,44	26,20	38,80
+Y Uniforme	-51,18	0,198	734095	8491,27	0,11	24869,36	33,50	46,40
+Y 1º Modo	51,18	0,216	734095	8491,27	0,11	13867,66	22,30	35,40
+Y 1º Modo	-51,18	0,219	734095	8491,27	0,11	15688,94	26,00	39,20

7.3.4. PROPOSTA DE REFORÇO

Apresenta-se de seguida as plantas estruturais do edifício com as soluções de reabilitação implementadas e descritas no capítulo 4.11.

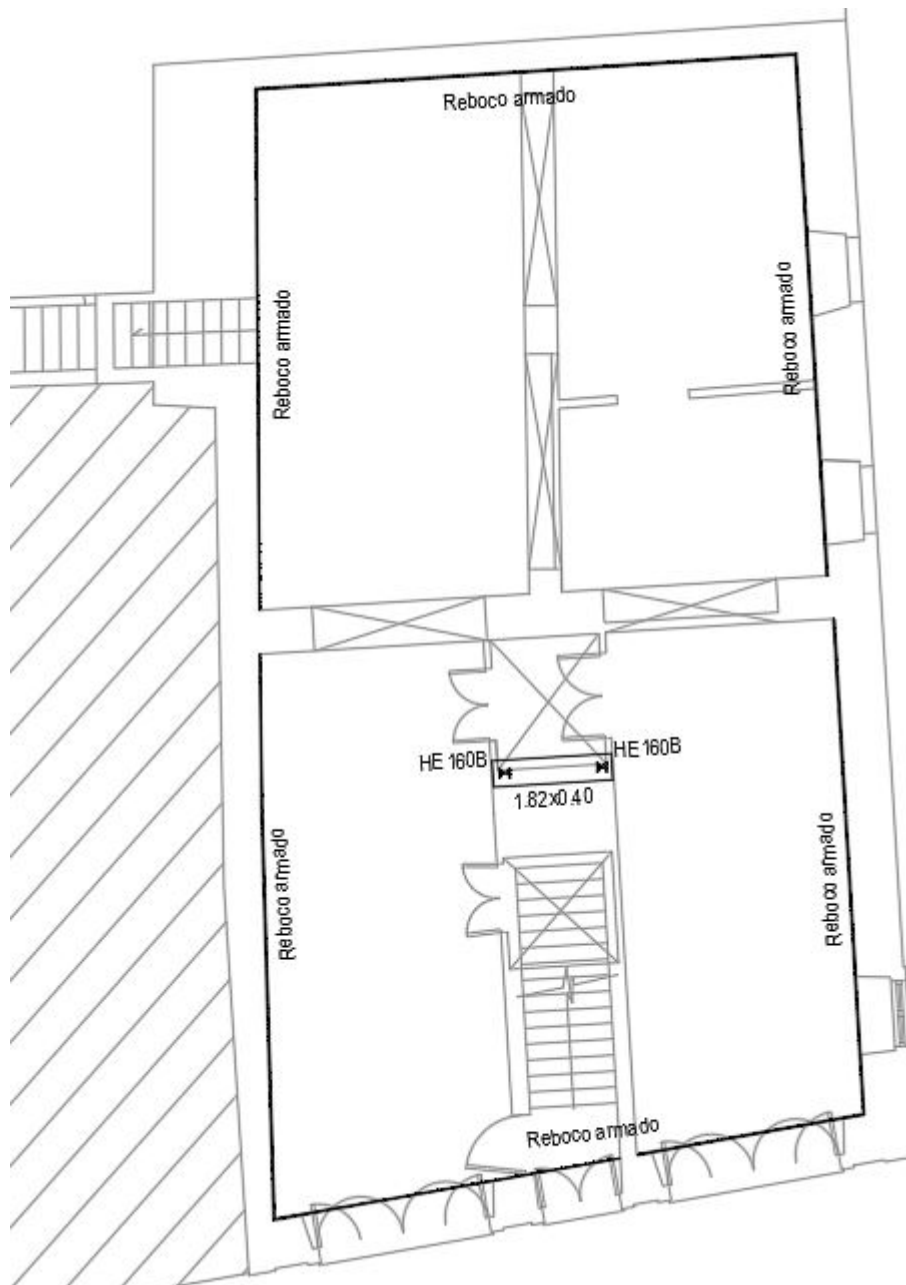


Figura 7.12: Planta do Piso Terro com as soluções de reabilitação e reforço.



Figura 7.13: Planta do Primeiro Piso com as soluções de reabilitação e reforço.

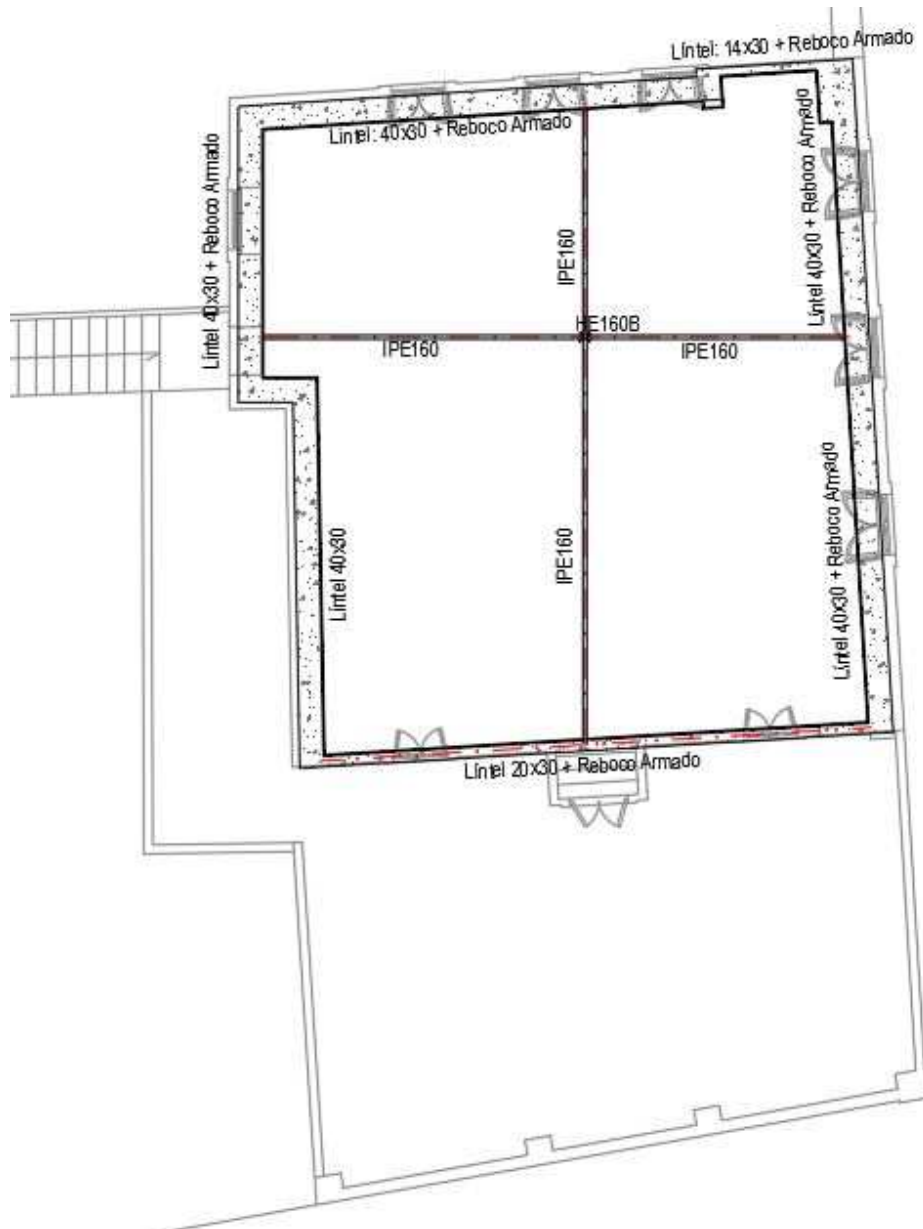


Figura 7.14: Planta do Sótão com as soluções de reabilitação e reforço.