

Alvenaria Estrutural em Edifícios: Revisão e Caso de Estudo

Heuller Freitas Rodrigues

Relatório Final de Dissertação apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e de Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

2023

Bragança

Alvenaria Estrutural em Edifícios: Revisão e Caso de Estudo

Heuller Freitas Rodrigues

Relatório Final de Dissertação apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e de Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Orientador:
João Carlos Almendra Roque

2023
Bragança

“Antes tarde, do que mais tarde ainda”

Ditado popular brasileiro

Resumo

Esta dissertação tem como objetivo fazer uma revisão a respeito do sistema construtivo em alvenaria estrutural, o intuito de apresentar os conceitos de conceção e projeto, os materiais constituintes e os critérios de dimensionamento contido na regulamentação europeia, para posteriormente aplicar a um estudo de caso.

Em Portugal, o setor da construção é caracterizado pelo uso dominante do sistema construtivo em betão armado na construção habitacional, havendo pouco enquadramento para a alvenaria estrutural. No caso de construções de pequeno e médio porte, a configuração pode estar diretamente relacionada com a falta de conhecimento do sistema construtivo em alvenaria estrutural, devido a pouca formação e familiarização dos principais atores da construção, os arquitetos, engenheiros e construtores. Neste sentido este trabalho pretende também contribuir para contrariar essa situação.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, sistema construtivo, projeto, dimensionamento, estudo de caso.

ABSTRACT

This dissertation aims to review the structural masonry construction system, to present the concepts of conception and design, the constituent materials and the design criteria contained in the European regulations, and then apply them to a case study.

In Portugal, the construction sector is characterized by the dominant use of the reinforced concrete construction system in residential construction, with little framework for structural masonry. In the case of small and medium size constructions, the setting can be directly related to the lack of knowledge of the structural masonry construction system, due to the little training and familiarization of the main actors of construction, the architects, engineers, and builders. In this sense this work also intends to contribute to counteract this situation.

Keywords: structural masonry, construction system, project, sizing, case study.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, gostaria de manifestar os meus agradecimentos aos meus pais, Júlio César e Betânia, que durante toda a minha vida, apoiaram-me incansavelmente em todos os meus projetos, do mesmo modo que me proveram todo o amor, confiança e motivação necessária.

A minha doce irmã Jhullye, obrigado por suas palavras encorajadoras.

Ao meu filho Théo, o meu profundo amor, que apesar da sua pouca idade, ampara-me nas horas mais difíceis.

Aos meus familiares a minha sincera gratidão.

Ao Professor João Carlos Almendra Roque, um agradecimento especial por orientar-me na presente dissertação, com a sua experiência e conhecimentos, obrigado pela inigualável dedicação, disponibilidade e amizade.

Aos meus colegas de moradia, Gabriel Candatti, Iasmim Gonçalves, João Lucas, João Paulo, Lucas Guedes, Marcelo Nunes, Sthefanny Camille, Thales Murilo e Victor Destefano, sou muito grato por todos os momentos incríveis e inesquecíveis que vivemos, nunca me esquecerei de todo o amparo que vocês me forneceram e muito menos de todos os sorrisos, vocês fazem parte da minha família, muito obrigado.

Ao grupo de estudo Jamesons, agradeço por toda ajuda, incentivo e amizade. Obrigado por contribuir significativamente nesta etapa da minha vida, com momentos felizes e fraternos, que certamente continuaremos vivendo através do nosso encontro anual.

Ao programa de dupla diplomação entre o Centro Universitário de Anápolis, UniEVANGÉLICA, e o Instituto Politécnico de Bragança, por ter-me concedido a oportunidade de realizar este trabalho.

ÍNDICE

1. Introdução	18
1.1. Enquadramento geral	18
1.2. Objetivos	18
1.3. Organização da dissertação	19
2. Construção em alvenaria – Perspetiva histórica	20
2.1. Considerações iniciais	20
2.2. Breve introdução histórica das alvenarias	21
2.3. Análise comparativa — alvenaria estrutural versus sistema articulado	25
2.4. Regulamentação aplicável.....	27
2.5. A alvenaria estrutural e os sismos.....	28
2.5.1. Comportamento das alvenarias quando sujeitas a ações sísmicas	29
3. Alvenaria estrutural	31
3.1. Materiais	31
3.1.1. Unidades de alvenaria	31
3.1.2. Argamassa de assentamento.....	35
3.1.3. Armaduras	37
3.1.4. Betão de preenchimento.....	39
3.1.5. Alvenaria.....	40
3.2. Paredes em alvenaria estrutural	44
3.2.1. Tipologia das paredes.....	46
3.2.2. Soluções correntes em paredes de alvenaria estrutural	49
3.3. Regulamentação.....	54
3.3.1. Unidades para alvenaria (blocos)	54
3.3.2. Argamassa de assentamento.....	55
3.3.3. Armaduras	56
4. Conceção de edifícios em alvenaria estrutural	57
4.1. Princípios e regras genéricas.....	57
4.2. Sistema estrutural	60
4.2.1. Módulos estrutural.....	60

4.2.2. Tipologia das Lajes.....	64
4.3. Coordenação modular.....	65
4.3.1. Blocos	72
4.4. Detalhes de soluções construtivas.....	75
4.4.1. Amarração entre as paredes estruturais.....	75
4.4.2. Juntas de movimentação.....	77
4.4.3. Vergas e parapeito.....	79
4.4.4. Varandas.....	82
4.5. Compatibilização de projeto de especialidades.....	83
4.6. Disposições regulamentares – Edifícios em alvenaria estrutural	84
4.6.1. Disposições regulamentares do Eurocódigo 8 para edifícios em alvenaria estrutural.....	84
4.6.2. Disposições construtivas regulamentares no Eurocódigo 6 para edifícios em alvenaria estrutural	91
5. Caso de estudo – moradia unifamiliar.....	97
5.1. Considerações iniciais	97
5.2. Descrição	97
5.3. Modulação estrutural.....	100
5.4. Coordenação dimensional.....	103
5.5. Materiais	115
5.6. Verificação da segurança – Dimensionamento das paredes	118
5.6.1. Ações verticais	118
5.6.2. Verificação de segurança a ações verticais	122
5.6.3. Verificações dos requisitos do Eurocódigo 8 para as alvenarias confinadas.....	147
6. Conclusões e desenvolvimento futuros.....	150
6.1. Desenvolvimentos futuros	150
Referências.....	152
Anexo A – Caracterização dos blocos utilizados no estudo de caso.....	159
A.1. Blocos fornecidos pela empresa TATU®.	159
Anexo B – Caracterização dos painéis de lajes.	162
Anexo C – Peças desenhadas.....	164

Lista de Figuras

Figura 1- Muralhas e torre de Jericó na Jordânia (c. 7000 a.C.), (Lourenço, 1999). ...	21
Figura 2- A Pirâmide de Zoser (c. 2675 a.C.), (Lourenço, 1999).	22
Figura 3- Edifício Monadnock em Chicago, EUA (Monadnock, [40]).	23
Figura 4 - Sistema antissísmico da gaiola pombalina (LNEC, 2005; Gouveia et al, 2007).	24
Figura 5 - Evolução das soluções estruturais em edifícios habitacionais (Gomes et al, 2021; INE e LNEC, 2011).	25
Figura 6 -Modos de rotura sísmica: (a) rotura para fora do plano da parede; (b) rotura no plano da parede (Navio, 2014).	29
Figura 7 – Modo de rotura para fora do plano da parede: a) rotura por derrubamento (ligação deficiente entre paredes); b) rotura por flexão no sentido horizontal (boa ligação entre paredes) e c) rotura por flexão no sentido vertical (boa ligação entre paredes).....	30
Figura 8 - Mecanismos de rotura de painéis de alvenaria: a) rotura por deslizamento ao longo das juntas; b) rotura por tração diagonal; c) rotura por esmagamento dos cantos comprimidos (Navio, 2014; Varum, 2011)	30
Figura 9 - Blocos de betão: (a) Bloco vazado verticalmente em betão corrente, (b) Bloco vazado verticalmente em betão leve com agregado de argila expandida e (c) Bloco maciço em betão corrente (Artebel, [1]).	34
Figura 10 - Bloco de betão celular autoclavado com e sem encaixe (Silva, 2007).....	35
Figura 11 - Exemplo de armadura de rede Murfor® Compact, (BIU, Murfor-r-compact, [3]).	38
Figura 12 -Exemplo de armadura junta horizontal treliçada, (BIU, Murfor-r, [2]).....	39
Figura 13 – Configurações de rotura para fora do plano da alvenaria devido à flexão, (Eurocódigo 6, [12]).	42
Figura 14 - Relação tensão – extensão da alvenaria a compressão (Eurocódigo 6, [12]).	43
Figura 15 - Tipologia da parede quanto às suas exigências funcionais, (Lourenço, 1999).	44

Figura 16 - Exemplos de tipos de aparelho: (a) secção longitudinal de uma parede, com junta de assentamento e junta vertical ou de topo, e (b) secção transversal de uma parede com junta longitudinal.	45
Figura 17 - Exemplo de secções transversais de paredes: (a) junta continua e (b) junta descontinua.	45
Figura 18 - Esquemas representativos das secções transversais em função do tipo de unidades (Gouveia e Lourenço, 2006).	46
Figura 19- Esquemas representativos de secções transversais em função do tipo de unidades (Gouveia e Lourenço, 2006).	47
Figura 20 – Esquema representativo de parede face à vista (Gouveia e Lourenço, 2006).	47
Figura 21 - Esquema representativo da secção transversal (Gouveia e Lourenço, 2006).	48
Figura 22 - Esquema representativo da secção transversal (Gouveia e Lourenço, 2006).	48
Figura 23 -Ligadores possíveis entre panos de paredes duplas (Silva et al, 2016).	49
Figura 24- Alvenaria não armada (Gouveia et al., 2007).	50
Figura 25- Sobreposição de unidades de alvenaria (EN 1996-1-1, [12]).	50
Figura 26-Exemplo de estruturas de alvenaria armada; (a) Alvenaria armada, com armadura treliçada; (b) Alvenaria armada, com armadura ordinária (Vasconcelos et al., 2007).	51
Figura 27 - Aparelho com juntas alinhadas (Leca®, 2018).	51
Figura 28-Exemplo de paredes de alvenaria confinada: (a) alvenaria confinada com unidades de alvenarias para alojarem as cintas e as colunas; (b) alvenaria confinada com elementos de betão armado de face à vista; (c) alvenaria confinada com armadura de junta horizontal (Vasconcelos et al., 2007).	53
Figura 29- Princípio básico do pré-esforço de alvenarias (Parsekian, 2002).	53
Figura 30- Efeito da forma e altura na robustez do prédio, (Drysdale, 1994; Ramalho e Corrêa, 2003; Rauber, 2005).	57
Figura 31- Relações dimensionais recomendadas – esbelteza de uma edificação, (Drysdale, 1994; Ramalho e Corrêa, 2003; Rauber, 2005; Mohamad, 2020)..	58
Figura 32- Exemplos de estruturas resistentes em alvenaria (Vasconcelos et al., 2007).	58

Figura 33-Regras para a conceção estrutural em planta para edifícios em alvenaria (Vasconcelos et al., 2007).....	59
Figura 34-Regras para conceção estrutural em altura para edifícios em alvenaria (Vasconcelos et al., 2007).....	59
Figura 35 -Módulos estruturais – relação dimensional em planta e modo de flexão das lajes unidireccionais e bidireccionais (Lourenço, 1999).....	60
Figura 36 - Sistema de paredes transversais: (a) Simples (paredes portantes numa única direção) e (b) duplo (paredes portantes em ambas as direções), (Machado, 1999).	62
Figura 37 - Sistema celular de paredes (Machado, 1999).	63
Figura 38 - Sistema complexo de paredes (Machado, 1999).	63
Figura 39- Edifício em alvenaria armada – sistema estrutural e seu funcionamento para as ações verticais e horizontais (Mohamad e Roman, 2000).....	64
Figura 40 - Classificação dos tipos de lajes (Parsekian et al., 2012).....	65
Figura 41 – Exemplo de modulação para o bloco com dimensão 19x19x39 cm, (Módulo de 20 cm).	68
Figura 42 – Exemplo de solução e dimensões em planta utilizando blocos modulares, (Ramalho, 2003).	68
Figura 43- Disposição modulares dos blocos compensadores e faixas não modulares para o bloco de concreto (14 x 19 x 39 cm) (Modler, 2000).....	69
Figura 44 - Ajuste modular utilizando os blocos compensadores da família de bloco 14 x 39.	70
Figura 45 - Modulação dimensional vertical das paredes de alvenaria: a) modulação piso a teto; b) modulação piso a piso (Ramalho, 2003; Pereira, 2012).....	71
Figura 46 – Última fiada de paredes externas com bloco canaleta convencional (Ramalho, 2003; Pereira, 2012).....	71
Figura 47 - Modulação vertical paredes com aberturas: (a) modulação não recomendada; (b) modulação vertical recomendada (Santos, 2009).	72
Figura 48 – Exemplos de famílias de blocos mais utilizados no Brasil para alvenaria (Camacho, 2006).	73
Figura 49 - Intersecção de paredes: (a) utilizando o bloco e meio e (b) utilizando o meio bloco (Haach et al., 2008).....	74
Figura 50 - Tijolo UNIKO; a) Geometria; b) Pormenor da junta de encaixe e c) Aplicação de varões metálicos (Clérigo, 2016).....	74

Figura 51 - Elementos complementares para a construção de alvenarias com unidades cBloco; (a) peça para confinamento; (b) peça para confinamento terminal; (c) lintel; (d) forra térmica ou divisória; (e) e (f) peça de ajuste horizontal; (g) e (h) forra térmica (Clérigo, 2016).	75
Figura 52 - Exemplo de amarração direta (Tauil e Nese, 2010).	76
Figura 53 - Exemplos de amarração indireta: (a) amarração realizada por meio de tela metálica; (b) amarração realizada por meio de grampo metálico (Tauil e Nese, 2010).	76
Figura 54 - Tipos de armaduras utilizadas na amarração indireta (Mohamad, 2020)..	77
Figura 55- Espaçamento entre juntas de dilatação em alvenaria confinada (Leca®, 2018).	78
Figura 56- Juntas de controlo de fissuração, (Rauber, 2005; Pereira, 2012).	78
Figura 57- Tratamento de junta de retração (Leca®, 2018).	79
Figura 58- Espaçamento entre juntas de retração (Leca®, 2018).	79
Figura 59 - Fissuras devido a concentração de tensões nos cantos das aberturas (BIU®, Murfor, [4]).	80
Figura 60 - Reforço vergas e parapeito: (a) elementos pré-fabricados e (b) elementos moldados com blocos canaletas (Machado, 1999).	81
Figura 61 - Solução com armadura horizontal nas juntas de argamassa, (BIU®, Murfor, [4]).	82
Figura 62 - Soluções de varandas (sacadas), mais apropriadas para edifícios em alvenaria estrutural (Rauber, 2005).	83
Figura 63 - Soluções de varandas em balanço (Rauber, 2005).	83
Figura 64 - Amarrações, (Eurocódigo 6, [12]).	93
Figura 65 - Amarração de uma armadura de esforço transversal, [12].	94
Figura 66 - Planta baixa no piso 0 (Rês-do-chão).	98
Figura 67 - Planta baixa no piso 1.	99
Figura 68 – Corte da edificação.	100
Figura 69 - Módulos e paredes estruturais.	101
Figura 70 -Piso 1- distribuição dos painéis de laje alveolares (LAL) e laje maciça de betão armado (LBA).	102
Figura 71 -Cobertura - distribuição dos painéis de laje alveolar (LAL).	103
Figura 72 - Família de blocos 19 x 39 cm.	104
Figura 73 - Família de blocos 14 x 39.	104

Figura 74 - Modulação da 1º fiada das paredes estruturais do Rés do chão – Malha modular 20x20 e faixas modulares (M).....	106
Figura 75 - Modulação da 2º fiada das paredes estruturais do Rés do chão – Malha modular 20x20 e faixas modulares (M).....	107
Figura 76 - Modulação das paredes não estruturais e faixas não modulares: (a) modulação da 1º fiada com blocos especiais de amarração e compensadores e (b) modulação da 2º fiada com blocos especiais de amarração e compensadores.	108
Figura 77 -Planta baixa da 1º fiada rés do chão com todos os elementos identificados (paredes estruturais e não estruturais, as aberturas e os montantes).....	109
Figura 78 - Modulação vertical – Detalhamento da elevação das paredes estruturais do eixo 1 no rés do chão (piso 0).....	110
Figura 79 - Modulação vertical – Detalhamento da elevação de uma parede não estruturais (PN-02), do rés do chão (piso 0).	111
Figura 80 – Identificação de todas as ligações entre paredes.	112
Figura 81 - Amarração direta das paredes de alvenaria estrutural nos cantos (L) apenas com blocos 19x19x39 cm.	113
Figura 82 - Amarração direta das paredes de alvenaria estrutural realizada no encontro “T”, com blocos de 19x19x39 e meio bloco de 19x19x19.....	113
Figura 83 - Amarração direta das paredes não estruturais nos encontros cantos “L”, com o bloco especial de 34 cm de comprimento.....	114
Figura 84 - Amarração direta das paredes não estruturais nos encontros em “T”, utilizando bloco especiais de amarração, (os blocos de 34 e 54 cm de comprimento).....	114
Figura 85 – Detalhes da amarração indireta entre paredes estruturais e não estruturais com telas metálicas.	115
Figura 86 - Parede P0.4 e P0.10 (transversal).	120
Figura 87 –Paredes P0.4 P0.10 (Planta).	125
Figura 88 - Condições de travamento dos bordos: (a) parede travada na base e topo (sem travamento nos bordos); (b) parede travada no topo, base e em um bordo vertical e (c) parede travada no topo, base e em dois bordos verticais.....	126
Figura 89 - Momentos resultantes do cálculo das excentricidades, (Eurocódigo 6, [12]).	132
Figura 90 - Modelo simplificado da estrutura Anexo C do Eurocódigo 6, [12].	133

Figura 91 - Esquema estrutural simplificado referente ao nó localizado no topo da parede 0.4.	134
Figura 92 - Determinação do valor do coeficiente de redução a meia altura da parede, ϕ_m	141
Figura 93 - Paredes solicitadas por cargas concentradas, (Eurocódigo 6, [12]).....	143
Figura 94 - Gráfico representando o coeficiente de majoração para cargas concentradas sob apoios, (Eurocódigo 6, [12]).	144
Figura 95 -Pormenor da Verga 01 (VE-01), apoiada na Parede 01 (P01).....	145
Figura 96 - Identificação dos montantes e distâncias entre montantes.	148
Figura 97 - Secções transversais e armaduras: (a) Cintas (bloco canaleta); (b) Montantes (bloco estrutural).....	149

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Requisitos geométricos para agrupamento de unidades de alvenaria, (EN 1996-1-1, [12]).	32
Tabela 2 - Classes de referência da resistência das unidades de alvenaria (quadro NA.III-Eurocódigo 6, [12]).	32
Tabela 3 - Vantagens e desvantagens dos elementos de tijolo cerâmico (Gouveia, 2000).	33
Tabela 4 - Vantagens e desvantagens dos blocos de betão, (Gouveia, 2000).	34
Tabela 5 - Vantagens e desvantagens dos blocos de argila expandida, (Gouveia, 2000).	34
Tabela 6 – Características físicas e técnicas dos blocos Ytong, (Topeca, [65]).	35
Tabela 7 - Classificação das argamassas (EN 1996-1-1, [12]).	36
Tabela 8 - Classes de referência da resistência das argamassas (quadro NA.I-Eurocódigo 6, [12]).	37
Tabela 9 – Composição em volume (cimento: cal hidratada ou cal hidráulica: areia) da argamassa prescrita para as classes de resistência (M5 e M10), (quadro NA.II-Eurocódigo 6, [12]).	37
Tabela 10 - Resistência características do enchimento do betão, (EN 1996-1-1, [12]).	40
Tabela 11 - Valores de K para uso com argamassa de uso geral, camada fina e leve (Eurocódigo 6, [12]).	41
Tabela 12 - Normas aplicáveis aos blocos cerâmicos, (IPQ, [27]).	54
Tabela 13 - Normas para os blocos de betão corrente e betão leve, (IPQ, [27]).	55
Tabela 14 - Lista de normas relacionadas com argamassas, (IPQ, [27]).	56
Tabela 15 – Exemplos de família de blocos para alvenaria estrutural.	66
Tabela 16 -Área mínima de paredes resistentes em cada direção de "edifícios simples" expressa em percentagem da área dos pisos. (Quadro NA-9.3).	86
Tabela 17 - Requisitos geométricos em paredes resistentes, (Quadro 9.2 do Eurocódigo 8).	89
Tabela 18 - Dimensões reais dos blocos, dimensões modulares e malha modular. ...	105
Tabela 19 – Características das unidades de alvenaria.	116
Tabela 20 - Fator de forma, δ , (EN 772-1, [5]).	116

Tabela 21 - Valor do parâmetro K para o caso de estudo.	118
Tabela 22 – Resistência característica à compressão das alvenarias.....	118
Tabela 23 -Cargas permanentes e variáveis.	119
Tabela 24 - Cargas verticais (compressão) nas paredes do Rés do chão (na base)..	122
Tabela 25 - Sequencia de cálculo para verificação de segurança a ações verticais (Eurocódigo 6).....	123
Tabela 26 - Verificação de contraventamento e valor das alturas efetivas das paredes do rés-do-chão (piso0).....	128
Tabela 27 - Cálculo da esbelteza das paredes.	129
Tabela 28 - Valores dos coeficientes de redução de resistência, γM , (Eurocódigo 6, [12]).	131
Tabela 29 - Características geométricas da parede 0.4 e das lajes adjacentes.	135
Tabela 30 – Valores das reações das lajes.....	137
Tabela 31 - Resultados das verificações de resistência as cargas verticais atuantes no topo da parede.....	138
Tabela 32 -Resultados das verificações de resistência as cargas verticais atuantes na base da parede.....	138
Tabela 33 - Resultados das verificações de resistência as cargas verticais atuantes no meio das paredes do rés-do-chão.....	142
Tabela 34 - Verificação dos requisitos dos materiais e geométricos das paredes resistentes.....	149

1. Introdução

1.1. Enquadramento geral

O tema proposto para esta dissertação, *Alvenaria Estrutural em Edifícios: Revisão e Caso de Estudo*, enquadra-se na área da Engenharia de Estruturas e Construção, principalmente promover solução construtiva de edifícios em alvenaria estrutural.

Em Portugal maioria dos edifícios recentes são construídos com estrutura de betão armado, seguidas de longe pela estrutura constituída por paredes de alvenaria com placa, este fato torna necessária uma reflexão sobre outros tipos de projetos estruturais e edificações existentes, como as estruturas de alvenaria.

A construção em alvenaria estrutura são consideradas de valor economicamente competitivo e sustentável. Uma vez que são pensadas na totalidade e coordenada tanto na fase de projeto, como na fase de construção, permite maior controle de tempo de execução das tarefas, do desperdício de material e mão de obra, dentre outras das possibilidades do sistema estrutural discutido ao decorrer deste trabalho.

Em Portugal existem estudos que referem o sistema construtivo em alvenaria estrutural economicamente competitivo relativamente à solução mais corrente em betão armado, visto que Saraiva (2013), constatou uma economia de 10,09% da solução em alvenaria estrutural e Gouveia et al. (2006), refere reduções de custos entre 10% e 25% por alguns estudos.

Perante a estes benefícios, é justificável a realização de uma ampla revisão a respeito do sistema construtivo em alvenaria estrutural, com o propósito de conhecer e entender de forma pormenorizada este sistema.

1.2. Objetivos

A elaboração desta dissertação tem como objetivos uma abordagem ampla a respeito de alvenaria estrutural como sistema construtivo, com o intuito de fazer uma revisão do conhecimento sobre o sistema, avaliar as vantagens e desvantagens da sua utilização, discutir os princípios de conceção, a regulamentação aplicável através da aplicação a um estudo de caso.

Para o alcance destes objetivos, fez-se um levantamento bibliográfico sobre construções realizadas em alvenaria estrutural, e que com o passar dos séculos, este sistema

ainda continua a ser estudado e aperfeiçoado por meio de novos materiais e novas soluções tecnológica e construtivas para alvenaria estrutural.

Ao nível de estudo e aplicação dos conceitos serão apresentadas soluções para a elaboração dos projetos em alvenaria estrutural, que visam a obtenção da qualidade do edifício e a otimização dos recursos empregues na sua produção.

1.3. Organização da dissertação

A presente dissertação é composta por 5 capítulos, bibliografia e anexos, estes capítulos são:

- 2. Construção em alvenaria – Perspetiva histórica: este capítulo faz um enquadramento histórico e cronológico da alvenaria e descreve os principais tipos, soluções e vantagens da alvenaria contemporânea. Para além disso, apresenta de forma geral e resumida a forma como foi elaborado a regulamentação das estruturas de alvenaria na Europa e o comportamento das alvenarias quando sujeitas a ações sísmicas.
- 3. Alvenaria estrutural: abordou-se a alvenaria estrutural como um material de construção, sendo assim, neste capítulo foram apresentados os principais materiais que compõem a alvenaria, assim como suas propriedades e as suas principais normas em relação a estes materiais.
- 4. Conceção de edifícios em alvenaria estrutural: neste capítulo são discutidos os conceitos relativos à conceção e detalhamento de projetos em alvenaria estrutural.
- 5. Estudo de Caso – moradia unifamiliar: neste capítulo faz a demonstração da aplicação de todos os conceitos de conceção descritos nos capítulos 2 e 3, e apresenta os resultados das verificações realizadas em conformidade com os modelos de dimensionamento correspondentes a EN 1996-1-1: 2005;
- 6. Conclusões e desenvolvimentos futuros: finalmente, neste capítulo conclui-se esta dissertação com as suas conclusões e referência futuros trabalhos a possíveis desenvolvimentos.

2. Construção em alvenaria – Perspetiva histórica

2.1. Considerações iniciais

As construções em alvenaria surgem com as construções de abrigos para habitação e defesa, juntamente, com obras diversas para culto das mais variadas crenças, as quais datam ao tempo dos povos primitivos, (Guerra, 1995; Gouveia, 2000). Com o passar dos tempos a construção em alvenaria e os seus processos tiveram uma significativa evolução, principalmente, em povos como os celtas, os gregos, os romanos e os árabes, que atingiram avanços importantes na construção de edifícios, estradas, pontes e canais, que ainda hoje são contempladas, (Gouveia, 2000).

No entanto, as construções em alvenaria obtiveram o seu declínio com o desenvolvimento das novas soluções à base de ferro, aço e betão armado durante e após o progresso da Revolução industrial. Naturalmente, o desenvolvimento de princípios avançados e experimentais de dimensionamento dessas novas soluções, e os novos desafios arquitetónicos do início do século XX, contribuíram para o desencorajamento da utilização da solução em alvenaria. Uma vez que o dimensionamento das construções em alvenaria era baseado em regras empíricas e intuitivas, resultando assim em paredes muito espessas em edifícios altos, comparativamente às soluções muito mais esbeltas à base de estruturas metálicas e de betão armado. Em termos comparativos, tanto em termos económicos (custo e tempo de execução), como funcionais perda de espaço (Sousa, 2003), as construções em alvenaria levavam desvantagens.

Só em meados do século XX é que as estruturas de alvenaria voltam a despertar interesse nos países mais desenvolvidos. Estas estruturas, encaradas numa perspetiva mais moderna, e associadas a novas formas de dimensionamento, conduziram ao despertar do interesse económico nesta solução (Rodrigues, 2006), motivado pela necessidade de racionalização do uso dos materiais e a sustentabilidade económica e ambiental das soluções.

Atualmente esta tecnologia tem uma vasta utilização em países do continente americano como o Brasil, México e Canadá, e, mais recentemente, por alguns países europeus, como a Espanha, Itália, Noruega (Gouveia; Melo; Lourenço, 2006).

“Em Portugal, esta tecnologia tem sido muito pouco empregue e vista pela comunidade técnica dos engenheiros projetistas com pouca capacidade estrutural, portanto, de uso muito restrito, na aplicação a edifícios de pequeno porte.” (Morais, 2006).

As escolas de engenharia, tradicionalmente mantêm nos planos de ensino a tecnologia do betão armado como solução corrente, abstendo-se ou não abordando de forma clara as vantagens e desvantagens de outras soluções construtivas. Nota -se que estas entidades são consideradas essenciais para uma colaboração na implantação de qualquer tecnologia no mercado, pois a comunidade técnica, em geral, tradicionalmente, põe em prática conhecimentos adquiridos na sua formação (Gouveia; Lourenço; Vasconcelos, 2007).

A tecnologia simples e os aspetos económicos induzem a acreditar que a utilização de alvenaria estrutural é viável em Portugal, podendo diversificar-se o panorama atual dominado pela tecnologia do betão armado. Por outro lado, com a publicação das normas europeias de dimensionamento — os Eurocódigos — permitem a diversificação de soluções estruturais e regem princípios de cálculo de base mais científica (Gouveia et al., 2006).

2.2. Breve introdução histórica das alvenarias

A alvenaria estrutural é uma das mais antigas formas de construção desenvolvida pelo homem, surgindo com as primeiras civilizações por volta dos anos 9000 a 7000 a.C. Os seus aspetos estruturais e arquitetónicos eram compostos por unidades de blocos de pedra sobrepostos com ou sem material ligante, o que pode ser vistos em construções como as muralhas e torres de Jericó, na Jordânia, e as pirâmides do Egito, respetivamente, ver Figura 1 e Figura 2.



Figura 1- Muralhas e torre de Jericó na Jordânia (c. 7000 a.C.), (Lourenço, 1999).



Figura 2- A Pirâmide de Zoser (c. 2675 a.C.), (Lourenço, 1999).

Todavia, com o transcorrer dos séculos, houve uma evolução das técnicas e materiais utilizados, assim nas regiões onde a pedra natural não era abundante foram desenvolvidas técnicas de fabricação de tijolos em barro, argila e até com adobe, que era seco ao sol e, no futuro, em fornos. São conhecidas obras deste tipo com mais de 10 000 anos em países como a Babilónia, Suméria, Egito e Turquia, (Morais, 2006).

Segundo Pereira (2012), várias construções podem ser mencionadas neste sistema construtivo, um bom exemplo são as três pirâmides de Gizé, Quéops, Quéfren e Miquerinos, cuja história remonta a aproximadamente 2600 a.C. A maior pirâmide, Quéops, tem 147 m de altura e 230 m de comprimento na base quadrada. Foi a obra mais alta já construída pelo homem até 1907, e foi superada pelo Edifício Singer, em Nova York, com uma altura de 206 m. Outras obras de referência dignas de menção são: a muralha da China (215 a.C.), o Coliseu (82 d.C.), a Catedral de Notre Dame (1163) e o hospital Notre Dame de Paris.

Em 1889, dá início a construção de edifícios em altura utilizando o sistema de alvenaria estrutural, com a elevação do edifício Monadnock Building com 16 pisos e com paredes de espessura de 1,82 m ao nível da base, em Chicago (Gouveia et al. 2007). Desde a sua conceção, ele já foi restaurado e modernizado permanecendo-se em boas condições de utilização, conforme apresentado na Figura 3.



Figura 3- Edifício Monadnock em Chicago, EUA (Monadnock, [40]).

Com o advento do betão e posterior o betão armado, contribuiu para a atenuação da alvenaria estrutural e a perda de competitividade diante dos materiais emergentes. Sendo este, um material mais resistente aos efeitos horizontais e mais económico. Comparado a alvenaria estrutural, este novo material, a partir de um determinado número de pisos, os edifícios de alvenaria estrutural deixaram de ser economicamente competitivos (Morais, 2016).

Paul Haller, que em 1951 efetuou estudos experimentais que conduziram à construção de um edifício em alvenaria não armada em Basileia, Suíça, com 13 pisos e 41,40 m de altura, e a espessura das paredes é de 0,375 m. Este edifício marca o retorno do interesse nesta técnica de construção e o retorno dos estudos em alvenaria estrutural (Gouveia; Lourenço; Vasconcelos, 2007).

Países como os Estados Unidos, Canadá, Austrália, Nova Zelândia, Brasil e Inglaterra, utilizam o sistema construtivo em alvenaria estrutural atualmente como uma solução corrente na construção civil, apoiados em décadas de forte investigação (Morais, 2016).

Em Portugal, o avanço das construções em alvenaria estrutural tem acompanhado a evolução das referências anteriores. Foram realizadas inúmeras obras em alvenaria durante o Império Romano no período da Idade Média, entre os séculos V e XV. As construções são de diversos tipos, as quais, variam de calçadas a catedrais e templos religiosos. Estas construções eram vulgarmente realizadas com os materiais mais abundantes na região. Assim, devido abundância em pedra de granito e pedra seca, as construções no Norte erigiam com este material, e era usado palha para vedar juntas, enquanto na zona sul as casas foram, em regra, executas com paredes de adobe e de taipa. Na zona centro encontra-se um misto destas duas soluções, permanecendo na zona interior uma predominância de paredes executada com blocos

de pedra irregular. Já zona litoral as paredes de terra (adobe e taipa) eram a solução mais corrente (Gouveia; Lourenço; Vasconcelos, 2007).

Seguindo para a era dos descobrimentos (séc. XV a XVIII), época de obra imponentes como, castelos, palácios e mosteiros, e mesmo as moradias comuns eram executadas em alvenaria de pedra, cantaria e de tabique. Os seus pavimentos eram de madeira, que também era o material de referência para executar vigas, prumos e diagonais de travamento, que eram depois preenchidas com pedaços de tijolo ou pedra ligados por uma argamassa de pedra e cal (Gouveia et al., 2007).

Após o grande sismo de Lisboa (no ano de 1755), as estruturas de alvenaria da época pombalina serviram de referência para a construção a nível nacional, pois sendo constituídos por uma estrutura tridimensional de madeira no seu interior, denominada gaiola Pombalina, Figura 4, tal forma permite a absorção de parte das ações e provocados por um sismo. A estrutura de madeira formava diagonais cruzadas (cruzes de Santo André) e era posteriormente revestida por alvenaria de pedra no exterior (LNEC, 2005).

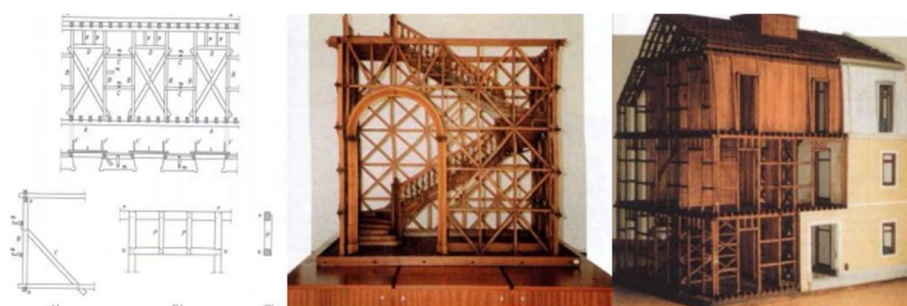


Figura 4 - Sistema antissísmico da gaiola pombalina (LNEC, 2005; Gouveia et al, 2007).

Na década de vinte e trinta do século XX, a alvenaria como material estrutural entrou em colapso com o aparecimento uma nova solução estrutural: o betão armado. Logo, com a introdução de regulamentos nos países da Europa para as estruturas de betão armado, a alvenaria passa a ser utilizada com função de compartimentação e delimitação de ambientes (Morais, 2006).

“Nos edifícios construídos entre 1919 e 1980 verificou-se um aumento progressivo e acentuado da estrutura de betão armado, apresentado na Figura 5, passando de 17,0% nos edifícios construídos entre 1919 e 1945 para 54,2% nos edifícios construídos entre 1971 e 1980”, (INE e LNEC, 2011).

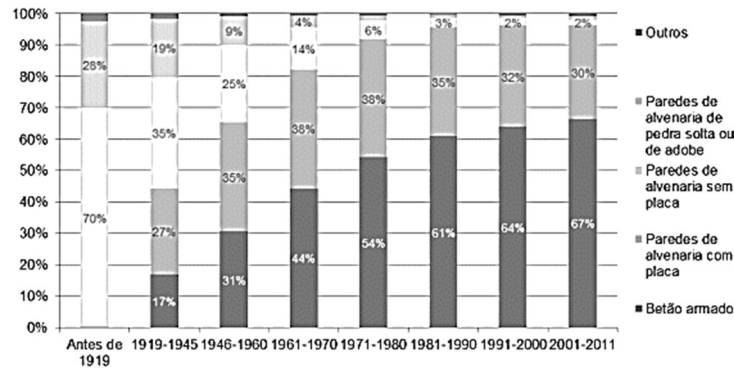


Figura 5 - Evolução das soluções estruturais em edifícios habitacionais (Gomes et al, 2021; INE e LNEC, 2011).

Na década de 60 surgiram as primeiras normas nacionais para a avaliação de características de unidades de alvenaria. Contudo, essas normas eram destinadas a tijolos cerâmicos, deixando de lado o desenvolvimento de documentos de dimensionamento para estruturas de alvenaria, contrariamente ao que havia sido feito para as estruturas em betão armado (1935, 1967, 1983) e para as estruturas em aço (1929, 1965, 1986). Em relação à aplicação de estruturas de alvenaria a nível internacional, após a década de 60, sofreu uma semelhante estagnação como em Portugal, onde se verificou um claro domínio das construções reticuladas em betão armado (Gouveia et al., 2007).

Atualmente há uma expansão a nível internacional desta solução construtiva e estrutural, impulsionada pelas vantagens de implementação (descritas na próxima subsecção), avaliação e benefícios económicos, com o desenvolvimento de documentos para o dimensionamento de estruturas de alvenaria baseado em requisitos semelhantes definidos para estruturas de outros materiais, bem como procedimentos de ensaios bem definidos para caracterização experimental de materiais e de sistemas estruturais. Neste sentido, diversos trabalhos de investigação têm vindo a ser desenvolvidos nos últimos anos, denotando-se um interesse por esta área. Portanto, é esperado o mesmo nacionalmente (Gouveia; Lourenço; Vasconcelos, 2007).

2.3. Análise comparativa — alvenaria estrutural versus sistema articulado

Um tópico importante a se considerar na implementação de qualquer sistema construtivo, são os aspetos técnicos e económicos envolvidos. E em cada um desses itens é necessário considerar as principais vantagens e desvantagens.

Uma análise comparativa do sistema de alvenaria estrutural com o processo convencional de produção de edifícios em betão armado é apresentada em seguida, enumerando-se as principais vantagens e desvantagem do sistema, (Rauber, 2003):

- VANTAGENS

- Economia de cofragem: não há necessidade de cofragem para elementos estruturais, assim, a cofragem limita-se às necessárias para a betonagem da laje;

- Redução significativa nos revestimentos: por tratar-se de blocos com um maior controlo na qualidade e acabamento, podendo aplicar diretamente o revestimento interior.

- Redução nos desperdícios de material e mão de obra: como as paredes não devem sofrer intervenções significativas, como grandes roços ou aberturas para a colocação de tubagens, os blocos especiais acabam sendo uma importante causa de eliminação de desperdícios e diminuição de mão de obra.

- Maior flexibilidade no ritmo de execução da obra: o ritmo da obra não estará vinculado ao dilatado tempo de cura dos elementos estruturais com o betão armado.

- DESVANTAGENS

- Condicionante ao projeto de arquitetura: dado a este sistema alvenaria estrutural não permitir grandes vãos, é necessário o projeto de arquitetura e engenharia sejam concebidos em simultâneo;

- Dificuldade de se adaptar a arquitetura a uma nova utilização: como as paredes fazem parte da estrutura, não existe a possibilidade de adaptações significativas na arquitetura. Em muitos casos é tecnicamente impossível proceder-se a alterações após a construção;

- Incompatibilidades entre projetos de arquitetura e projetos de especialidades: por não permitir adaptações significativas e por não permitir grandes rasgos na parede, tal condição limita de forma marcante sobretudo os projetos hidráulicos e elétricos, que devem ser coordenados logo no processo de conceção da alvenaria estrutural;

- Necessidade de mão de obra qualificada: é necessária mão de obra qualificada para recorrer a ferramentas adequadas a sua execução, sendo por isso necessária formação prévia da equipa de trabalho contratada para a execução da obra.

– Comportamento da estrutura ao sismo: é necessário adotar a solução de alvenaria adequada (não armada, confinada, armada ou pré-esforçada), consoante a periodicidade a sismicidade do local de construção;

2.4. Regulamentação aplicável

Após a formação original que o Mercado Comum Europeu lançou diretrizes e leis com o intuito de eliminar barreiras técnicas e administrativas em relação à comercialização de produtos e à prestação de serviços de engenharia, pois os diversos métodos de projetar em países diferentes erguia uma barreira ao comércio. Este conjunto de regras técnicas harmonizadas para o projeto estrutural de edifícios e de outras obras de engenharia civil, passaram a ser conhecidos por Eurocódigos Estruturais (Haseltine, 2012).

Os Eurocódigos englobam os principais materiais estruturais utilizados na construção, betão, aço, misto aço-betão, madeira, alvenaria e alumínio e fornecem também uma base comum para o projeto geotécnico e projeto antissísmico.

Os Eurocódigos Estruturais encontram-se organizados da seguinte forma, (LNEC, [29]):

- EN 1990, Eurocódigo 0 (EC0) – Bases de Projeto;
- EN 1991, Eurocódigo 1 (EC1) – Ações em Estruturas;
- EN 1992, Eurocódigo 2 (EC2) – Projeto de Estruturas de Betão;
- EN 1993, Eurocódigo 3 (EC3) – Projeto de Estruturas de Aço;
- EN 1994, Eurocódigo 4 (EC4) – Projeto de Estruturas Mistas de Aço-Betão;
- EN 1995, Eurocódigo 5 (EC5) – Projeto de Estruturas de Madeiras;
- EN 1996, Eurocódigo 6 (EC6) – Projeto de Estruturas de Alvenaria;
- EN 1997, Eurocódigo 7 (EC7) – Projeto Geotécnico;
- EN 1998, Eurocódigo 8 (EC8) – Disposições para Projeto de Estruturas Sismoresistentes;
- EN 1999, Eurocódigo 9 (EC9) – Projeto de Estruturas de Alumínio.

Devido a ampla gama de especificações nacionais dos vários países que participaram da elaboração dos Eurocódigos, foram criados os Anexos Nacionais, cuja função é fornecer as condições particulares de aplicação em cada país.

Antes da implementação do Eurocódigo 6, Portugal não possuía qualquer tipo de regulamentação envolvendo o dimensionamento estruturas de alvenaria. Desta forma, com a publicação da norma EN 1996: Projeto de Estruturas de Alvenaria, o país passa possuir um conjunto de documentos técnicos regulamentares e normativo fundamentais para o desenvolvimento de projetos em alvenaria resistente, (Pereira, 2012).

Portanto, as construções em alvenaria estrutural em Portugal devem ser agora projetadas de acordo com a EN 1996: Projeto de Estruturas de Alvenaria (EC6) e EN 1998: Disposições para Projeto de Estruturas Sismoresistentes (EC8), uma vez que o país é localizado numa zona de alta sismicidade.

2.5. A alvenaria estrutural e os sismos

Os terremotos de grandes magnitudes ocorridos no início do século XX, como o sismo de São Francisco, nos EUA (1906), o de Messina, na Itália (1908) e o de Tóquio, no Japão (1923), que levaram a conjecturar a hipótese de que as construções em alvenaria não são seguras para suportar ações sísmicas, uma vez que essas construções sofreram elevados danos. Assim, nestas zonas do globo, construções em alvenarias foram substituídas, por soluções com estruturas de betão armado e metálicas (Lourenço, 2007).

O baixo desempenho dos edifícios de alvenaria antiga em relação às ações sísmicas, tem sido mais ou menos generalizado e não poderá servir de exemplo à nova construção em alvenaria estrutural. Visto que, o comportamento sísmico destes edifícios, constituídos por paredes de alvenaria antiga não armada, aparelho irregular e com materiais de fraca qualidade, tem demonstrado ao longo dos tempos um comportamento sísmico insuficiente. Assim, torna-se fundamental desenvolver trabalho no sentido de estudar sistemas de alvenaria estrutural que possam ser construídos também em zonas de perigosidade sísmica moderada a elevada (Gouveia et al., 2010).

A solução encontrada por países situados em zonas sísmicas, relativamente ao fraco desempenho dos edifícios de alvenaria as ações sísmicas, foi restringir a utilização da alvenaria simples apenas para edifícios de pequeno porte e desenvolver sistemas de alvenaria que incluam armadura para edifícios de porte moderado a elevado. Como soluções possíveis, referem-se as soluções de alvenaria armada e confinada (Lourenço, 2007).

Portugal é um país localizado em uma zona de moderada perigosidade sísmica, podendo ser considerado de reduzido a alto o risco sísmico das construções de alvenaria, dependendo da

localização. Para que um sistema estrutural em alvenaria se torne competitivo com as soluções comuns em betão armado (viga- pilar), em Portugal, é necessário que alterações mínimas sejam introduzidas na tecnologia associada ao sistema construtivo tradicional usado no assentamento das paredes sem função estrutural, como as paredes divisórias, (Vasconcelos et al., 2007).

Finalmente, refere-se a importância de novos estudos em relação a desenvolvimento de novos materiais e novas tecnologias para a alvenaria estrutural, visando melhorar o desempenho dos edifícios de alvenaria as ações sísmicas, para que, posteriormente, as soluções encontradas resultem no aperfeiçoamento da legislação técnica para o desenvolvimento de projetos e construções de estruturas sismo-resistentes em alvenaria.

2.5.1. Comportamento das alvenarias quando sujeitas a ações sísmicas

A rotura das alvenarias quando sujeitas as ações sísmicas, exibem dois modos predominantes (Navio, 2014): a rotura para fora do plano da parede, e a rotura no plano da parede, como se pode observar na Figura 6.

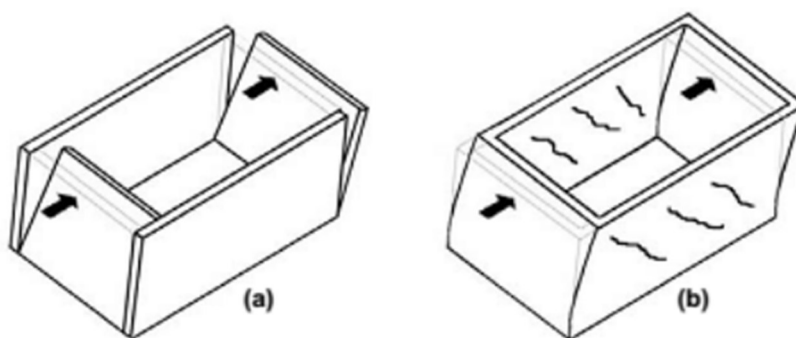


Figura 6 -Modos de rotura sísmica: (a) rotura para fora do plano da parede; (b) rotura no plano da parede (Navio, 2014).

A rotura para fora do plano da parede está relacionada com fenómenos de derrubamento ou rotura por flexão, conforme Figura 7(a) e Figura 7(b).

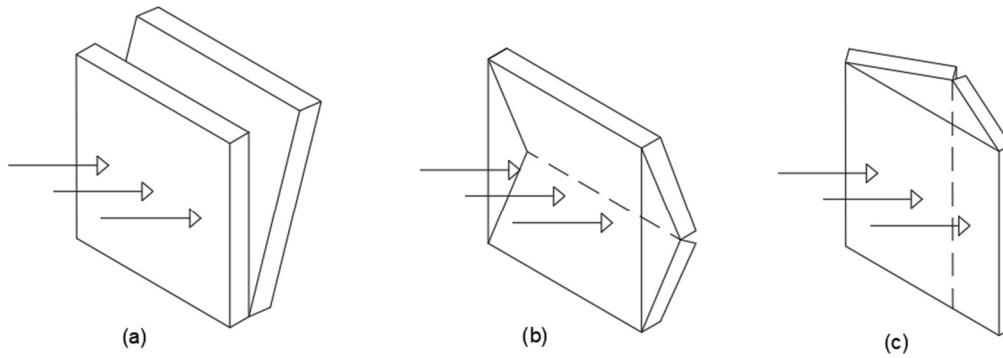


Figura 7 – Modo de rotura para fora do plano da parede: a) rotura por derrubamento (ligação deficiente entre paredes); b) rotura por flexão no sentido horizontal (boa ligação entre paredes) e c) rotura por flexão no sentido vertical (boa ligação entre paredes).

Em relação ao modo de rotura no plano da parede, frequentemente, ocorre por corte dos panos de alvenaria. Este modo de rotura pode ocorrer como consequência de três fatores, ou até como resultado da combinação dos mesmos. O primeiro modo, a rotura ocorre por deslizamento ao longo das juntas horizontais de argamassa, Figura 8(a). O segundo modo de rotura ocorre por tração com fendilhação na direção diagonal comprimida do painel, Figura 8(b). O terceiro modo, a rotura por esmagamento localizado nos cantos comprimidos, Figura 8(c), (Navio, 2014; Varum, 2011).

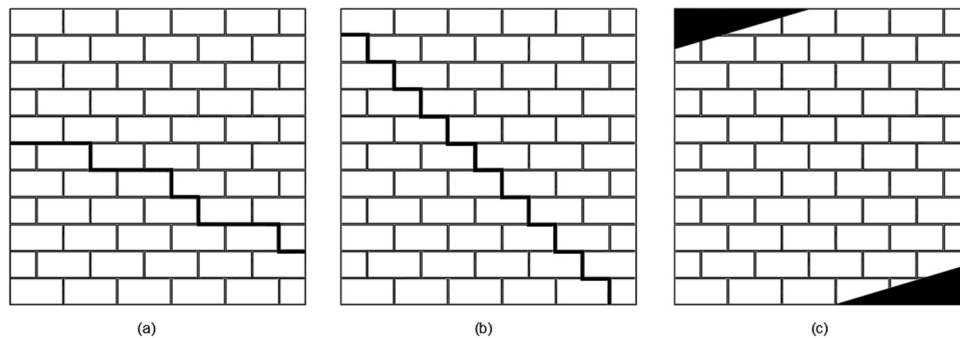


Figura 8 - Mecanismos de rotura de painéis de alvenaria: a) rotura por deslizamento ao longo das juntas; b) rotura por tração diagonal; c) rotura por esmagamento dos cantos comprimidos (Navio, 2014; Varum, 2011)

3. Alvenaria estrutural

3.1. Materiais

A alvenaria estrutural é um material compósito e não homogêneo, composta pela junção de diferentes componentes, como as unidades de alvenaria (blocos), argamassa, betão de enchimento e armaduras. Portanto, cada um destes materiais possui as suas características mecânicas específicas, entretanto, todos eles devem trabalhar em conjunto de forma coesa e resistir as ações solicitantes.

Desta forma, nesta secção é apresentado os materiais que constituem a parede de alvenaria estrutural, assim como as suas principais propriedades, as vantagens e desvantagens, as principais recomendações normativas, e as propriedades mecânicas da alvenaria estrutural, como resistência à compressão, resistência ao corte, resistência a flexão e propriedades de deformação.

3.1.1. Unidades de alvenaria

Em relação às unidades de alvenaria, verifica-se um grande desenvolvimento de novas tecnologias nas últimas décadas, proporcionando as unidades uma elevada precisão de dimensões e excelente acabamento. No que diz respeito aos materiais que constituem as unidades, existe um grande conjunto de variedade (cerâmica, argila expandida, betão, betão celular autoclavado, etc.), variando as suas formas geométricas e os tipos de encaixes (Marques e Lourenço, 2021).

O Eurocódigo 6, [12], classifica as unidades de alvenaria em grupos, tendo diferentes parâmetros com base, nomeadamente, o tipo de material (cerâmico, betão convencional ou betão leve, betão celular autoclavado, sílico-calcário, etc.), às dimensões, a percentagem de vazios (vertical e horizontal) e a espessura dos septos externos e internos, conforme mostrado a Tabela 1. Além disso, o Eurocódigo 6, classifica as unidades em relação ao controle de qualidade da resistência, podendo ser de categoria I ou II. As definições das unidades da Categoria I e II são fornecidas pela norma EN 771-1 a 6, cujas variações de 1 a 6 são em função do material utilizado na constituição do bloco.

Tabela 1 - Requisitos geométricos para agrupamento de unidades de alvenaria, (EN 1996-1-1, [12]).

	Tipos de unidades de Alvenaria							
	Grupo I (todas as unidades)	Material	Grupo II		Grupo III		Grupo IV	
			Vazados verticais		Vazados Horizontais			
Volumen de todos os furos (% do volume total)	≤ 25	Cerâmico	>25; ≤55		≥25; ≤70		≥25; ≤70	
		Sílico- Calcário	>25; ≤55		-		-	
		Betão	>25; ≤60		≥25; ≤70		≥25; ≤50	
Volumen de qualquer furo (% do volume total)	≤12	Cerâmico	Furos verticais ≤ 2, e a porcentagem de volume dos vazados para o manuseio do bloco deve ser superior a 12,5		Furos verticais ≤ 2, e a porcentagem de volume dos vazados para o manuseio do bloco deve ser superior a 12,5		Porcentagem de furos verticais ≤30	
		Sílico- Calcário	Furos verticais ≤ 15, e a porcentagem de volume dos vazados para o manuseio do bloco deve ser superior a 30		-		-	
		Betão	Furos verticais ≤ 30, e a porcentagem de volume dos vazados para o manuseio do bloco deve ser superior a 30		Furos verticais ≤ 30, e a porcentagem de volume dos vazados para o manuseio do bloco deve ser superior a 30		Furos Verticais ≤ 25	
Dimensão das paredes e septos (mm)	-	Septo	Interno	Externo	Interno	Externo	Interno	Externo
		Cerâmico	≥5	≥8	≥3	≥6	≥5	≥6
		Sílico- Calcário	≥5	≥10	-	-	-	-
		Betão	≥15	≥18	≥15	≥15	≥20	≥20
Espessura equivalente (% da largura total)	-	Cerâmico	≥16		≥12		≥12	
		Sílico- Calcário	≥20		-		-	
		Betão	≥18		≥15		≥45	

De acordo com a secção 3.1.2 do Eurocódigo 6, a resistência à compressão das unidades de alvenaria a adotar no projeto deve ser a resistência média normalizado à compressão, f_b , podendo ser declarada pelo fabricante ou obtida através da conversão da resistência à compressão das unidades de alvenaria em resistência média normalizada à compressão, utilizando os cálculos apresentados no Anexo A da norma BS EN 772-1, [5].

O Eurocódigo 6 não classifica as unidades de alvenarias em termos de resistência a compressão. No entanto, o Anexo Nacional, estabelece classes de referência da resistência das unidades para alvenaria, conforme Tabela 2, com uma nomenclatura que inclui a letra U (Unidade) seguida de um número que representa a resistência à compressão das unidades na direção perpendicular às faces de assentamento.

Tabela 2 - Classes de referência da resistência das unidades de alvenaria (quadro NA.III- Eurocódigo 6, [12]).

Designação	U3 ^{a)}	U4	U5	U7	U10	U15	U20
f_b (N/mm ²)	3	4	5	7	10	15	20
^{a)} Classe permitida apenas em unidades com espessura não inferior a 250 mm.							

Os blocos para alvenaria podem ser compostos por diferentes tipos de materiais, sendo os mais comuns: blocos cerâmicos, blocos de concreto e blocos de sílico-calcário.

Os blocos cerâmicos para alvenaria, são os elementos com maior produção em Portugal, havendo dezenas de empresas cerâmicas espalhadas por todo o país, produzindo unidades cerâmicas de vários tipos e formatos, nomeadamente, o tijolo maciço, o tijolo furado horizontalmente e tijolo perfurado verticalmente (Silva, 2007).

A Tabela 3 apresenta as principais vantagens e desvantagens dos blocos cerâmicos.

Tabela 3 - Vantagens e desvantagens dos elementos de tijolo cerâmico (Gouveia, 2000).

Vantagens	Desvantagens
* Resistência à compressão	* Fraca resistência ao choque
* Bom isolamento térmico	* Menor isolamento acústico
* Elevada resistência à abrasão de água	relativamente aos elementos de betão
* Aspecto agradável	
* Facilidade de assentamento	
* Facilidade de abertura de roços	
* Dimensões uniformes e variadas	
* Boa ligação à argamassa, permitindo boa estanquidade da parede.	

Os blocos de betão são unidades estruturais vazadas verticalmente ou maciças, conforme a Figura 9, cuja mistura é composta por cimento Portland, agregados, água e aditivos. Os blocos podem ser em betão corrente ou betão leve com agregados leves, todavia o agregado mais utilizado é a argila expandida. Sendo que, as principais diferenças entre os agregados correntes e os agregados leves, advém da sua baixa massa volúmica e pela elevada resistência térmica. Portanto, o seu desempenho substancialmente diferente dos betões de peso normal, ao qual é exigida resistência e trabalhabilidade. Entretanto, os betões leves, além destas duas características, são exigidos leveza e isolamento térmico (Melo, 2002).

A sua produção é realizada por moldagem e compactação efetuada sob ação de compressão e vibração, e são utilizados para construção de paredes de alvenaria (Sousa, 2003).

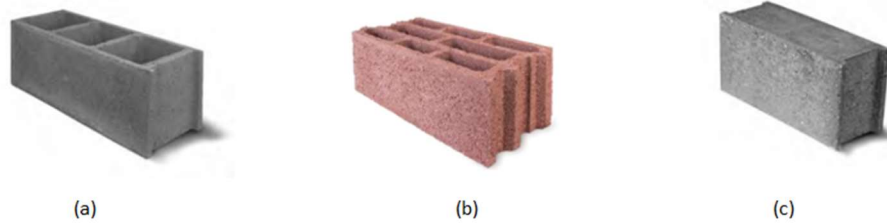


Figura 9 - Blocos de betão: (a) Bloco vazado verticalmente em betão corrente, (b) Bloco vazado verticalmente em betão leve com agregado de argila expandida e (c) Bloco maciço em betão corrente (Artebel, [1]).

As principais vantagens e desvantagens dos blocos de betão e dos blocos de argila expandida, estão apresentados, respetivamente, na Tabela 4 e na Tabela 5.

Tabela 4 - Vantagens e desvantagens dos blocos de betão, (Gouveia, 2000).

Vantagens:	Desvantagens
* Resistência à compressão	* Peso próprio elevado
* Bom isolamento acústico	* Poder de absorção de humidade
* Elevada resistência ao fogo	* Fraco isolamento térmico
* Aspecto agradável	* Aparecimento de fissuras nas juntas que, no entanto, não afectam a função estrutural do conjunto
* Facilidade de assentamento	
* Dimensões uniformes	* Aparecimento de fissuras nas juntas * Dificuldade de abertura de roços
* Dimensões maiores permitem construção mais rápida	
* Blocos estandardizados existe correspondência entre furos permitindo utilização de varões de aço e enchimento com microbetão	

Tabela 5 - Vantagens e desvantagens dos blocos de argila expandida, (Gouveia, 2000).

Vantagens:	Desvantagens
* Resistência à compressão	* Fraca resistência ao choque
* Bom isolamento térmico	* Menor isolamento acústico relativamente aos blocos de betão
* Elevada resistência ao fogo	
* Aspecto agradável	* Elevado poder de absorção de humidade
* Facilidade de assentamento	* Custo
* Dimensões uniformes e menor peso relativo aos blocos de betão	* Dificuldade de abertura de roços
* Resistência a produtos ácidos e alcalinos	

O bloco celular autoclavado, Figura 10, é um material artificial da família dos blocos de betão leve, do tipo sílico-calcário, contendo areia e cal como ligante na sua mistura. Este bloco

é obtido em autoclave sob pressão de vapor por reação em presença da água entre os componentes de uma mistura de ligantes hidráulicos, a cal é um inerte finamente moído, nos quais foi incorporado pó de alumínio destinado a criar uma multiplicidade de pequenas células de repartição uniforme (Sousa, 2010).



Figura 10 - Bloco de betão celular autoclavado com e sem encaixe (Silva, 2007).

As principais características físicas e técnicas do bloco de betão celular autoclavado, são apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 – Características físicas e técnicas dos blocos Ytong, (Topeca, [65]).

		Unidade	C2/400	C3/450	C4/550	C5/650
Massa volumétrica	Peso sêco	kg/m ³	350 - 400	400 - 450	500 - 550	600 - 650
	Peso de cálculo	kg/m ³	435	485	585	685
Resistência à compressão característica f_{bk}		N/mm ²	1,8	3,0	4,0	5,0
Resistência à compressão média normalizada f_b		N/mm ²	2,0	3,4	4,5	5,6
Resistência à compressão com blocos colados f_k^*		N/mm ²	1,44	2,26	2,87	3,46
Coeficiente de condutibilidade térmica λ_{ul}		W/mK	0,090	0,120	0,145	0,170
Calor específico c		J/kgK	1000	1000	1000	1000
Coeficiente de difusão de vapor μ		-	5/10	5/10	5/10	5/10
Coeficiente de dilatação linear α		m/mK	8x10 ⁻⁶	8x10 ⁻⁶	8x10 ⁻⁶	8x10 ⁻⁶
Coeficiente de elasticidade E		N/mm ²	1442	2264	2873	3460

* Determinação f_k conforme NBN EN 1996-1-1 ANB

$g_m = 2.5$ (sécurité matériau Ytong) non-inclus

3.1.2. Argamassa de assentamento

Argamassas são utilizadas nas juntas de assentamento das paredes de alvenaria, com a finalidade de aumentar a resistência ao corte e à tração da parede, uniformizar as ações verticais e horizontais e solidificar as unidades, criando uma estrutura única (Grilo et al., 2012).

As argamassas são compostas, normalmente, por cimento, cal, areia e água. Esta mistura deve conter uma boa trabalhabilidade, por isto deve conter água suficiente para produzir uma mistura plástica. A função mecânica mais importante da argamassa é a de transmitir as tensões verticais através das unidades e acomodar as deformações concentradas, de modo a não provocar fissuras (Mohamad, 2020).

De acordo com a secção 3.2.1 do Eurocódigo 6, [12], as argamassas são classificadas com base em três parâmetros distintos: os seus constituintes, o método de definição da sua composição e o modo de fabricação. A classificação das argamassas, com base nesses parâmetros, é apresentada na Tabela 7.

Tabela 7 - Classificação das argamassas (EN 1996-1-1, [12]).

Argamassas de Assentamento de alvenaria	
Contituientes	Argamassa corrente
	Argamassa delgada
	Argamassa leve
Composição	Argamassa calculada
	Argamassa de composição pré-escrita
Modo de fabrico	Argamassa Industrial (pré-doseada ou pré-misturada)
	Argamassa Industrial semi-acabada
	Argamassa feita em obra

De acordo com a secção 3.2.2 do Eurocódigo 6, [12], as argamassas devem ser classificadas com base na sua resistência à compressão de assentamento, f_m , expressa pela letra M seguida do valor da resistência em N/mm². As argamassas para uso em alvenaria armada, exceto em caso que o reforço usado se localiza nas juntas de assentamento, a resistência à compressão, deve ter no mínimo 4 N/mm², e para uso em alvenaria reforçada com armaduras de junta de assentamento não deve ser inferior a 2 N/mm². Além disso, para argamassas pré-fabricadas, é necessário descrever a sua composição em termos da proporção em volume de cimento, cal e areia.

Embora o Eurocódigo 6, [12], classifique argamassas de assentamento em relação à resistência à compressão. O Anexo Nacional, portanto, estabelece classes de referência para a resistência a compressão das argamassas de assentamento, conforme apresentado na Tabela 8.

Além disso, o Anexo descreve as composições das argamassas prescritas, conforme Tabela 9, para obter a classificação de resistência preconizada.

Tabela 8 - Classes de referência da resistência das argamassas (quadro NA.I- Eurocódigo 6, [12]).

Designação	M5	M10
f_m (N/mm ²)	5	10

Tabela 9 – Composição em volume (cimento: cal hidratada ou cal hidráulica: areia) da argamassa prescrita para as classes de resistência (M5 e M10), (quadro NA.II- Eurocódigo 6, [12]).

	Argamassa de cimento e cal hidratada	Argamassa de cimento e cal hidráulica	Argamassa de cimento
M5	1 : 1/2-1 : 4½-5	1 : 1/2-1 : 4½-5	1 : 4
M10	1 : 0-1/4 : 3	1 : 0-1/4 : 3	1 : 3

3.1.3. Armaduras

A introdução de armaduras nas juntas horizontais ou nas células verticais das unidades (furos verticais nos blocos), as quais são preenchidas com betão de enchimento, definem se o sistema de alvenaria é armado ou confinado. Uma vez que o sistema de alvenaria armada é distinto pelo posicionamento horizontal da sua armadura e o sistema de alvenaria confinada é caracterizada pelo confinamento dos panos de alvenaria por peças de betão armadas na vertical e horizontal nas extremidades dos panos de parede.

Segundo a secção 3.4 do Eurocódigo 6, [12], o reforço pode ser em aço carbono ou aço inoxidável austenítico, sendo os varões lisos ou nervurados.

A secção 3.4.2 do Eurocódigo 6, define que a resistência características da tensão de rotura dos varões da armadura de reforço vertical, f_{yk} , deverá concordar com o Anexo C do EN 1992-1, (Eurocódigo 2, [11]). Por outro lado, o reforço pré-fabricado para juntas horizontais, deve cumprir com as exigências da NP EN 845-3, [44], conforme descrito na secção 3.4.3 do Eurocódigo 6.

A utilização do reforço nas juntas horizontais segue-se, normalmente, com objetivo de melhorar a resistência à flexão ao corte assim como uma aumentar a sua ductilidade (Coelho, 2016).

Diversas soluções de armaduras de juntas prontas estão disponíveis para atender aos diferentes tipos de paredes. No entanto, neste trabalho, serão concedidas apenas duas soluções: a armadura de rede e a armadura de junta horizontal treliçada.

- Armadura em rede: é uma solução de reforço que pode ser facilmente manuseada no local, visto que pode ser facilmente cortada. É normalmente empregue para controlar a fissuração da parede e reforçar as partes específicas do painel de alvenaria onde a armadura está instalada. Entretanto, deve-se ter cautela ao utilizar essa solução em situações em que os esforços a serem suportados são elevados, (Coelho, 2016).



Figura 11 - Exemplo de armadura de rede Murfor® Compact, (BIU, Murfor-r-compact, [3]).

- A armadura de junta horizontal treliçada: é um tipo de armadura que aumenta a resistência da alvenaria às ações laterais, permitindo a construção de paredes mais altas e mais longas. Além disso, apresenta vantagens como a redução significativa de danos e prevenção de colapso fora do plano. Essa armadura consiste em uma treliça composta por elementos longitudinais paralelos, aos quais são soldados elementos diagonais entre os elementos longitudinais, ver Figura 12, (Coelho, 2016).



Figura 12 -Exemplo de armadura junta horizontal treliçada, (BIU, Murfor-r, [2]).

3.1.4. Betão de preenchimento

Trata-se de um betão com suficiente fluidez para preencher as células verticais dos blocos completamente, sendo estes caracterizados por possuírem um espaço reduzido e uma configuração geométrica interna não linear. A sua utilização não deverá ser realizada em vazados cuja dimensão for menor que 100 mm. O microbetão melhora o comportamento mecânico da alvenaria, principalmente, a compressão e poderá ser utilizado com a colocação de armaduras para solidarizar as ferragens da alvenaria, (Gouveia, 2000).

O betão de enchimento para alvenaria é composto dos mesmos materiais usados para produzir betão convencional (cimento, agregado e água). As suas diferenças estão no tamanho do agregado graúdo e na relação água/cimento, (Mohamad, 2020).

A fluidez deste betão dependerá fundamentalmente da taxa de absorção inicial das unidades e da dimensão dos vazados, pois a fluidez da mistura deve ser maior, conforme o aumento da capacidade absorvente das unidades e menores forem o tamanho dos vazados, (Mohamad, 2020).

As principais propriedades que o betão de enchimento deve apresentar (Mohamad, 2020), são:

- **Consistência:** a mistura deve ter fluidez suficiente para preencher todos os furos dos blocos e coesão.

- Estabilidade volumétrica: para não ocorrer a separação entre os septos internos do bloco e o betão, devida à retração.
- Resistência à compressão

O Eurocódigo 6, [12], define na secção 3.3, que o enchimento de betão pode ser projetado ou prescrito, e é especificado pela resistência à compressão característica, f_{ck} , que não deve ser inferior a C12/15, de acordo com a NP EN 206. Em relação a classe de abatimento, o mesmo preconiza que a classe S3 a S5 ou classe de fluxo F4 a F6, será satisfatório para garantir que os vazios dos blocos sejam completamente preenchidos. Outra condição limitante é o tamanho máximo do agregado que não deve exceder 20 mm, exceto nos casos em que a menor dimensão dos vazios a preencher com betão seja inferior a 100 mm ou nos casos em que seja exigido um recobrimento das armaduras inferior a 25 mm, casos em que a dimensão máxima dos agregados não deverá exercer os 10 mm. Finalmente, a respeito das propriedades mecânicas do betão de enchimento, o Eurocódigo 6 declara que resistência característica à compressão e ao cisalhamento do enchimento deve ser determinada por ensaios de amostras de betão. Entretanto, quando não há dados disponíveis, estas propriedades podem ser obtidas por meio da Tabela 10.

Tabela 10 - Resistência características do enchimento do betão, (EN 1996-1-1, [12]).

Classe de resistencia do Betão	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 ou mais forte
f_{ck} (N/mm ²)	12	16	20	25
f_{cvk} (N/mm ²)	0,27	0,33	0,39	0,45

3.1.5. Alvenaria

Nesta secção serão abordadas apenas as propriedades principais da alvenaria estrutural.

3.1.5.1. Resistência característica à compressão

A resistência à compressão da alvenaria, f_k , é obtida a partir da secção 3.6.1.2 do Eurocódigo 6, que permite a determinação desta propriedade através de resultados experimentais de acordo com a EM 1052-1 ou de uma forma geral, com a aplicação da equação (2.1):

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (2.1)$$

f_k – é a resistência à compressão característica da alvenaria, em N/mm²;

K – é uma constante que varia conforme o tipo e material da unidade de alvenaria e o tipo de junta de argamassa, ver Tabela 11;

f_b – é a resistência à compressão média normalizada das unidades, em N/mm²;

f_m – é a resistência à compressão;

α, β – são constantes, cujos valores para as argamassas de uso geral são 0,7 e 0,3.

Tabela 11 - Valores de K para uso com argamassa de uso geral, camada fina e leve (Eurocódigo 6, [12]).

Unidade de alvenaria		Argamassa de uso geral	Camada fina de argamassa (0,5 a 3mm)	Argamassa leve (massa volúmica)	
				600 a 800 kg/m ³	800 a 1300 kg/m ³
Bloco Cerâmico	Grupo 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Grupo 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Grupo 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Grupo 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Bloco de Betão	Grupo 1	0,55	0,55	0,45	0,45
	Grupo 2	0,45	0,45	0,45	0,45
	Grupo 3	0,40	0,40	-	-
	Grupo 4	0,35	0,35	-	-

Contudo, é importante destacar que a há limitações na aplicação da equação 2.1, devido a variações na argamassa utilizadas, espessura da junta e agrupamento das unidades. Caso não possa ser aplicada, o Eurocódigo 6 fornece na secção 3.6.1.2 (2) todas as informações necessárias para a determinação da resistência a compressão da alvenaria.

3.1.5.2. Resistência característica ao corte

A resistência característica ao corte da alvenaria simples não armada, f_{vk} , é obtida a partir da secção 3.6.2 do Eurocódigo 6, que permite a determinação desta propriedade através de resultados experimentais de acordo com a EN 1052-3, EN 1052-4 ou de uma forma geral, com a aplicação da equação (2. 2):

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 * \sigma_d \quad (2. 2)$$

Onde:

f_{vk0} – é a resistência característica inicial ao corte, desconsiderando a compressão, ou seja, compressão nula;

σ_d – é o valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao corte no elemento ao nível considerado, utilizando a combinação de ações apropriada baseada na tensão vertical média na parte comprimida da parede que confere a resistência ao corte.

Entretanto, há limitações no uso desta equação devido à variação tipo de argamassa, espessura da junta e preenchimento da junta vertical. Na secção 3.6.2 do Eurocódigo 6, encontra-se todas as relações necessárias para a determinação da resistência ao corte, em casos em que não se pode aplicar a equação (2.2).

3.1.5.3. Resistência característica à flexão da alvenaria simples

A resistência característica à flexão acontece de duas formas, a primeira é resistência à flexão cujo plano de rotura é paralelo às juntas de assentamento, f_{xk1} e a segunda é resistência à flexão cujo plano de rotura é perpendicular às juntas de assentamento, f_{xk2} , elas podem ser obtida a partir da secção 3.6.4 do Eurocódigo 6, que permite a determinação desta propriedade através de resultados experimentais de acordo com a EN 1052-2 ou poderão ser obtidos através dos quadros contidos na secção mencionada anteriormente.

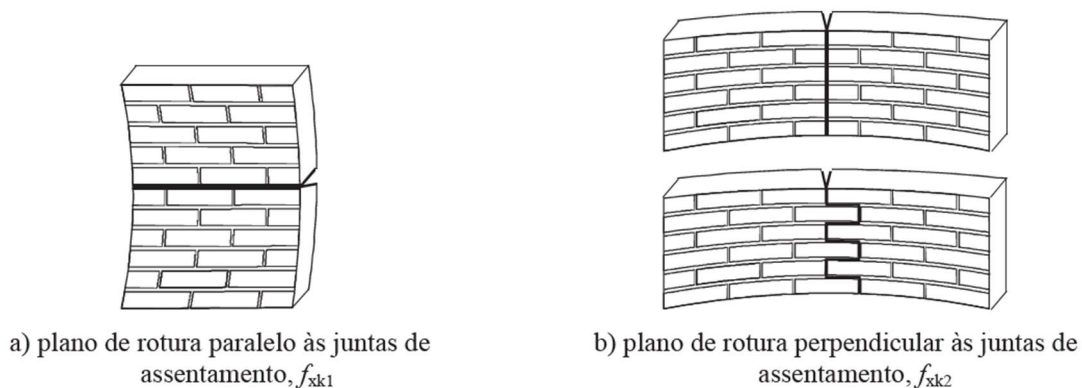
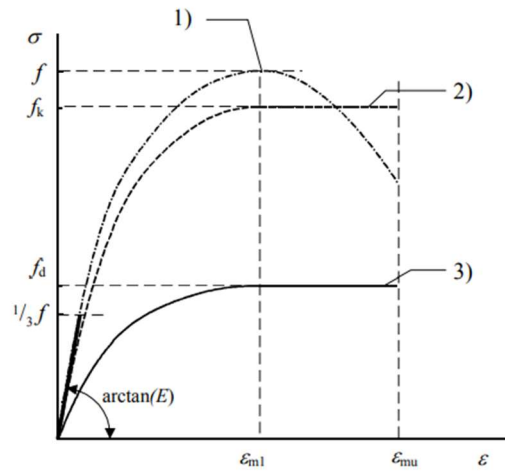


Figura 13 – Configurações de rotura para fora do plano da alvenaria devido à flexão, (Eurocódigo 6, [12]).

3.1.5.4. Propriedades de deformação

A relação tensões – extensões é descrita na secção 3.7.1 do Eurocódigo 6, uma vez que a relação tensão – extensão da alvenaria a compressão não é linear, considera-se a forma linear,

de parábola, parábola-retângulo ou triângulo, para realização de cálculos, conforme ilustrado na Figura 14.



Legenda:

- 1) diagrama tipo
- 2) diagrama idealizado (parábola-retângulo)
- 3) diagrama de cálculo

Figura 14 - Relação tensão – extensão da alvenaria a compressão (Eurocódigo 6, [12]).

O módulo de elasticidade secante para ações de curta duração, E , pode ser determinado utilizando a norma EN 1052-1, ou pode ser calculado conforme a secção 3.7.2 do Eurocódigo 6, através da equação (2.3), para os últimos limites. No caso dos limites de uso, o módulo de elasticidade pode ser obtido utilizando a mesma equação, porém substituindo o valor de 1000 por 600 na equação.

$$E = 1000 * f_k \quad (2.3)$$

Onde:

E – é o módulo de elasticidade das alvenarias e

f_k - é a resistência à compressão característica da alvenaria.

O módulo de distorção, G , é considerado igual 40% do valor do módulo elasticidade, conforme descrito na secção 3.7.3 do Eurocódigo 6.

3.2. Paredes em alvenaria estrutural

Conforme destacado na EN 1996-1-1 (Eurocódigo 6), [12], as alvenarias podem ser classificadas quanto a sua constituição (parede simples, dupla, composta, cortina, etc.). Entretanto, ambas as tipologias de alvenarias desempenham um papel importante na construção, mas cada uma possui uma função específica frente a suas exigências funcionais, o seu desempenho estrutural e o tipo de aparelho (modo como as unidades de alvenaria são posicionadas e organizadas numa parede).

Em relação às exigências funcionais, Lourenço (1999), classifica as paredes da seguinte forma: paredes mestras (paredes principais, responsáveis por suportar as ações verticais), parede de contraventamentos (paredes secundárias, cuja principal função é resistir as ações horizontais no seu plano), paredes de contenção (muro de suporte), paredes em consola e parapeito, ver Figura 15.

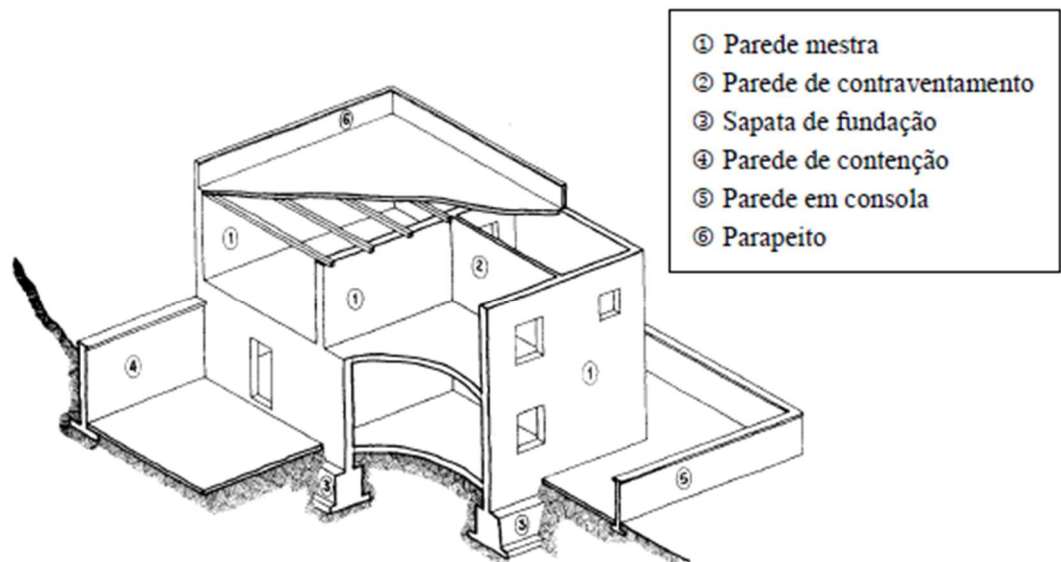


Figura 15 - Tipologia da parede quanto às suas exigências funcionais, (Lourenço, 1999).

As alvenarias podem ser classificadas quanto ao seu desempenho em duas categorias, segundo a EN 1996-1-1, [12]: estrutural e não estrutural. Alvenarias estruturais são aquelas que possuem a capacidade de suportar cargas e resistir a esforços, como, por exemplo, paredes simples reforçadas ou não reforçadas com argamassa no interior dos tijolos, paredes duplas e paredes compostas. Alvenarias não estruturais, por outro lado, são aquelas que não suportam cargas significativas, como paredes de revestimento das paredes-cortina e paredes de face à vista.

Outro fator importante para a classificação das alvenarias é o tipo de aparelho das alvenarias. Existem diversos tipos de aparelhos, como a junta de assentamento (argamassa entre as faces de assentamento de unidades de alvenaria), junta vertical ou junta de topo (perpendicular à junta de assentamento), e longitudinal (junta vertical de argamassa na espessura da parede e paralela ao paramento da parede), ver Figura 16. As juntas de assentamento podem ser horizontais, contínuas ou descontínuas na espessura da parede, conforme Figura 17.

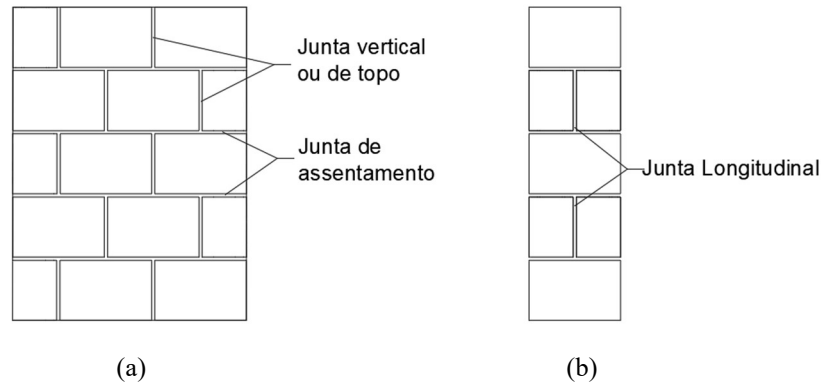


Figura 16 - Exemplos de tipos de aparelho: (a) seção longitudinal de uma parede, com junta de assentamento e junta vertical ou de topo, e (b) seção transversal de uma parede com junta longitudinal.

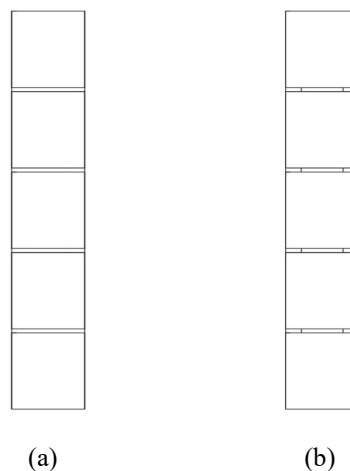


Figura 17 - Exemplo de seções transversais de paredes: (a) junta contínua e (b) junta descontínua.

Posteriormente, os principais tipos de paredes destacadas no EN 1996-1-1, [12], serão apresentadas nas subseções subsequentes.

3.2.1. Tipologia das paredes

3.2.1.1 Paredes simples

As paredes simples consistem numa única camada de alvenaria cuja espessura é equivalente à espessura da unidade de alvenaria utilizada. As juntas podem ser horizontais, contínuas ou interrompidas na espessura da parede, com ou sem junta longitudinal. A parede pode ser constituída por diferentes tipos de unidades, como ilustrado na Figura 18, tais como tijolos sólidos, celulares ou furados.

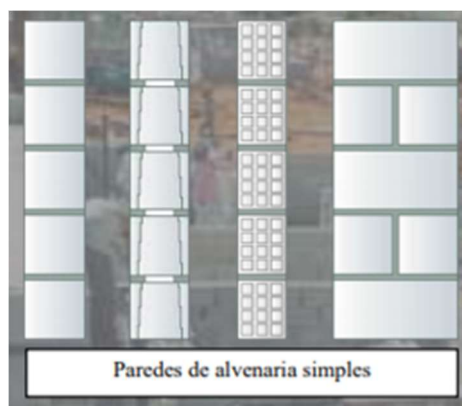


Figura 18 - Esquemas representativos das secções transversais em função do tipo de unidades (Gouveia e Lourenço, 2006).

3.2.1.2. Paredes duplas

As paredes duplas são compostas por dois panos de alvenaria paralelos e separados, formando uma câmara de ar que pode ser preenchida com material isolante. A ligação entre os panos é efetuada por meio de conectores metálicos de fixação a uma distância estabelecida entre eles. Além disso, os dois panos podem ser fabricados com materiais diferentes e apresentar espessuras distintas, com o objetivo de aumentar a resistência da parede, conforme ilustrado na Figura 19.

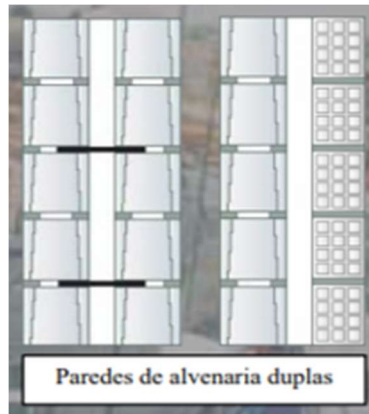


Figura 19-Esquemas representativos de seções transversais em função do tipo de unidades (Gouveia e Lourenço, 2006).

3.2.1.3 Paredes de face à vista

As paredes de face à vista são constituídas por uma ou duas espécies de unidades de alvenaria, conforme ilustrado na Figura 20. Essas paredes são frequentemente utilizadas por motivos arquitetônicos, em que a superfície externa é desprovida de revestimento ou acabamento, e é aparente. As unidades de alvenaria são usadas para garantir o acabamento de uma ou ambas as faces da parede.

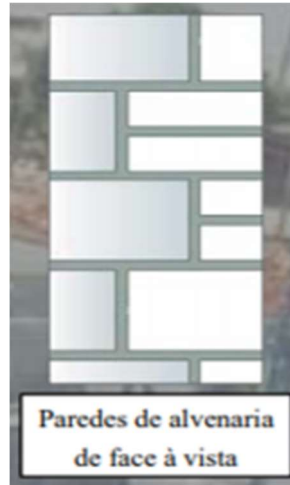


Figura 20 – Esquema representativo de parede face à vista (Gouveia e Lourenço, 2006).

3.2.1.4. Paredes compostas

As paredes compostas são formadas por uma combinação de dois ou mais elementos estruturais distintos, contidos em duas folhas paralelas que estão unidas por uma camada de argamassa ou concreto. Esta ligação pode ser reforçada com o uso de conectores metálicos,

como ilustrado na Figura 21. Este arranjo garante que os elementos trabalhem em conjunto para desempenhar as funções de suportar a carga, resistir a esforços e proporcionar estabilidade estrutural.

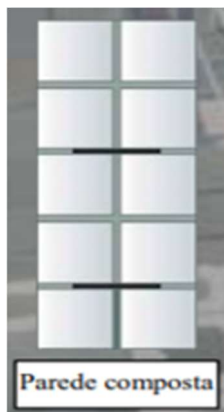


Figura 21 - Esquema representativo da seção transversal parede composta (Gouveia e Lourenço, 2006).

3.2.1.5. Parede-cortina

A parede-cortina é composta por dois painéis, um dos quais é apenas para fins estéticos e o outro painel desempenha a função estrutural, conforme ilustrado na Figura 22. O painel estrutural pode ser feito de alvenaria, concreto armado, madeira ou suportes metálicos. O painel não estrutural, que serve apenas para propósitos de vedação, não é projetado para suportar esforços axiais e laterais. Por conseguinte, é comum que o painel não estrutural seja fixado ao painel resistente por meio de fixadores adequados (Coelho, 2016).

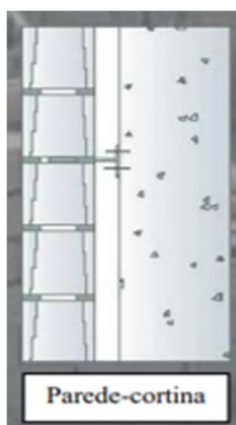


Figura 22 - Esquema representativo da seção transversal da parede cortina (Gouveia e Lourenço, 2006).

3.2.1.6. Entre panos de paredes

Os elementos de ligações devem apresentar três principais funções:

- 1) promover uma conexão entre panos;
- 2) transferir as cargas laterais atuantes na parede exterior e
- 3) permitir movimentos no plano para acomodar e/ou restringir movimentos diferenciais.

Os ligadores apresentam diversas formas e espessuras, ver Figura 23, de acordo com as marcas comerciais e com o tipo de sistema de suporte utilizado (Silva et al., 2016).

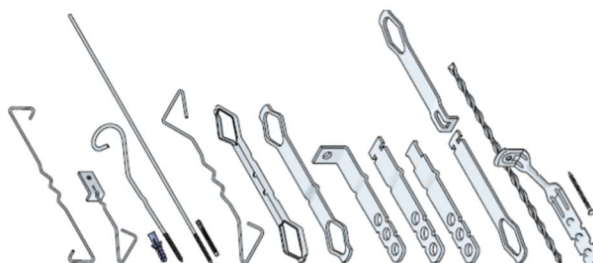


Figura 23 -Ligadores possíveis entre panos de paredes duplas (Silva et al, 2016).

3.2.2. Soluções correntes em paredes de alvenaria estrutural

A parede de alvenaria estrutural é definida como 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 poderem integrar elementos de reforço de outra natureza (varões metálicos, ligadores ou outros). Contudo, para fins estruturais, uma parede apenas é considerada resistente quando é especificamente destinada a suportar ações, permanentes ou variáveis, que atuem sobre o edifício (Lourenço, 1999).

Um aspeto negativo na utilização da alvenaria em Portugal é a sua resposta às ações sísmicas, que deve ser considerada em todo o país (Lourenço e Sousa, 2002).

As principais soluções construtivas empregadas em paredes de alvenaria estrutural consistem em alvenaria não armada, alvenaria armada, alvenaria confinada e alvenaria pré-esforçada, as quais serão apresentadas em detalhes nas subsecções a seguir.

3.2.2.1 Alvenaria não armada

As paredes em alvenaria não armadas, Figura 24, são constituídas por blocos ligados por argamassa de assentamento. Na parte superior (topo), de cada pano de parede uma viga de bordadura com armaduras, denominada cinta, tem o objetivo de promover a ligação entre as paredes e as lajes nelas apoiadas. Tais paredes, apresentam comportamento muito pouco dúctil por isso não devem ser utilizadas para resistir ações provocadas por sismo (Gouveia, 2000).

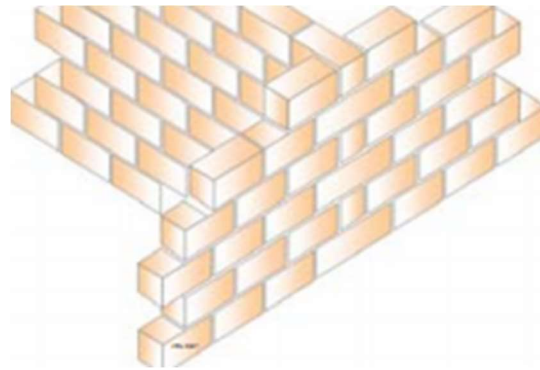
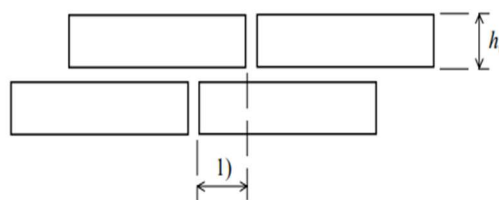


Figura 24- Alvenaria não armada (Gouveia et al., 2007).

Para as paredes de alvenaria não armada, o aparelho (tipo de junta) a ser utilizado é do tipo junta contrafiada, onde as sobreposições das unidades deverão ser de pelo menos 40% a altura da unidade ou 40 mm, para as unidades de alvenarias que apresentarem uma altura menor ou igual da altura 250 mm, utilizando a que for maior. Se a altura da unidade for maior que 250 mm, as sobreposições devem ter 100 mm ou deve ser maior que 0,2 vezes a altura da unidade (EN 1996-1-1, [12]), ver na Figura 25.



Legenda:

- 1) Sobreposição $\left\{ \begin{array}{l} \text{Quando } h_u \leq 250 \text{ mm: Sobreposição } \geq 0,4 h_u \text{ or } 40 \text{ mm, qual for o maior} \\ \text{Quando } h_u > 250 \text{ mm: Sobreposição } \geq 0,2 h_u \text{ or } 100 \text{ mm, qual for o maior} \end{array} \right.$

Figura 25- Sobreposição de unidades de alvenaria (EN 1996-1-1, [12]).

3.2.2.2. Alvenaria armada

As paredes de alvenaria armadas, Figura 26, podem ser constituídas com armaduras horizontais, embebidas na argamassa para o assentamento de fiadas, ou armadura vertical, através de furação vertical nos blocos posteriormente preenchidos com argamassa ou microbetões, destinadas a resistir a esforços verticais e horizontais (Gouveia et al., 2006).

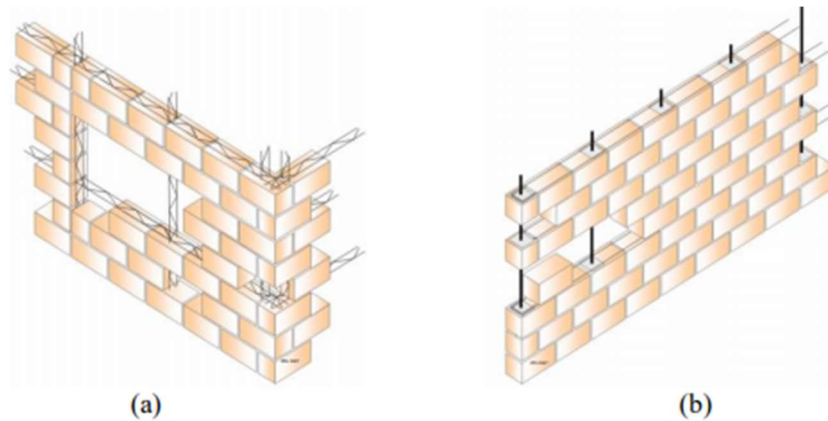


Figura 26-Exemplo de estruturas de alvenaria armada; (a) Alvenaria armada, com armadura treliçada; (b) Alvenaria armada, com armadura ordinária (Vasconcelos et al., 2007).

Nas paredes armadas, podem ser empregues dois tipos de aparelhos, com junta contrafiada, conforme mencionado anteriormente, e aqueles com junta alinhada, Figura 27. No caso das paredes com junta alinhadas, é necessário posicionar as armaduras de forma adequada ao longo de todo o pano (Leca®, 2018).



Figura 27 - Aparelho com juntas alinhadas (Leca®, 2018).

As armaduras são introduzidas nas paredes de alvenaria para aumentar à resistência às tensões de tração e cisalhamento e para melhorar a ductilidade (Parsekian et al., 2012). O aumento da ductilidade melhora a sua performance, quando sujeita a ações sísmicas.

3.2.2.3. Alvenaria confinada

A alvenaria confinada é um sistema em que montantes e as cintas em betão armado, confinam a parede de alvenaria, principalmente, para proporcionar maior resistência ao cisalhamento e tração a alvenaria, bem como maior capacidade de dissipação de energia e maior ductilidade do efeito horizontal (Lourenço, 2007), ver Figura 28.

O Eurocódigo 6, [12], prevê que nas interceções de paredes, nas laterais das aberturas e em cada nível de piso, devem ser colocados elementos confinantes. Em paredes onde o espaçamento máximo, vertical ou horizontal, ultrapasse 4 m, é exigido o uso de elementos confinantes adicionais. O mesmo regulamento, na secção 8.4, determina que os elementos confinados devem ser armados de reforço longitudinal com uma área mínima equivalente a 0,8% da área da secção transversal do elemento, mas não menos de 200 mm², e a sua área de secção transversal não inferior a 0,02 m².

Ainda de acordo com o Eurocódigo 6, na verificação de segurança da alvenaria confinada não se consideram os efeitos favoráveis dos elementos confinantes.

A betonagem dos elementos de confinamento acontece sempre após a construção do pano de alvenaria, armados ou não armados, com o objetivo de promover a aderência e o funcionamento conjunto entre o pano de alvenaria e os elementos de confinamento. No caso de utilização de armadura horizontal nas juntas de argamassa, Figura 28(c), é recomendado a sua ancoragem aos elementos de confinamento (Vasconcelos et al., 2007).

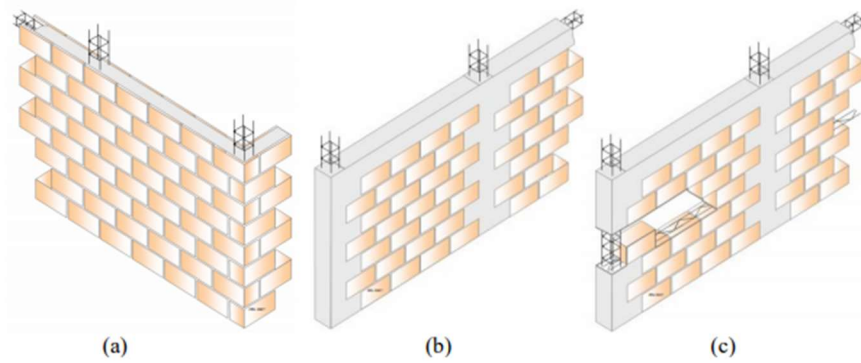


Figura 28-Exemplo de paredes de alvenaria confinada: (a) alvenaria confinada com unidades de alvenarias para alojarem as cintas e as colunas; (b) alvenaria confinada com elementos de betão armado de face à vista; (c) alvenaria confinada com armadura de junta horizontal (Vasconcelos et al., 2007).

3.2.2.4. Alvenaria pré-esforçada

A alvenaria estrutural apresenta um comportamento material semelhante ao do betão, tipicamente conhecido por ter alta resistência à compressão e baixa resistência à tração. O pré-esforço consiste na colocação de varões (armadura ativa) no interior dos panos de parede, nos quais é aplicada uma força de tração (pré-esforço), como forma de aumentar os esforços iniciais de compressão. Está pré-compressão induzida na alvenaria, Figura 29, possibilita um aumento da resistência mecânica do material aos esforços de tração, flexão, torção e cisalhamento, além de permitir um maior controle da fissuração (Parsekian, 2002).

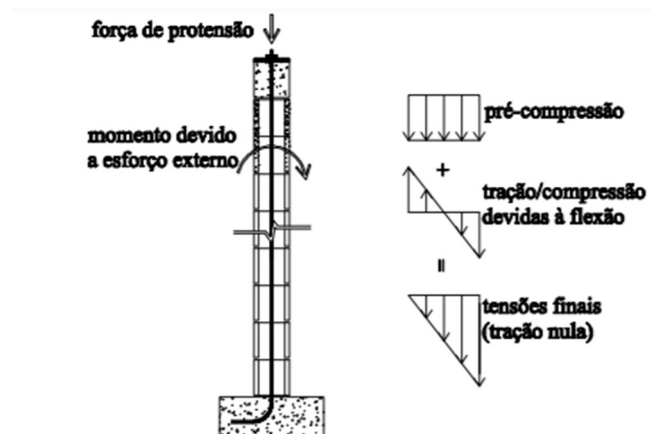


Figura 29- Princípio básico do pré-esforço de alvenarias (Parsekian, 2002).

A alvenaria pré-esforçada é utilizada na construção de edifícios com esforços de vento preponderantes, muros de suporte, reservatórios de água, silos, colunas para sustentação de

grande área de telhado, edifícios situados em regiões sujeitas a abalos sísmicos e paredes sujeitas a impactos acidentais (Parsekian, 2002).

3.3. Regulamentação

Nesta secção, será abordado a respeito da regulamentação aplicável para os materiais utilizados para a produção das alvenarias, tais como, as unidades (blocos), argamassa de assentamento e armaduras. Estas normas e diretrizes estabelecem os requisitos técnicos e as características que esses materiais devem atender para garantir a qualidade e segurança das alvenarias.

3.3.1 Unidades para alvenaria (blocos)

Os blocos cerâmicos em Portugal, são regidos por normas de produto e de ensaio, as quais determinam os métodos para verificação das características físicas e das propriedades mecânicas dos blocos. Desta forma, as principais normas em relação aos blocos cerâmicos, estão compreendidas na Tabela 12, a seguir. (IPQ, [27])

Tabela 12 - Normas aplicáveis aos blocos cerâmicos, (IPQ, [27]).

	Norma	Título
Normas de produto	NP EN 771-1: 2011+A1:2016	Especificação para unidades de alvenaria -Parte 1: Unidades cerâmicas
Normas de ensaios	NP EN 772-1: 2011 + A1:2015	Métodos de teste para unidades de alvenaria - Parte 1:Determinação da resistência à compressão
	NP EN 772-3:2000	Métodos de ensaio para elementos de alvenaria - Parte 3: Determinação do volume líquido e percentagem de furação em elementos cerâmicos para alvenaria por pesagem hidrostática
	NP EN 772-5:2016	Métodos de ensaio para elementos de alvenaria - Parte 5: Determinação do teor em sais solúveis ativos de unidades cerâmicas para alvenaria
	NP EN 772-7:2000	Métodos de ensaios para elementos de alvenaria - Parte 7: Determinação da absorção de água fervente de elementos cerâmicos para alvenaria
	NP EN 772-13:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria - Parte 13: Determinação da massa volúmica real seca e da massa volúmica aparente seca de blocos para alvenaria (exeto blocos de pedra natural)
	EN 772-19:2016	Métodos de teste para unidades de alvenaria - Parte 19: Determinação da expansão de humidade de grandes unidades de alvenaria de cerâmica perfurada horizontalmente
	EN 772-22:2018	Métodos de teste para unidades de alvenaria - Parte 22:Determinação da resistência ao gelo/degelo de unidades cerâmicas para alvenaria

Os blocos de betão corrente e betão leve utilizados em Portugal para a execução de paredes, são regidos por normas de produto e normas de ensaio, as quais determinam os métodos para verificação das características físicas e das propriedades mecânicas dos blocos. Assim, principais as normas para os blocos de betão estão contidas na Tabela 13, logo abaixo.

Tabela 13 - Normas para os blocos de betão corrente e betão leve, (IPQ, [27]).

	Norma	Título
Normas de produto	NP EN 771-3: 2011+ A1:2016	Especificação para unidades de alvenaria -Parte 3: Unidades de betão de concreto agregado (Denso e agregado leves)
Normas de ensaios	NP EN 772-1: 2011 + A1:2015	Métodos de teste para unidades de alvenaria - Parte 1:Determinação da resistência à compressão
	NP EN 772-2:2001	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria - Parte 2: Determinação da percursão de furação em bocos de betão para alvenaria (por impressão em papel)
	NP EN 772-6: 2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria - Parte 6: Determinação da resistencia à tração por flexão de blocos de alvenaria de betão de agregados
	NP EN 772-13:2002	Métodos de ensaio de blocos para alvenaria - Parte 13: Determinação da massa volúmica real seca e da massa volúmica aparente seca de blocos para alvenaria (exeto blocos de pedra natural)

Em Portugal os blocos de betão celular autoclavado são regidos pela norma “NP EN 771-4:2012 especificações para unidades de alvenaria. Parte 3: Blocos de betão celular autoclavado”. A sua comercialização do bloco é obtida através de importação a partir da fábrica Ytong.

3.3.2. Argamassa de assentamento

A Tabela 14, apresentam-se as principais normas que tratam do comportamento físico e mecânico da argamassa, sendo que as normas é que definem a metodologia de ensaio para adquirir as suas propriedades.

Tabela 14 - Lista de normas relacionadas com argamassas, (IPQ, [27]).

Identificação	Título
NP EN 998-2:2017	Especificação de argamassas de alvenaria - Parte 2: Argamassas de assentamento
NP EN 1015-1: 1998/A1: 2006	Metodos de ensaio para argamassa para alvenaria- Parte 1: Determinação da distribuição granulométrica (por análise de peneira)
NP EN 1015-2: 1998/A1:2006	Metodos de ensaio para argamassa para alvenaria- Parte 2: Amostragem em massa de argamassas e preparação de argamassas de teste
NP EN 1015-3: 1999/A2:2006	Metodos de ensaio para argamassa para alvenaria- Parte 3: Determinação da consistência da argamassa fresca (por tabela de fluxo)
NP EN 1015-4: 1998	Metodos de ensaio para argamassa para alvenaria- Parte 4: Determinação da consistência da argamassa fresca (por penetração do êmbolo)
NP EN 1015-6: 1998/ A1:2006	Metodos de ensaio para argamassa para alvenaria- Parte 6: Determinação da densidade aparente da argamassa fresca
NP EN 1015-7:1998	Metodos de ensaio para argamassa para alvenaria- Parte 7: Determinação do teor de ar da argamassa fresca
NP EN 1015-9: 1999/ A1: 2006	Metodos de ensaio para argamassa para alvenaria- Parte 9: Determinação da vida útil e tempo de correção da argamassa fresca
NP EN 1015-10: 1999/A1:2006	Metodos de ensaio para argamassa para alvenaria- Parte 10: Determinação da densidade aparente seca de argamassa endurecida
NP EN 1015-11: 2019	Metodos de ensaio para argamassa para alvenaria- Parte 11: Determinação da resistência à flexão e à compressão da argamassa endurecida
NP EN 1015-17: 2000/ A1: 2004	Metodos de ensaio para argamassa para alvenaria- Parte 17: Determinação do teor de cloreto solúvel em água de argamassas frescas
NP EN 1015-18: 2002	Metodos de ensaio para argamassa para alvenaria- Parte 18: Determinação do coeficiente de absorção de água devido à ação capilar da argamassa endurecida
NP EN 1745:2020	Alvenaria e produtos de alvenaria - Métodos para determinar as propriedades térmicas

3.3.3. Armaduras

Segundo a secção 3.4 do Eurocódigo 6, define que o reforço pode ser em aço carbono ou aço inoxidável austenítico, sendo os varões lisos ou nervurados. Posto isto, o aço carbono de reforço deve ser especificado de acordo com NP EN 10088 e o aço inoxidável e barras com revestimento especial devem ser especificadas separadamente. Finalmente, em relação à resistência características da armadura de reforço vertical deverá concordar com Anexo C do EN 1992-1, por outro lado, as soluções de reforço pré-fabricado para juntas horizontais, devem cumprir com as exigências da NP EN 845-3.

4. Conceção de edifícios em alvenaria estrutural

4.1. Princípios e regras genéricas

No âmbito do projeto arquitetónico, a forma de uma edificação é frequentemente condicionada por sua função, devido à necessidade de distribuição interna dos espaços. Dessa maneira, a configuração da edificação pode influenciar a disposição das paredes, especialmente as estruturais (Mohamad, 2020).

Do ponto de vista estrutural, é possível afirmar que uma edificação mais robusta possui maior capacidade de resistir a esforços horizontais, como os causados pelas ações do vento e dos sismos. Os esforços de tração na alvenaria, devem ser neutralizadas. A robustez de uma edificação pode ser determinada pelos parâmetros relacionados a rigidez do edifício quanto à sua volumetria, (Mohamad, 2020). Na Figura 30, ilustra os efeitos da forma da edificação na rigidez em relação aos deslocamentos horizontais. Nesse contexto, é observado que, quanto maior para a altura da edificação (esbelteza), menor será a rigidez em relação aos deslocamentos horizontais.

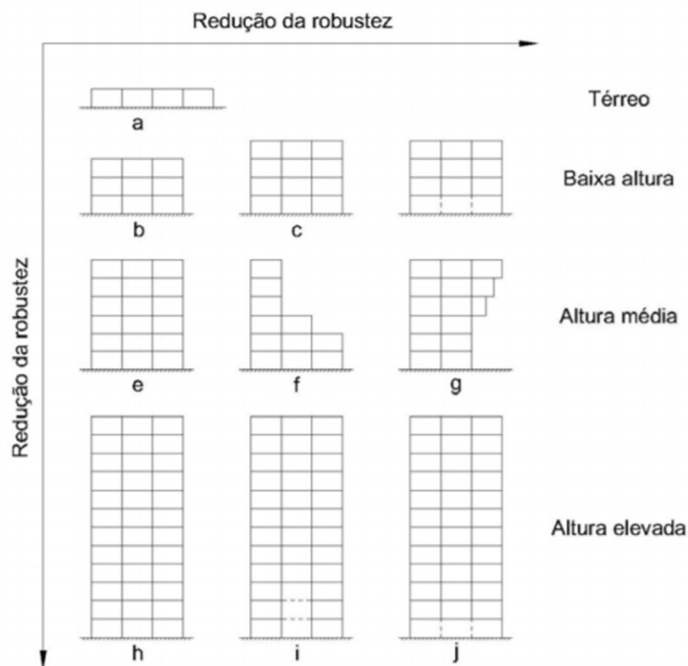


Figura 30- Efeito da forma e altura na robustez do prédio, (Drysdale, 1994; Ramalho e Corrêa, 2003; Rauber, 2005).

Mohamad (2020), apresenta relações dimensionais, recomendadas por Gallegos (1988), resumidas na Figura 31, a fim de melhorar a rigidez do conjunto, contidas entre parâmetros ideais e toleráveis. Em relação à rigidez, nota-se que a forma cúbica é a ideal, ou seja, $C/L=1$ e $H/L=1$. Entretanto, é possível explorar outras formas, sobretudo em edifícios de pequeno porte, sem colocar em risco a segurança da estrutura.

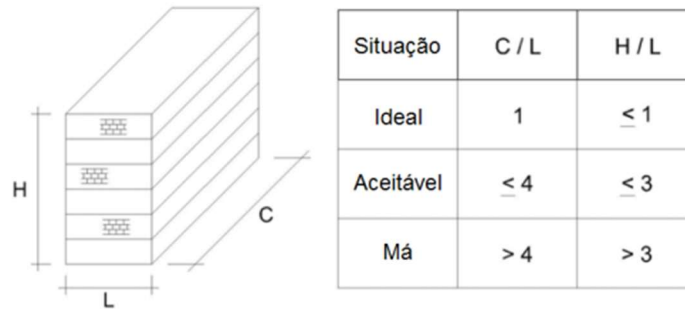


Figura 31- Relações dimensionais recomendadas – esbelteza de uma edificação, (Drysdale, 1994; Ramalho e Corrêa, 2003; Rauber, 2005; Mohamad, 2020).

Adicionalmente, (Vasconcelos et al., 2007), destaca a importância da fase de concepção da arquitetura em relação ao desempenho global da edificação em alvenaria, que deve ser objeto de estudo até à fase de definição da malha de paredes resistentes em planta. Sendo assim, as paredes principais, devem ser definidas com o objetivo de assegurar a resistência a ações verticais e ações horizontais (ações sísmicas e ações do vento), e paredes de contraventamento sendo estas perpendiculares às primeiras. Para tal, existem regras ou princípios de concepção para estruturas de alvenaria, os quais permite uma maior garantia do comportamento estrutural adequado para a distribuição de tensões, verticais e horizontais, em planta ou em altura, conforme apresentado na Figura 32.

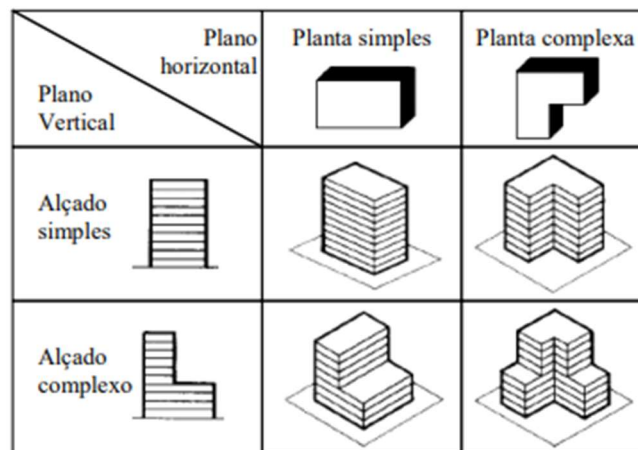


Figura 32- Exemplos de estruturas resistentes em alvenaria (Vasconcelos et al., 2007).

Ainda de acordo com Vasconcelos et al. (2007), ressalta com base na definição da complexidade do tipo de estrutura devem ser seguidas, sempre que possível, algumas regras de simplicidade de concepção, quer em planta ou em altura, respetivamente, representado pela Figura 33 e Figura 34, tendo em conta a distribuição de massa, da rigidez e da resistência mecânica.

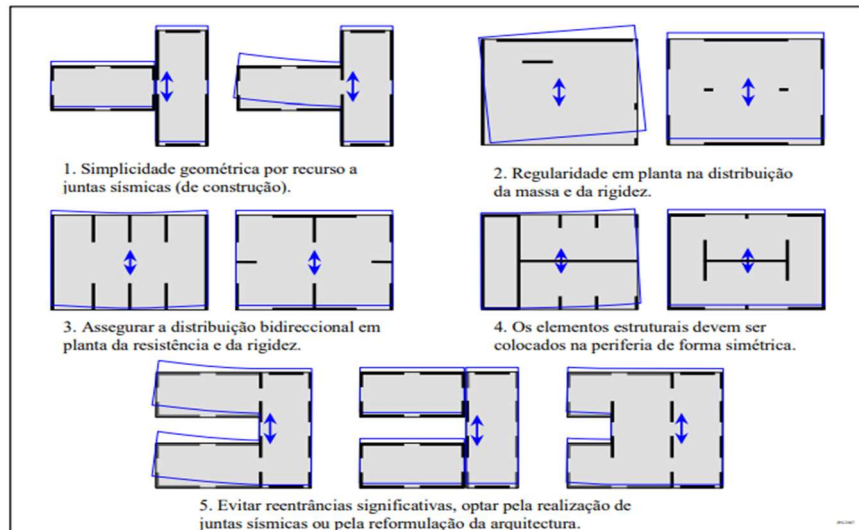


Figura 33-Regras para a concepção estrutural em planta para edifícios em alvenaria (Vasconcelos et al., 2007).

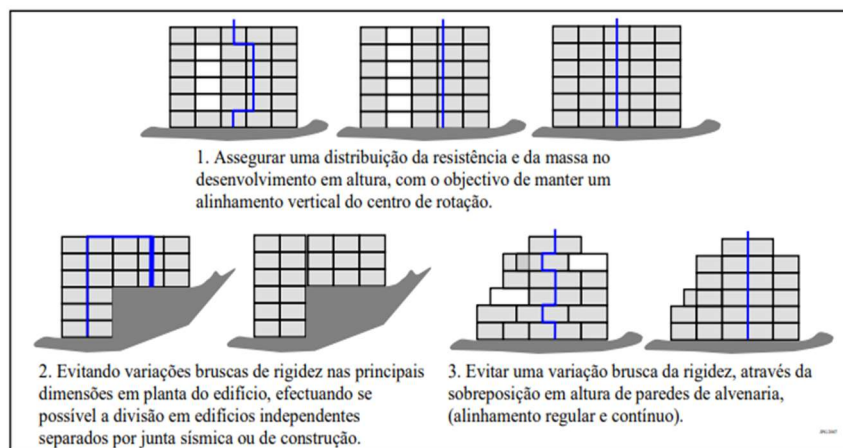


Figura 34-Regras para concepção estrutural em altura para edifícios em alvenaria (Vasconcelos et al., 2007).

4.2. Sistema estrutural

4.2.1. Módulo estrutural

As distribuições de tensões dependem em grande parte do arranjo das paredes estruturais, que dará maior ou menor estabilidade a edificação. Portanto, em relação ao arranjo das paredes estruturais, quanto mais simétrico for o projeto, mais efetivo será o comportamento estrutural. Por essa razão, o responsável técnico pelo projeto deve procurar o equilíbrio na distribuição das paredes resistentes por toda a área da planta baixa. Pois, edifícios muito assimétricos podem causar concentração de carregamentos em uma determinada região do edifício, podendo gerar uma torção na edificação quando combinados os efeitos do peso próprio e as ações do vento e sismos.

Outro aspeto importante, é a distribuição das paredes estruturais deve em ambas as direções da edificação, a fim de garantir a sua estabilidade em relação às cargas horizontais (Mohamad, 2020).

A forma e as dimensões em planta de um módulo estrutural elementar são determinadas essencialmente pelo modo de flexão dominante das lajes, o número e a dimensão das divisões que deverá conter, bem como o vão económico das lajes a adotar. Os modos de flexão dominante das lajes são essencialmente dois: unidirecional e bidirecional (Lourenço, 1999). O primeiro caso é preferencialmente adequado as lajes retangulares, mas pode também ser utilizado para lajes quadradas, conforme a Figura 35.

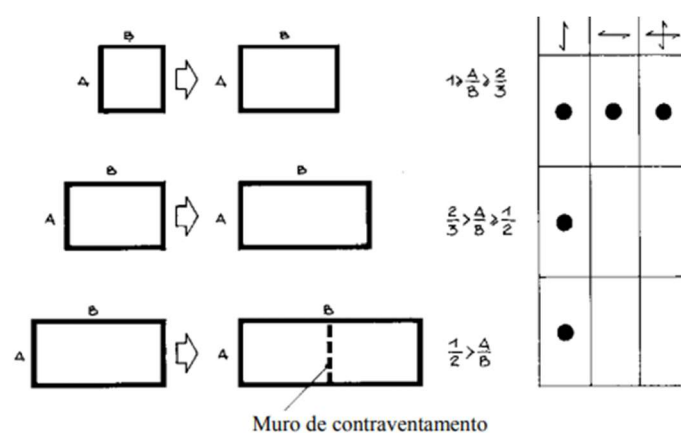
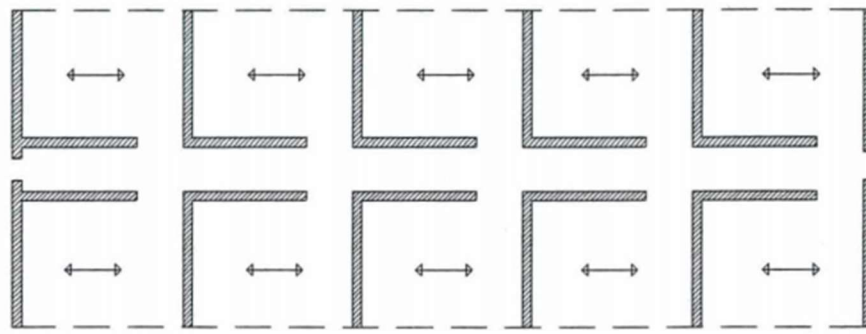


Figura 35 -Módulos estruturais – relação dimensional em planta e modo de flexão das lajes unidirecionais e bidirecionais (Lourenço, 1999).

Machado (1999), indica algumas recomendações para uma distribuição eficiente das paredes. A primeira consideração é em relação à sua adequação à função da edificação, seguindo pela subdivisão dos espaços em um número relativamente grande de cômodos de pequenos e médias dimensões, repetindo-se o mesmo arranjo por todos os pavimentos, para obter-se o máximo de eficiência do sistema em termos de resistência e economia.

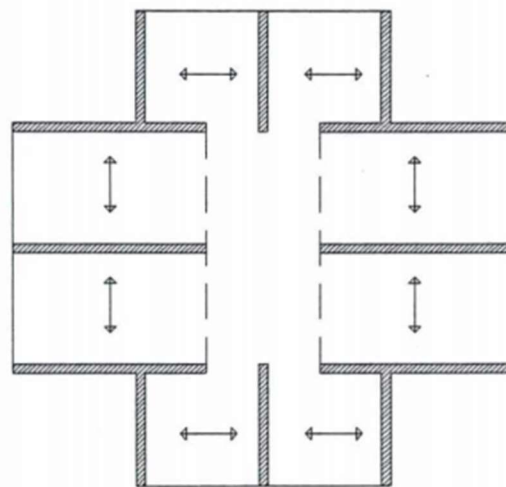
Hendry (1981), classifica a distribuição de módulos estruturais, em três sistemas diferentes, os quais são:

- Sistema de paredes transversais ou longitudinais: as lajes direcionam os carregamentos para as paredes internas, onde essas paredes absorvem a carga unidirecional das lajes e transmitem para os pavimentos inferiores. Nesse tipo de estrutura, é necessário garantir a estabilidade lateral das paredes por meio da solidarização entre os elementos estruturais, uma vez que a rigidez aos esforços horizontais nas paredes internas ocorrem em uma única direção. Em outras palavras, é essencial ter um sistema de contraventamento na direção da força horizontal aplicada pelo vento. As paredes externas desempenham apenas função de vedação e não têm função estrutural. Esses arranjos podem ser simples ou duplos, conforme ilustrado nas Figura 36 (a) e (b).



(a) Sistema transversal simples

← → laje apoiada em uma direção
- - paredes de vedação



(b) Sistema transversal duplo

Figura 36 - Sistema de paredes transversais: (a) Simples (paredes portantes numa única direção) e (b) duplo (paredes portantes em ambas as direções), (Machado, 1999).

- Sistema celular: a distribuição de carga das lajes ocorre tanto para as paredes internas quanto para as externas. As cargas de peso próprio das paredes e lajes distribuem-se igualmente pelas paredes, formando um padrão celular, Figura 37. Este é o arranjo de paredes predominantemente utilizado em estruturas altas de alvenaria há muitos anos. Entretanto, existe uma limitação de profundidade do edifício para que os compartimentos tenham acesso à luz natural.

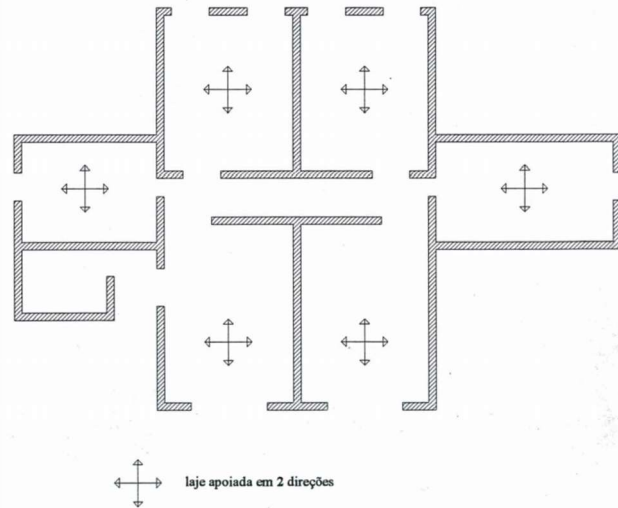


Figura 37 - Sistema celular de paredes (Machado, 1999).

- Sistema complexo: dispõe da combinação dos sistemas anteriores no contorno externo da edificação e um núcleo rígido central formada pela caixa de escada, elevadores e compartimentos de serviços, ver Figura 38. Neste tipo de arranjo as paredes que circundam o núcleo rígido, têm como função transmitir as cargas verticais entre os pavimentos, enquanto as paredes externas não necessitam ser estruturais.

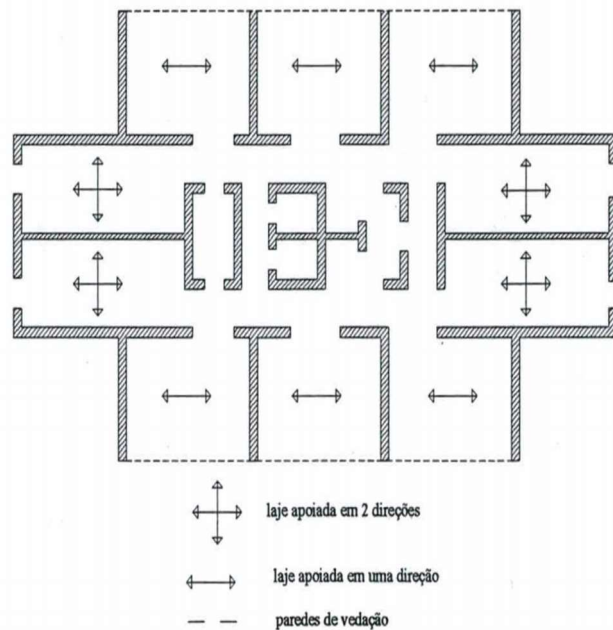


Figura 38 - Sistema complexo de paredes (Machado, 1999).

4.2.2. Tipologia das Lajes

Em edifícios de alvenaria estrutural, as lajes, são elementos estruturais de grande importância, pois tem a função de distribuir as ações verticais pelas paredes portantes e as ações horizontais pelas paredes de contraventamento. As lajes também servem de travamento para as paredes do edifício.

A teoria de cálculo da alvenaria prevê que os esforços horizontais, especialmente a pressão do vento que atua no painel da fachada, serão absorvidos pelas lajes e por elas transferidos às paredes de contraventamento, como demonstra a Figura 39. Para que isso realmente ocorra, deve-se garantir que a laje esteja devidamente solidarizada às paredes e apresente suficiente rigidez no seu plano, de modo a agir como um diafragma rígido (Rauber, 2005).

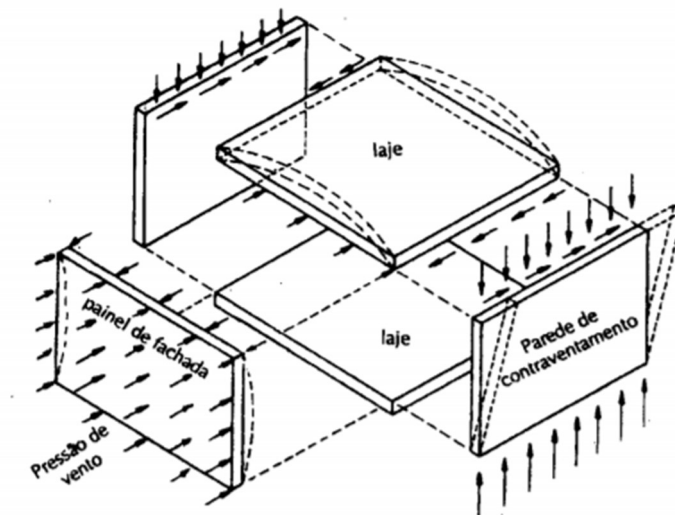


Figura 39- Edifício em alvenaria armada – sistema estrutural e o seu funcionamento para as ações verticais e horizontais (Mohamad e Roman, 2000).

As lajes são classificadas quanto ao comportamento mecânico da solução para distribuir as ações gravitacionais, as suas condições de apoio (em uma ou duas direções), (Parsekian et al., 2012), conforme ilustra a Figura 40.

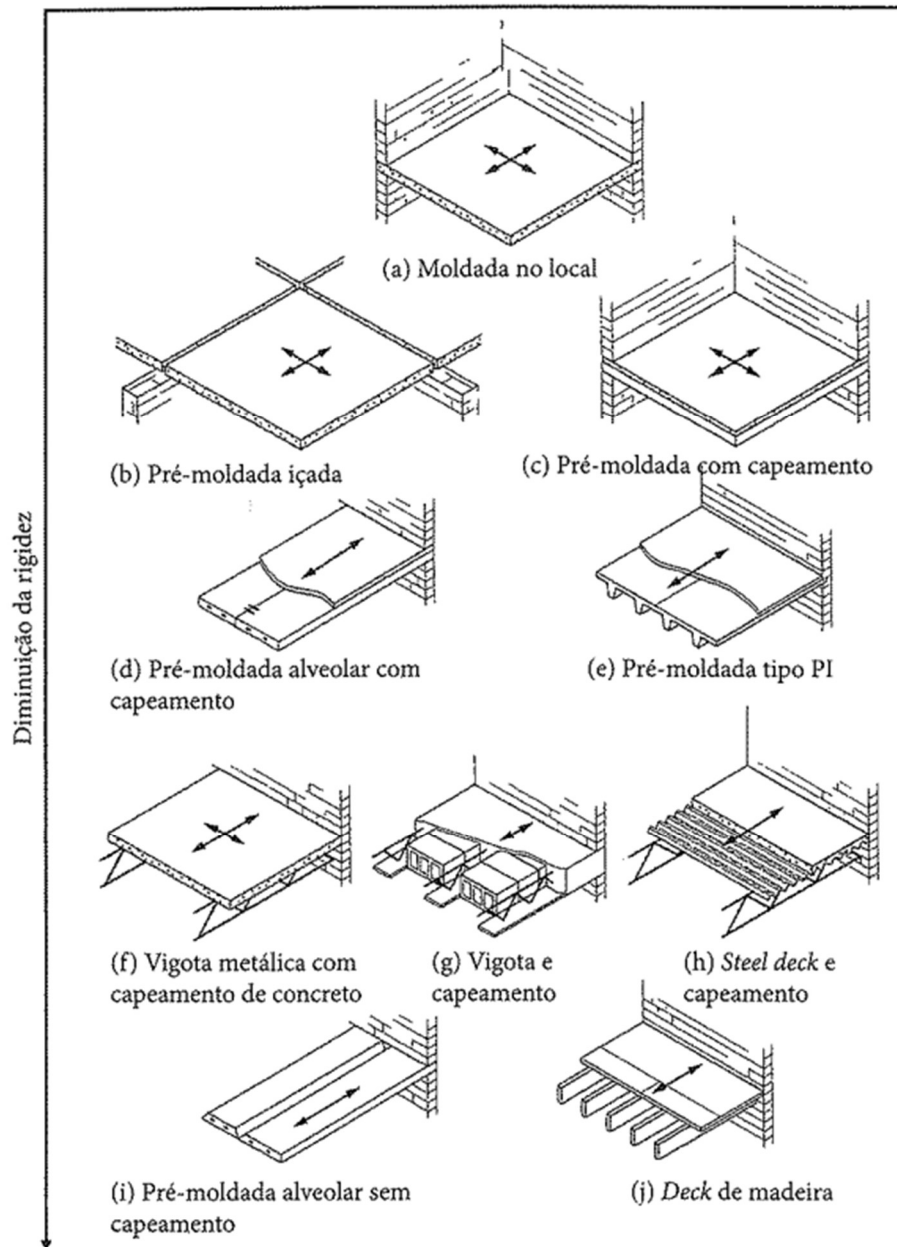


Figura 40 - Classificação dos tipos de lajes (Parsekian et al., 2012).

A corrente utilização de lajes alveoladas ou pré-lajes em combinação com o sistema de paredes resistentes reduzem significativamente a cofragem e o tempo de execução. Visto que, lajes maciças armadas nas duas direções, são geralmente moldadas “*in loco*”, portanto, necessitam de cofragem, escoramentos e confeção de armaduras, o que afeta a construtibilidade da obra e diminui a produtividade (Lourenço, 2007).

4.3. Coordenação modular

A aplicação da coordenação modular permite uma construção racionalizada, ecológica e conseqüentemente mais económica, uma vez que permite o máximo proveito da modularidade

das alvenarias, evitando, cortes desnecessários nos blocos, assim permitindo a utilização mais eficiente dos materiais.

A coordenação modular, é a técnica que estabelece uma relação entre as dimensões de projeto e as dimensões modulares por meio de um plano reticulado de referência especial (ROMAN, MUTTI, ARAÚJO, 1999). Essa coordenação modular implica a adoção de um módulo dimensional (M) e o ajuste das dimensões do projeto como múltiplas deste módulo. O módulo dimensional (ou unidade dimensional), adotado é determinado com base na família de blocos utilizado, sendo por regra definida a partir do comprimento do meio bloco. Desta forma, na Tabela 15, estão apresentadas as principais famílias de blocos utilizados para o sistema em alvenaria estrutural.

Tabela 15 – Exemplos de família de blocos para alvenaria estrutural.

Família	Blocos não estrutural		Blocos Estruturais		
	9x39	11,5x39	14x29	14x39	19x39
Bloco Inteiro	09 x 19 x 39	11,5 x 19 x 39	14 x 19 x 29	14 x 19 x 39	19 x 19 x 39
1/2 Bloco	09 x 19 x 19	11,5 x 19 x 19	14 x 19 x 14	14 x 19 x 19	19 x 19 x 19
Bloco de amarração "T"	-	11,5 x 19 x 31,5	14 x 19 x 44	14 x 19 x 54	-
Bloco de amarração "L"	-	-	-	14 x 19 x 34	-
Bloco compensador 3/4	09 x 19 x 29	11,5 x 19 x 29	-	14 x 19 x 29	19 x 19 x 29
Bloco compensador 1/4	09 x 19 x 09	11,5 x 19 x 09	-	14 x 19 x 09	19 x 19 x 09
Bloco compensador 1/8	09 x 19 x 04	11,5 x 19 x 04	-	14x 19 x 04	19x 19 x 04
Bloco Hidráulico	09 x 19 x 39	11,5 x 19 x 39	-	14 x 19 x 39	19 x 19 x 39
Canaleta U	09 x 19 x 39	11,5 x 19 x 39	14 x 19 x 29	14 x 19 x 39	19 x 19 x 39
1/2 Canaleta U	09 x 19 x 19	11,5 x 19 x 19	14 x 19 x 14	14 x 19 x 19	19 x 19 x 19
Canaleta J	-	11,5 x 19 x 39 (9)	14 x 19 x 29 (9)	14 x 19 x 39 (9)	-
1/2 Canaleta J	-	11,5 x 19 x 19 (9)	14 x 19 x 14 (9)	14 x 19 x 19 (9)	-
Canaleta Compensadora	-	11,5 x 09 x 39	14 x 09 x 29	14 x 09 x 39	-
1/2Canaleta Compensadora	-	11,5 x 09 x 19	14 x 09 x 14	14 x 09 x 19	-

* Famílias de blocos utilizadas no Brasil

O módulo dimensional (M) é determinado a partir da soma do comprimento do meio bloco ($C_{1/2}$) com a espessura da junta (J). Geralmente, as juntas mais comumente usadas possuem uma espessura de 1 cm, ($M= C_{1/2}+J$).

Conforme afirmado por Silva (2003), adotar uma malha modular com medidas baseadas no tamanho das unidades utilizadas na construção é um ponto de partida essencial para a modulação e, por consequência, para a racionalização do processo construtivo. Essa malha modular é estabelecida por meio da criação de um plano reticulado de referência, utilizando um módulo dimensional escolhido (M), na maioria dos casos, os módulos adotados são de 15 e 20 cm.

A falta da coordenação modular pode acarretar ajustes posteriores (em obra) que provavelmente trarão prejuízos tanto para a produtividade e desperdício de material. A modulação é uma das chaves para a racionalização construtiva da alvenaria. Em suma, o projeto arquitetónico deve ser pensado em módulos dimensionais compatíveis com a unidade modular da alvenaria estrutural (Mohamad, 2020).

No contexto de um projeto em alvenaria estrutural, segundo Mohamad (2020), a modulação “ideal” é aquela em que a relação entre comprimento e a largura modular do bloco resulta em um número inteiro, sendo os blocos que cumprem com esta relação denominados como blocos modulares. As dimensões modulares de um bloco, nada mais é que as dimensões do bloco acrescidos da espessura da junta de assentamento (J). Sendo assim, para o bloco com dimensão 19x19x39 cm (L x H x C), somando a uma junta de 1 cm, as suas dimensões modulares serão 20x20x40 cm (largura modular = 20 cm, altura modular = 20 cm e comprimento modular = 40 cm). Portanto, o bloco de 19x19x39 cm é considerado um bloco modular, uma vez que a divisão do seu comprimento modular (40 cm), por sua largura modular (20 cm), resulta em um número inteiro.

A coordenação dimensional, efetuada na fase de projeto, requer especial atenção em determinadas zonas específicas, nomeadamente, nas amarrações entre paredes nos cantos (L) e intersecções (T). A ligação dos blocos às lajes, na localização e dimensão das aberturas e os encontros entre paredes estruturais e paredes de vedação. Posto isto, a utilização de blocos com diferentes formas e dimensões (família de blocos) facilita a aplicação da coordenação dimensional modular.

Na Figura 41 apresenta um exemplo de modulação “ideal”, utilizando a família de bloco 19x39 cm (L x C), cujo valor do módulo dimensional é 20 cm ($M=C_{1/2} + 1 = 20$), aplicado a um plano reticulado ou malha modular de 20x20 cm.

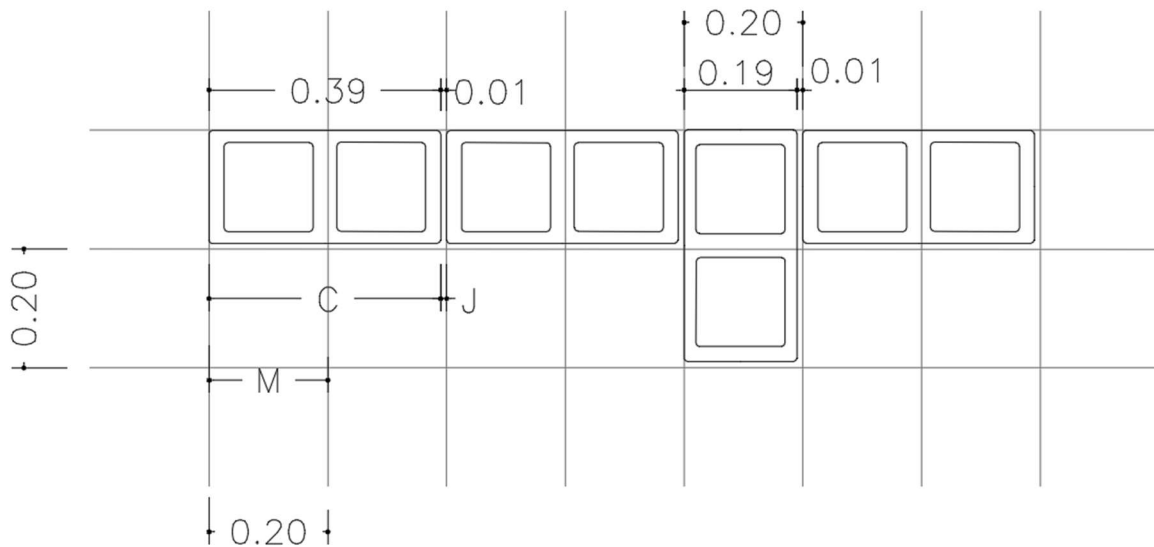


Figura 41 – Exemplo de modulação para o bloco com dimensão 19x19x39 cm, (Módulo de 20 cm).

Para os casos de modulação com blocos modulares as dimensões das paredes em planta medida entre as faces dos blocos, excluindo os revestimentos, de acordo com Ramalho (2003), são sempre determinadas pelo número de módulos (M) e juntas (J) presentes no intervalo entre as faces das paredes. Os casos mais comuns de intervalos são entre as faces externas, as faces internas e as faces externas/internas. Nestes casos, as dimensões entre as faces das paredes podem ser expressas, respetivamente, como, $n \cdot M - J$, $n \cdot M + J$, $n \cdot M$, conforme a apresentado na Figura 42.

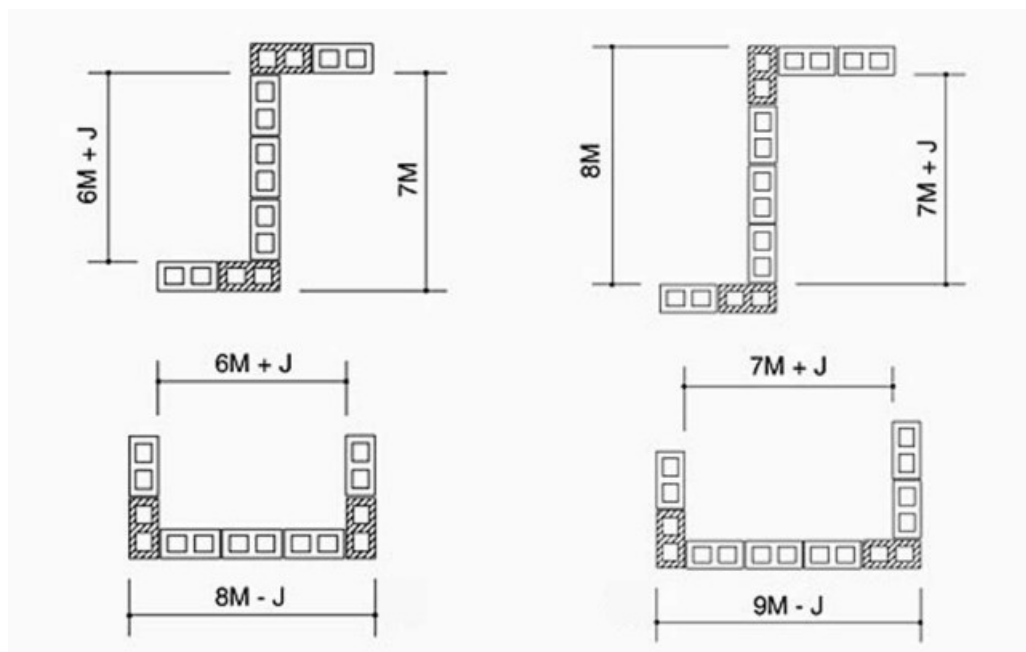


Figura 42 – Exemplo de solução e dimensões em planta utilizando blocos modulares, (Ramalho, 2003).

Uma vez que a relação entre a largura e o comprimento modular do bloco não resulta em um número inteiro, logo, surgirão problemas na modulação devido às faixas não modulares. Isto acontece quando se utiliza blocos com dimensões não modulares, como o de 14 x 19 x 39 cm e 19 x 19 x 29 cm (L x H x C).

Modler (2000), propõe o ajuste das faixas não modulares por meio do uso de unidades de compensação, também conhecido como blocos especiais, quando utilizados blocos não modulares no projeto de modulação em alvenarias. A Figura 43 ilustra um exemplo de aplicação da modulação para o bloco de concreto (14 x 19 x 39 cm). Nesse contexto, é destacada a utilização de uma amarração em "T", que requer o emprego de blocos compensadores com comprimento de 54 cm devido à faixa não modular resultante do encontro entre paredes, cujo bloco não possui dimensões modulares.

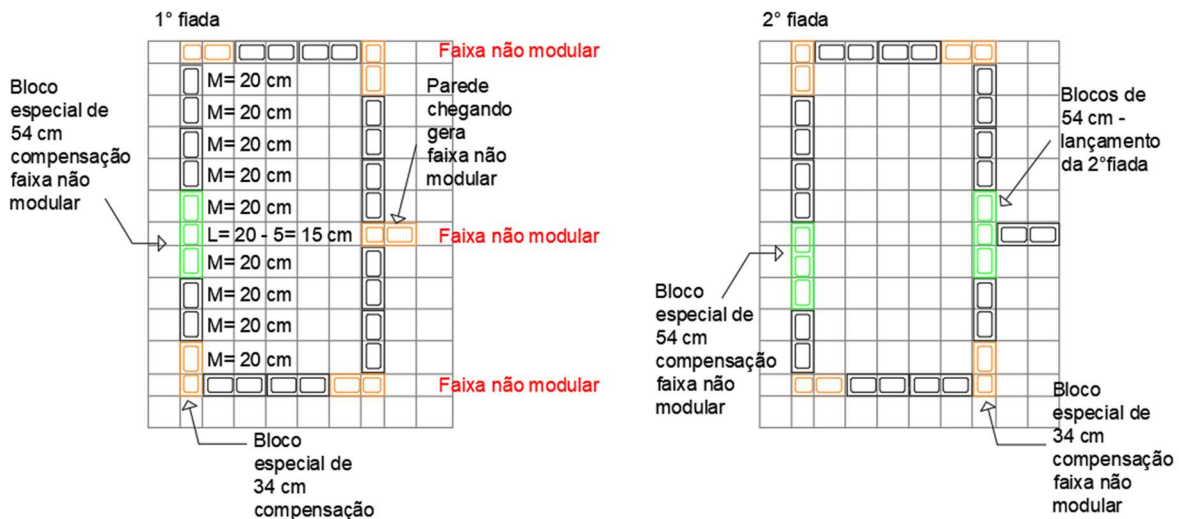


Figura 43- Disposição modulares dos blocos compensadores e faixas não modulares para o bloco de concreto (14 x 19 x 39 cm) (Modler, 2000).

A Figura 44 apresenta um exemplo de modulação, no qual se destacam o ajuste dimensional das faixas não modulares utilizando os blocos compensadores da família de 14 x 39 cm.

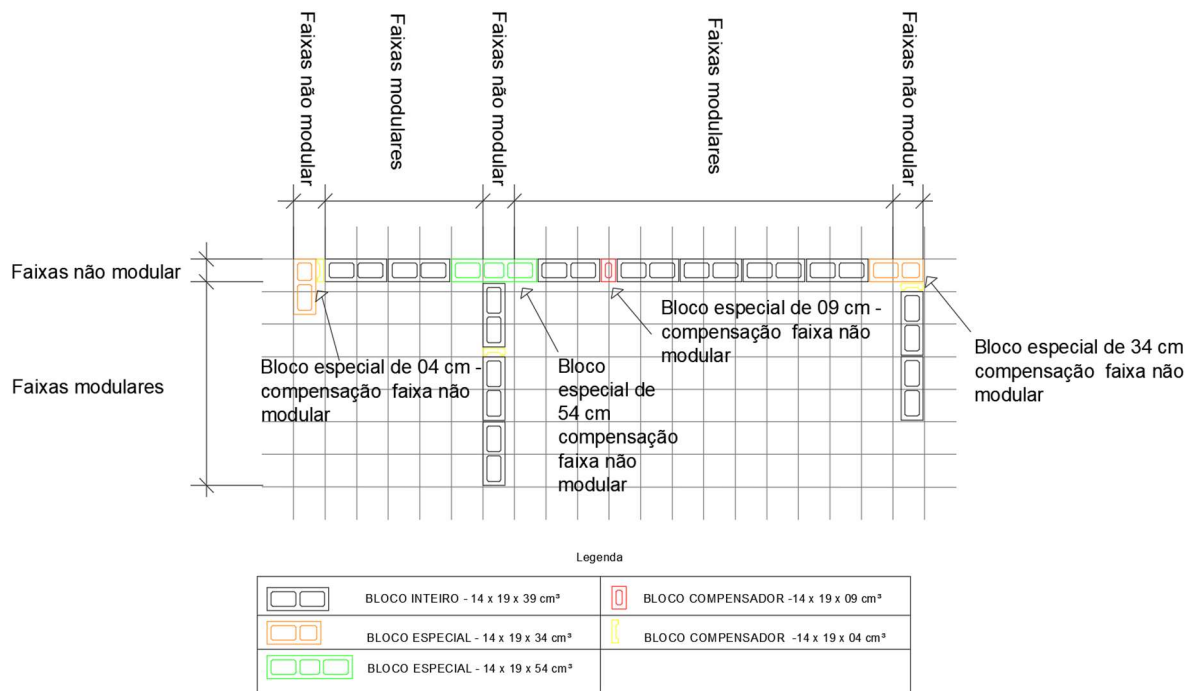


Figura 44 - Ajuste modular utilizando os blocos compensadores da família de bloco 14 x 39.

Entretanto, Mohamad (2020), ressalta que quanto maior for a variedade de blocos complementares utilizadas na construção da alvenaria, maior será a dificuldade de execução, o que afetará diretamente a produtividade da obra.

Já a modulação vertical, é ajustada pela distância entre pisos e pela altura da laje. A espessura das lajes raramente coincide com a unidade modular vertical, visto que a sua espessura é determinada em função da economia e desempenho estrutural, e não em função da modulação.

Pereira (2012), indica duas formas de se realizar a modulação vertical, consoante a distância modular de referência é definida entre o piso e o teto ou de piso a piso. Nestas formas de modulação a diferença está vinculada a última fiada das paredes. Na modulação de piso a teto, a última fiada das paredes interiores é composta por blocos canaletas comuns, ver Figura 45-(a). Na modulação de piso a piso, ao incluir-se a espessura da laje de teto, a sua última fiada necessita de blocos canaletas compensadoras, ver Figura 45-(b). Nas paredes externas as últimas fiadas podem ser compostas por bloco tipo “J”, conforme apresentado na Figura 45-(a). O bloco “J” tem uma das suas laterais com uma altura maior que a outra, de modo a servir de cofragem e “forra” do bordo da laje. É importante ressaltar que o bloco tipo “J”, assim identificado pela geometria que apresenta, não tem qualquer associação com a sigla “J”, que representa a espessura da junta. Em alternativa aos blocos J, no topo das paredes externas

poderão ser utilizados blocos canaleta convencionais, realizando-se a betonagem da laje com um elemento de cofragem convenientemente posicionado, ver Figura 46.

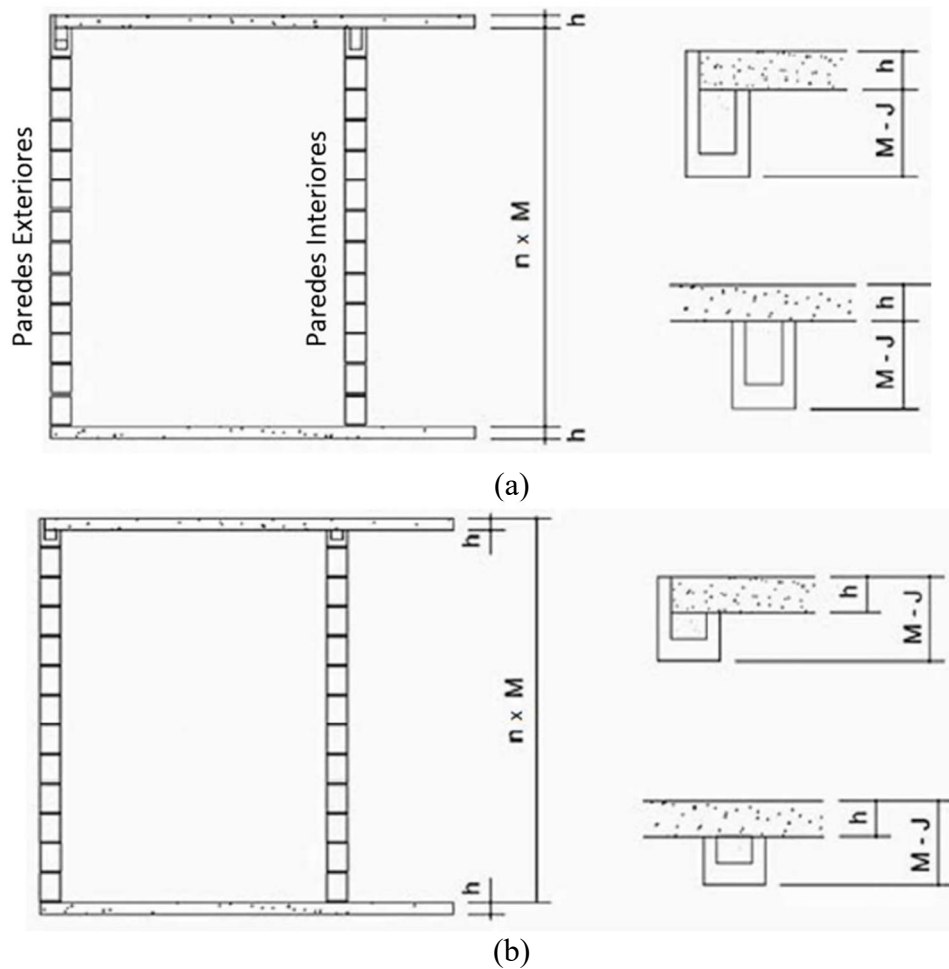


Figura 45 - Modulação dimensional vertical das paredes de alvenaria: a) modulação piso a teto; b) modulação piso a piso (Ramalho, 2003; Pereira, 2012).

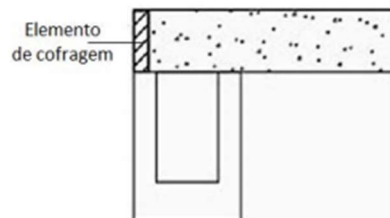


Figura 46 – Última fiada de paredes externas com bloco canaleta convencional (Ramalho, 2003; Pereira, 2012).

Na modulação vertical, ressalta-se também a importância em definir dimensões adequadas para as aberturas das janelas e das portas para evitar cortes nos blocos, ver Figura 47.

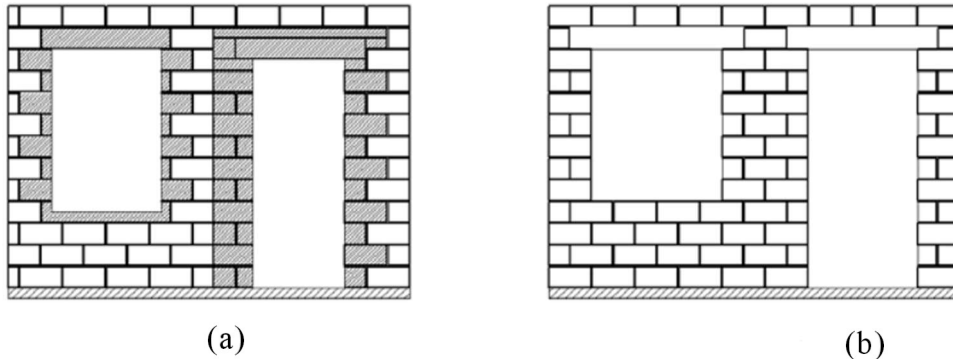


Figura 47 - Modulação vertical paredes com aberturas: (a) modulação não recomendada; (b) modulação vertical recomendada (Santos, 2009).

Na modulação vertical das paredes deve haver indicações precisas em relação à localização das aberturas, das armaduras e localizações de pontos de instalações para os projetos das demais especialidades, a fim de garantir o completo entendimento quanto à construção da parede (Rauber, 2005).

4.3.1. Blocos

Em países onde a alvenaria estrutural é amplamente utilizada, por exemplo, o Brasil, há uma grande disponibilidade de famílias e tipos de blocos para a construção em alvenaria estrutural, visando solucionar os detalhes construtivos em zonas específicas, como as citadas anteriormente. Os vários tipos de blocos utilizados no Brasil para a construção em alvenaria estrutural, estão ilustradas na Figura 48.

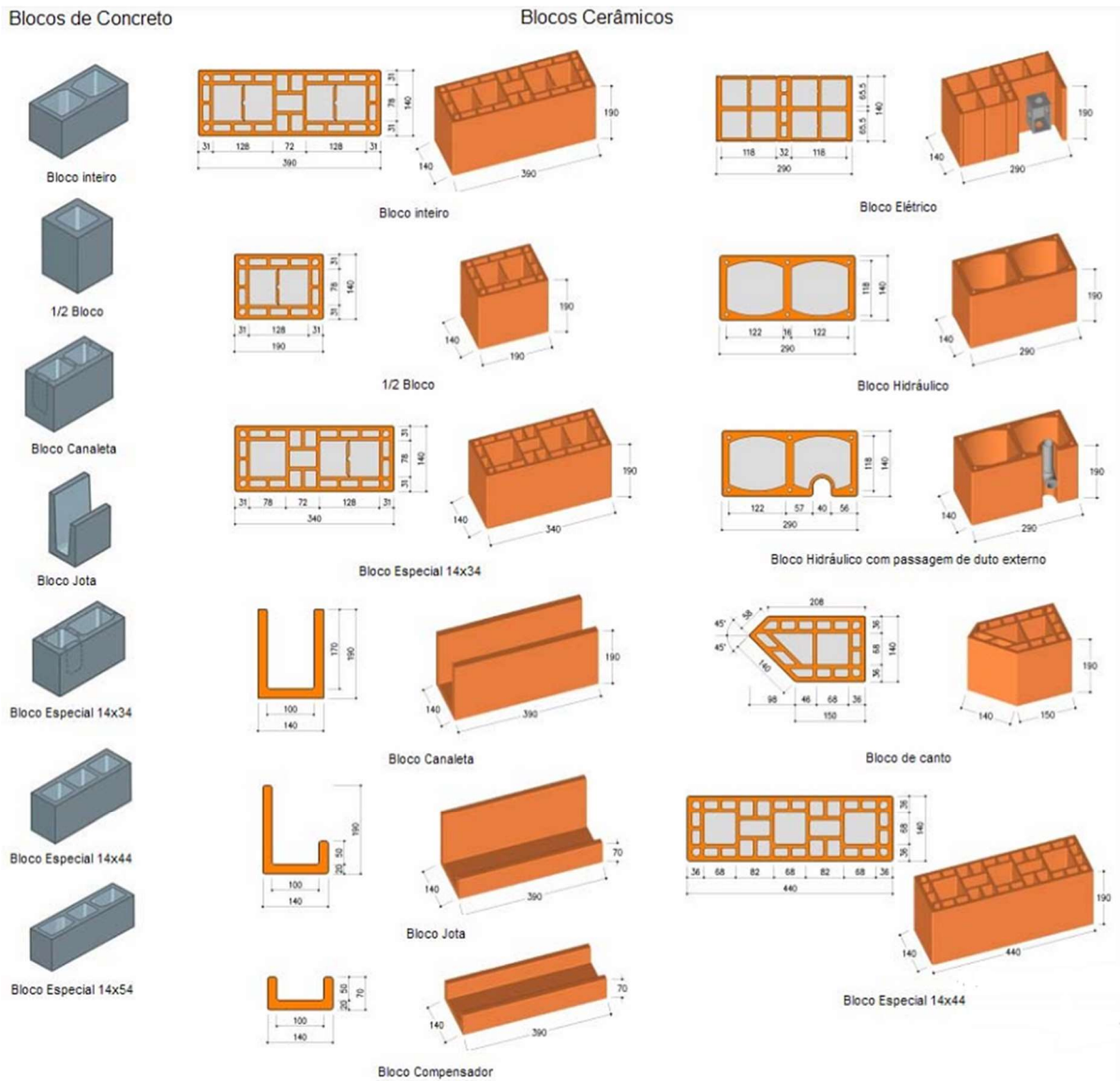


Figura 48 – Exemplos de famílias de blocos mais utilizados no Brasil para alvenaria (Camacho, 2006).

As tipologias de blocos mais adequadas para conferir alguma versatilidade à construção em alvenaria estrutural são, nomeadamente, o bloco inteiro, bloco e meio, meio bloco, bloco compensador, bloco canaleta, bloco J e os blocos especiais elétrico e hidráulico.

- O bloco e meio é utilizado na intersecção de paredes para proporcionar um perfeito travamento entre as fiadas, evitando juntas verticalmente continua sem travamento, conforme ilustrado a Figura 49.



Figura 49 - Intersecção de paredes: (a) utilizando o bloco e meio e (b) utilizando o meio bloco (Haach et al., 2008).

- O meio bloco e bloco compensador são utilizados com o objetivo de evitar quebras nos blocos inteiros. Desta forma, o meio bloco é utilizado para a finalização dos cantos das paredes e o bloco compensador é utilizado no encontro da parede e a laje.
- O bloco canaleta é utilizado para a confeção das vergas, parapeito e vigas cintas que ligam as paredes à laje. Entretanto, para as vigas cintas das paredes exteriores, a utilização do bloco em J é preferível, uma vez que ele serve de molde para a laje.
- Os blocos especiais para passagem das peças elétricas e hidráulicas, são importantes para evitar rasgo nos blocos (danificação dos blocos), para a passagem destes elementos. Uma vez que, os cortes nos blocos alteram a capacidade resistente do bloco.

Em Portugal, embora poucos, houve boas tentativas de inovação e procura de novas soluções em unidades cerâmicas para alvenaria, por meio de parcerias entre empresas privadas e universidades (Clérigo, 2016). Neste contexto os que mais se adequam ao sistema de alvenaria estrutural, é o tijolo UNIKO e o sistema cBloco, conforme mostrado, respetivamente, na Figura 50 e Figura 51.



Figura 50 - Tijolo UNIKO; a) Geometria; b) Pormenor da junta de encaixe e c) Aplicação de varões metálicos (Clérigo, 2016).



Figura 51 - Elementos complementares para a construção de alvenarias com unidades cBloco; (a) peça para confinamento; (b) peça para confinamento terminal; (c) lintel; (d) forra térmica ou divisória; (e) e (f) peça de ajuste horizontal; (g) e (h) forra térmica (Clérigo, 2016).

Entretanto, estas inovações não estão mais disponíveis no mercado, provavelmente, devido à falta de interesse por parte dos construtores em construir em alvenaria estrutural.

Apesar da sua forte tradição, a indústria cerâmica nacional, atualmente, não tem encontrado motivação para o desenvolvimento de novas soluções de alvenaria estrutural (Marques e Lourenço, 2021). Desta forma, atualmente, Portugal não conta com um sistema de blocos cerâmicos adequados a construção em alvenaria estrutural.

Finalmente, visto que os blocos disponíveis em Portugal são inadequados para a construção em alvenaria estrutural, sugere-se que seja implantado um sistema de blocos semelhante aos descritos anteriormente, entretanto adequado as necessidades construtivas do país, com o intuito de facilitar e fomentar a utilização do sistema construtivo alvenaria estrutural em Portugal.

4.4. Detalhes de soluções construtivas

Após as fases iniciais, onde são definidas as características gerais da edificação, procede-se o refinamento das definições. Estas influenciam diretamente o processo construtivo da edificação e, sobretudo, o seu desempenho ao longo da vida útil, por isso essas devem ser tomadas com devida atenção. Desta forma, a apresentação das decisões decorre nas subsecções a seguir.

4.4.1. Amarração entre as paredes estruturais

Na alvenaria estrutural, a amarração é o procedimento que permite amarrar as paredes entre si, para que elas trabalhem em conjunto e para uma melhor rigidez global da edificação, garantindo o pleno desempenho estrutural.

As amarrações entre os elementos podem ser executadas, segundo Parsekian (2012), basicamente de duas maneiras:

- **Amarração direta:** padrão de ligação de paredes por intertravamento de blocos, obtido com a interpenetração alternada de 50% das fiadas de uma parede na outra ao longo das interfaces comuns, Figura 52;
- **Amarração indireta:** padrão de ligação de paredes com junta vertical contínua, sem sobreposição dos blocos, devendo haver uma armação metálica (estribo, tela plana, armadura em L ou grampos), ancoradas em juntas de assentamento entre as paredes. Ver Figura 53.

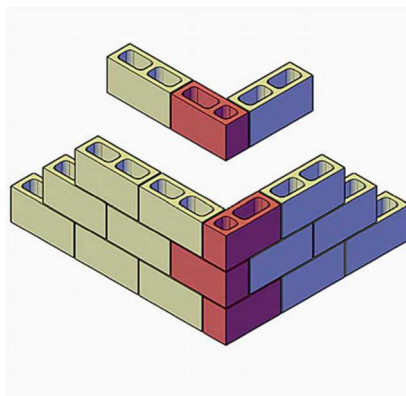


Figura 52 - Exemplo de amarração direta (Tauil e Nese, 2010).

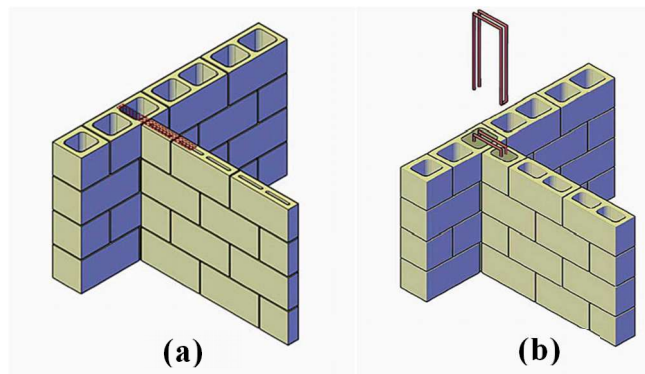


Figura 53 - Exemplos de amarração indireta: (a) amarração realizada por meio de tela metálica; (b) amarração realizada por meio de grampo metálico (Tauil e Nese, 2010).

A amarração no encontro entre paredes resistentes, devem ser realizadas por amarração direta entre as unidades, sendo a melhor forma de solidarizar as duas paredes. Entretanto, quanto ao encontro entre parede estrutural e de vedação, não pode haver amarração direta, para não transmitir os esforços para as paredes de vedação, sendo necessário recorrer a dispositivos como grampos e telas metálicas a fim de evitar o surgimento de fissuras nos encontros das paredes (Mohamad, 2020). Alguns tipos de armaduras utilizadas são apresentados na Figura 54.

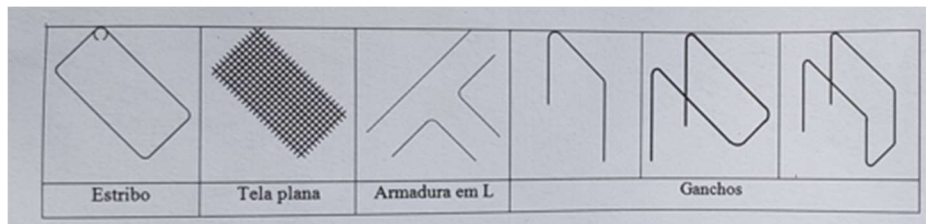


Figura 54 - Tipos de armaduras utilizadas na amarração indireta (Mohamad, 2020).

4.4.2. Juntas de movimentação

A utilização de juntas de movimentação é uma prática amplamente aceita em projetos de alvenaria estrutural, visando mitigar os problemas patológicos decorrentes das movimentações hidrotérmicas e estruturais (Mohamad, 2020). Desta forma, esta subsecção discute os princípios básicos das juntas de dilatação e controle.

A junta de dilatação é uma supressão física nas paredes estruturais, a fim de permitir movimentações térmicas sem concentrar tensões e originar fissuração entre elementos estruturais (Mohamad, 2020).

As construções em Portugal, frequentemente, são realizadas sem as juntas de dilatação ou posicionadas com um elevado afastamento entre elas. Uma vez que, as aberturas de fissuras nas paredes de alvenaria ocorrem com afastamento na ordem dos 40 a 50 m entre juntas, é aconselhável, dispor de juntas de dilatação verticais em cada 12 m, em casos de climas continentais, e 16 m, em casos de climas marítimos. Se a parede de alvenaria for armada, pode-se aumentar substancialmente o afastamento das juntas para os 30 ou 35 m, (Coimbra, 2010).

Da mesma forma, o manual técnico de alvenarias Leca® (2018), recomenda que a distância entre as juntas de dilatação não deva exceder a distância de 30 metros, conforme ilustra a Figura 55. Entretanto, nos locais sujeitos a maiores amplitudes térmicas, este espaçamento deverá ser reduzido para um valor entre 20m e 25m.

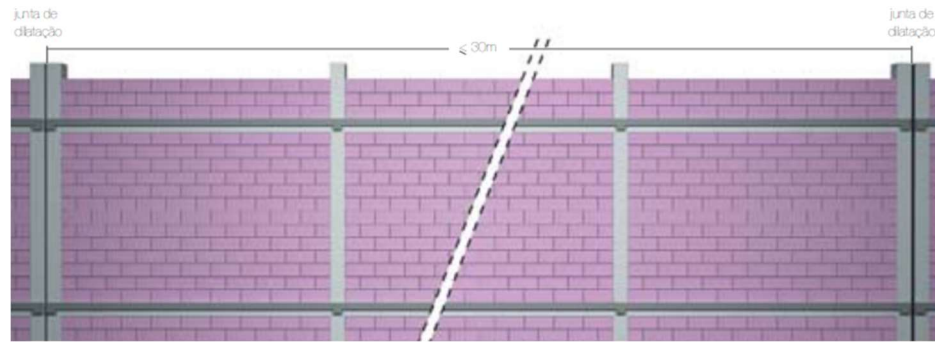


Figura 55- Espaçamento entre juntas de dilatação em alvenaria confinada (Leca®, 2018).

As juntas de controle são elementos planejados para absorver as variações dimensionais da alvenaria, permitindo os movimentos relativos entre diferentes partes da estrutura, como deslizamento em planos diferentes, sem gerar tensão de cisalhamento que pode comprometer a sua integridade funcional (Mohamad, 2020).

As juntas de controle de deformação devem ser, preferencialmente, utilizadas em parede longas, em paredes com secção com mudança abrupta de altura, Figura 56 (a), em paredes com mudança brusca de espessura, Figura 56 (b), e próximo de intersecções de parede em I, C e T Figura 56 (c), com a finalidade de evitar a fissuração da alvenaria (Rauber, 2005).

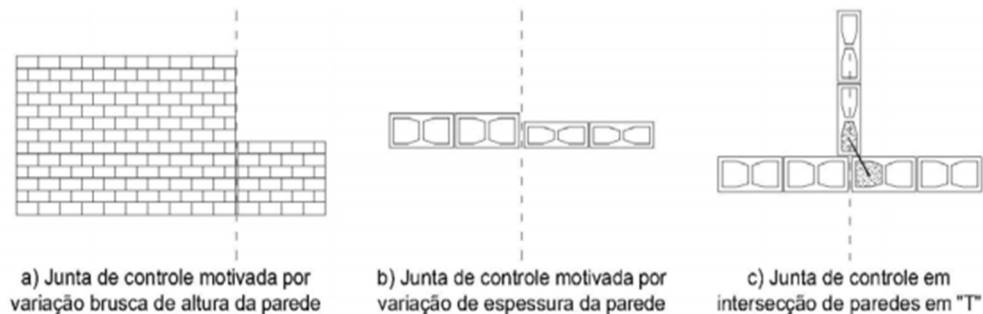


Figura 56- Juntas de controle de fissuração, (Rauber, 2005; Pereira, 2012).

Quando a necessidade do uso de juntas de controle, devem atentar a pormenores para garantir o desempenho estrutural da construção, ou seja, a sua utilização não prejudique a segurança estrutural do edifício e nem mesmo a estanquidade da parede (Mohamad, 2020).

O manual técnico de alvenarias Leca® (2018), declara que a junta de controle deve ser preenchida com um material compressível, sendo acabada de ambos os lados com cordão de mástique limitado interiormente por um perfil de fundo de junta. Nos casos que o revestimento não possa ser interrompido, na zona da junta, e rematado por perfis apropriados, para não se danificarem ao longo do tempo, deverão ser armados com uma tela resistente, Figura 57.

Quanto a espessura das juntas, em geral, não ultrapassa 20 mm e quanto ao afastamento genérico, recomendam-se espaçamentos de 10 a 12 m nas zonas de clima mais atlântico e 6 a 8 m nas zonas de clima mediterrânico, para paredes que não sejam confinadas por elementos verticais de betão armado, Figura 58.

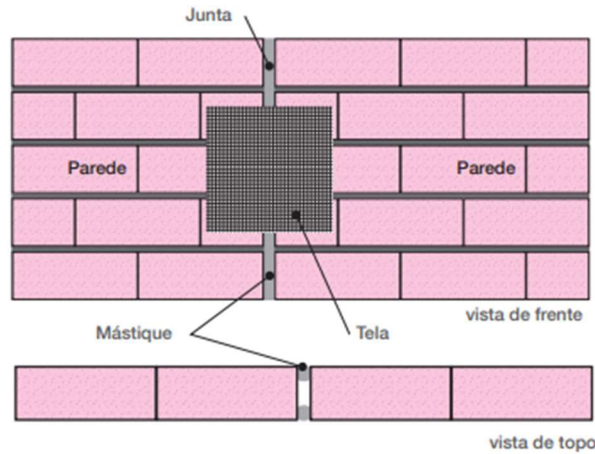


Figura 57- Tratamento de junta de retração (Leca®, 2018).

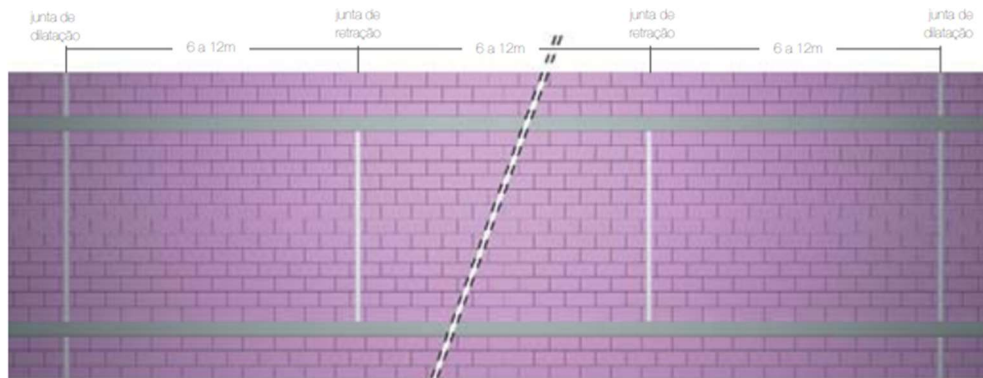


Figura 58- Espaçamento entre juntas de retração (Leca®, 2018).

4.4.3. Vergas e parapeito

A presença de aberturas nos painéis de alvenaria estrutural, como portas e janelas, resulta na formação de regiões com concentração de tensão, geralmente localizadas nas proximidades dos cantos dessas aberturas. Essas tensões, quando combinadas com as demais forças de trabalho da parede, podem ocasionar o envolvimento de fissuras, Figura 59, sendo essa uma patologia frequentemente observada em edifícios, inclusive nos edifícios convencionais (Machado, 1999).

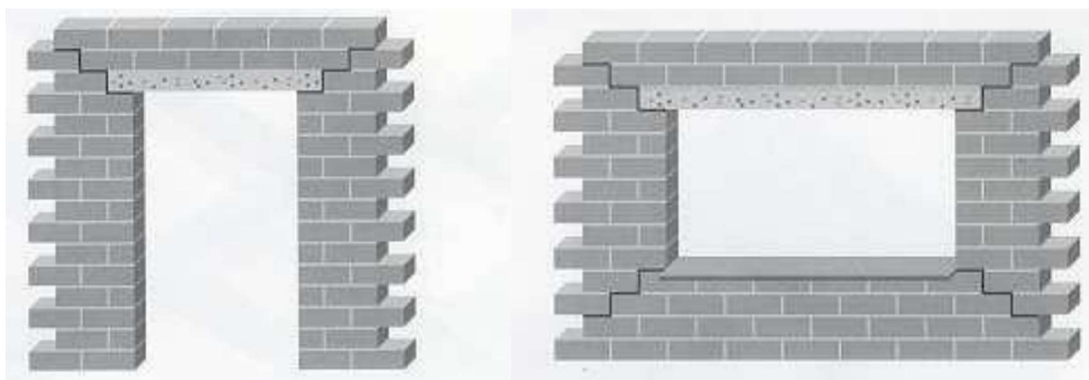


Figura 59 - Fissuras devido à concentração de tensões nos cantos das aberturas (BIU®, Murfor, [4]).

As vergas e parapeito (contra vergas), são usadas como um reforço estrutural local para garantir a estabilidade dos vãos livres, como portas e janelas, e evitando o aparecimento de fissuras (o comportamento vai depender do posicionamento das canaletas e das barras de aço). Segundo Machado (1999), estes elementos podem ser feitos de diversas formas, como:

- Elementos de betão armado moldados “in loco”;
- Unidades pré-fabricadas de betão armado, Figura 60-(a) e
- Blocos tipo canaleta armados e preenchidos com betão, Figura 60-(b).

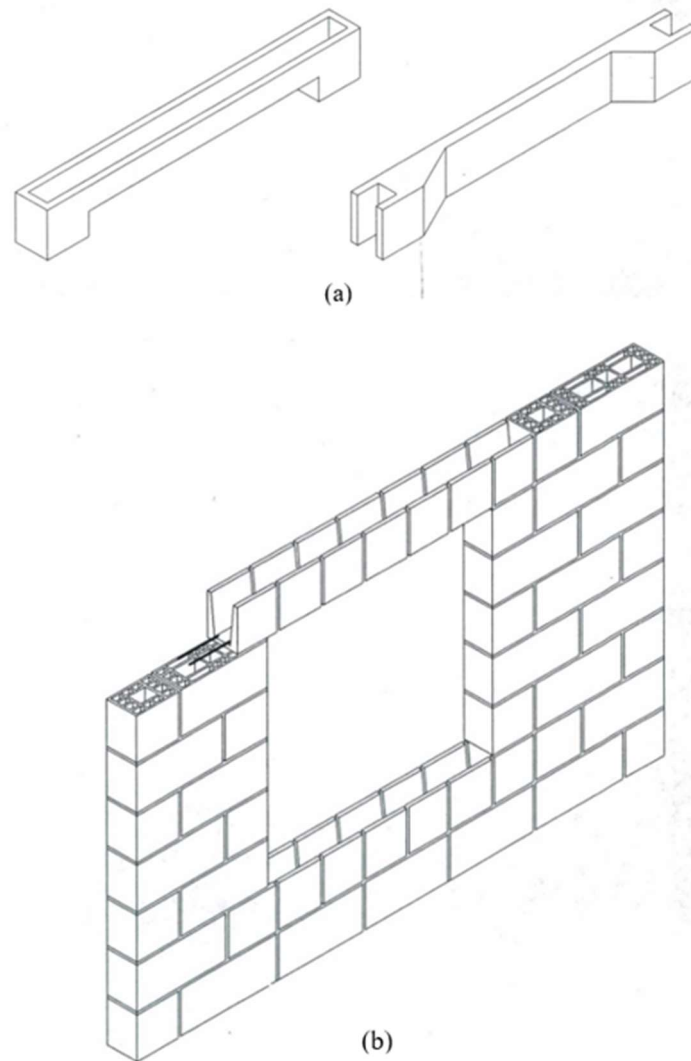


Figura 60 - Reforço vergas e parapeito: (a) elementos pré-fabricados e (b) elementos moldados com blocos canaletas (Machado, 1999).

A utilização de blocos canaleta com armadura e preenchimento em betão, se sobressai em relação as alternativas, por apresentar vantagens como o fácil manuseio, facilidade e coerência construtiva. Por outro lado, as duas primeiras opções apresentam como desvantagem um grande peso, devido aos vãos relativamente grandes que as janelas podem apresentar, e a introdução de componentes estranhos à família de blocos utilizada, gerando uma quebra na sequência produtiva e consequente racionalização da execução (Machado, 1999).

Todavia, é interessante o uso de vergas pré-moldadas, uma vez que a execução é facilitada ao eliminar a necessidade de execução de peças e betão armado moldadas “*in loco*”, (Parsekian, 2010).

Além disso, (BIU®, Murfor, [4]), propõe a utilização de armaduras horizontais nas juntas de argamassa como uma solução eficaz para absorver as tensões localizadas na região das aberturas e suportar os momentos fletores sobre essas aberturas na alvenaria. Essa abordagem permite a criação de fachadas sem a necessidade de vergas aparentes em aço ou concreto, conforme a Figura 61.

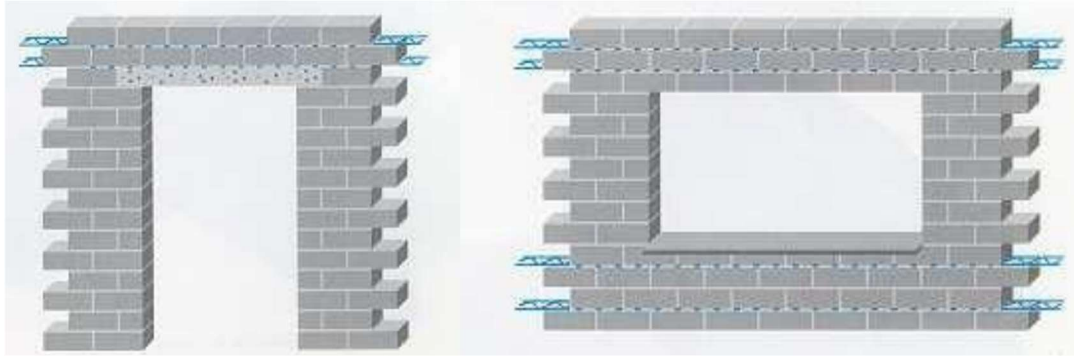


Figura 61 - Solução com armadura horizontal nas juntas de argamassa, (BIU®, Murfor, [4]).

4.4.4. Varandas

Segundo Rauber (2005), edifícios construídos em alvenaria estrutural podem apresentar elementos em balanço nas fachadas, tais como as varandas (sacadas), que se projetam para fora da projeção da edificação. No entanto, é importante realizar estudos adequados desses elementos em relação ao sistema estrutural adotado durante a fase de projeto, pois eles podem introduzir cargas concentradas em áreas relativamente pequenas, originando em um aumento significativo das tensões de compressão e induzindo a formação de fissuras ou gerando torções devido ao encastramento do balanço da varanda em paredes com pouca inércia. Portanto, em relação ao desempenho, é mais aconselhável utilizar sacadas internas que se encaixam na projeção do edifício (nichos) ou que se projetam em balanço em apenas uma parte em relação à projeção da fachada, Figura 62.

No caso das varandas em balanço, é preferível que as bordas laterais estejam definidas com os eixos das paredes para garantir a continuidade da viga de cinto. No entanto, existem soluções que podem ser adotadas para resolver as sacadas em balanço (Rauber, 2005), conforme apresentadas na Figura 63.

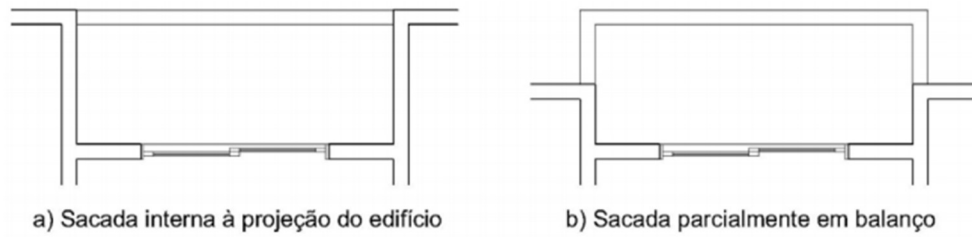


Figura 62 - Soluções de varandas (sacadas), mais apropriadas para edifícios em alvenaria estrutural (Rauber, 2005).

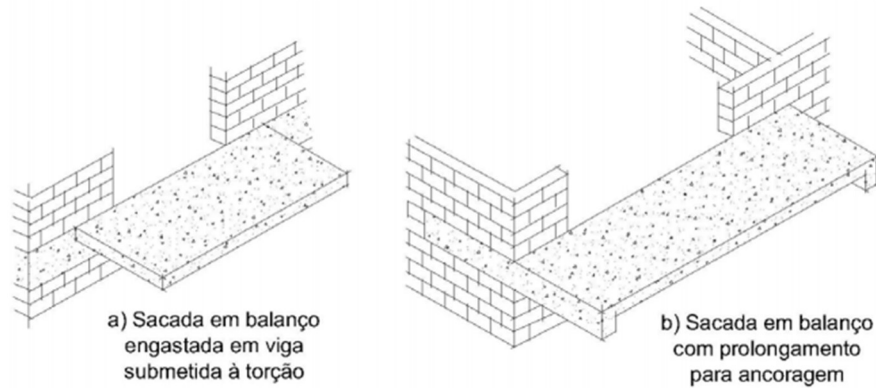


Figura 63 - Soluções de varandas em balanço (Rauber, 2005).

4.5. Compatibilização de projeto de especialidades

A partir do momento em que se decide utilizar o sistema construtivo em alvenaria estrutural, surge a necessidade de prever corretamente a localização dos elementos correspondentes aos projetos arquitetónico, estrutural, eléctrico, hidrossanitário, entre outras especialidades, sem que haja interferência entre projetos. Portanto, uma forma de evitar estas interferências é por meio da compatibilização de projetos desde a sua fase inicial de concepção.

Conforme menciona Mohamad (2020), a compatibilização de projetos está diretamente relacionada a qualidade final da construção, uma vez evita, improvisações na obra, melhora as condições de execução da obra e aumenta a produtividade e reduz os custos, evitando a abertura de roços nos blocos, aumento no consumo de materiais e mão de obra devido ao retrabalho, assim afetando o cronograma e custo final, e o principal causo danos estruturais, uma vez que a parede é o próprio elemento estrutural. Portanto, é muito importante que exista a compatibilização de projetos em uma fase inicial para se obter uma construção racionalizadas e de maior qualidade.

Antes de iniciar compatibilização entre projetos é preciso realizar a adaptação do projeto arquitetónico para alvenaria estrutural e definir aspetos que influenciarão no detalhamento dos demais projetos. Portanto, nesta fase temos a modulação da planta baixa, determinando: como

a tipologia dos blocos, o tamanho dos ambientes; a distribuição estrutural das paredes; tipologias de lajes, escadas e sacadas (Mohamad, 2020).

Já o projeto estrutural é necessário definir os pontos nas paredes onde serão preenchidos com betão e posteriormente sobrepor a planta estrutural aos demais projetos para identificar qualquer conflito com os demais projetos (Mohamad, 2020).

Os projetos de instalações, ou seja, os projetos elétricos, hidráulicos, gás, climatização, entre outras especialidades, devem ser concebidos de forma compatível com o sistema de alvenaria estrutural. No caso das instalações elétricas, que não possuem fluxo ou pressão, é recomendado distribuir a rede elétrica pela laje, enquanto os pontos de consumo, como caixas de tomadas e interruptores, devem ser alimentados por prumadas verticais embutidas nos furos dos blocos da alvenaria. Já para os projetos que envolvem fluxo ou pressão, como os sistemas hidráulicos, é importante projetar as áreas húmidas, como casas de banho e cozinhas, de modo que todas as canalizações possam ser embutidas em “shafts” (abertura vertical na alvenaria para facilitar a passagem de tubulações e instalações verticais), sempre que possível, permitindo uma integração eficiente das instalações (Mohamad, 2020).

4.6. Disposições regulamentares – Edifícios em alvenaria estrutural

4.6.1. Disposições regulamentares do Eurocódigo 8 para edifícios em alvenaria estrutural

As estruturas construídas em zonas sísmicas requerem princípios básicos de concepção de edifícios, sendo as principais estabelecidas no Eurocódigo 8, [13] :

- Simplicidade estrutural: as estruturas simples são mais fiáveis, pois devido à modelação, a análise, o dimensionamento, a pormenorização construtiva e a construção simplificada, apresenta uma incerteza muito menor, portanto, a previsão do seu comportamento sísmico é mais precisa. Sendo assim, as estruturas simples cumprem com o seu principal objetivo é caracterizada pela existência de trajetórias claras e diretas de transmissão das forças sísmicas.
- Regularidade, simetria e redundância da estrutura: A uniformidade em planta consiste na distribuição regular dos elementos estruturais, de maneira a permitir transmissões curtas e diretas das forças de inércia relacionadas com as massas

distribuídas no edifício. Quando não é possível manter a uniformidade devido à geometria do edifício, poderá ser realizada uma subdivisão de todo o edifício em unidades dinamicamente independentes através de juntas sísmicas. A uniformidade do edifício em altura, possui a função de eliminar a ocorrência de zonas sensíveis onde possa ocorrer o colapso prematuro devido às concentrações de tensões ou grandes exigências de ductilidade.

- Resistência e rigidez nas duas direções: O sismo é um fenómeno que ocorre de forma horizontal bidirecional, sendo assim, a estrutura do edifício deve ser capaz de resistir a ações horizontais em qualquer direção.
- Resistência e rigidez à torção: as estruturas dos edifícios deverão ser capazes resistir e limitar os movimentos devidos à torção que tendem a solicitar de forma não uniforme os diferentes elementos estruturais. Portanto, para melhorar a resistência e rigidez à torção do edifício, os elementos de contraventamento devem ser distribuídos perto da periferia do edifício.
- Ação de diafragma ao nível dos pisos: os pavimentos de um edifício, atuam como diafragmas horizontais, onde possui a função de receber e transmitir as forças de inércia as estruturas verticais. Portanto, os pisos possuem um importante papel no comportamento sísmico global da estrutura, pois garantem a transmissão das cargas e solidariedade deste sistema.

Outro ponto que vale ressaltar, são os critérios de regularidade estrutural de um edifício em planta e em altura, conforme descritos abaixo:

- Critérios de regularidade em planta: a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais, de forma que a rigidez lateral e a distribuição de massas bem distribuído em todo o edifício. Outro ponto importante é a esbelteza (λ), cujo limite é dado por $\lambda = L_{max}/L_{min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, L_{max} e L_{min} são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício, sendo que são medidas em direções ortogonais.

- Critérios de regularidade em altura: todos os sistemas estruturais, responsável por resistir as ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, devem possuir continuidade estrutural desde a fundação até ao topo do edifício. No caso de existirem andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício, o recuo deve ser realizado de forma não abrupta.

4.6.1.1. Regras para “EDIFÍCIOS SIMPLES DE ALVENARIA” de acordo com o Eurocódigo 8

Em Portugal, a conformidade de edifícios com as disposições construtivas das secções 9.2, 9.5 e 9.7.2 do Eurocódigo 8, resulta na sua classificação como "edifícios simples de alvenaria". Nesse caso, a verificação de segurança descrita na secção 9.6 do Eurocódigo 8, não é necessária. De acordo com a secção 9.7.2 do Eurocódigo 8, as principais regras a serem seguidas incluem:

- O número máximo de pisos do edifício é limitado em razão do produto $a_g \cdot S$ no local e o tipo de construção. As paredes resistentes em cada direção do edifício deve possuir uma área mínima de secção transversal, expressa em uma percentagem mínima, $P_{A, \min}$, da área total de pavimento, conforme apresentada na Tabela 16.

Tabela 16 -Área mínima de paredes resistentes em cada direção de "edifícios simples" expressa em percentagem da área dos pisos. (Quadro NA-9.3).

Aceleração $a_g \cdot S$ (m/s ²)		≤ 0,80	≤ 1,10	≤ 1,70	≤ 2,50
Tipo de construção	Número de Pisos	Valor mínimo da soma das áreas das secções transversais horizontais de paredes resistentes em cada direcção, em percentagem da área de pavimento por piso ($P_{A, \min}$)			
Alvenaria simples*	1	2%	n/a	n/a	n/a
Alvenaria confinada ou armada	1	1%	1,5%	2%	3%
	2	2%	2,8%	3,5%	4,5%
	3	2,8%	3,5%	n/a	n/a

* Alvenaria com unidades do Grupo 1
n/a: não admissível

- A planta é aproximadamente regular, com uma relação entre os lados, não menor que o valor mínimo, $\lambda_{\text{mim}}=0,25$, com saliências ou reentrâncias da forma retangular não poderá ser superior a 15% da área total do pavimento acima do nível considerado.
- As paredes de contraventamento de um edifício devem ser distribuídas de modo quase simétrico em planta em duas direções ortogonais, devendo haver paredes paralelas em cada uma das direções, cujo comprimento de parede deve ser superior a 30% do comprimento do edifício na direção considerada. Já distância entre estas paredes deverão ser superiores a 75% da largura do edifício na direção ortogonal. As paredes de contraventamento deverão ser contínuas desde o topo até à base do edifício e a percentagem das cargas verticais que deve ser suportada por estas paredes superiores a 75% da carga total.
- As diferenças de massa e da área das secções transversais horizontais das paredes de contraventamento entre pisos, em cada direção horizontal ortogonal, são limitadas a valores máximos respetivamente de $\Delta m_{\text{max}}= 20 \%$ e $\Delta A_{\text{max}}=20\%$.

4.6.1.2. Regras para edifícios de alvenaria em zonas sísmicas relativos ao Eurocódigo 8

As regras contidas na secção 9 do Eurocódigo 8, [13], são aplicadas aos projetos em zonas sísmicas de edifício de alvenaria simples, confinada e armada.

- Materiais e aparelhos

Cada material deverá cumprir condições específicas, desta forma serão destacados os principais aspetos das unidades e argamassa:

- Unidades para alvenaria, [Anexo Nacional, 9.2.1 (1) – Eurocódigo 8]: nas situações de alta sismicidade, não são admissíveis unidades do Grupo 3 e as unidades cerâmicas do Grupo 4, a sua furação deve ser $\leq 60\%$ e em relação à espessura dos septos e espessura paredes dos blocos, não devem ser, respetivamente, $\geq 5 \text{ mm}$ e $\geq 8 \text{ mm}$, e as duas espessuras combinadas não devem ser inferior a $\geq 16\%$.

- Resistência a compressão das unidades para alvenaria, f_b , [Anexo Nacional, 9.2.2 – Eurocódigo 8]: esta resistência pode ocorrer em duas direções, perpendicular (vertical) e paralela (horizontal) à junta de assentamento. Em geral, para a direção perpendicular, o valor mínimo da resistência deve ser igual ou superior a $f_{b,min}=4 \text{ N/mm}^2$, já para a direção horizontal, o valor mínimo da resistência a resistência deve ser $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$. Entretanto, em zonas sísmicas 3 a 6 da ação sísmica tipo 1 e nas zonas 4 e 5 da ação sísmica tipo 2, $f_{b,min} = 3 \text{ N/mm}^2$ e $f_{bh,min} = 1,6 \text{ N/mm}^2$.
- Resistência a compressão da argamassa, f_m , [secção 9.2.3 – Eurocódigo 8]: a resistência mínima à resistência da argamassa, ($f_{m,min}$), deve ser igual ou superior a 5 N/mm^2 para alvenarias simples e confinadas, e 10 N/mm^2 para alvenarias armadas.
- Juntas verticais entre unidades, [secção 9.2.4 – Eurocódigo 8]: as juntas verticais podem ser totalmente preenchidas com argamassa, juntas secas (sem preenchimento) e juntas secas com encaixe mecânico entre unidades.
- Análise estrutural

A deformabilidade à flexão e ao esforço transversal e, se relevante, a sua deformabilidade axial deve ser levada em consideração para avaliação da rigidez dos elementos estruturais. A análise da rigidez pode ser realizada de forma elástica não fendilhada ou fendilhada, a fim de ter em conta a influência da fendilhação nas deformações e de avaliar melhor a rigidez no primeiro ramo do modelo bilinear força-deformação para o elemento estrutural. Não sendo possível a avaliação das propriedades de rigidez de forma precisa, poderá considerar-se a rigidez fendilhada em flexão e ao esforço transversal como metade da rigidez elástica não fendilhada da secção bruta.

- Critérios de dimensionamento e disposições construtivas

Os aspetos gerais para estruturas em alvenaria são descritos a seguir:

- Ligação entre lajes e paredes, [secção 9.5.1 (2) – Eurocódigo 8]: esta ligação deverá ser efetuada em duas direções horizontais ortogonais e na direção

vertical, sendo que a ligação entre parede e pavimento deve ser realizada por tirantes de aço ou por cintas de betão armado;

- Tipos de pavimento, [secção 9.5.1 (3) – Eurocódigo 8]: os pavimentos podem ser constituídos por qualquer material, desde que sejam garantidos os requisitos relativos à continuidade e à efetiva função de diafragma.
- Paredes de contraventamento, [Anexo Nacional, 9.5.1 (4 e 5) – Eurocódigo 8]: é necessário dispor de paredes de contraventamento em duas direções ortogonais. Estas paredes deverão respeitar a certos requisitos geométricos, tais requisitos são apresentados na Tabela 17. Entretanto, quando estas paredes não cumpram os estes requisitos geométricos mínimos deverão ser consideradas elementos sísmicos secundários.

Tabela 17 - Requisitos geométricos em paredes resistentes, (Quadro 9.2 do Eurocódigo 8).

Tipo de alvenaria	$t_{ef,min}$	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Alvenaria simples	240 mm	10	0,4
Alvenaria confinada	150 mm	16	0,4
Alvenaria armada	150 mm	16	0,3

Os símbolos têm os seguintes significados:

t_{ef} espessura efectiva da parede (ver a NP EN 1996-1-1);
 h_{ef} altura efectiva da parede (ver a NP EN 1996-1-1);
 h a maior das alturas livres das aberturas adjacentes à parede;
 l comprimento da parede.

- Requisitos adicionais para as alvenarias simples, [secção 9.5.2 – Eurocódigo 8]: em cada piso deverão ser colocados cintas de betão no plano da parede ou em alternativa, tirantes de aço, mantendo um afastamento vertical não superior a 4 m. Estes elementos deverão formar elementos contínuos de ligação fisicamente interligados entre si. A armadura longitudinal das cintas de betão não deverá possuir uma secção transversal inferior 200 mm².

Requisitos especiais relativos à amarração e pormenorização da armadura das cintas e montantes das alvenarias confinadas, [secção 9.5.3 – Eurocódigo 8]:

- As cintas e os montantes devem estar ligados e devidamente amarrados entre si e aos elementos do sistema estrutural principal;

- A betonagem das cintas e dos montantes deve ser realizada após a construção da alvenaria, com o intuito de garantir uma ligação eficaz entre as cintas e os montantes, e a alvenaria;
- A secção transversal das cintas e dos montantes não poderão possuir dimensão inferiores a 150 mm. Em paredes duplas, a largura das cintas e dos montantes deverá assegurar a ligação dos dois panos e o seu efetivo confinamento;
- Os montantes deverão ser localizados nas extremidades livres de cada elemento de parede da estrutura, ao lado de abertura com uma área superior a 1,5 m², no interior da parede para que o afastamento entre montantes não exceda 5 m, nas intersecções das paredes da estrutura;
- Em nenhum caso o afastamento vertical deve ser superior a 4 m, desta forma ao nível de cada piso devem colocar cintas no plano da parede;
- A secção transversal da armadura longitudinal das cintas e montantes não poderá ser inferior a 300 mm², nem a 1% da secção transversal do elemento;
- Nas cintas e montantes deverão ser colocados estribos com um diâmetro não inferior a 5 mm e um espaçamento não superior a 150 mm, em torno da armadura longitudinal e
- As emendas por sobreposição de varões não poderão ter um comprimento inferior a 60 diâmetros.

Os principais requisitos adicionais para alvenaria armada são, [secção 9.5.4 – Eurocódigo 8]:

- Armaduras horizontais devem ser localizadas nas juntas de assentamento ou em furos existentes nas unidades, respeitando o afastamento máximo de 600 mm;
- Os varões utilizados deverão possuir o diâmetro mínimo 4 mm dobrados em torno dos varões verticais nas extremidades das paredes;
- A armadura mínima horizontal nas paredes, não deverá ser inferior a 0,05 da área bruta da secção e armadura vertical nas paredes, não deverá ser inferior a 0,08% e
- A armadura vertical deve ser colocada quando a secção transversal não for inferior a 200 mm², em ambos os bordos livres de todos os elementos da parede,

em todas as intersecções de paredes, no interior da parede, se necessário para não ser excedido um afastamento entre armaduras de 5 m.

- Verificação de segurança

Para efeitos de verificação de segurança aos estados limites últimos referentes ao colapso sísmico, deve-se admitir os seguintes valores para os coeficientes de segurança parcial dos materiais:

- Coeficiente de segurança para a alvenaria é $\gamma_m = 1.5$;
- Coeficiente de segurança para o aço é $\gamma_s = 1.0$.

4.6.2. Disposições construtivas regulamentares no Eurocódigo 6 para edifícios em alvenaria estrutural

Este subcapítulo possui a importante função de apresentar as principais disposições construtivas referente ao sistema construtivo, alvenaria estrutural, contidos no capítulo 8 do Eurocódigo 6, sendo elas relativas à alvenaria e os seus materiais, as armaduras e formas de amarração, ao tipo de solução e a forma ligação entre os elementos.

4.6.2.1. Disposições para alvenaria resistente

As disposições relativas à alvenaria, possuem a finalidade de assegurar a construção de paredes seguras e resistentes. As principais disposições são:

- A espessura mínima: o valor da espessura mínima é determinado através de cálculos, entretanto, para garantir a robustez da parede, as mesmas não devem ter uma espessura mínima de 150 mm;
- A área mínima de uma parede: para paredes resistentes o valor em planta deve ser igual ou superior 0,04 m², depois do desconto de roços ou cavidades;
- O aparelho da alvenaria (alvenaria contrafiada): as unidades devem ser sobrepostas em fiadas alternadas de tal forma que a parede funcione como um elemento estrutural único. A ligação entre paredes não resistentes e paredes resistentes, deverão ser feitas por ligadores de forma a permitir as deformações diferenciais;

- As juntas de argamassa: o valor da espessura deve estar, geralmente, entre 6 mm e 15 mm para as juntas de assentamento e juntas verticais (a argamassa deve preencher a altura total da junta e no mínimo 40% da largura da unidade para alvenaria), realizadas com argamassa corrente ou argamassa leve, entretanto, as juntas delgadas não deverão possuir uma espessura real inferior a 0,5 mm nem superior a 3 mm e
- Apoios solicitados por cargas concentradas: quando houver cargas concentradas elas deverão ser distribuídas numa extensão mínima de 90 mm.

4.6.2.2. Disposições relativas às armaduras

As disposições relacionadas às armaduras, conforme descritas na secção 8.2 do Eurocódigo 6, desempenham um papel fundamental ao garantir a resistência necessária para que a alvenaria suporte as ações solicitantes e apresente um comportamento adequado entre os seus elementos. Portanto, as principais disposições incluem:

- Recobrimento das armaduras: o recobrimento de argamassa em juntas de assentamento, acima e abaixo, deve ser o diâmetro do varão acrescentado de 5 mm e a espessura mínima da armadura a face da alvenaria, deve possuir um espaçamento de 15 mm, para garantir uma boa aderência;
- Área mínima de armadura: a área mínima de armadura principal deverá ser superior a 0,05 % da área da secção transversal efetiva do elemento, quando se utiliza armadura em elementos de alvenaria armada para aumentar a resistência no plano do elemento. No caso do uso da armadura nas juntas de assentamento para aumentar a resistência às cargas laterais (fora do plano), a área total desta armadura não deverá ser inferior a 0,03 % da área da secção transversal da parede. Já a armadura para combater a fendilhação ou para conferir ductilidade, a área total da secção de aço não deverá ser inferior a 0,03 % da área da secção transversal da parede. Em elementos com cavidades preenchidas e com flexão numa só direcção, as armaduras secundárias deverão ser colocadas na direcção perpendicular à armadura principal, sendo que a sua área superior a 0,05 % da área da secção transversal do elemento. Finalmente, quando é necessário o uso de armadura de esforço transversal, a mesma não deverá ser inferior a 0,05 % da área da secção transversal do elemento;

- Dimensões da armadura: a armadura em forma de varão deverá ter um diâmetro mínimo de 5 mm e o seu diâmetro máximo deve ser tal que não sejam ultrapassadas as tensões de rotura de aderência indicadas na secção 8.2.5 do Eurocódigo 6, e permita o seu recobrimento adequado pela argamassa;
- Amarração das armaduras de tração e de compressão: São efetuadas por amarração reta, ganchos, cotovelos ou laços, conforme ilustrado na Figura 64. O comprimento de amarração deve garantir a transmissão das forças internas e concentradas à argamassa ou ao betão de enchimento, para evitar qualquer fendilhação. Contudo, as amarrações retas ou em cotovelo não deverão ser utilizadas quando os varões forem lisos de diâmetro superior a 8 mm. Já os ganchos, cotovelos ou laços não deverão ser utilizados na amarração de varões comprimidos. A área da secção total da armadura transversal não deverá ser inferior a 25% da área de um varão da armadura. Na amarração dos varões da armadura, deverão ser dispostas armaduras transversais, uniformemente distribuídas ao longo do comprimento de amarração e com pelo menos um varão colocado na zona curva de amarração;

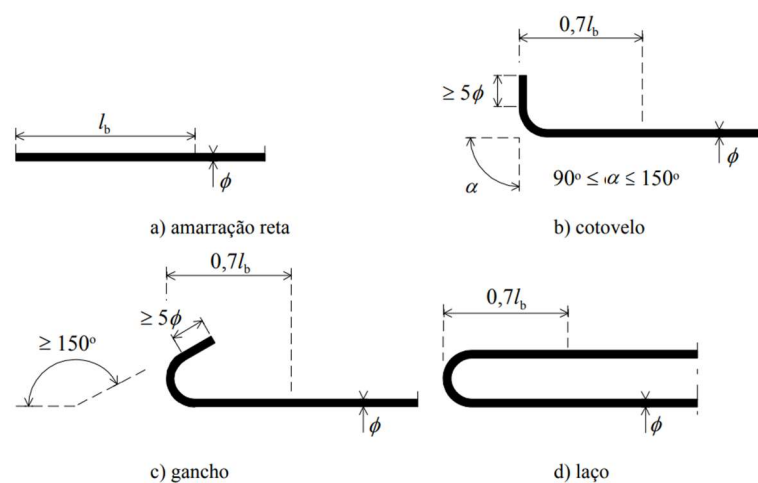


Figura 64 - Amarrações, (Eurocódigo 6, [12]).

- Amarração das armaduras de esforço transversal: esta amarração deverá ser realizada através de ganchos ou de cotovelos, devendo colocar-se um varão longitudinal nos cantos interiores do gancho ou do cotovelo, conforme a Figura 65. A curva do gancho deve ser prolongada por um troço reto de comprimento equivalente a 5 diâmetros ou a 50 mm, e a curva de um cotovelo este prolongamento deve ter um comprimento de 10 diâmetros ou a 70 mm;

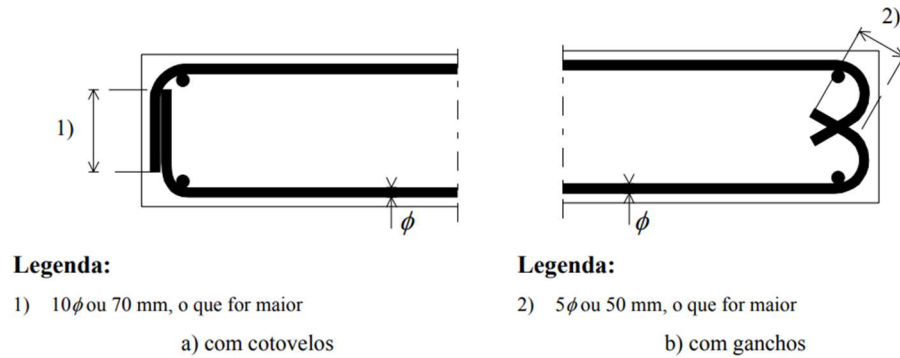


Figura 65 - Amarração de uma armadura de esforço transverso, [12].

- Cintagem das armaduras dos montantes: a cintagem das armaduras do montante evita a sua encurvadura local. Deverá prever cintas em torno dos varões da armadura longitudinal quando usado mais do que 25 % do valor de cálculo da resistência axial e quando a área da armadura longitudinal é superior a 0,25 % da área da secção da alvenaria ou do betão de enchimento. A armadura é constituída por varões de diâmetro superior a 4 mm ou a 1/4 do diâmetro máximo dos varões da armadura longitudinal, e o seu espaçamento é regido pelo menor dos seguintes valores: 300 mm; 12 vezes o diâmetro dos varões da armadura longitudinal ou a menor dimensão lateral da parede e
- Espaçamento das armaduras: o espaçamento das armaduras tracionadas não deve ser superior a 600 mm. A distância livre entre elas deverá ser superior ao maior dos seguintes valores: dimensão máxima dos agregados, acrescida de 5 mm; diâmetro dos varões; 10 mm. Já para a armadura principal concentrada no interior dos furos das unidades ocas a área total não deverá ser superior a 4% da área bruta da secção transversal do enchimento do alvéolo ou do furo (exceto nas sobreposições onde não deverá exceder 8%). Em relação às armaduras de esforço transverso, o espaçamento dos estribos deverá ser inferior ao menor dos seguintes valores: 75 % da altura útil do elemento ou 300 mm. As armaduras de junta pré-fabricadas deverão possuir espaçamento entre eixos iguais ou inferior a 600 mm.

4.6.2.3. Disposições construtivas relativas ao sistema de alvenaria confinada

As disposições construtivas relacionadas às alvenarias confinadas, estão descritas na secção 8.4 do Eurocódigo 6. As suas principais disposições são:

- As paredes de alvenaria confinada devem possuir elementos de confinamento verticais e horizontais em betão armado ou em alvenaria armada, pois os elementos confinantes e os blocos precisam trabalhar como um elemento estrutural único quando sujeitas às ações;
- Os elementos confinantes deverão estar ao nível de todos os pavimentos, em todas as intersecções de paredes e nos lados de todas as aberturas com uma área superior a $1,5 \text{ m}^2$ o afastamento máximo entre os elementos confinantes é de 4 m, nas direcções horizontal e vertical;
- A secção transversal dos elementos confinantes deve ser superior a $0,02 \text{ m}^2$, uma dimensão mínima de 150 mm no plano da parede e a armadura longitudinal deve possuir área mínima de equivalente a 0,8 % da área da secção transversal do elemento de confinamento, entretanto não inferior a 200 mm^2 . Estes elementos também possuir estribos de diâmetro igual ou superior 6 mm e com um espaçamento não superior a 300 mm e
- Quando utilizado unidades para alvenaria do Grupo 1 e do Grupo 2 e não por possível manter a sobreposição das unidades adjacentes aos elementos de confinamento, deverão ser utilizados como alternativa, varões de diâmetro não inferior a 6 mm ou equivalente com um espaçamento máximo de 300 mm, devidamente amarrados no betão de enchimento e nas juntas de argamassa.

4.6.2.4. Disposições referente a ligação das paredes

As disposições das ligações das paredes (secção 8.5 do Eurocódigo 6), determina a forma que se deve realizar as ligações entre paredes com pavimentos e coberturas e as ligações entre paredes (intersecções), conforme apresentadas a seguir:

- Ligação das paredes com pavimentos e coberturas: quando ocorre o travamento das paredes por meio dos pavimentos ou das coberturas, é necessário garantir a transmissão das cargas laterais aos elementos de contraventamento. Essa transmissão pode ser realizada através da estrutura dos pavimentos ou das coberturas, como, por exemplo, elementos de betão armado ou pré-fabricados,

que devem ser capazes de funcionar como diafragmas ou por meio de cintas de bordadura. Existem duas formas principais de realizar essa transmissão. A primeira é por meio da resistência de atrito entre os apoios dos elementos horizontais (pavimentos, coberturas e cintas de bordadura), e as paredes de alvenaria. Nesse caso, os pavimentos, as coberturas ou as cintas de bordadura são diretamente assentes na parede, e a resistência proveniente do atrito é responsável por transmitir as cargas laterais. A segunda forma é por meio de grampos de amarração metálicos. Em edifícios de até 4 andares, o espaçamento dos grampos de amarração entre as paredes e os pavimentos ou coberturas deve ser inferior a 2 metros. Para edifícios mais altos, esse espaçamento deve ser reduzido para 1,25 metros. Essas medidas garantem a eficiência e a estabilidade do sistema estrutural da alvenaria em relação às cargas laterais, proporcionando segurança e resistência adequadas; e

- **Intersecções:** a intersecção entre paredes resistentes deve ser ligada entre si de modo a garantir a transmissão das cargas atuantes entre elas. Esta ligação pode ser efetuada diretamente pelo aparelho da alvenaria ou indiretamente por ligadores e armaduras que penetrem no interior de cada parede.

5. Caso de estudo – moradia unifamiliar

5.1. Considerações iniciais

Neste capítulo, serão aplicados os principais conceitos do sistema de alvenaria estrutural discutidos nos capítulos anteriores, com a análise e verificação de segurança realizada de acordo com a metodologia europeia (EN 1996 - Projeto de Estruturas de Alvenaria). Essas aplicações serão demonstradas por meio de um estudo de caso.

No Anexo C do presente trabalho, é apresentada uma sequência de desenhadas que ilustram a concepção modular do edifício e a pormenorização recomendada para a solução de alvenaria estrutural.

5.2. Descrição

O estudo de caso aborda um edifício residencial unifamiliar com rés do chão, 1 piso elevado e uma cobertura não acessível. A solução estrutural adotada consiste em paredes de alvenaria não armada, confinadas por montantes nos cantos e nos encontros entre as paredes. Os montantes e cintas serão moldados no interior dos blocos utilizados na alvenaria, eliminando a necessidade de sistemas de cofragem para os montantes, vergas e viga cinta.

Para a laje do piso 1, utilizou um sistema composto por painéis pré-fabricados de laje alveolares e laje maciça em betão armado. Em relação à solução das lajes de cobertura, recorreram-se os painéis pré-fabricados de laje alveolares.

As dimensões iniciais em planta do edifício são de 9,00 metros de largura e 12,00 metros de comprimento. A Figura 66 representa a planta baixa do Rés do chão, enquanto a Figura 67 corresponde a planta baixa do piso 1.

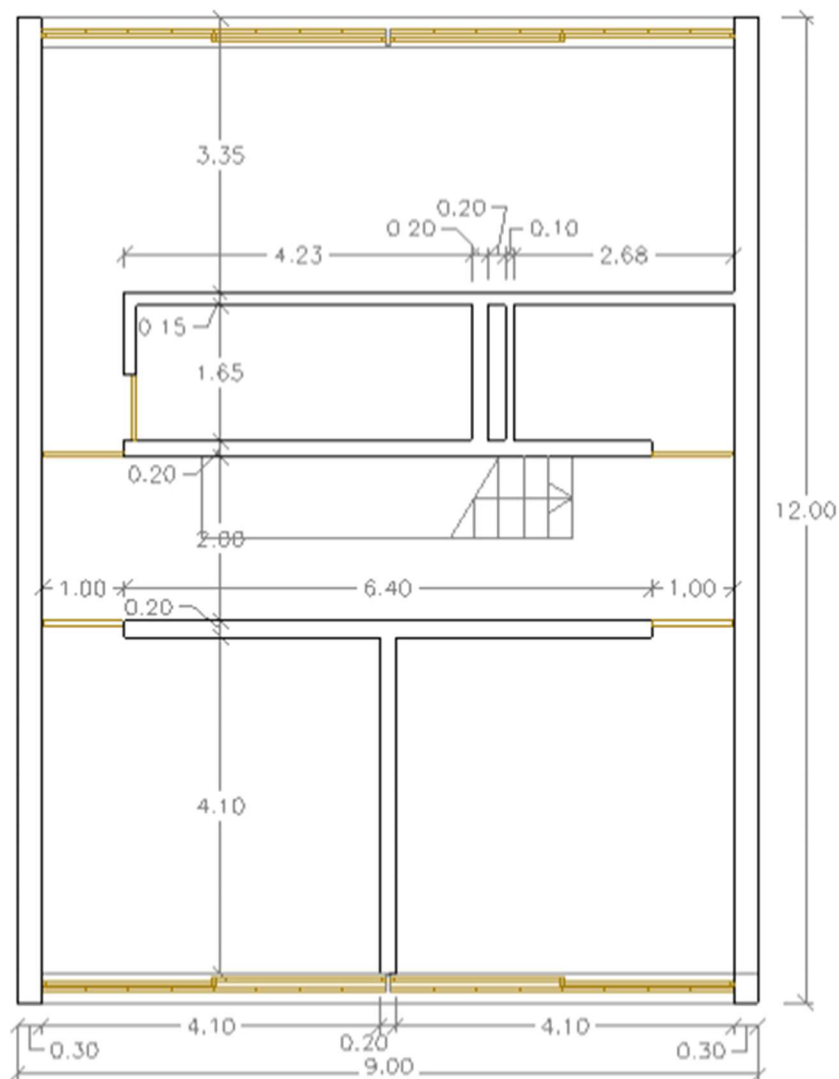


Figura 67 - Planta baixa no piso 1.

A altura entre pisos é de 2,70 m e a altura total do edifício é 5,40 m, conforme ilustrado na Figura 68.

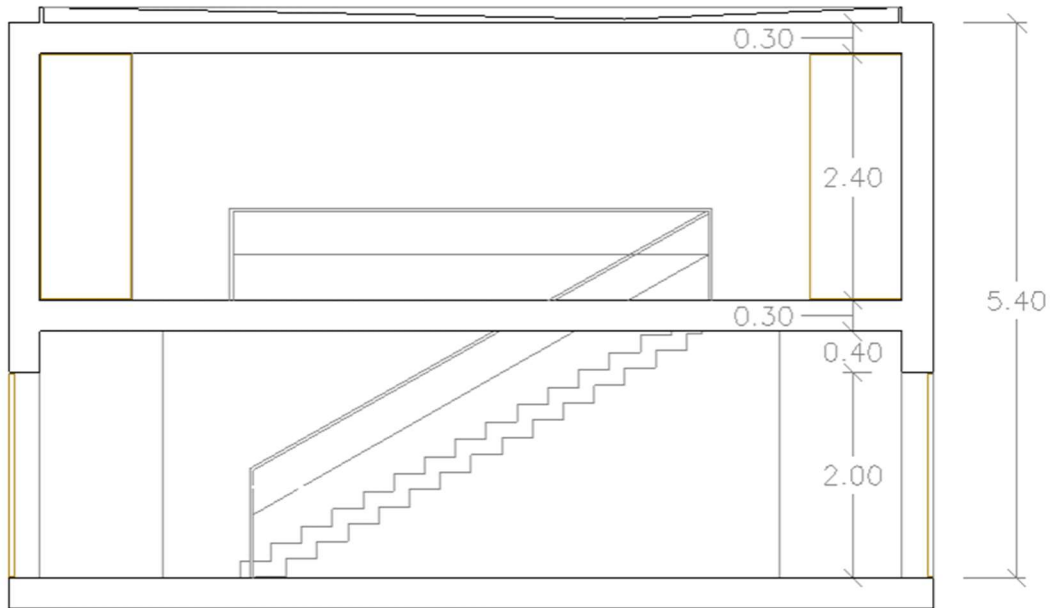


Figura 68 – Corte da edificação.

5.3. Modulação estrutural

A determinação dos módulos estruturais é influenciada pelo tipo de laje selecionado para o edifício e pela solução estrutural adotada, que para o estudo de caso é em alvenaria estrutural. Portanto, levando em consideração a solução estrutural, o edifício deve possuir simetria em planta e em regularidade em altura. Isso ocorre porque os edifícios construídos com alvenaria estrutural devem obedecer a princípios de concepção como simplicidade estrutural, uniformidade e simetria. Como resultado, as paredes estruturais do edifício foram redistribuídas de forma simétrica, criando três módulos estruturais, conforme ilustrado na Figura 69.

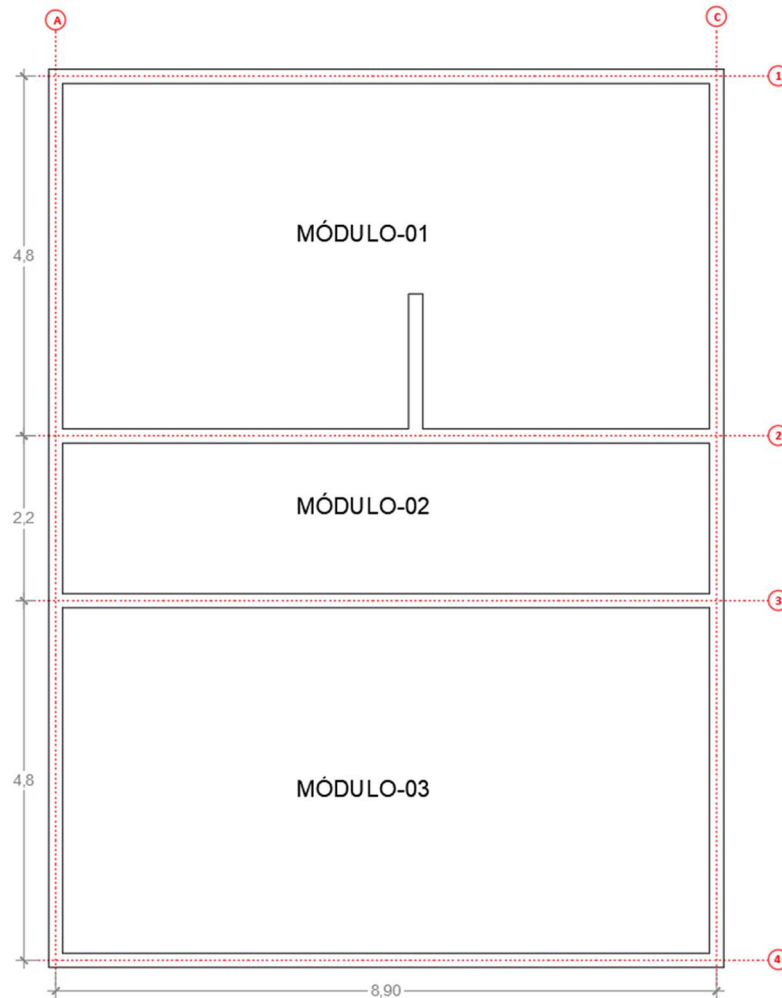


Figura 69 - Módulos e paredes estruturais.

Conforme mencionado anteriormente, a modulação estrutural está diretamente relacionada ao tipo de laje utilizada na construção. Para este estudo, foram utilizados dois tipos de laje: lajes alveolares e lajes maciças. No entanto, devido às lajes alveolares serem compostas por painéis pré-fabricados com largura de 1,20 m, foi necessário ajustar as larguras dos módulos de acordo com os painéis das lajes alveolares. No piso 1, foram empregues lajes pré-fabricadas com painéis alveolares (armadas em apenas uma direção) e lajes maciças armadas em duas direções, conforme indicado na Figura 70. Quanto à distribuição das lajes de cobertura, optou-se pelo uso de lajes pré-fabricadas com painéis alveolares armadas em uma direção, conforme ilustrado na Figura 71.

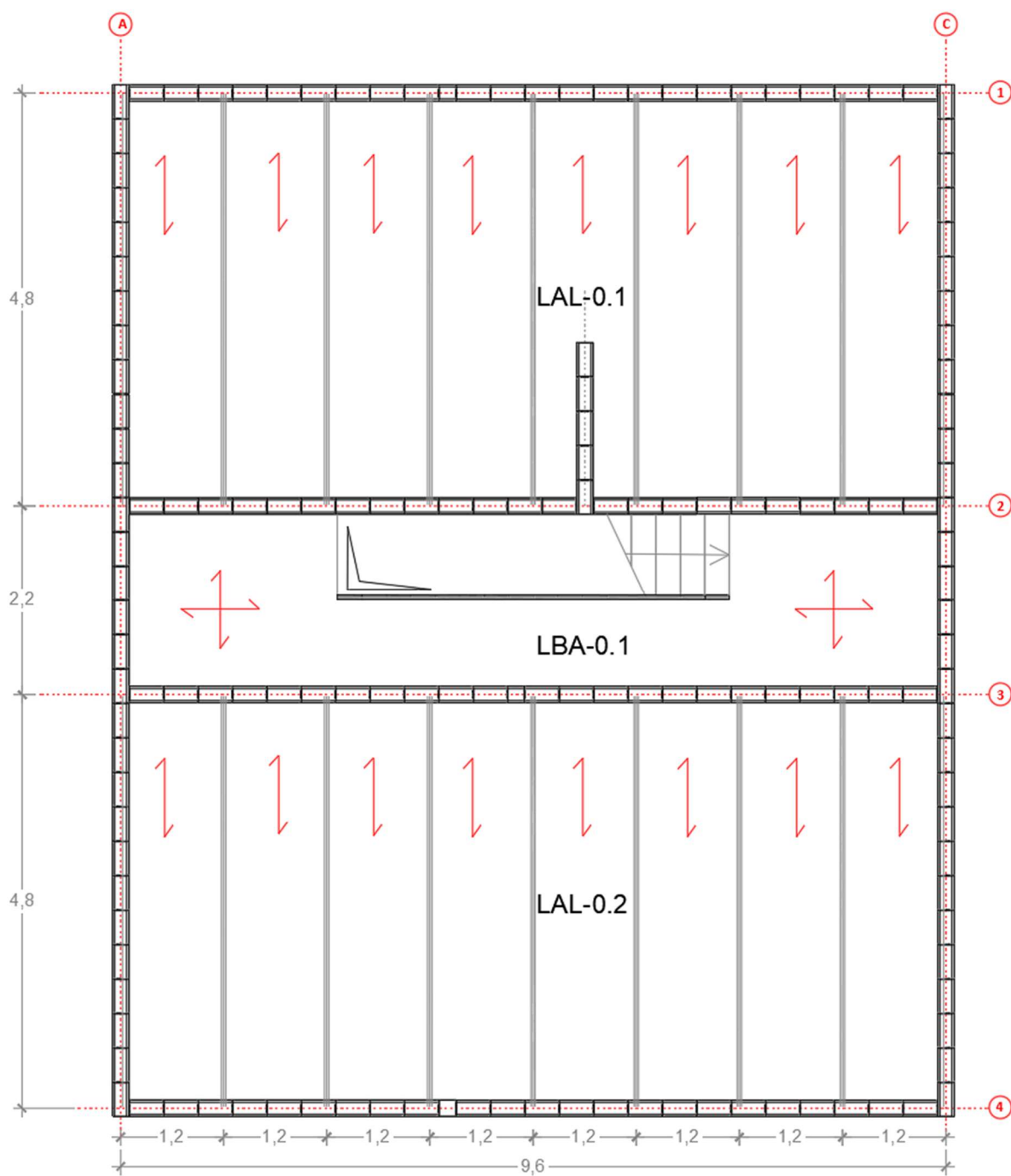


Figura 70 -Piso 1- distribuição dos painéis de laje alveolares (LAL) e laje maciça de betão armado (LBA).

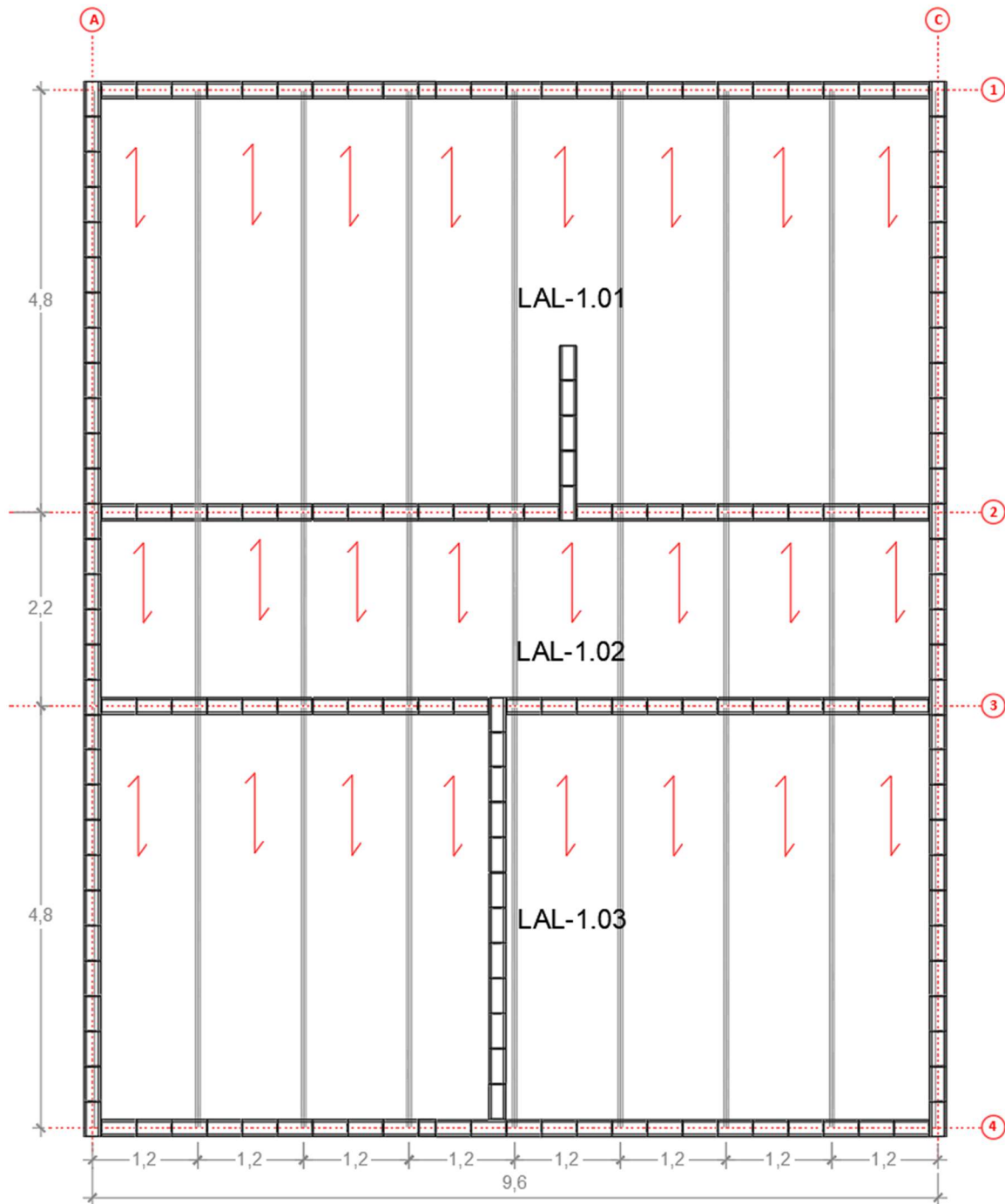


Figura 71 -Cobertura - distribuição dos painéis de laje alveolar (LAL).

5.4. Coordenação dimensional

Para as alvenarias estruturais e não estruturais, foram empregadas famílias de blocos distintos do catálogo da empresa brasileira TATU (consultar catálogo no Anexo A). Para as paredes estruturais, foram utilizados blocos da família de 19 x 39, ver Figura 72. Enquanto para as paredes de vedação, foram adotados blocos da família de 14 x 39 cm, conforme apresentado

na Figura 69. A escolha de catálogos de blocos brasileiros baseou-se na ampla utilização do sistema de alvenaria estrutural neste país, o que resulta em uma grande disponibilidade de famílias de blocos. Essa disponibilidade facilita a coordenação modular dimensional das paredes de alvenaria. Todas as características geométricas e propriedades mecânicas dos blocos empregados neste estudo de caso estão contidas no Anexo A .

FAMÍLIA DE BLOCOS - 19x19x39 (L x A x C)				
TIPO DE BLOCO	EM PLANTA	EM VISTA	EM CORTE	PERSPECTIVA
BLOCO INTEIRO 19 x 19 x 39 cm ³				
1/2 BLOCO 19 x 19 x 19 cm ³				
CANALETA INTEIRA 19x 19 x 39 cm ³				
1/2 CANALETA 19 x 19 x 19 cm ³				

Figura 72 - Família de blocos 19 x 39 cm.

FAMÍLIA DE BLOCOS - 14x19x39 (L x A x C)				
BLOCO INTEIRO 14 x 19 x 39 cm ³				
1/2 BLOCO 14 x 19 x 19 cm ³				
BLOCO ESPECIAL 14 x 19 x 34 cm ³				
BLOCO ESPECIAL 14 x 19 x 54 cm ³				
BLOCO COMPENSADOR 14 x 19 x 09 cm ³				
BLOCO COMPENSADOR 14 x 19 x 04 cm ³				
CANALETA INTEIRA 14 x 19 x 39 cm ³				
1/2 CANALETA 14 x 19 x 19 cm ³				

Figura 73 - Família de blocos 14 x 39.

A partir da família de blocos definiu-se a unidade modular dimensional “M” (definiu-se “M”, a partir da soma do comprimento do meio bloco ($C_{1/2}$), e a largura da junta ($J=1$ cm), ou seja, $M = C_{1/2} + J$). As dimensões das paredes de alvenaria serão múltiplas desse módulo. Com base na unidade modular, define-se a malha modular de acordo com a Tabela 18. Na tabela, as colunas "Dimensão dos blocos", "Unidade modular" e “Malha modular” apresentam, respectivamente, a largura, altura e comprimento do bloco (L x H x C) e as suas dimensões modulares.

Tabela 18 - Dimensões reais dos blocos, dimensões modulares e malha modular.

Família de blocos	Dimensões do bloco (cm)	J (cm)	Unidade modulares "M" (cm)	Dimensões modulares do bloco (cm)	Malha modular (cm)
19x39	14x19x39	1	$C_{1/2} + J = 20$	15x20x40	20x20
14x39	19x19x39	1	$C_{1/2} + J = 20$	20x20x40	20x20

Foi adotada uma malha modular em planta de 20x20 para a coordenação dimensional das paredes. Dessa forma, para as paredes estruturais foi possível obter uma modulação ideal conforme apresentado na Figura 74 e na Figura 75, pois a razão entre comprimento e largura modular do bloco resulta em um número inteiro, ou seja, a largura modular é múltipla do comprimento modular do bloco. Para as paredes não estruturais, cuja largura modular do bloco não é múltipla do seu comprimento modular, foram necessários utilizar blocos especiais para ajustar a modulação, devido às faixas não modulares, oriundas dos encontros entre paredes, como apresentado na Figura 76.

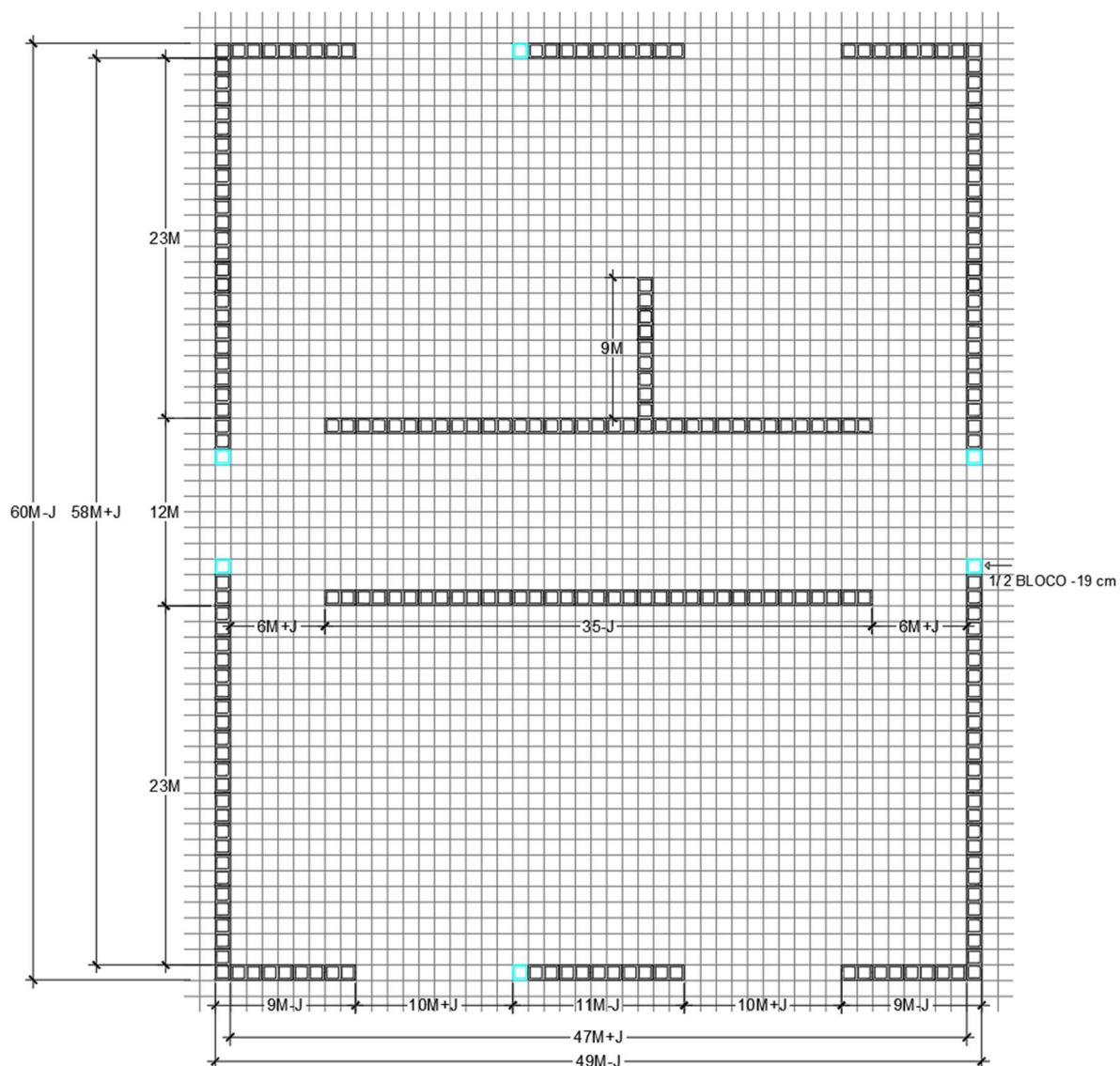


Figura 74 - Modulação da 1ª fiada das paredes estruturais do Rés do chão – Malha modular 20x20 e faixas modulares (M).

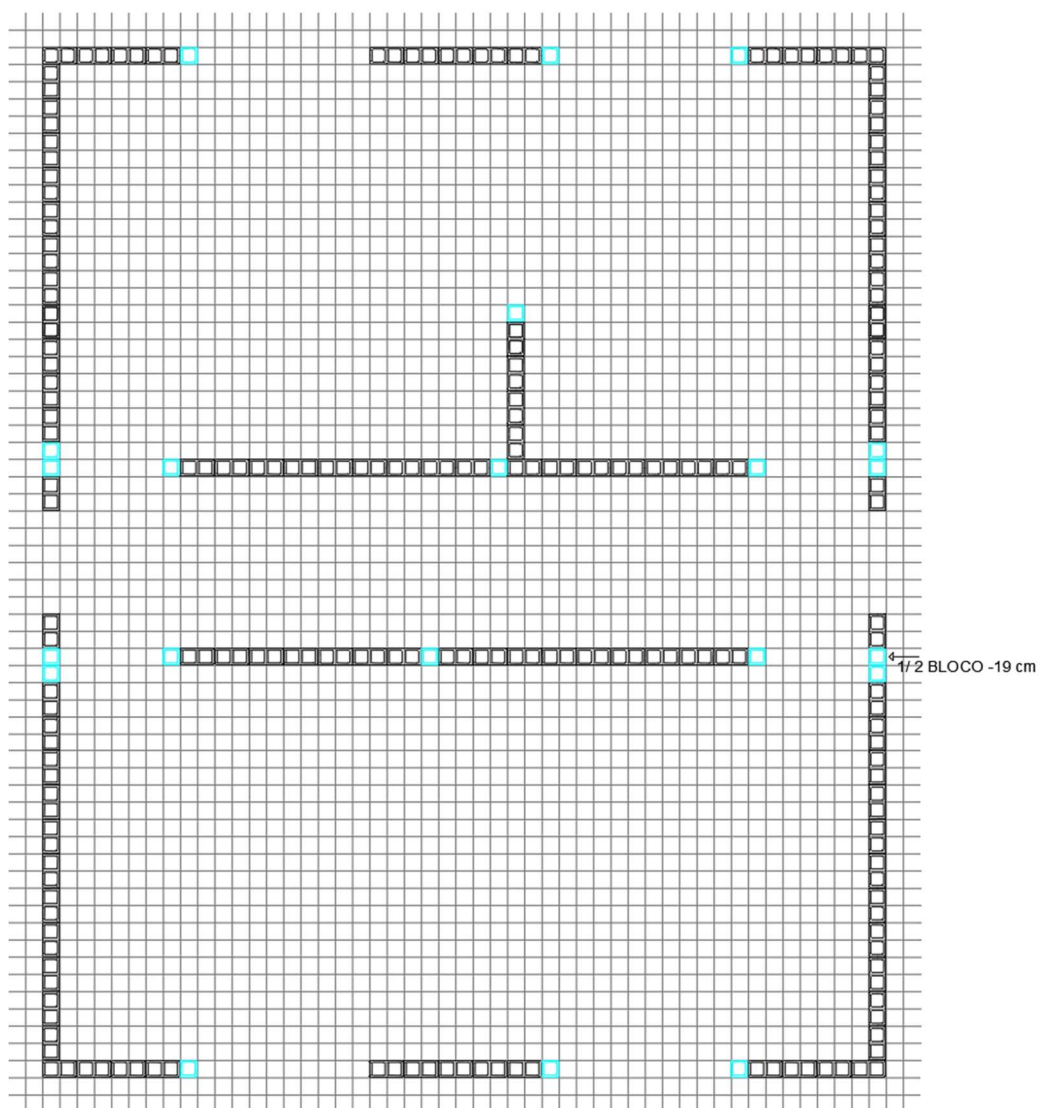


Figura 75 - Modulação da 2ª fiada das paredes estruturais do Rés do chão – Malha modular 20x20 e faixas modulares (M).



Figura 76 - Modulação das paredes não estruturais e faixas não modulares: (a) modulação da 1ª fiada com blocos especiais de amarração e compensadores e (b) modulação da 2ª fiada com blocos especiais de amarração e compensadores.

Após a etapa de modulação das paredes estruturais e não estruturais, procedeu-se à distribuição dos elementos confinantes verticais, também conhecidos como montantes. Esses elementos foram posicionados em todas as interseções entre as paredes e nos lados de todas as aberturas, seguindo o critério de manter uma distância máxima de 4 metros entre eles. Além disso, foram devidamente identificadas todas as paredes e aberturas, com suas respectivas nomenclaturas e dimensões, conforme ilustrado na Figura 77.

Essa abordagem de distribuição dos elementos confinantes e identificação das paredes e aberturas contribui para a correta execução da construção, pois estabelece as diretrizes necessárias para a instalação dos elementos estruturais e para a correta disposição dos vãos nas paredes. Além disso, facilita a compreensão do projeto por parte dos profissionais envolvidos na construção, otimizando o processo construtivo e minimizando possíveis erros.

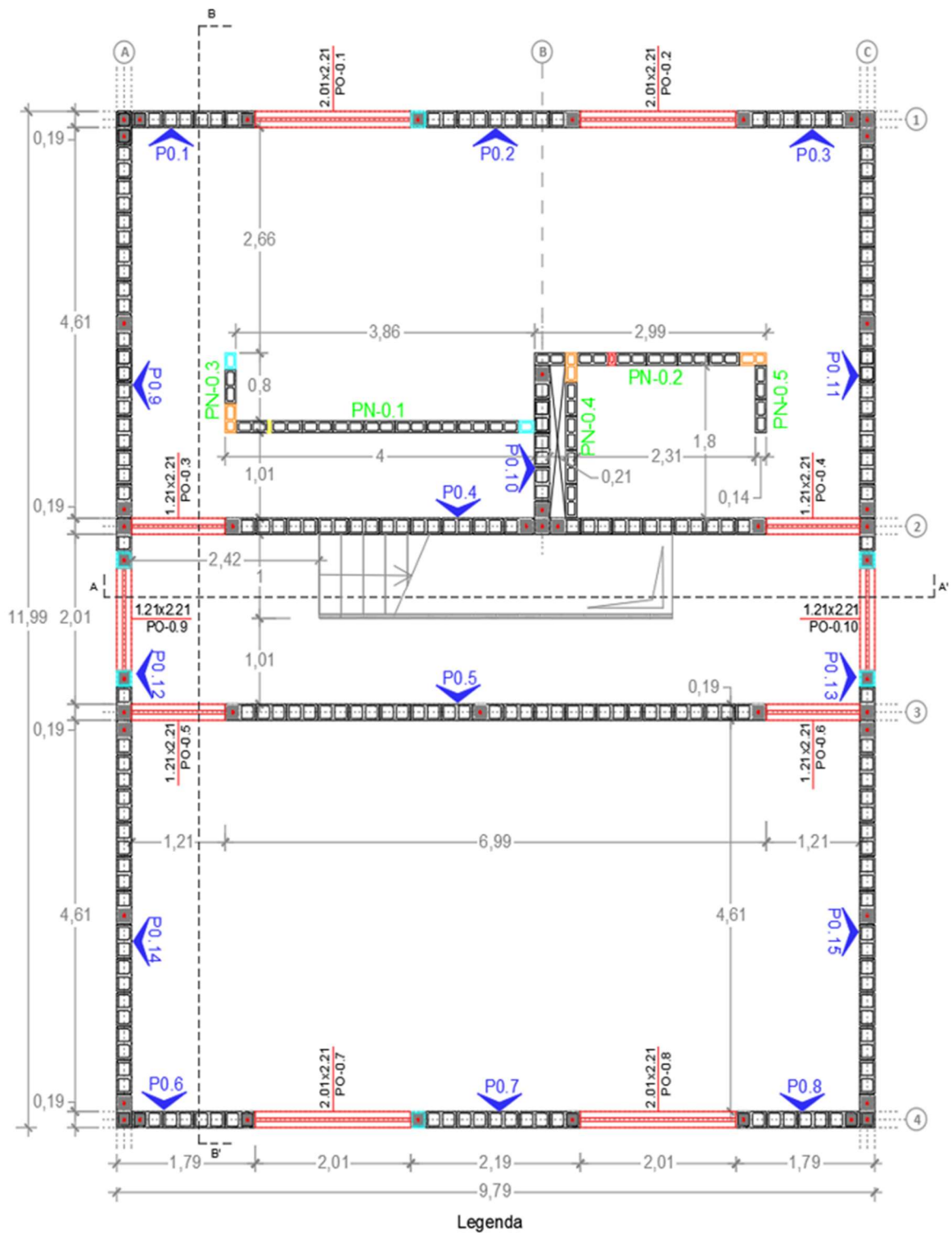


Figura 77 -Planta baixa da 1ª fiada rés do chão com todos os elementos identificados (paredes estruturais e não estruturais, as aberturas e os montantes).

Para a elevação das paredes utilizou-se a modulação vertical de piso a teto, a qual não inclui a espessura da laje na modulação, assim, a última fiada das paredes internas é composta por blocos canaletas comuns em vez de se utilizar o bloco canaleta J. Desta forma, é necessário utilizar um elemento de cofragem para a betonagem da laje.

É importante salientar, que na modulação vertical deve conter a identificação de todos os elementos de condicionamento (cintas e montantes), as aberturas com suas respectivas dimensões, a dimensão final do pé direito, a espessura da laje, as intersecções de paredes e o detalhe da última fiada de blocos canaletas (comum ou em “J”).

Na Figura 78 e na Figura 79, apresentam os principais detalhamentos da modulação vertical para as paredes estruturais (P0.1, P0.2 e P0.3) e para a parede de divisória (PN-0.2, não estrutural) localizada no rés do chão.

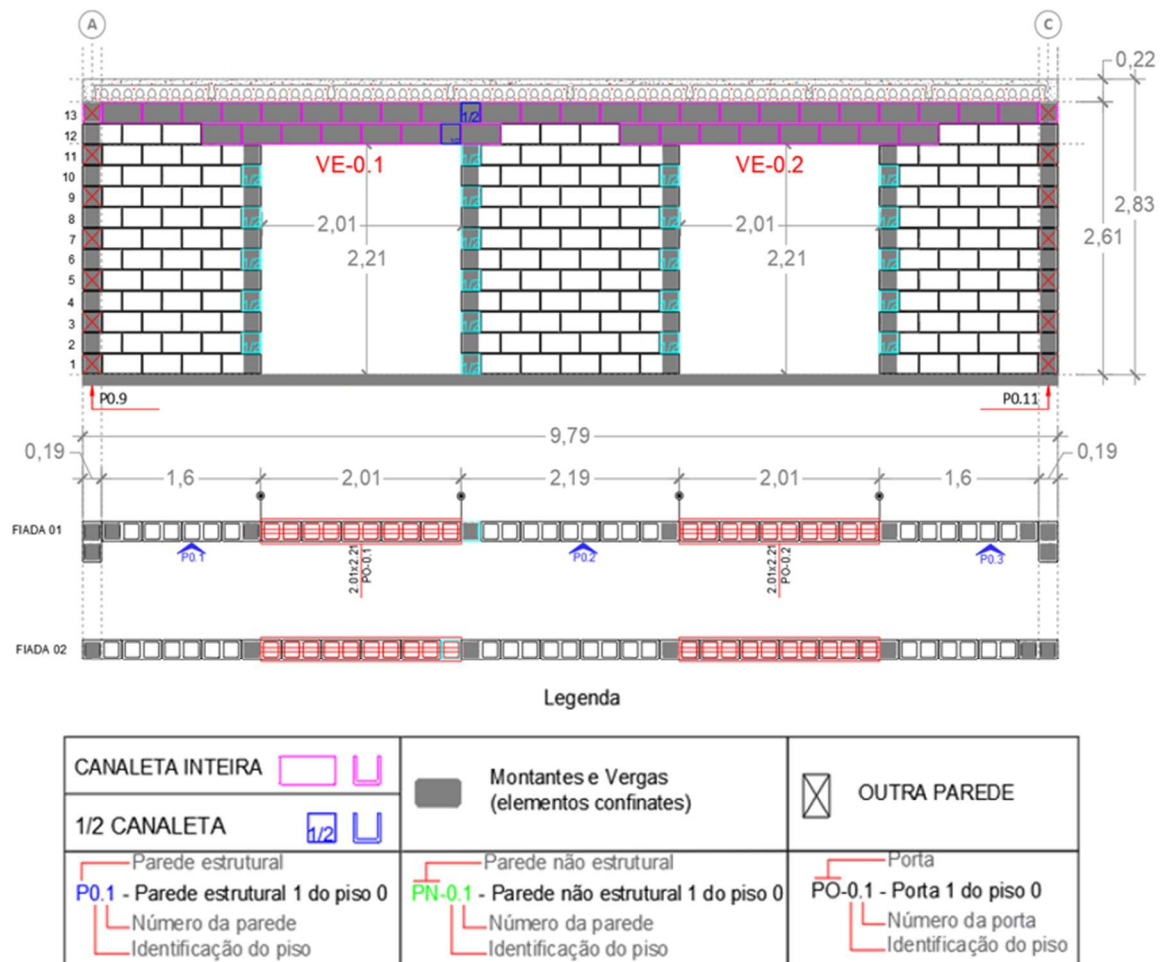


Figura 78 - Modulação vertical – Detalhamento da elevação das paredes estruturais do eixo 1 no rés do chão (piso 0).

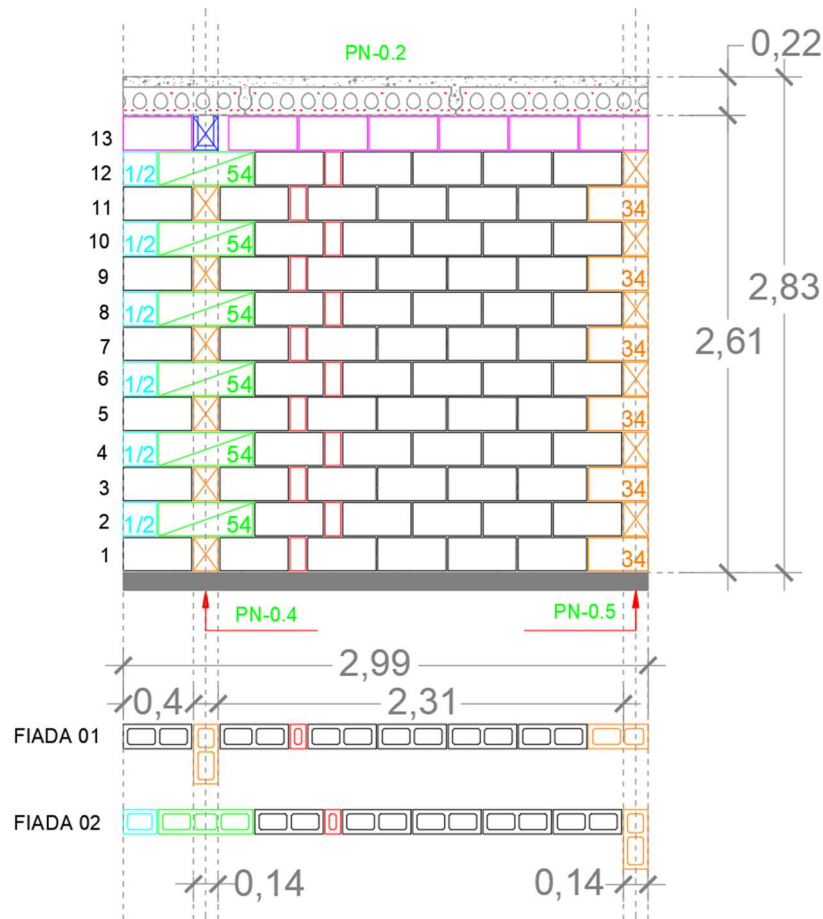


Figura 79 - Modulação vertical – Detalhamento da elevação de uma parede não estruturais (PN-02), do rés do chão (piso 0).

A Figura 80 ilustra a identificação de todas as ligações entre as paredes no projeto. Nesse contexto, as ligações diretas entre as paredes estruturais foram denominadas como "D-1" e "D-2", correspondendo às ligações nos cantos em formato de "L" e às ligações em forma de "T" entre as intersecções das paredes. Já para as paredes não estruturais, as ligações diretas foram nomeadas como "DN-1" e "DN-3", representando, respetivamente, as ligações em "L" e em "T". Além disso, a nomenclatura "DN-2" foi adotada para identificar as ligações indiretas entre as paredes estruturais e não estruturais.

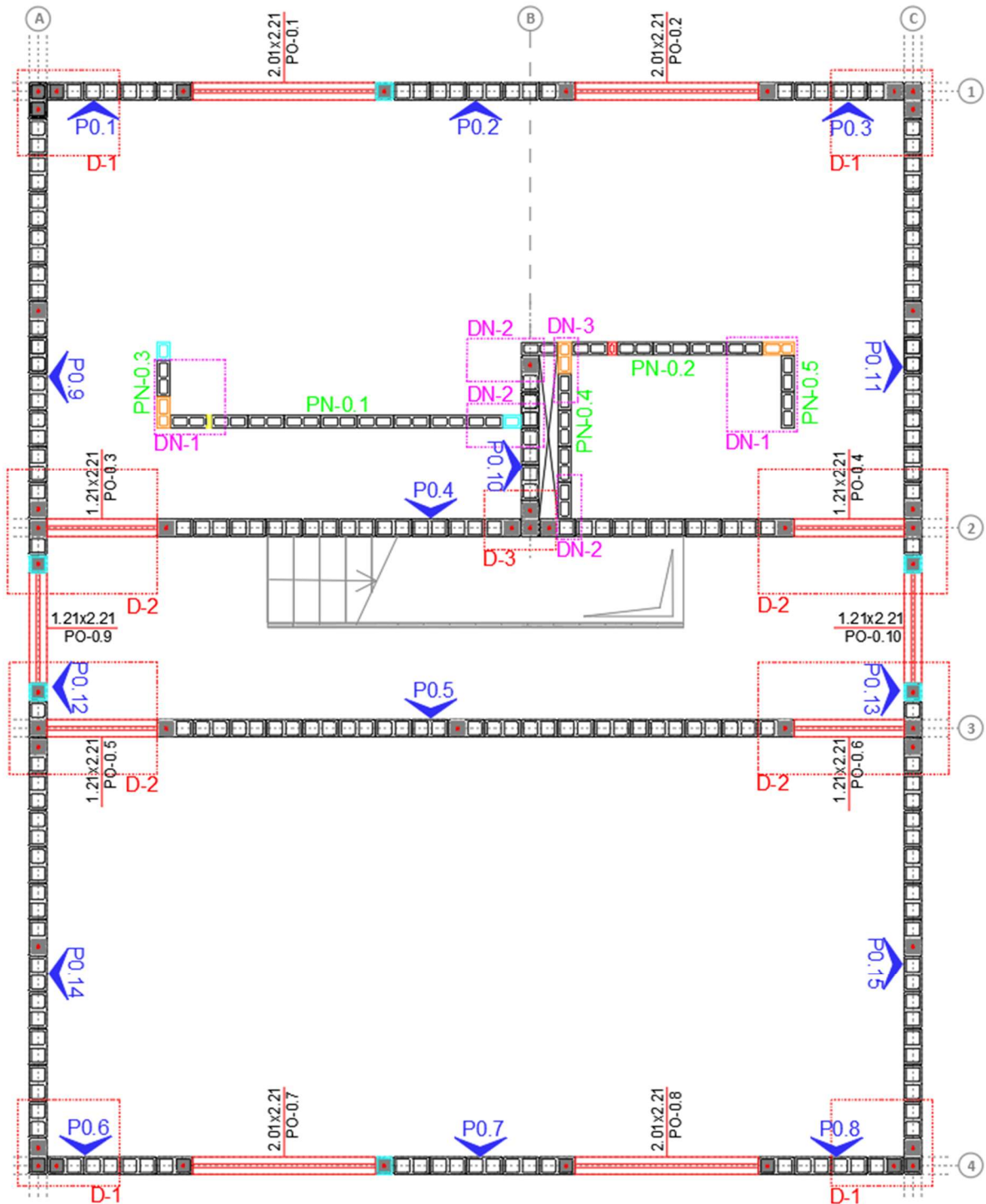


Figura 80 – Identificação de todas as ligações entre paredes.

- Ligação entre paredes

As ligações (em “T” e “L”) entre as paredes estruturais são realizadas de forma direta, por meio da interpenetração dos blocos entre as fiadas. Nos cantos do edifício a ligação em “L”

(D-1), são diretas sem a necessidade de utilizar blocos especiais (ver Figura 81), pois o comprimento do bloco mais a junta vale 40 cm (2M) é o dobro de $L+J = 20$ cm. Nos encontros de paredes em “T” (D-2), a ligação faz-se sem a utilização de blocos especiais de amarração, pois a família de blocos 19 x 39 cm (L), utilizada não possui um bloco compensador para esta situação, devido ao seu elevado tamanho e peso. Sendo assim, esta ligação faz-se utilizando o meio bloco ($C_{1/2} = 19$ cm) na segunda e na quarta fiada, colocado de lados opostos da parede a ser amarrada, de maneira a garantir a quebra da junta continua vertical na quarta fiada, conforme apresentado na Figura 82.

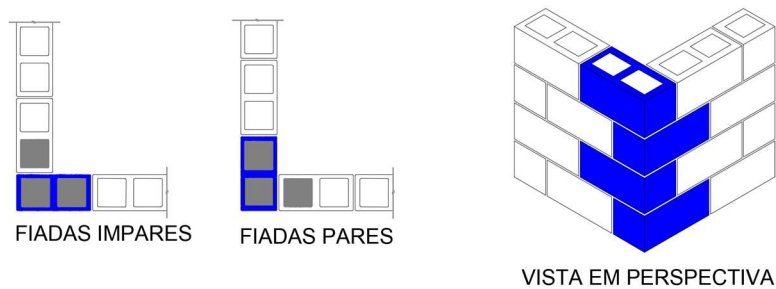


Figura 81 - Amarração direta das paredes de alvenaria estrutural nos cantos “L” (D-1), apenas com blocos 19x19x39 cm.

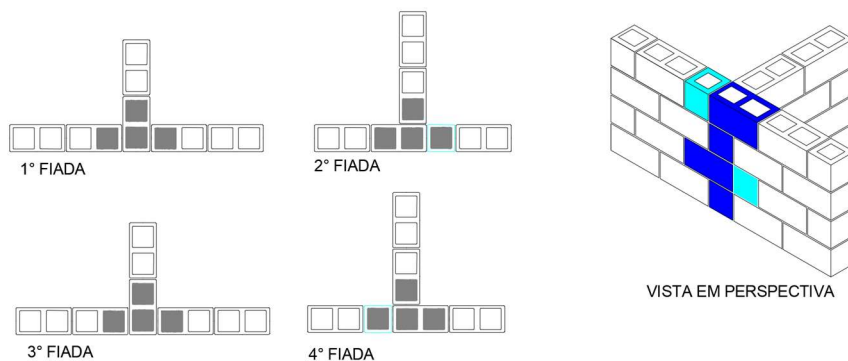


Figura 82 - Amarração direta das paredes de alvenaria estrutural realizada no encontro “T” (D-3), com blocos de 19x19x39 e meio bloco de 19x19x19.

A ligação entre paredes não estruturais (vedação), acontece de forma direta, semelhante às ligações das paredes estruturais. Nos encontros das paredes não estruturais (cantos “L” e intersecções “T”), é necessário utilizar blocos compensadores ou blocos especiais para realizar as amarrações entre paredes. Nos cantos "L" (DN-1), utiliza-se o bloco especial de 14 x 19 x 34 cm (L x A x C) em todos os cantos, como ilustrado na Figura 83. Para as amarrações em forma de "T" (DN-2), é necessário utilizar o bloco especial de 14 x 19 x 54 cm (L x A x C),

nas fiadas pares, e o bloco especial de 14 x 19 x 34 cm (L x A x C) nas fiadas ímpares, conforme mostrado na Figura 84.

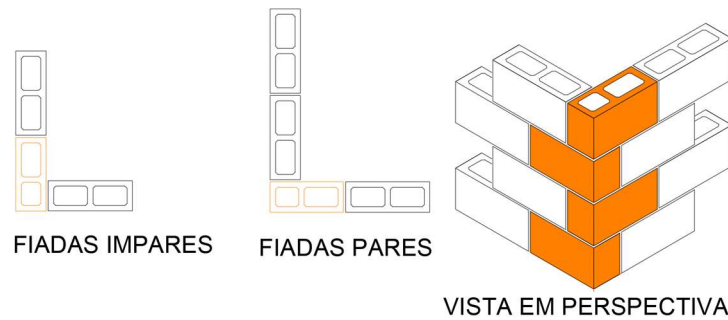


Figura 83 - Amarração direta das paredes não estruturais nos encontros cantos “L” (DN-1), com o bloco especial de 34 cm de comprimento.

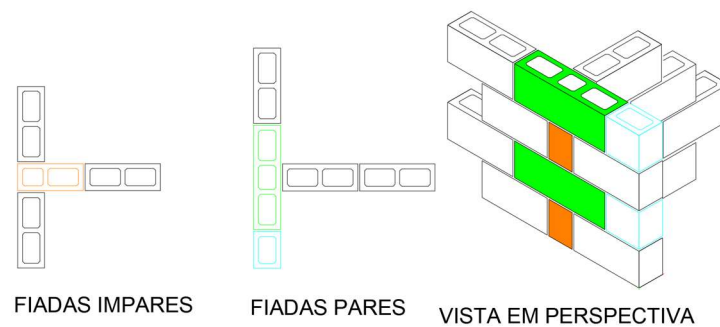


Figura 84 - Amarração direta das paredes não estruturais nos encontros em “T” , utilizando bloco especiais de amarração, (os blocos de 34 e 54 cm de comprimento).

Os encontros entre parede estruturais e de divisórias (não estrutural), acontecem entre a parede estrutural (P0.4) e a parede divisórias (PN-0.4), e entre a parede estrutural “P0.10” e as paredes divisória “PN-01” e “PN-02”, conforme identificado na Figura 80, como “DN-2”. Esta ligação faz-se por meio de amarração indireta, com tela metálica Murfor® Compact, [3], ver Figura 11, a cada duas fiadas, conforme a Figura 85, a fim de evitar o surgimento de fissuras.

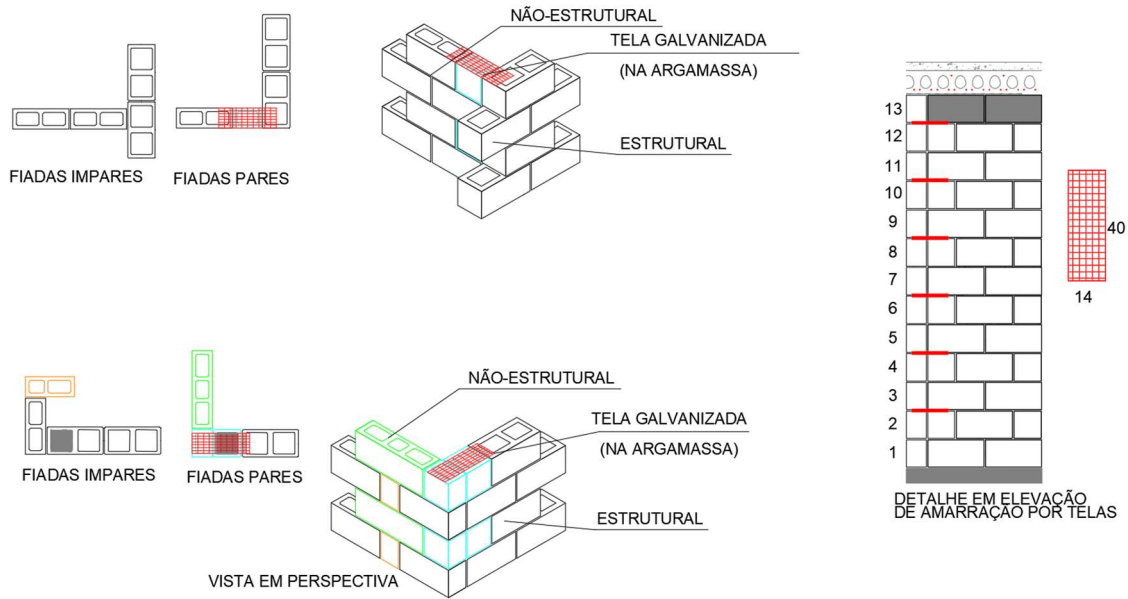


Figura 85 – Detalhes da amarração indireta entre paredes estruturais e não estruturais com telas metálicas.

5.5. Materiais

- Unidades de alvenaria (blocos)

Os blocos utilizados na alvenaria no estudo de caso, são classificados no Grupo 2 e categoria II. As unidades são classificadas de acordo com parâmetros definidos pelo Eurocódigo 6, conforme apresentado na Tabela 1 da subsecção 2.8.1.1 deste trabalho.

As paredes estruturais são compostas por blocos de betão de 19 x 19 x 39 cm e as paredes de divisórias (não estruturais) por blocos de betão com espessura de 14 x 19 x 39 cm. Os blocos estão assentes em junta horizontal de argamassa contínua e junta vertical preenchida, com espessura de 1 cm.

A resistência à compressão característica dos blocos, f_{bk} , é obtida por meio do catálogo da empresa TATU, conforme apresentado no Anexo A . A empresa disponibiliza blocos com resistência à compressão característica que variam de 4,5 MPa a 16 MPa. Para este trabalho, adotou-se que os blocos possuem uma resistência de 8 MPa. Dessa forma, as unidades de alvenaria utilizadas no estudo de caso apresentam as seguintes propriedades, conforme listado na Tabela 19.

Tabela 19 – Características das unidades de alvenaria.

Categoria	Para o presente trabalho a unidade será considerada, como categoria II	Categoria II
Grupo	Área líquida/bruta = 0,36	Grupo II
Resistência à compressão característica, f_{bk}	Unidades assentes em junta contínua	8 MPa

Para obter a resistência característica à compressão da alvenaria, f_k , é preciso transformar a resistência à compressão característica do bloco (8 MPa), para a resistência à compressão normalizada do bloco, f_b , para realizar esta conversão, a EN 772-1, [5] estabelece que primeiramente converte a resistência à compressão característica do bloco em uma resistência à compressão equivalente à condição "seco ao ar", através da aplicação de um fator de correção, m_c , que o seu valor pode ser 0.8, 1.0 ou 1.2, a depender da condição de secagem do bloco. Em seguida, a resistência à compressão equivalente à condição "seco ao ar" deve ser convertida em resistência normalizada, multiplicando-a pelo fator de forma "δ" (ver Tabela 20), que esta relacionado com as dimensões dos blocos.

Tabela 20 - Fator de forma, δ, (EN 772-1, [5]).

Largura (mm)	50	100	150	200	≥ 250
Altura ¹ (mm)					
40	0.8	0.7	-	-	-
50	0.85	0.75	0.7	-	-
65	0.95	0.85	0.75	0.7	0.65
100	1.15	1	0.9	0.8	0.75
150	1.3	1.2	1.1	1	0.95
200	1.45	1.35	1.25	1.15	1.1
≥250	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15

Nota: é permitida a interpolação linear entre valores adjacentes do fator de forma
¹ Altura após a preparação da superfície

Portanto, a resistência normalizada à compressão das unidades para alvenaria, f_b , é obtida a partir da seguinte equação:

$$f_b = f_{bk} \times m_c \times \delta$$

Para calcular a resistência normalizada à compressão das unidades, utiliza o valor de 0,8 como multiplicador para o de um fator de correção condição "seco ao ar". O valor do coeficiente de forma, δ, é 1,15, pois as unidades de alvenaria possuem dimensões de 19 x 19 x

39 cm, respetivamente, largura, altura e comprimento (L x A x C). O valor da resistência característica das unidades é de 8000 kN/m², conforme com a definição apresentada na Tabela 19. Sendo assim, o valor da resistência a compressão normalizada dos blocos é:

$$f_b = 8000 \times 0,8 \times 1,15 = 7360 \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

- A argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento a ser utilizada no estudo de caso possui a designação comercial é ALVENARIA M10, ou seja, sua resistência à compressão, f_m , é de 10 N/mm² e é classificada como pré-doseada.

- Armadura

Utilizaram-se varões nervurados para realizar confinamento das unidades por peças de betão armadas na vertical e horizontal (montantes e cintas), nas extremidades dos panos de parede.

Para as amarrações indiretas entre paredes estrutural e não estrutural, fez-se o uso de tela metálica Murfor® Compact.

- Tipo de aparelho e juntas das paredes

Foi adotado o uso do aparelho contrafiada para a alvenaria, utilizando juntas verticais preenchidas e juntas horizontais contínuas, sendo que as espessuras das juntas possuem espessura de 1 cm.

- O betão de enchimento

O betão de enchimento utilizou-se o betão-s estrutural cinza, pré-doseado seco, formulado a partir de ligantes hidráulicos, cimento cinzento, agregados calcários e siliciosos de granulometria máxima de 10 mm. Este betão pode obter uma consistência fluida, tipo S3 e S4, cuja resistência à compressão é, respetivamente, C30/37 e C25/30.

- Painéis de lajes

utilizada consiste em painéis alveolados de betão pré-esforçado (tipo P2-16-22, disponibilizado pela empresa PAVINORTE). Estes painéis possuem uma espessura de 0,22 m. Todos os detalhes e informações relevantes sobre essa solução de laje podem ser encontrados no Anexo B.

- Alvenaria

A resistência à compressão da alvenaria, f_k , é obtida a partir da secção 3.6.1.2 do Eurocódigo 6.

Para determinar a resistência característica à compressão da alvenaria, é preciso determinar todos os parâmetros da equação 2.1 ($f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$), anteriormente explicada na subsecção 2.8.2.1 deste trabalho.

Desta forma, é preciso obter o valor do parâmetro K, pode ser encontrado por meio da Tabela 11. Portanto, para o estudo de caso, o parâmetro K assume o valor apresentado na Tabela 21.

Tabela 21 - Valor do parâmetro K para o caso de estudo.

Material do blocos	Grupo	Tipo de junta	k
Bloco de betão	2	Continua, com 1cm de espessura	0,45

Após determinar todos os parâmetros, é possível obter o valor da resistência à compressão da alvenaria, conforme a Tabela 22.

Tabela 22 – Resistência característica à compressão das alvenarias.

Bloco	Argamassa	Parâmetros			Alvenaria
f_b (kN/m ²)	f_m (kN/m ²)	α	β	K	f_k (kN/m ²)
7360	10000	0,70	0,30	0,45	3631,01

O modulo de elasticidade da alvenaria, é calculado conforme indicado no subcapítulo 2.8.2.1, obtém-se:

$$E = 1000 * f_k$$

$$E = 1000 \times 3631,01 = 3,631 \times 10^6 \text{ kN/m}^2 \quad (5.2)$$

5.6. Verificação da segurança – Dimensionamento das paredes

5.6.1. Ações verticais

Nesta subsecção serão calculadas as ações permanentes e sobrecargas que atuam no edifício, para efeitos de verificações de segurança.

Foram definidas as cargas permanentes com base em valores definidos nos regulamentos de materiais ou através das informações contidas na ficha técnica de cada material fornecida pelos seus respetivos fabricantes. Todas as informações a respeito das propriedades dos materiais, podem ser consultadas nos anexos. As ações permanentes resumem-se na Tabela 23.

Tabela 23 -Cargas permanentes e variáveis.

Cargas Permanetes (NGk)					
Elementos		Peso volúmico (kN/m ³)	Espessura (m)	Cargas (kN/m ²)	Carga Total (kN/m ²)
Lajes alveolares	Lajes	18,65	0,22	4,10	6,1
	Revestimento	-	-	2,00	
Lajes de betão armado	Lajes	25,00	0,22	5,5	7,5
	Revestimento	-	-	2,00	
Paredes	Paredes estruturais *	-	0,19	3,42	3,42 •
	Paredes de divisorias**	-	0,14	1,63	0,80 ••
Escada	Escada	25,00	0,22	5,5	5,50
Cargas Variáveis (NQk)					
Sobrecarga***		-	-	2,00	2,00
* Unidades com 16,6 kgf e consumo de 12,5 blocos/m ² , juntas horizontais e verticais completamente preenchidas com 1,0 cm, revestimento total de 4 cm (2 interior+2exterior) e o de argamassa é de 2100 kg/m ³ . Carga= 0,166 (kN)*12,5 (m ²) + 21 (kN/m ³)* 0,04 (m) + 0,5 (kN/m ²) = 3,42 KN/m ²					
** Unidades com 6,3 kgf e consumo de 12,5 blocos/m ² , juntas horizontais e verticais completamente preenchidas com 1,0 cm, revestimento total de 4 cm (2 interior+2exterior) e o de argamassa é de 2100 kg/m ³ . Carga= 0,063 (kN)*12,5 (m ²) + 21 (kN/m ³)* 0,04 (m) = 1,63 KN/m ²					
***De acordo com NP EM 1991-1-1 6.3.1.2(1), às categorias das zonas carregadas estabelecidas no Quadro 6.1 devem corresponder valores característicos q _k (carga uniformemente distribuída) e Q _k (carga concentrada). Portanto, para utilização específica de atividades domésticas e residenciais, o valor da sobrecarga nos pavimentos é q _k = 2 kN/m ²					
• Considera 0,5 kn/m ² a mais que valor obtido, referente o betão de preenchimento dos montantes vergas e viga cinto.					
•• De acordo com NP EN 1991-1-1 6.3.1.2(8), as paredes divisórias podem ser consideradas como carga uniformemente distribuída q _k , desde que o pavimento possua uma constituição que permita uma distribuição eficaz de cargas. Portanto, para divisórias amovíveis com um peso próprio > 1kN/m e ≤ 2.0 kN/m de comprimento de parede:q _k =0.8kN/m2.					

A seguir será a apresentado um exemplo de como foram realizados os cálculos para obter as ações atuantes nas paredes ao nível do piso 0. Para tal, optou-se como elemento de referência parede 0.4 (P0.4), ilustrado na Figura 86.

PAREDE 04

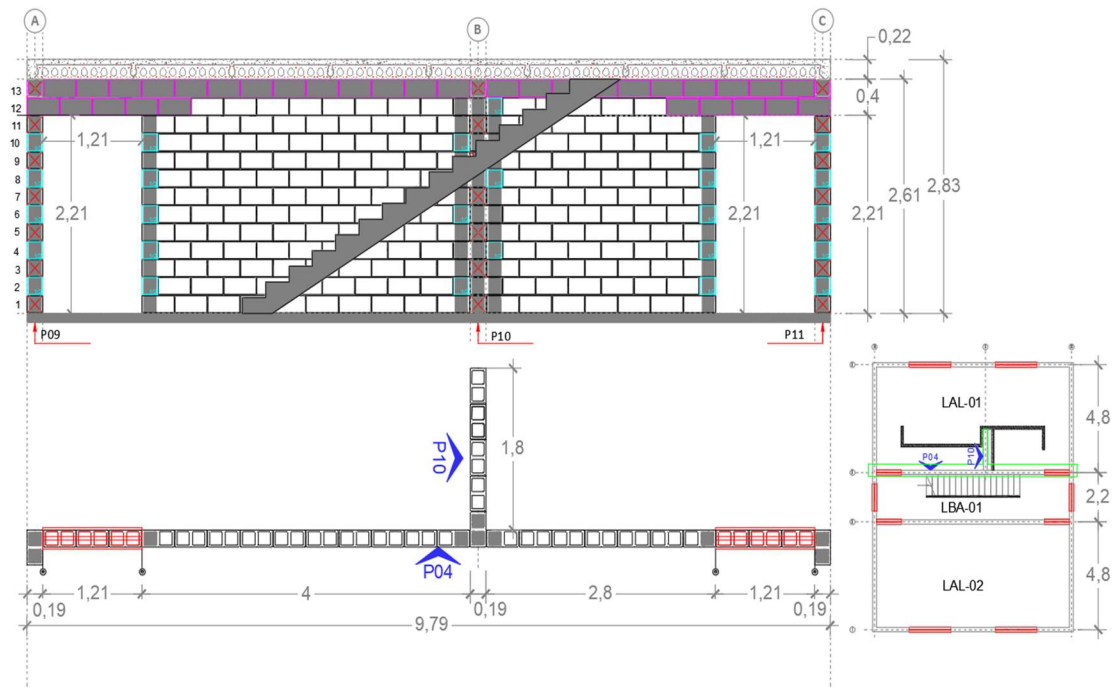


Figura 86 - Parede P0.4 e P0.10 (transversal).

Para determinar as cargas verticais, sobre as paredes de alvenaria estrutural, entendeu-se que os painéis de laje (do piso 1 e da cobertura) funcionam em uma direção, ver Figura 70 e Figura 71. Para a laje do piso 1, em betão armado, face à relação de dimensões em planta, considerou-se que ela descarrega apenas numa direção. Desta forma, as ações referentes aos painéis de lajes devem ser divididas por dois durante o cálculo das quantificações de ações atuantes nas paredes.

Portanto, a quantificação das ações foi calculada da seguinte forma:

- Quantificação das ações permanentes, N_{Gk}

$$\begin{aligned}
 \text{P.P das lajes} &= \frac{LAL .01}{2} + \frac{LAL1.02}{2} + \frac{LAL0.1}{2} + \frac{LBA01}{2} = \\
 &= \frac{6,1 \cdot 4,8}{2} + \frac{6,1 \cdot 2,2}{2} + \frac{6,1 \cdot 4,8}{2} + \frac{7,5 \cdot 2,2}{2} = 44,25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{P.P das Paredes} = 3,42 \cdot 2,83 \cdot 2 \text{ pisos} = 19,36 \text{ kN/m}$$

$$\text{P.P das Escadas} = 5,5 = 5,5 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{N_{Gk\ total} = 69,11\ kN/m}$$

(Na base da parede)

- Quantificação das ações variáveis, N_{Qk}

$$\begin{aligned} \text{Sobrecargas de utilização} &= \frac{LAL \cdot 0,01}{2} + \frac{LAL \cdot 0,02}{2} + \frac{LAL-0,1}{2} + \frac{LBA-0,1}{2} = \\ &= \frac{2,0 \cdot 4,8}{2} + \frac{2,0 \cdot 2,2}{2} + \frac{2,0 \cdot 4,8}{2} + \frac{2,0 \cdot 2,2}{2} = 14,00\ \text{kN/m} \end{aligned}$$

$$\mathbf{N_{Qk\ total} = 14,00\ kN/m}$$

(Na base da parede)

Para a verificação do Estado Limite Último, cujas ações devem ser majoradas por coeficientes, para as cargas permanentes (G), $\gamma_g = 1,35$, e para as ações variáveis (Q), $\gamma_Q = 1,5$, e combinadas conforme estabelecido na NP EN 1990:2009, [43]:

$$N_{Ed} = \gamma_g * N_{Gk} + \gamma_Q * N_{Qk} \quad (5.3)$$

$$N_{Ed} = 1,35 * 69,11 + 1,5 * 14 = 114,30 \frac{kN}{m} \quad (5.4)$$

Na Tabela 24, resumem-se os esforços de compressão (N) devidos às cargas verticais permanentes (peso próprio das lajes, paredes e revestimento) e cargas variáveis (sobrecargas) e as ações de cálculo de cada parede estrutural contidas no piso 0 (Rés do chão) do edifício.

Tabela 24 - Cargas verticais (compressão) nas paredes do Rés do chão (na base).

Piso	Parede	Ação Permanente N _G (kN/m)	Sobrecarga N _Q (kN/m)	N _{sd} (kN/m)
Rés do Chão	P0.1	50,70	9,6	82,85
	P0.2	50,70	9,6	82,85
	P0.3	50,70	9,6	82,85
	P0.4	69,11	14	114,31
	P0.5	63,61	14	106,88
	P0.6	50,70	9,6	82,85
	P0.7	50,70	9,6	82,85
	P0.8	50,70	9,6	82,85
	P0.9	21,41	-	28,90
	P0.10	19,36	-	26,13
	P0.11	21,41	-	28,90
	P0.12	21,41	-	28,90
	P0.13	21,41	-	28,90
	P0.14	21,41	-	28,90
	P0.15	21,41	-	28,90

5.6.2. Verificação de segurança a ações verticais

Segundo o parágrafo 5.5.1.1.(1) do Eurocódigo 6, [12], ao analisar paredes solicitadas a um carregamento vertical, deve-se ter em conta no cálculo os seguintes elementos:

- As cargas verticais aplicadas diretamente à parede;
- Os efeitos de segunda ordem;
- As excentricidades calculadas a partir do conhecimento da disposição das paredes, da interação entre pavimentos e paredes de contraventamento, e
- As excentricidades resultantes dos desvios de construção e das diferenças das propriedades dos materiais dos elementos constituintes.

A verificação da resistência das paredes sujeitas a carregamentos verticais requer a consideração dos efeitos de segunda ordem, o que envolve o cálculo da espessura efetiva da parede, altura efetiva da parede e posteriormente a esbelteza. Com base nesses parâmetros, é determinado um coeficiente de redução da resistência que leva em consideração a esbelteza e a excentricidade de carregamento. A Tabela 25 fornece uma sequência de etapas a serem seguidas para a verificação de segurança das paredes sujeitas a ações verticais.

Tabela 25 - Sequencia de cálculo para verificação de segurança a ações verticais (Eurocódigo 6).

Etapa	Descrição	Secção (Eurocódigo 6)
1	Cálculo da espessura efetiva	5.5.1.3
2	Cálculo da altura efetiva	5.5.1.2
3	Verificação do Coeficiente de esbelteza	5.5.1.4
4	Verificação das paredes de alvenaria solicitadas por cargas verticais distribuídas	6.1.2
4.1	Cálculo do coeficiente de redução por esbelteza e excentricidade no topo e na base da parede	6.1.2.2
4.2	Cálculo do coeficiente factor de redução por esbelteza e excentricidade no meio da parede	6.1.2.2
5	Verificação das paredes de alvenaria solicitadas por cargas verticais concentradas	6.1.3

Para exemplo de cálculo, será utilizado o conjunto de paredes do rés do chão, contendo as paredes 0.4 (P0.4) e 10 (P0.10), ver Figura 86. As verificações de segurança serão aplicadas a parede 0.4 e a parede 0.10 (parede de contraventamento).

-Espessura efetiva, t_{ef}

A espessura efetiva das paredes de alvenaria t_{ef} , é determinada através da secção 5.5.1.3 do Eurocódigo 6. Desta forma, a espessura efetiva de uma parede contraventada por pilares deverá ser obtida a partir da expressão (5. 5), e para paredes duplas a espessura efetiva é determinada pela equação (5. 6).

$$t_{ef} = p_t * t \quad (5. 5)$$

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} * t_1^3 + t_2^3} \quad (5. 6)$$

Onde:

p_t = é o coeficiente obtido a partir do Quadro 5.1 do Eurocódigo 6;

t = é a espessura da parede;

t_1, t_2 = espessuras reais dos panos ou as suas espessuras efetivas;

k_{tef} = fator para ter em conta os valores relativos de E dos panos t_1 e t_2 , definido como E_1/E_2 .

Para paredes simples, composta, face à vista, com juntas por faixas e dupla com enchimento de betão, a espessura efetiva, deverá ser igual à espessura real da parede, t , segundo o parágrafo (1) da secção 5.5.1.3 do Eurocódigo 6.

Desta forma, como todas as paredes do exemplo de caso são paredes simples, as espessuras efetivas das paredes estruturais do edifício são de 0,19 cm, conforme a espessura do bloco.

- Altura efetiva, h_{ef}

De acordo com a secção 5.5.1.2 do Eurocódigo 6, a determinação da altura efetiva de uma parede resistente requer a consideração da rigidez relativa dos elementos estruturais conectados à parede (sistemas de contraventamento) e a eficiência das ligações. É possível contraventar uma parede utilizando pavimentos, coberturas, paredes transversais ou qualquer outro elemento rígido ao qual a parede esteja conectada.

As paredes de contraventamento, segundo o parágrafo (4) da secção 5.5.1.2, deverão ser verificadas quanto à sua adequabilidade de contraventamento, sendo necessário possuir um comprimento mínimo (L) de 1/5 da sua altura livre e uma espessura mínima (e) não inferior a 0,3 vezes a espessura efetiva da parede a ser contraventada, conforme apresentado pelas equações a seguir:

$$L \geq \frac{1}{5} x \text{ pé direito} \quad (5.7)$$

$$e \geq 0,3 x t_{ef} \quad (5.8)$$

Para definir a altura efetiva da parede 0.4, é preciso verificar se a parede de contraventamento cumpre os requisitos, de comprimento e espessura mínima. Logo, as verificações referentes a adequabilidade de contraventamento da parede P0.10, utilizando as medidas contidas na Figura 87 podem ser conferidas logo abaixo:

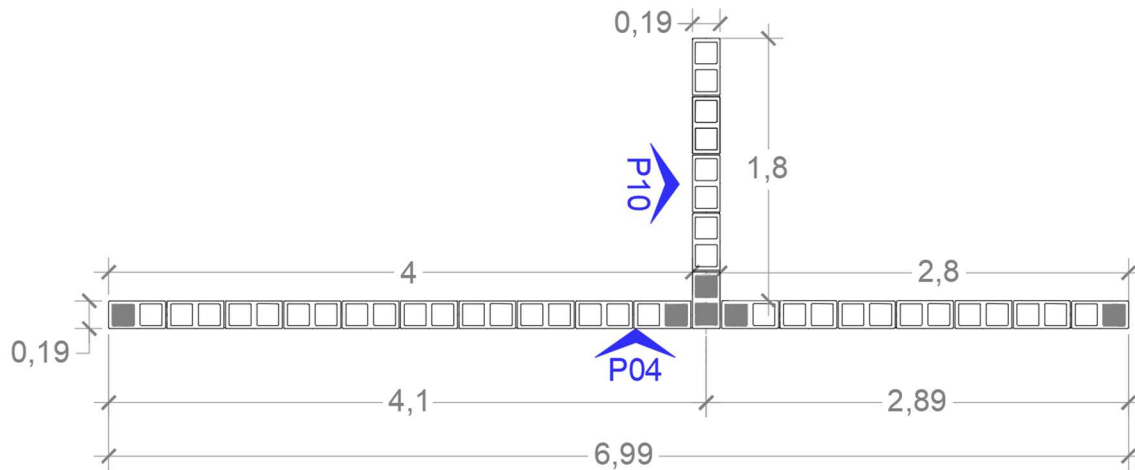


Figura 87 –Paredes P0.4 P0.10 (Planta).

- $t_{P0.4} = t_{P0.10} = 0,19 \text{ m};$
- $t_{ef,P0.4} = t_{ef,P0.10} = 0,19 \text{ m};$
- $L_{P0.10} = 1,80 \text{ m};$
- $L_{P0.10} = 1,80 \text{ m};$
- $h_{P0.4} = h_{P0.10} = 2,61 \text{ m}$

$$1,8 \geq \frac{1}{5} \times \text{pé direito} = \frac{1}{5} \times 2,61 = 0,52 \text{ m OK} \quad (5.9)$$

$$0,3 \times t_{ef} = 0,3 \times 0,19 = 0,057 \text{ m OK} \quad (5.10)$$

Pala além das verificações de adequabilidade é necessário realizar a verificação do afastamento entre paredes de contraventamento. Uma vez que o comprimento da parede entre as possíveis paredes de travamento, L_{bordo} , é menor que as condições estabelecidas nas equações (5. 11) e (5. 12), a parede devera ser considerada contraventada, respetivamente, em um bordo ou 2 bordos verticais, caso não se cumpra as condições significa a parede travada apenas na base e no topo, ver Figura 88.

- Paredes contraventadas em dois bordos verticais.

$$L_{bordo} \leq 15 t \quad (5.11)$$

-Paredes contraventadas em um bordo vertical

$$L_{bordo} \leq 30 t \quad (5.12)$$

Onde:

l = é o comprimento da parede entre as paredes de travamento;

t = é a espessura da parede contraventada.

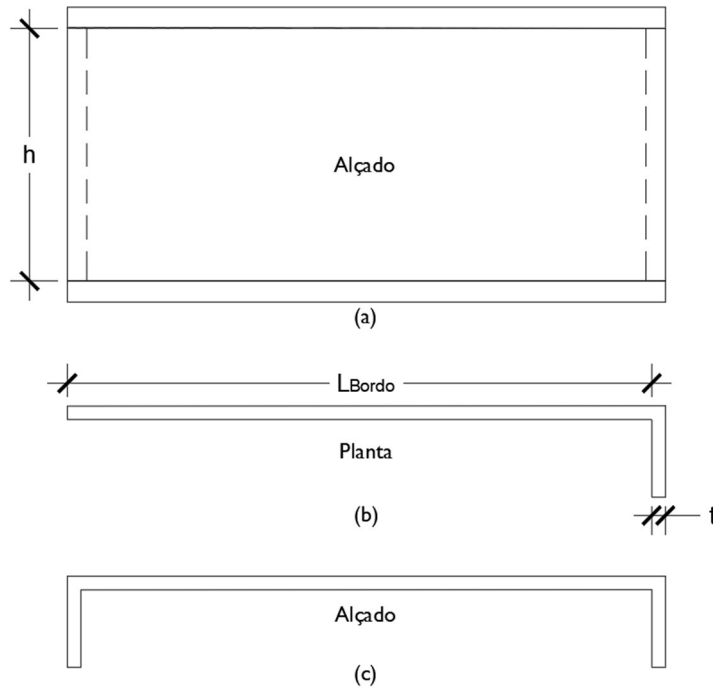


Figura 88 - Condições de travamento dos bordos: (a) parede travada na base e topo (sem travamento nos bordos); (b) parede travada no topo, base e em um bordo vertical e (c) parede travada no topo, base e em dois bordos verticais.

Para a verificação do afastamento da parede P0.10 aos bordos da parede P0.4, “ L_{bordo} ” é a distância do eixo da parede de contraventamento (P0.10) ao bordo mais próximo da parede contraventada (P0.4). Desta forma, para o estudo de caso o valor de “ L_{bordo} ” é determinado pela equação (5. 13) e o requisito para o afastamento para ser parede de afastamento é realizada por meio da equação (5. 14).

$$L_{bordo} = 2,80 + \frac{0,19}{2} = 2,895 \text{ m} \quad (5. 13)$$

$$2,895 \geq 15 \times 0,19 = 2,85 \text{ m} \text{ K.O} \quad (5. 14)$$

A Parede 10 não pode ser considerada parede de contraventamento da P0.4, pois L_{bordo} é maior que o valor obtido na condição da verificação de afastamento, sendo assim o fator de redução, p_n , para o cálculo da altura efetiva da P0.4 vale 0,75.

A altura efetiva de uma parede, h_{ef} , pode ser obtida através da seguinte equação:

$$h_{ef} = p_n * h \quad (5. 15)$$

Onde:

h = é a altura livre da parede;

p_n = é o fator de redução, em que, $n = 2, 3$ ou 4 , dependendo das condições de travamento dos bordos da parede, ver Figura 88.

Para as paredes travadas no topo e na base por pavimentos ou coberturas estendendo-se ao mesmo nível para ambos os lados da parede, ou apenas para um lado da parede e tendo um apoio a uma distância até $2/3$ da espessura da parede, o fator de redução p_2 é igual a 0,75 ou 1,00, a depender do seu material, respetivamente, betão e madeira.

Para as paredes travadas no topo e na base e contraventadas em um bordo vertical, quando $h \leq 3,5 l$, o valor de p_3 é obtido por meio da equação (5. 16), caso o contrário é determinado pela equação (5. 17).

$$p_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{p_2 * h}{3 * l} \right]^2} * p_2 \quad (5. 16)$$

$$p_3 = \frac{1,5 * l}{h} \geq 0,3 \quad (5. 17)$$

Já o caso de paredes travadas no topo e na base e contraventadas em dois bordos verticais, quando a altura (h) é menor ou igual a 1,15 vezes o comprimento (l), o valor de p_4 pode ser obtido usando a equação (5. 18). Caso contrário, o valor de p_4 é determinado pela aprovação (5. 19).

$$p_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{p_2 * h}{l} \right]^2} * p_2 \quad (5. 18)$$

$$p_3 = \frac{0,5 \cdot l}{h} \quad (5.19)$$

A Parede 10 não pode ser considerada parede de contraventamento da P0.4, conforme conferido anteriormente, cujo valor do fator de redução, p_n , é 0,75. Sendo assim, a altura efetiva da parede 0.4 é igual:

$$h_{ef} = 0,75 \times 2,61 = 1,95 \text{ m} \quad (5.20)$$

Na Tabela 26, estão contidas as alturas efetivas de todas as paredes do rés-do-chão, assim como suas verificações de contraventamento.

Tabela 26 - Verificação de contraventamento e valor das alturas efetivas das paredes do rés-do-chão (piso0).

Pavimento	Parede	Condições de travamento					hef (m)
		Parede de Travamento	$L \geq 1/5 \cdot h$	$t = 0.3 \cdot t_{ef}$	$L_{bordo} \leq 15 \cdot t$	Nº Travamentos (Paredes+ Pavimentos)	
PISO 0	PT01	PT09	O.K	O.K	O.K	3	1,73
	PT02	-	-	-	-	2	1,95
	PT03	PT11	O.K	O.K	O.K	3	1,73
	PT04	PT10	O.K	O.K	K.O	2	1,95
	PT05	-	-	-	-	2	1,95
	PT06	PT12	O.K	O.K	O.K	3	1,73
	PT07	-	-	-	-	2	1,95
	PT08	PT13	O.K	O.K	O.K	3	1,73
	PT09	PT01	O.K	O.K	K.O	2	1,95
	PT10	PT04	O.K	O.K	O.K	3	1,73
	PT11	PT03	O.K	O.K	K.O	2	1,95
	PT12	-	-	-	-	2	1,95
	PT13	-	-	-	-	2	1,95
	PT14	PT06	O.K	O.K	K.O	2	1,95
	PT15	PT08	O.K	O.K	K.O	2	1,95

- Esbelteza, λ

O coeficiente de esbelteza λ , é obtido dividindo o valor da altura efetiva, h_{ef} , pelo valor da espessura efetiva, t_{ef} , conforme a equação (5. 21). O valor do coeficiente de esbelteza não deverá ser superior a 27, principalmente, quando sujeita a cargas verticais, conforme indicado

na secção 5.5.1.4 do Eurocódigo 6. Entretanto, o quadro 9.2 do Anexo Nacional do Eurocódigo 8, determina que este limite deve ser 16.

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (5.21)$$

Desta maneira é possível determinar a razão de esbeltez das paredes do estudo de caso, conforme apresenta a

Tabela 27. Todavia, conforme estabelece o parágrafo 5.5.1.4 (2) do Eurocódigo 6, a proporção de esbeltez da parede de alvenaria não deve ser maior que 27 quando sujeita principalmente a um carregamento vertical

O coeficiente de esbeltez da Parede 0.4 (P0.4), é obtido através da seguinte equação:

$$\lambda = \frac{1,95}{0,19} = 10,26 \quad (5.22)$$

Tabela 27 - Cálculo da esbeltez das paredes.

Pavimento	Parede	Cálculo da esbeltez		
		h _{ef} (m)	t _{ef} (m)	λ
Rés-do-Chão (Piso 0)	PT01	1,73	0,19	9,11
	PT02	1,95		10,26
	PT03	1,73		9,11
	PT04	1,95		10,26
	PT05	1,95		10,26
	PT06	1,73		9,11
	PT07	1,95		10,26
	PT08	1,73		9,11
	PT09	1,95		10,26
	PT10	1,73		9,11
	PT11	1,95		10,26
	PT12	1,95		10,26
	PT13	1,95		10,26
	PT14	1,95		10,26
	PT15	1,95		10,26

5.6.2.1. Verificação das paredes alvenaria solicitadas por cargas verticais distribuídas

De acordo com o 6.1.2.1 do Eurocódigo 6, a resistência das paredes de alvenaria ao carregamento vertical deve ser baseada na geometria da parede, o efeito das excentricidades aplicadas e as propriedades dos materiais da alvenaria. Para o cálculo da resistência vertical

consideram-se duas hipóteses simplificativas para obter a resistência às cargas verticais, sendo elas as seguintes:

- As secções planas mantêm-se planas;
- Perpendicularmente às juntas de assentamento, a resistência à tração da alvenaria é nula. No estado limite último a verificação da segurança para as paredes unicamente sujeitas a ações verticais é dada por:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (5.23)$$

Em que:

N_{Ed} = valor de cálculo da carga vertical aplicada a uma parede de alvenaria;

N_{Rd} = valor de cálculo da resistência às cargas verticais da parede.

O valor de dimensionamento do esforço normal resistente por unidade de comprimento de uma parede de folha única, N_{Ed} , este é dado por:

$$N_{Rd} = \frac{\Phi * t * f_d}{\gamma_M} \quad (5.24)$$

Onde:

Φ = é o coeficiente de redução da esbelteza e da excentricidade, Φ_i , no topo ou na base da parede, ou Φ_m , a meio da parede, conforme o caso, permitindo tomar em conta os efeitos da esbelteza e da excentricidade do carregamento. A definição deste coeficiente está apresentada no ponto 6.1.2.2 da parte 1-1 do Eurocódigo 6;

t = espessura da parede e

f_d = valor de cálculo da resistência à compressão da alvenaria, obtida em 2.4.1 e 3.6.1, do Eurocódigo 6.

γ_M = coeficiente parcial relativo aos materiais, variando de 1,5 até 3,0, a depender do tipo e controle de qualidade na produção do bloco e argamassa (ver Tabela 28), apresentada na secção 2.4.3. do Eurocódigo 6.

Tabela 28 - Valores dos coeficientes de redução de resistência, γ_M , (Eurocódigo 6, [12]).

Material		γ_M				
		Classe				
		1	2	3	4	5
<i>Alvenaria executada com:</i>						
A	Unidades da Categoria I, argamassa calculada ^{a)}	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Unidades da Categoria I, argamassa prescrita ^{b)}	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Unidades da Categoria II, qualquer argamassa ^{a). b). e)}	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D	Amarração de armaduras de aço	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Armaduras de aço e aços de pré-esforço	1,15				
F	Componentes acessórios ^{c). d)}	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
G	Lintéis, de acordo com a EN 845-2	1,5 a 2,5				
^{a)} Os requisitos para a argamassa calculada são fornecidos na EN 998-2 e na EN 1996-2. ^{b)} Os requisitos para a argamassa prescrita são fornecidos na EN 998-2 e na EN 1996-2. ^{c)} Os valores declarados são valores médios. ^{d)} Admite-se que as barreiras de estanquidade estão cobertas pela alvenaria γ_M . ^{e)} Quando o coeficiente de variação aplicável às unidades da Categoria II não é superior a 25 %.						

- Cálculo do coeficiente de redução por esbelteza e excentricidade no topo e na base da parede, Φ_i

O coeficiente de redução por esbelteza e excentricidade no topo e na base da parede, Φ_i é calculado seguindo a secção 6.1.2.2 do Eurocódigo 6, pela seguinte equação:

$$\Phi_i = 1 - 2 * \frac{e_i}{t} \quad (5.25)$$

Onde:

e_i = excentricidade no topo ou na base da parede, determinada a partir da equação (3.17):

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 * t \quad (5.26)$$

Onde:

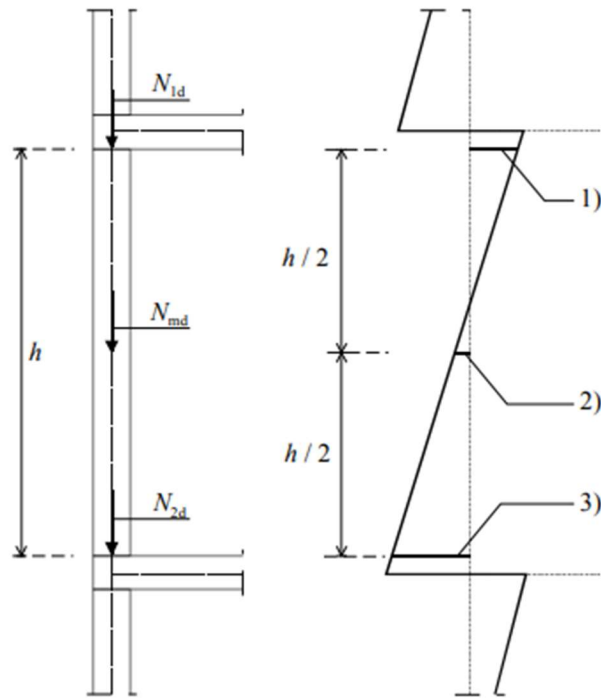
M_{id} = valor de cálculo do momento fletor no topo ou na base, resultante da excentricidade da carga do apoio, segundo secção 5.5.1 do Eurocódigo 6, ver Figura 89. Entretanto, o valor M_{id} pode ser obtido de forma simplificada no Anexo C do Eurocódigo 6;

N_{id} = valor de cálculo da carga vertical no topo ou na base da parede;

e_{he} = excentricidade, caso exista, no topo ou na base da parede, resultante das cargas horizontais;

e_{ini} = excentricidade inicial, ($e_{ini} = hef/450$);

t = espessura da parede.



Legenda:

- 1) M_{1d} (à face inferior do pavimento)
- 2) M_{md} (a meia-altura da parede)
- 3) M_{2d} (à face superior do pavimento)

Figura 89 - Momentos resultantes do cálculo das excentricidades, (Eurocódigo 6, [12]).

O cálculo simplificado do momento Mid, conforme citado anteriormente, é realizado conforme a metodologia contida no Anexo C do Eurocódigo 6, levando em consideração o comportamento elástico dos materiais e secções não fendilhadas. A análise do nó pode ser simplificada, conforme representado na Figura 90. Para casos com menos de quatro elementos, ignoram-se os elementos que não estão presentes. O momento M1 pode ser calculado utilizando a equação (5. 27), enquanto o momento M2 pode ser obtido modificando o numerador da mesma equação, utilizando $E2 \cdot I2/h2$.

$$M_i = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \times \left[\frac{w_3 l_3^2}{4 * (n_3 - 1)} - \frac{w_4 l_4^2}{4 * (n_4 - 1)} \right] \quad (5. 27)$$

Onde:

n_i = coeficiente de rigidez do elemento, considerado igual a 4 para elementos ligados em ambas as extremidades e 3 nas outras situações;

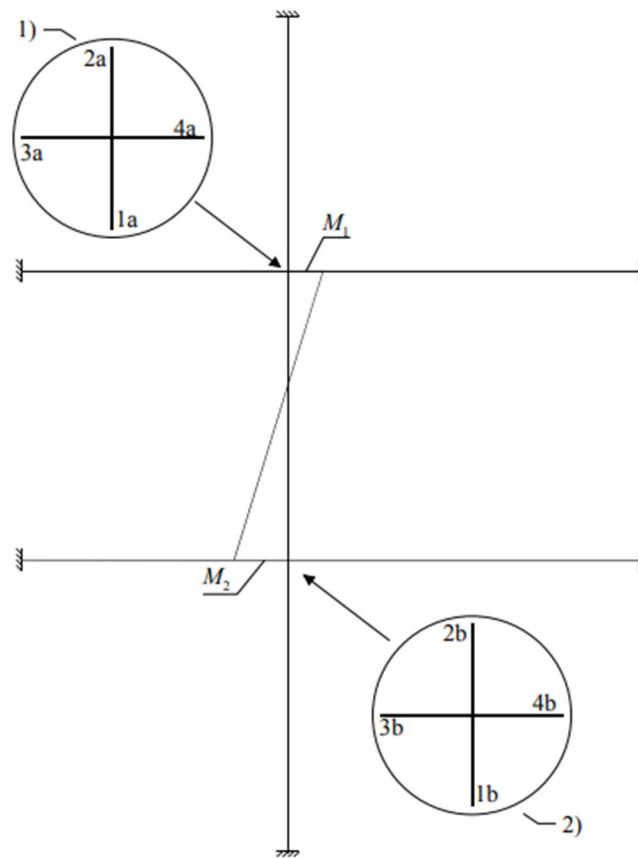
E_i = módulo de elasticidade do elemento i ;

I_i = momento de inércia do elemento i ;

h_i = altura livre do elemento i ;

l_i =vão livre do elemento i ;

w_i = valor de cálculo carga uniformemente distribuída no pavimento i .



Legenda:

- 1) Estrutura a
- 2) Estrutura b

NOTA: O momento M_1 é obtido a partir da estrutura a e o momento M_2 a partir da estrutura b.

Figura 90 - Modelo simplificado da estrutura Anexo C do Eurocódigo 6, [12].

Considerando que a ligação entre a laje e as paredes não são completamente rígidas, o regulamento permite uma redução do valor do momento para levar em consideração esse efeito. O coeficiente de redução é calculado utilizando a seguinte expressão:

$$n = 1 - \frac{k_m}{4} \quad (5.28)$$

$$k_m = \frac{\frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}} \geq 2 \quad (5.29)$$

Portanto, partindo para o exemplo, inicialmente calcula-se o momento no topo da parede 0.4 do rés-do-chão de forma simplificada isolando o nó a ser analisado, a partir da metodologia contida no Anexo C do Eurocódigo 6. O nó topo da parede contém 4 elementos estruturais, dois verticais (paredes) e dois horizontais (lajes). As lajes correspondentes ao membro três (w3), são compostas por painéis de lajes alveolares. No entanto, a laje relacionada ao membro 4 (w4) não foi considerada devido ao vão da escada. Como resultado, o esquema estrutural referente ao nó localizado no topo da parede 0.4 será composto apenas por 3 elementos estruturais, conforme ilustrado na Figura 91. Os valores das cargas permanentes e variáveis estão contidos na Tabela 23.

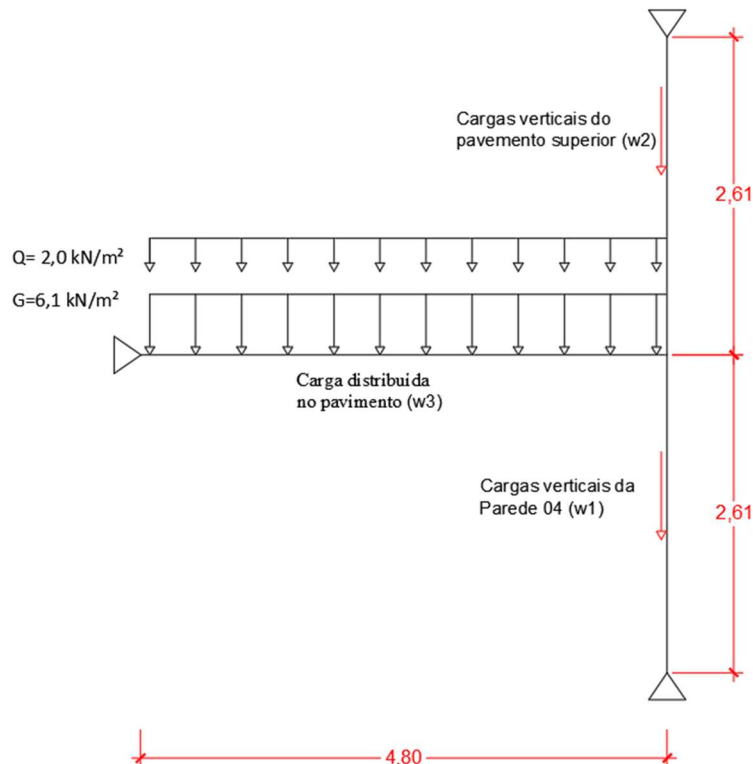


Figura 91 - Esquema estrutural simplificado referente ao nó localizado no topo da parede 0.4.

Para o valor de cálculo da carga distribuída (w_3), vale:

$$w_3 = \gamma_g * G * 1 + \gamma_Q * Q * 1 \quad (5.30)$$

$$w_3 = 1,35 * 6,10 * 1 + 1,5 * 2,0 * 1 = 11,24 \frac{kN}{m^2} \quad (5.31)$$

As informações referentes aos painéis de lajes alveolares foram adquiridas através do relatório detalhado fornecido pelo fabricante contidas no Anexo B e na Figura 70 e Figura 71.

A Tabela 29 apresenta as demais informações que possibilita o cálculo do momento fletor no topo da parede 0.4.

Tabela 29 - Características geométricas da parede 0.4 e das lajes adjacentes.

Elemento	ni	hi (m) e Li (m)	Espessura (m)	I (m ⁴)	E (kN/m ²)	EI (kN.m ²)
laje Alv. (W3)	4	4,8	0,22	-	-	25471,00
Parede (1)	4	2,83	0,19	0,0040	3631006,14	14507,20
Parede (2)	4	2,83	0,19	0,0040	3631006,14	14507,20

Finalmente, o valor do momento fletor de topo, $M_{topo,i}$, resulta:

$$M_{topo,i} = \frac{\frac{4 \times 14524,20}{2,83}}{\frac{4 \times 14524,20}{2,83} + \frac{4 \times 14524,20}{2,83} + \frac{4 \times 25471}{4,8}} \times \left[\frac{11,24 \times 4,8^2}{4 \times (4 - 1)} \right] \quad (5.32)$$

$$M_{topo,i} = 7,11 [kN.m/m]$$

O regulamento permite uma redução do valor do momento, pois a ligação entre a laje e as paredes não são perfeitamente rígidas. No exemplo de cálculo considerado o valor do coeficiente de redução é:

$$k_m = \frac{\frac{4 \times 25471}{4,8}}{\frac{4 \times 14524,20}{2,83} + \frac{4 \times 14524,20}{2,83}} \leq 2 \quad (5.33)$$

$$k_m = 0,52 \leq 2$$

$$n = 1 - \frac{k_m}{4} = 1 - \frac{0,52}{4} = 0,87 \quad (5.34)$$

Logo o valor do momento fletor no topo da parede 0.4, $M_{topo,i}$, vale:

$$M_{topo,i} = 7,11 * 0,87 = 6,19 \text{ [kN.m/m]} \quad (5.35)$$

O momento atuante na base da parede é:

$$M_{base,i} = -\frac{M_{topo,i}}{2} = -\frac{3,09}{2} = - \text{ [kN.m/m]} \quad (5.36)$$

Após encontrar o momento no topo e na base, determina-se a excentricidade inicial. Desta forma, a excentricidade inicial, e_{ini} , vale:

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{1,95}{450} = 0,00433 \text{ m} \quad (5.37)$$

A excentricidade resultante da aplicação de cargas horizontais(e_{he}), é nulo, pois para este exemplo não considerou as cargas horizontais.

Finalmente, para obter o valor da excentricidade total no topo e na base da parede, é necessário multiplicar o valor de N_{Ed} (114,30 kN/m), pelo comprimento da parede 0.4 (6,99 m), para transformar N_{Ed} em uma carga concentrada sob a parede.

$$e_{i,topo} = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} = \frac{6,19}{101,23} + 0,00433 = 0,013 \text{ m} \quad (5.38)$$

$$e_{i,base} = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} = \frac{3,09}{114,30 \times 6,99} + 0,00433 = 0,008 \text{ m} \quad (5.39)$$

Os valores dos coeficientes de redução para o topo e base da parede são:

$$\phi_{i,topo} = 1 - 2 * \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \frac{0,0253}{0,19} = 0,856 \quad (5.40)$$

$$\phi_{i,base} = 1 - 2 * \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \frac{0,008}{0,19} = 0,91 \quad (5.41)$$

Para a determinação o valor da resistência de cálculo a compressão da alvenaria, adotou-se o valor do coeficiente parcial do material de 2,5.

$$N_{Rd,topo} = \frac{\Phi * t * f_d}{\gamma_M} = \frac{0,856 * 0,19 * 3631}{2,5} = 238,00 \frac{kN}{m} \geq 101,23 \frac{kN}{m} \quad \text{OK (5.42)}$$

$$N_{Rd,base} = \frac{\Phi * t * f_d}{\gamma_M} = \frac{0,91 * 0,19 * 3631}{2,5} = 252,12 \frac{kN}{m} \geq 114,30 \frac{kN}{m} \quad \text{OK (5.43)}$$

A partir dos resultados obtidos, conclui-se que a parede 0.4 verifica quanto a resistência à compressão no topo e na base alvenaria.

Para além do exemplo demonstrado, realizou a verificação de todas as paredes do rés-do-chão. Desta forma, a Tabela 30, apresenta os valores das reações das lajes “w3” e “w4”, já majoradas atuantes em cada parede, para a realização do cálculo do momento fletor no topo e na base das paredes.

Tabela 30 – Valores das reações das lajes.

Parede	Comprimento (m)	w3 (kN/m)	w4 (kN/m)
P0.1	1,79	11,24	-
P0.2	2,19	11,24	-
P0.3	1,79	11,24	-
P0.4	6,99	11,24	-
P0.5	6,99	11,24	13,13
P0.6	1,79	-	11,24
P0.7	2,19	-	11,24
P0.8	1,79	-	11,24
P0.9	4,61	-	-
P0.10	1,80	-	-
P0.11	4,61	-	-
P0.12	2,01	-	-
P0.13	2,01	-	-
P0.14	4,61	-	-
P0.15	4,61	-	-

Finalmente, a Tabela 31 e a Tabela 32 resume os resultados das verificações de resistência a cargas verticais (N_{Rd}) nas principais paredes do edifício, respetivamente, no topo e na base da parede.

Tabela 31 - Resultados das verificações de resistência as cargas verticais atuantes no topo da parede.

Parede	M _{topo,d} (kN*m)	km	η (1-km/4)	M _{topo,d,reduz.} (kN*m)	e _{i,topo} (m)	Φ _i	NRd, topo (kN/m)	Verificação	NEd (kN/m)
P0.1	3,57	2,02	-	-	0,032	0,66	181,8	≥	69,8
P0.2	4,07	1,65	0,59	2,39	0,019	0,78	218,00	≥	69,8
P0.3	3,57	2,02	-	-	0,032	0,66	181,8	≥	69,8
P0.4	7,11	0,52	0,87	6,19	0,013	0,86	238	≥	101,23
P0.5	1,91	3,11	-	-	0,0072	0,94	259,64	≥	93,83
P0.6	3,57	2,02	-	-	0,032	0,66	181,8	≥	69,8
P0.7	4,07	1,65	0,59	2,39	0,019	0,78	218,00	≥	69,8
P0.8	3,57	2,02	-	-	0,032	0,66	181,8	≥	69,8

Tabela 32 -Resultados das verificações de resistência as cargas verticais atuantes na base da parede.

Parede	M _{base,d} (kN*m)	km	η (1-km/4)	M _{base,d,reduz.} (kN*m)	e _{i,base} (m)	Φ _i	NRd,base (kN/m)	Verificação	NEd (kN/m)
P0.1	-1,79	2,02	-	-	0,016	0,83	228,40	≥	82,85
P0.2	-2,04	1,65	0,59	-1,20	0,010	0,88	244,55	≥	82,85
P0.3	-1,79	2,02	-	-	0,016	0,83	228,40	≥	82,85
P0.4	-3,56	0,52	0,87	-3,10	0,008	0,91	252,12	≥	114,30
P0.5	-0,96	3,11	-	-	0,006	0,85	259,74	≥	106,88
P0.6	-1,79	2,02	-	-	0,016	0,83	228,40	≥	82,85
P0.7	-2,04	1,65	0,59	-1,20	0,010	0,88	244,55	≥	82,85
P0.8	-1,79	2,02	-	-	0,016	0,83	228,40	≥	82,85

- Cálculo do coeficiente de redução por esbelteza e excentricidade no meio da parede, Φ_m :

A resistência a compressão no meio da parede, é calculada usando os princípios dados na secção 6.8.3, do Eurocódigo 6 alterando apenas o fator de redução médio da parede, através das seguintes equações (5. 44) e (5. 45), ou pode ser determinado através do Anexo G do Eurocódigo 6, utilizando o valor da excentricidade a meia altura da parede, e_{mk} .

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 t \quad (5. 44)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \quad (5. 45)$$

Onde:

M_m = valor de cálculo do momento a meia altura da parede, resultante dos momentos no topo e na base da parede, segundo secção 5.5.1 do Eurocódigo 6, ver Figura 89.

N_{md} = valor de cálculo da carga vertical a meia altura da parede;

e_{hm} = excentricidade, caso exista, no topo ou na base da parede, resultante das cargas horizontais;

e_k = excentricidade devido à fluência, determinada a partir da equação abaixo:

$$e_k = 0,002 * \phi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} * \sqrt{t * e_m} \quad (5.46)$$

ϕ_{∞} = coeficiente de fluência a tempo infinito, obtida a partir de 5.5.1.3.

O Eurocódigo 6 permite desconsiderar a excentricidade devido à fluência, e_k , sempre que a esbelteza for inferior a 15.

Para calcular o fator de redução médio da parede, considerando a simplificação descrita no Anexo G do Eurocódigo 6, levando em conta a esbeltez da parede e excentricidade do carregamento, para qualquer módulo de elasticidade, E, e a resistência à compressão da alvenaria simples f_k , pode ser calculada utilizando a seguinte equação:

$$\phi_m = A_1 x e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (5.47)$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \quad (5.48)$$

Quando $E=1000 f_k$, o valor de u é obtido segundo a equação a seguir:

$$u = \frac{\lambda - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (5.49)$$

Desta forma, para o estudo de caso o momento e a carga vertical a meia altura da parede 0.4, são dados pela seguinte expressão:

$$M_{md} = M_{topo,i} - \left(\frac{M_{topo,i} + M_{base,i}}{h_{p0,4}} \right) = 6,19 - \left(\frac{6,19 + 3,1}{2,83} \right) = 2,91 \text{ kN.m} \quad (5.50)$$

$$N_{md} = N_{Base} - Carga_{Parede} x \frac{h_{p0,4}}{2} = 114,3 - 3,42 x \frac{2,83}{2} = 109,46 \text{ kN} \quad (5.51)$$

A excentricidade devida as cargas horizontais serão desprezadas no cálculo da excentricidade a meia altura da parede, e_{mk} , do mesmo modo que foi desconsiderado no cálculo da excentricidade no topo da parede (e_i). Em relação à excentricidade inicial, a qual o seu valor é diretamente proporcional à altura efetiva da parede, o valor da excentricidade inicial permanece 0,00433, pois não houve alteração da altura efetiva.

Finalmente, a excentricidade devida a cargas é dada por:

$$e_{mk} = e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} = \frac{2,91}{109,46} + 0 + 0,00433 = 0,031 \text{ m} \quad (5.52)$$

O valor do coeficiente de redução a meia altura da parede pode ser obtido a partir das equações contidas no Anexo G do Eurocódigo 6, o qual leva em consideração o valor da esbelteza e da excentricidade da carga, definidos conforme o a secção 6.1.2.2. do Eurocódigo 6. Entretanto, para o módulo de elasticidade de $E = 1000x f_k$. Portanto, para exemplo de estudo (parede 0.4), apresenta uma esbelteza de 10,26 e excentricidade 0,032 m. Logo, o valor do coeficiente de redução no meio da parede, ϕ_m , é:

$$u = \frac{\lambda - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{10,26 - 2}{23 - 37 \frac{0,031}{0,19}} = 0,49 \quad (5.53)$$

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \frac{0,031}{0,19} = 0,67 \quad (5.54)$$

$$\phi_m = A_1 x e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,67 x e^{-\frac{0,49^2}{2}} = 0,60 \quad (5.55)$$

Outra forma de obter o coeficiente de redução por esbelteza e excentricidade no meio da parede, ϕ_m , é através do ábaco contido no Anexo G do Eurocódigo 6, por meio da esbelteza $\frac{h_{ef}}{t_{ef}}$ (10,26), e a excentricidade $\frac{e_{mk}}{t}$ (0,03/0,19 = 0,157), conforme ilustrado Figura 92.

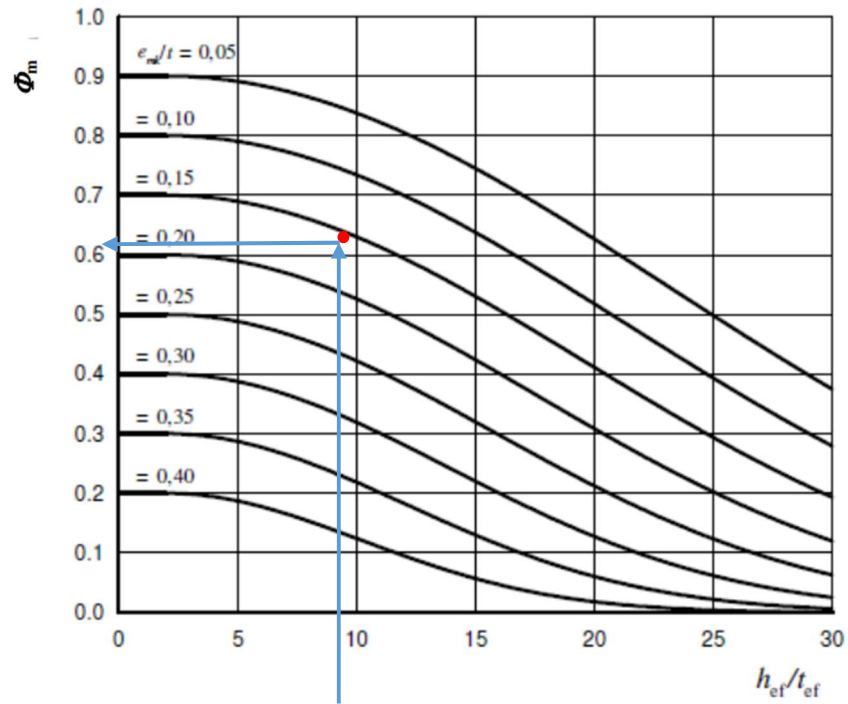


Figura 92 - Determinação do valor do coeficiente de redução a meia altura da parede, ϕ_m .

Finalmente, a verificação da segurança da parede a meia altura é dada por:

$$N_{Rd,meio} = \frac{\Phi * t * f_d}{\gamma_M} = \frac{0,60 * 0,19 * 3631}{2,5} = 165,57 \frac{kN}{m} \geq 109,46 \frac{kN}{m} \quad \text{OK (5.56)}$$

Portanto, a partir dos resultados obtidos acima, conclui-se que a parede 0.4 verifica a resistência à compressão ao meio da sua altura.

Seguindo a metodologia utilizada para fazer a verificação de resistência as cargas verticais atuantes a meio vão, obtiveram-se os resultados das principais paredes do edifício, contidas na Tabela 33.

Tabela 33 - Resultados das verificações de resistência as cargas verticais atuantes no meio das paredes do rés-do-chão.

Parede	Mmeio,d (kN*m)	Nmeio (kN/m)	emk (m)	λ	u	A1	Φ_i	NRd,meio (kN/m)	Verificação	Ned,meio (kN/m)
P0.1	1,68	74,64	0,027	9,11	0,40	0,72	0,66	182,13	\geq	74,64
P0.2	1,12	74,64	0,019	10,26	0,43	0,80	0,73	201,45	\geq	74,64
P0.3	1,68	74,64	0,027	9,11	0,40	0,72	0,66	182,13	\geq	74,64
P0.4	2,91	109,46	0,031	10,26	0,49	0,67	0,60	165,57	\geq	109,46
P0.5	0,90	98,67	0,013	10,26	0,41	0,86	0,79	218,00	\geq	98,67
P0.6	1,68	74,64	0,027	9,11	0,40	0,72	0,66	182,13	\geq	74,64
P0.7	1,12	74,64	0,019	10,26	0,43	0,80	0,73	201,45	\geq	74,64
P0.8	1,68	74,64	0,027	9,11	0,40	0,72	0,66	182,13	\geq	74,64

5.6.2.2. Verificação das paredes alvenaria solicitadas por cargas verticais concentradas

Para a verificação em paredes solicitadas por cargas concentradas, a secção 6.1.3 do Eurocódigo 6, menciona que o valor de cálculo da resistência à carga vertical da parede, N_{Rdc} , deve ser maior que o valor de cálculo da carga vertical concentrada, N_{Edc} , conforme a seguinte equação:

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} \quad (5.57)$$

O valor de cálculo da resistência à carga vertical concentrada da parede é obtido por meio da equação (5.58), quando as paredes forem constituídas por unidades para alvenaria do Grupo 1 e de acordo com as disposições construtivas da secção 8 do Eurocódigo 6, e que não seja uma parede com juntas por faixas:

$$N_{Rdc} = \frac{\beta * A_b * F_d}{\gamma_M} \quad (5.58)$$

Onde:

β = coeficiente de majoração das cargas concentradas, cujo valor não deverá ser menor que 1,0 e não superior ao menor dos valores $1,25 + \frac{\alpha_1}{2 * h_c}$ ou 1,5. Os valores do coeficiente de majoração, são apresentados graficamente no Anexo H do Eurocódigo 6 (Figura 94).

$$\beta = \left(1 + 0,3 * \frac{\alpha_1}{h_c} \right) * \left(1,5 - 1,1 * \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \quad (5.59)$$

α_1 = distância entre a extremidade da parede e o bordo mais próximo da superfície carregada, ver Figura 93;

h_c = altura da parede até ao nível da carga;

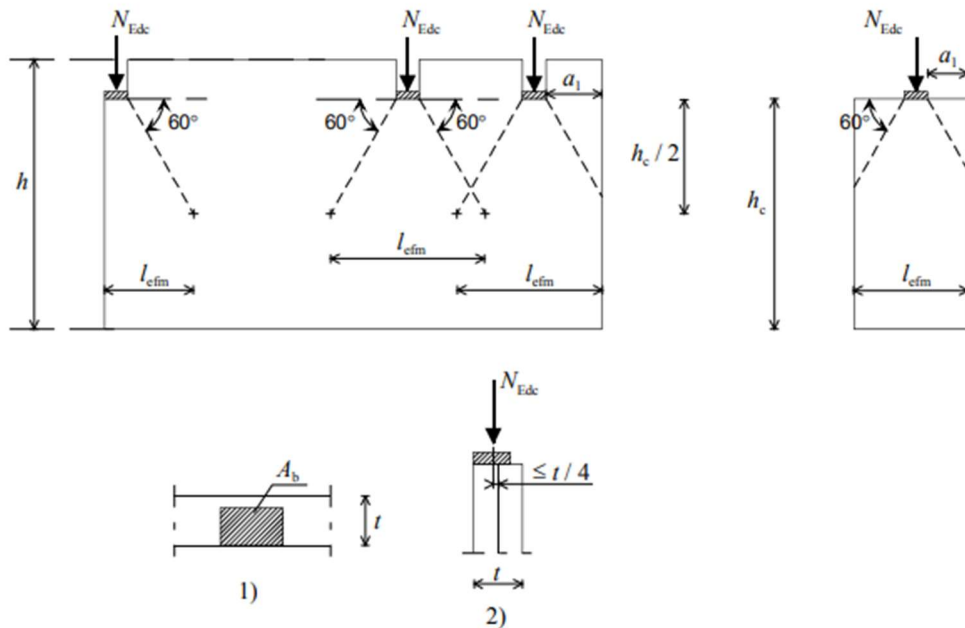
A_b = área carregada;

A_{ef} = área efetiva de apoio, obtida através de $l_{efm} * t$;

l_{efm} = comprimento efetivo do apoio determinado a meia-altura da parede ou pilar;

t = espessura da parede e

$\frac{A_b}{A_{ef}}$ = o valor não deve ser superior a 0,45.



Legenda:

- 1) planta
- 2) corte

Figura 93 - Paredes solicitadas por cargas concentradas, (Eurocódigo 6, [12]).

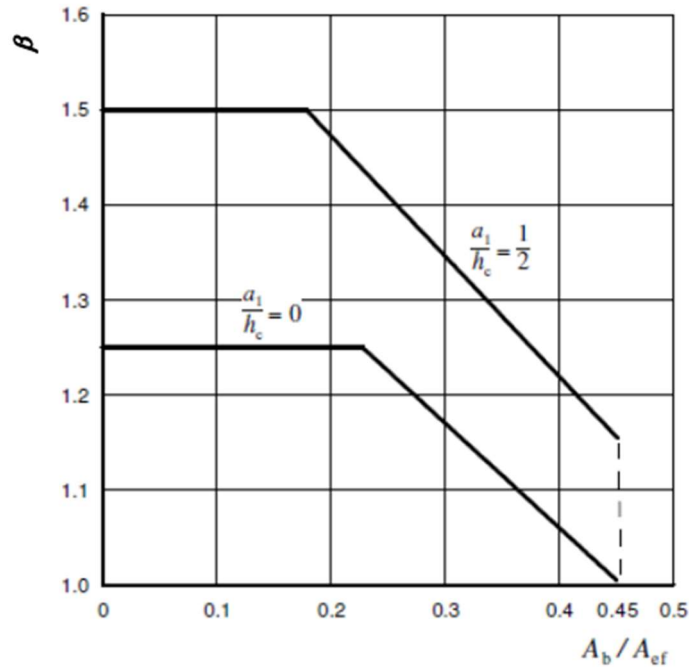


Figura 94 - Gráfico representando o coeficiente de majoração para cargas concentradas sob apoios, (Eurocódigo 6, [12]).

Já para paredes constituídas por unidades dos Grupos 2, 3 e 4, com juntas por faixas, o valor de cálculo da tensão de compressão não deve ultrapassar o valor de cálculo da resistência à compressão da alvenaria, f_d (β vale 1).

A seguir será apresentado um exemplo da realização da verificação nas paredes de alvenaria solicitadas por cargas verticais concentradas ao nível do piso 0. Para tal, optou-se como elemento de referência a verga 01 (VE-01) apoiada na parede 01 (P01) e na parede 02 (P02), como ilustrado na Figura 95.

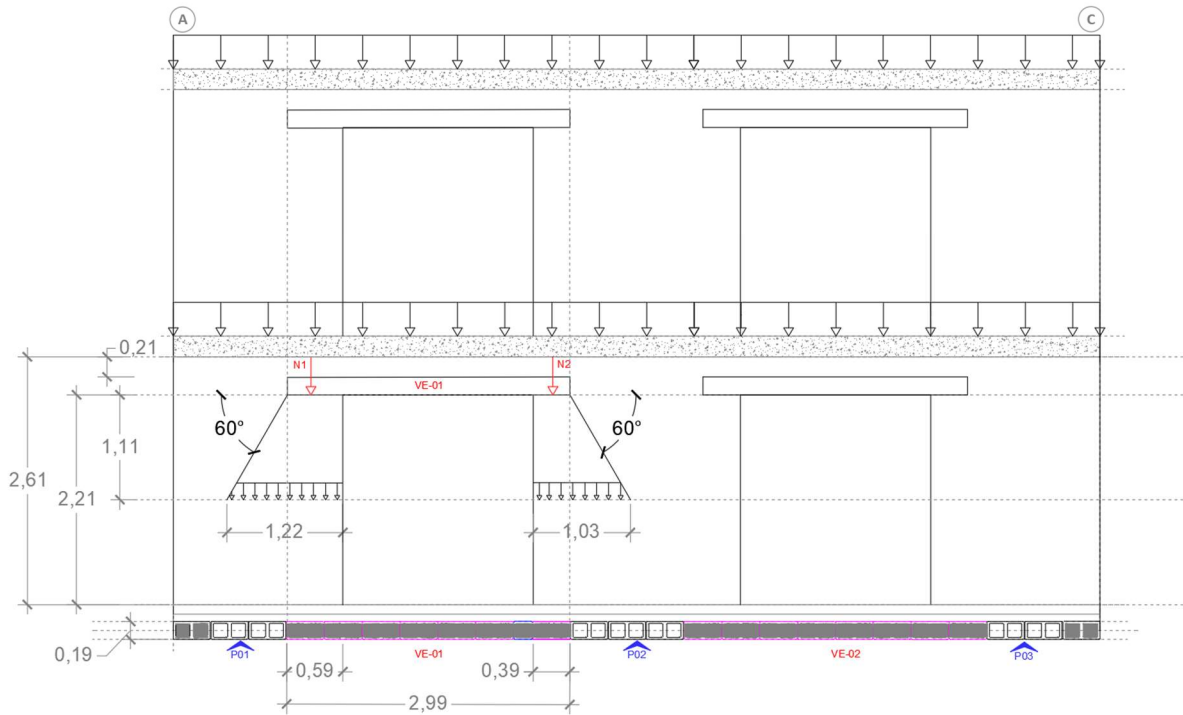


Figura 95 -Pormenor da Verga 01 (VE-01), apoiada na Parede 01 (P01).

Para determinar as cargas verticais, sobre as paredes de alvenaria estrutural, foi considerado que os painéis de laje (do piso 1 e da cobertura) funcionam em uma direção, ver Figura 70 e Figura 71. Desta forma, as ações referentes aos painéis de lajes devem ser divididas por dois durante o cálculo das quantificações de ações atuantes nas paredes.

Portanto, a quantificação das ações foi calculada da seguinte forma:

- Quantificação das ações permanentes, NG_k

$$\begin{aligned} \text{P.P das lajes} &= \frac{LAL1.01}{2} * \frac{d}{2} + \frac{LAL .1}{2} * \frac{d}{2} = \\ &= \frac{6,1*4,8}{2} * \frac{2,99}{2} + \frac{6,1*4,8}{2} * \frac{2,99}{2} = 43,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{P.P das Paredes} = (3,42 * 2,83 + 3,42 * 0,21) * \frac{2,99}{2} = 15,54 \text{ kN}$$

$$\text{P.P da Verga} = 0,19m * 0,19m * \frac{2,99}{2} m * 25 \text{ kN.m}^3 = 1,35 \text{ kN}$$

$$\mathbf{NG_k \text{ total} = 81,89 \text{ kN}}$$

- Quantificação das ações variáveis, N_{Qk}

$$\begin{aligned} \text{Sobrecargas de utilização} &= \frac{LAL1.01}{2} * \frac{d}{2} + \frac{LAL0.1}{2} * \frac{d}{2} = \\ &= \frac{2*4,8}{2} * \frac{2,99}{2} + \frac{2*4,8}{2} * \frac{2,99}{2} = 14,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\mathbf{N_{Qk \text{ total}} = 14,35 \text{ kN}}$$

Para a verificação do Estado Limite Último, cujas ações devem ser majoradas por coeficientes, para as cargas permanentes (G), $\gamma_g = 1,35$, e para as ações variáveis (Q), $\gamma_Q = 1,5$, e combinadas conforme estabelecido na NP EN 1990:2009, [43]:

$$N_{Ed} = \gamma_g * N_{Gk} + \gamma_Q * N_{Qk} \quad (5. 60)$$

$$N_{Ed} = 1,35 * 56,56 + 1,5 * 11,95 = \mathbf{103,41 \text{ kN}} \quad (5. 61)$$

As paredes do estudo de caso são constituídas por unidades dos Grupos 2, sendo assim, o valor do coeficiente de majoração das cargas concentradas, β , é igual a 1.

O valor da área carregada, A_b , para as paredes 1 e 2 é obtido logo abaixo:

$$A_{b1} = L \times C = 0,19 * 0,59 = 0,112 \text{ m}^2 \quad (5. 62)$$

$$A_{b2} = L \times C = 0,19 * 0,39 = 0,074 \text{ m}^2 \quad (5. 63)$$

O valor de cálculo da resistência à carga vertical concentrada da parede 1 e parede 2:

$$N_{Rdc,1} = \frac{\beta * A_b * F_d}{\gamma_M} = \frac{1 * 0,112 * 3631}{2,5} = 162,66 \text{ kN} \geq 103,41 \text{ kN} \quad \text{OK} \quad (5. 64)$$

$$N_{Rdc,2} = \frac{\beta * A_b * F_d}{\gamma_M} = \frac{1 * 0,074 * 3631}{2,5} = 107,7 \text{ kN} \geq 103,41 \text{ kN} \quad \text{OK} \quad (5. 65)$$

5.6.3. Verificações dos requisitos do Eurocódigo 8 para as alvenarias confinadas

O Eurocódigo 8 impõe algumas exigências de construção gerais para cada tipo de alvenaria (simples, armadas ou confinadas). No exemplo de estudo de caso, optou-se pela solução em alvenaria confinada.

Entretanto, nesta subsecção estes critérios serão apresentados de forma resumida, pois estas exigências foram apresentadas na secção 3.5.1. Portanto, esta subsecção possui a penas a função confirmativa que todos os requisitos ditados pelo Eurocódigo 8 para a construção em alvenarias de modo geral e adicionais a alvenaria confinada foram cumpridos.

Desta forma, salienta-se que os montantes foram distribuídos de maneira a garantir as exigências estabelecidas na secção 9 do Eurocódigo 8, para as condições de afastamento (no interior da parede o afastamento entre montantes não exceda 5 m) e de rigidez (montantes localizados nas extremidades livres de cada elemento de parede, ao lado de abertura com uma área superior a 1,5 m² e nas intersecções das paredes), assim como a distribuição de paredes estruturais em duas direções ortogonais do edifício, ver Figura 96.

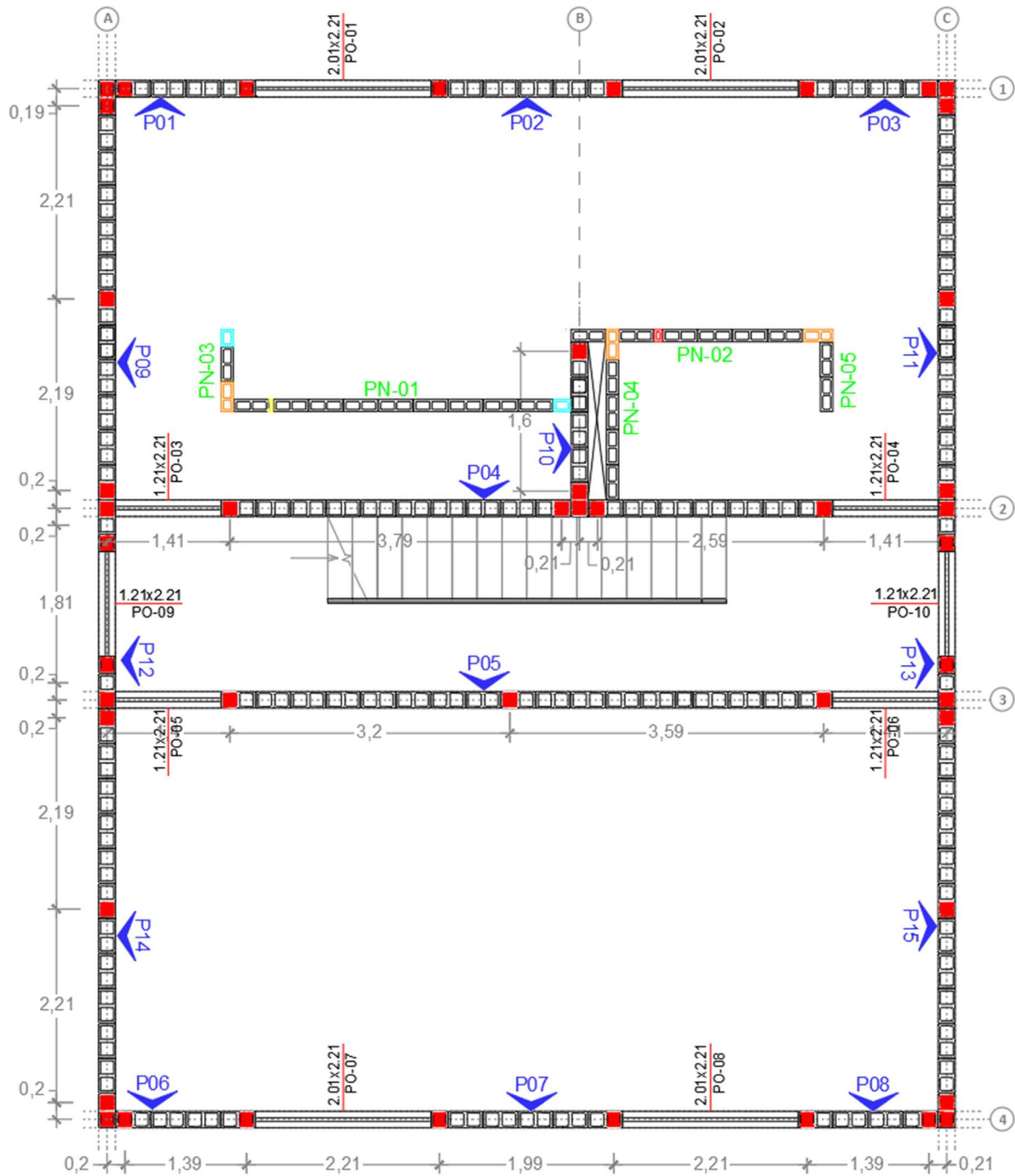


Figura 96 - Identificação dos montantes e distâncias entre montantes.

Os outros requisitos como amarração da armação das cintas e dos montantes, a distribuição das armaduras, a área mínima assim como o espaçamento mínimo das armaduras longitudinais e transversais e secção transversal das cintas e montantes não inferior a 150 mm, foram cumpridos conforme o estabelecido no Eurocódigo 8, ver Figura 97.

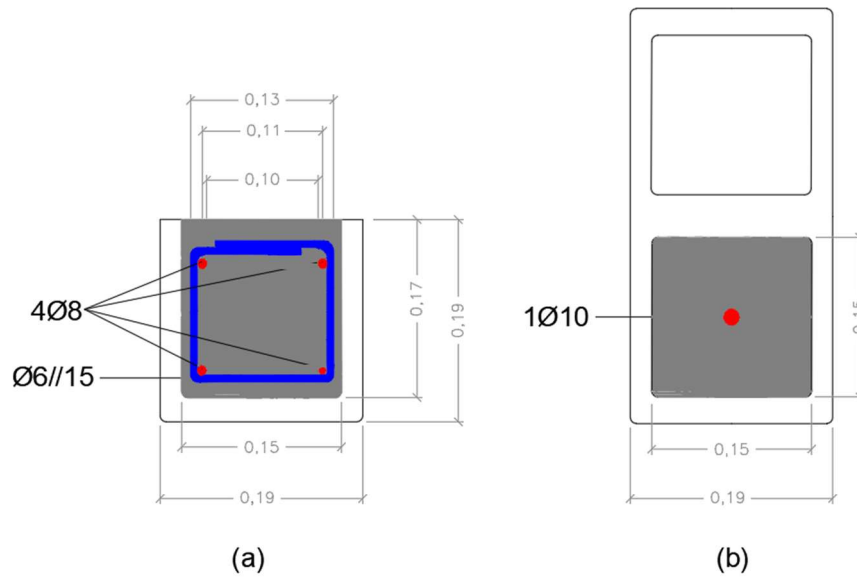


Figura 97 - Secções transversais e armaduras: (a) Cintas (bloco canaleta); (b) Montantes (bloco estrutural).

Assim como, os requisitos de materiais e geométricos das paredes resistentes, também foram cumpridos conforme apresentado na Tabela 34.

Tabela 34 - Verificação dos requisitos dos materiais e geométricos das paredes resistentes.

	Requisitos	Eurocódigo 8	Utilizado em projeto
Materiais	Unidades		
	Grupo	Grupo 1, Grupo 2 ou Grupo 4 se sua furação deve ser $\leq 60\%$	Grupo 2
	Resistência á compressão, fb	Na direção vertical fb,min dever ser $\geq 4 \text{ N/mm}^2$	8 N/mm^2
	Argamassa		
	Resistência á compressão, fm	Na direção vertical fm,min dever ser $\geq 5 \text{ N/mm}^2$	10 N/mm^2
	Junta		
	Junta vertical	Preenchida ou não Preenchida	Preenchida
Geométrico	t_{ef}	$\geq 0,15$	0,19
	h_{ef} / t_{ef}	≥ 16	O maior valor encontrado para esbelteza foi de 10,26
	$(l/h)_{min}$	$\geq 0,4$	$L \geq 0,4 * 2,83 = 1,13 \text{ m}$, e a menor parede do projeto possui 1,79 m

6. Conclusões e desenvolvimento futuros

Diferentemente de muitos países europeus (como o Reino Unido, Alemanha, Itália e França) e outros países desenvolvidos (como EUA e Canadá), nos quais a alvenaria estrutural é amplamente aceita na indústria da construção como um sistema eficiente e competitivo, além de ser objeto de estudos científicos constantes para o desenvolvimento de novas tecnologias e aprimoramento de soluções, em Portugal, a construção em alvenaria estrutural não possui uma presença significativa. Na sua maioria, a alvenaria em Portugal desempenhava apenas funções construtivas e não estruturais.

Devido às vantagens acústicas, térmicas, económicas e de sustentabilidade, em comparação com as soluções convencionais de betão armado em construções de pequeno e médio porte em Portugal. Atualmente existem soluções e materiais que tornam a alvenaria estrutural uma solução cada vez mais competitiva.

Em virtude dos ganhos económicos e da sustentabilidade fornecidas por este sistema, alinhada a situação económica atual em Portugal, a alvenaria estrutural assume um papel relevante, fazendo necessário considerar a hipótese da utilização deste sistema para a construção de edifícios de pequeno e médio porte.

As estruturas de alvenaria são potencialmente muito interessantes, todavia, apesar dos recentes desenvolvimentos tecnológicos as soluções e materiais para a alvenaria, sempre é necessário um investimento da parte industrial no sentido de proporcionar soluções de blocos e materiais adequados a este fim, salientando a rapidez de execução associada a esta solução construtiva. Para além disto, faz-se necessário o ensinamento deste sistema nas universidades, com a intenção de aumentar o número de profissionais capacitados e conhecedores das vantagens da alvenaria estrutural para escolherem adotar a solução como uma boa alternativa ao betão armado para as construções de pequena e médio porte.

Finalmente, conclui que existem motivações para o fomento desta tecnologia, sendo fundamentada na racionalidade e simplicidade do processo construtivo. Sendo assim, torna-se fundamental a mudança de mentalidade e conseqüentemente o crescimento do uso do sistema construtivo alvenaria estrutural em Portugal.

6.1. Desenvolvimentos futuros

Como trabalhos futuros sugere -se o desenvolvimento de famílias de blocos com características específicas ao nível da geometria e com capacidade para aplicação em alvenaria

estrutural, pois as opções de blocos disponíveis atualmente em Portugal não são adequadas para o sistema em alvenaria estrutural.

Para além do desenvolvimento de novas soluções, recomenda-se a intensificação de trabalhos comparativos entre o sistema construtivo em alvenaria estrutural e os principais sistemas construtivos consolidados no mercado da construção civil. Com o objetivo de comparar as principais vantagens, técnicas de construção e termos de custo.

Outra sugestão é a modelação numérica em “software” de cálculo das diferentes soluções em alvenaria estrutural, obtendo um melhor conhecimento sobre o comportamento deste tipo de estrutura.

Referências

- [1] Artebel. Bloco industrial. Artebel: Artefactos de betão S.A. Disponível em:<
<https://www.artebel.pt/> >Acesso em: 25 ago. 2021.
- [2] BIU. Produtos e Soluções – Armaduras e Reforços, BIU INTERNACIONAL.
Obtido em <https://www.biu.pt/produtos/murfor-r> . Acessado em 25 de fevereiro de 2023.
- [3] BIU. Produtos e Soluções – Armaduras e Reforços, BIU INTERNACIONAL.
Obtido em <https://www.biu.pt/produtos/murfor-r-compact> . Acessado em 27 de fevereiro de 2023.
- [4] BIU. Produtos e Soluções. BIU Internacional – Consultoria e Comercio Lda.
Disponível em: https://www.biu.pt/media/products/documents/2-murfor_apresentation_prt.pdf .Acesso em: 24 mai. 2023.
- [5] BS EN 772-1(2000): Methods of test for masonry units – Part 1: Determination of compressive strength, European Committee for Standardization.
- [6] Camacho, J. S. Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. Universidade Estadual Paulista- Unesp. Ilha Solteira ,2006.
- [7] Clérigo, S.S. Avaliação experimental da resistência de alvenaria cerâmica com junta de encaixe. Dissertação (Mestrado) – Instituto Politécnico de Leiria (IPL) – Escola Superior de Tecnologia e Gestão, 2016.
- [8] Coelho, F. C. F. C. Estudo do comportamento estrutural de painéis de alvenaria com armadura de junta. Dissertação (Mestrado) – Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2016.
- [9] Coimbra, T. L. Patologias em alvenarias de preenchimento induzidas por deformação dos suportes. Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.
- [10] Drysdale, R. G. Masonry structures: behavior and design. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1994.
- [11] EN 1992-1-1: Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de concreto - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Bruxelas: Comitê Europeu de Normalização.
- [12] EN 1996-1-1 (2005+A1 2015) Eurocódigo 6: Projeto de estruturas de alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada

- [13] EN 1998-1 (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part1: General rules, seismic actions and rules for building, European Committee for Standardization.
- [14] Gallegos, H. Curso de alvenaria estrutural. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1988. Apostila.
- [15] Gomes, F. C., Rodrigues, J. P., Santos, C. C. Caracterização da construção de edifícios em Portugal - interface urbano-florestal. Instituto Politécnico de Castelo Branco. 2021.
- [16] Gouveia, J. P., Lourenço, P. B., & Vasconcelos, G. Soluções construtivas em alvenaria. Congresso Construção 2007 - 3.º Congresso Nacional (p. 12). Portugal: Universidade de Coimbra, 2007.
- [17] Gouveia, J. P., Melo, F., & Lourenço, P. B. Alvenaria estrutural: Aplicação a um caso de estudo. 4ªs Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas (p. 11). Lisboa: LNEC. 2006.
- [18] Gouveia, J.P. – Comportamento de estruturas de alvenaria por aplicação de ações de compressão. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na especialidade de Estruturas. DEC/FCTUC, 2000.
- [19] Gouveia, J.P., Alves & Vasconcelos, Graça & Lourenço, Paulo & Mendes, Nuno & Costa, A. & Avila, Leonardo & V.G., Haach. Desempenho sísmico de um edifício de alvenaria armada. 8º congresso de sismologia e engenharia sísmica, 2010.
- [20] Gouveia, J.P., Lourenço, P.B. – “O Eurocódigo 6 e o dimensionamento de estruturas de alvenaria”. 17CM – Dossier Eurocódigos, Construção Magazine, p34-40, 2006.
- [21] Grilo, I., Marques, H., Gouveia, J., Júlio, E. Resistência ao corte de paredes de alvenaria com blocos de betão e com blocos cerâmicos. Encontro Nacional Betão Estrutural- FEUP. 2012.
- [22] Guerra, F. - História da Engenharia em Portugal. Livraria Lopes da Silva, 1995.
- [23] Haach, V. G.; Vasconcelos, G.; Lourenço, P. B., Desenvolvimento de blocos estruturais de betão. BE2008 – Encontro Nacional Betão Estrutural, Guimarães, 2008.
- [24] Haseltine, B. Masonary engineering in the uk past development, current overview, and future. 15º International Brick and Block Masonry Conference. UfsCar, UFSC- Florianópolis, Brasil. 2012.

- [25] Hendry, A. W. Structural brickwork. New York: Halsted Press Book/John Wiley & Sons, 1981.
- [26] Instituto Nacional de Estatística (INE), & Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). O Parque Habitacional e a sua Reabilitação - Análise e Evolução 2001-2011, 2011.
- [27] IPQ, Instituto Português de Qualidade. Catálogo online IPQ – Documentos Normativos. Disponível em: <https://catalogonormas.ipq.pt/catalogoipq>. Acesso em: 30 de setembro de 2021.
- [28] Leca Portugal S.A. Manual técnico de alvenarias Leca®, 2018. Obtido em <https://www.leca.pt/downloads>. Acessado em 13 de agosto de 2021.
- [29] LNEC. CT 115 – Eurocódigos estruturais. (LNEC, Editor). Obtido em 09 de agosto de 2021. Normalização e regulamentação. Disponível em <http://www.lnec.pt/pt/servicos/normalizacao-e-regulamentacao/normalizacao/ct-115-eurocodigos-estruturais/>.
- [30] LNEC. Departamento de estruturas – Núcleo de engenharia sísmica e dinâmica de estruturas. (LNEC, Editor), 2005. Obtido em 4 de agosto de 2021, LNEC - A gaiola como génese da construção antissísmica: http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/gaiol_const_sism.html
- [31] Lourenço, P. B. Possibilidades atuais na utilização da alvenaria estrutural. Seminário paredes de alvenaria, (p. 129-143), 2007.
- [32] Lourenço, P. B., & Sousa, H. Conceção e projecto para alvenaria. Seminários sobre Paredes de Alvenaria, (p. 34). Porto, 2002.
- [33] Lourenço, P.B. - "Dimensionamento de alvenarias estruturais", Relatório 99-DEC/E-7. Universidade do Minho. Guimarães, 1999.
- [34] Machado, S. L. Sistemática de concepção e desenvolvimento de projetos arquitetônicos para alvenaria estrutural. Dissertação apresentada ao Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, 1999.
- [35] Marques, R., Lourenço, P. Inovação e projeto de alvenaria estrutural segundo o Eurocódigo 6. Construção magazine 101 (p. 16–19), 2021.
- [36] Melo, A.C. Desenvolvimentos recentes em blocos de betão leve. Seminários sobre Paredes de Alvenaria, (p. 149). Porto, 2002.
- [37] Modler, L. E. A. Qualidade de projeto de edifícios em alvenaria estrutural. Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2000.

- [38] Mohamad, G. Construções em alvenaria estrutural: Materiais, projeto e desempenho. 2. Ed. São Paulo: Blucher, 2020.
- [39] Mohamad, Gihad & Roman, Humberto. Alvenaria Estrutural - Classificação e Materiais. 10.13140/RG.2.1.4662.4807, 2000.
- [40] Monadnock. Obtido em: <http://www.monadnockbuilding.com/the-building.html#history>. Acesso em: 25 ago. 2021.
- [41] Morais, A. Alvenaria estrutural: Novo processo construtivo. ARTiTEXTOS02, pp. 101-111, 2006.
- [42] Navio, C. M. O. S. Alvenaria reforçada com compósitos de matriz cimentícia: eficiência do reforço e influência da interface. Dissertação de mestrado integrado em Engenharia Civil - Universidade do Minho, 2014.
- [43] NP EN 1990:2009 Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estruturas. Instituto Português da Qualidade.
- [44] NP EN 845-3:2013+A1:2016. Execução de alvenaria - Parte 3: Requisitos para a execução de alvenaria de blocos cerâmicos ou de betão. Lisboa: IPQ.
- [45] PARSEKIAN, G.A.; HAMID, A.A.; DRYSDALE, R.G.; Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural, 1. ed. São Carlos: EdUFScar, 2012.
- [46] PARSEKIAN, G.A.; Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto, 1. ed. São Carlos: EdUFScar, 2012.
- [47] PARSEKIAN, Guilherme Aris. Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle. Guilherme Aris Parsekian, Márcia Melo Soares. São Paulo: O Nome da Rosa, 2010.
- [48] Parsekian, Guilherme. Tecnologia de Produção de Alvenaria Estrutural Protendida. Dissertação de Doutorado. EPUSP, São Paulo, 2002.
- [49] Pavinorte. Cálculo de lajes alveolares. Obtido em: <http://www.pavinorte.pt/calculosV2/calculo.php>. Acessado em 19 de outubro de 2021.
- [50] Pavinorte. Produtos. Obtido em: <http://www.pavinorte.pt/produutos/>. Acessado em 19 de outubro de 2021.
- [51] Pereira, J. C. S. Coordenação de Projetos em Edifícios de Alvenaria Estrutural. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade da Madeira, 2012.
- [52] Ramalho, M. A., & Corrêa, M. R. Projeto de edifícios de alvenaria estrutural (1ª edição ed.). São Paulo, Brasil: Editora Pini Ltda, 2003.

- [53] Rauber, F. C. Contribuições ao projeto arquitetônico de edifícios em alvenaria estrutural. Santa Maria, Brasil: Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, 2005.
- [54] Rodrigues, A. História breve da engenharia civil. Ordem dos engenheiros região norte, Porto, 2006.
- [55] Roman, H. R.; Mutti, C. N. Araújo, H. N. Construindo em alvenaria estrutural. Florianópolis: Ed. da UFSC, 1999.
- [56] Santos, F. A.; Carvalho, M. C, Roman, H. R. Architectural Conception and design in structural masonry: some apractices to improve constructability. Int. Journal for Housing Science, Vol.33, No.1 pp. 57-67, Published in the United States, 2009.
- [57] Saraiva, P. J. R. Estudo comparativo de soluções em alvenaria estrutural e betão armado. Dissertação (Mestrado) – Instituto Superior de Engenharia de Coimbra. Coimbra, dezembro, 2013.
- [58] Silva, G. Sistemas construtivos em concreto armado e alvenaria estrutural: uma análise comparativa de custos. 2003. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, 2003.
- [59] Silva, L. R. M. C. Análise técnica/financeira de paredes exteriores em panos simples. Dissertação (Mestrado) – Instituto Superior técnico – Universidade Técnica de Lisboa, 2007.
- [60] Silva, Luís & Martins, Andreia & Vasconcelos, Graça & Lourenço, Paulo. Paredes de Alvenaria de Fachada: Soluções e sugestões de melhorias construtivas, (2016).
- [61] Sousa, H, Blocos de Betão celular autoclavado – Tecnologia de produção, exigências e características. Universidade do Porto – Faculdade de Engenharia. FEUP. 2010. Apontamentos. Obtido em <https://paginas.fe.up.pt/~earpe/conteudos/TPPC/materiaisbca.pdf>. Acessado em 30 de setembro de 2021.
- [62] Sousa, H, Construções em alvenaria. Universidade do Porto – Faculdade de Engenharia. FEUP. 2003. Apontamentos
- [63] TATU. Nova linha de blocos. Disponível em: https://www.tatu.com.br/pdf_novo/linha_de_blocos.pdf. Acesso em: 23 ago. 2022.
- [64] Tauil, C. A.; Nese, F.J.M.; Alvenaria estrutural. 1. ed. São Paulo: Pini, 2010.

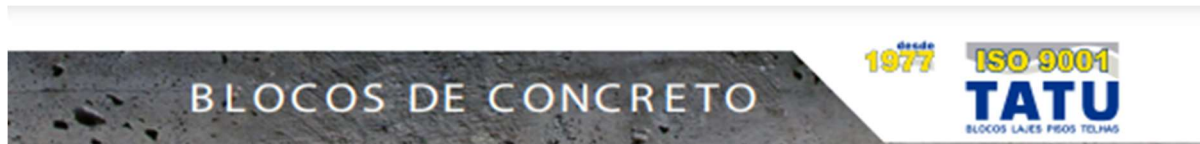
- [65] Topeca. BLOCO BETÃO CELULAR YTONG. Obtido em https://topeca.pt/Imgs/produtos/004/37/50/ficheiros_pt/caracteristicas_blocos_ytong_.pdf. Acessado em 24 de fevereiro de 2023.
- [66] Varum, H.; Rodrigues, H.; Vicente, R.; Costa, A. A influência das paredes de enchimento na resposta sísmica de estruturas de edifícios. Universidade do Minho, 2011.
- [67] Vasconcelos, G., Gouveia, J.P., Haach, V.G., Lourenço, P.B. - “Alvenaria armada: Soluções Inovadoras em Portugal” em Paredes de Alvenaria: Inovação e Possibilidades Actuais. Ed. por P.B Lourenço et al., Universidade do Minho e LNEC, 2007.

Anexos

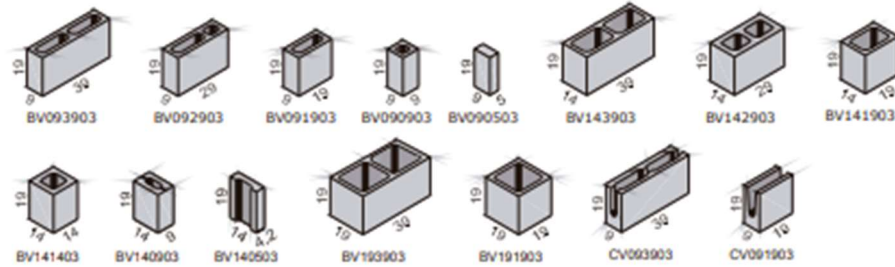
Anexo A – Caracterização dos blocos utilizados no estudo de caso.

A.1. Blocos fornecidos pela empresa TATU®.

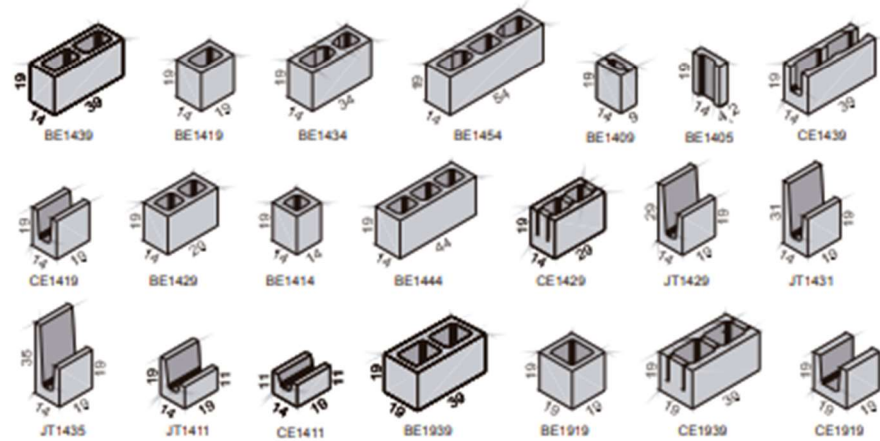
Todas as informações dos blocos foram obtidas através do catálogo de produtos disponibilizadas, [63].



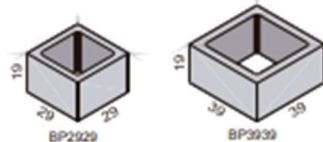
BLOCO VEDAÇÃO - $f_{ck} \geq 3,0\text{MPa}$



BLOCO ESTRUTURAL - $4,5\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 16,0\text{MPa}$



BLOCO PILAR



ACABAMENTO: As linhas Vedação e Estrutural são produzidas com textura apropriada para alvenaria **Revestida** ou **Aparente**

Via Anhanguaes, Km135 • CEP 13480-970 • Caixa Postal 41 • Limeira/SP • Tel. (19) 3446-9000 • Fax (19) 3446-9004

Rev. abril/10

Figura A. 1 - Descrição dos blocos estruturais de betão com 19 cm (pg. 1 de 2).



Características Físicas dos Blocos de Concreto

Bloco	Peso (Kg)	Classe de Resistência - f_{ck} (MPa)							
		3,0	4,5	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0
BV093903	9,0	x							
BV092903	7,2	x							
BV091903	4,5	x							
BV090903	2,5	x							
BV090403	1,2	x							
BV143903	10,1	x							
BV142903	7,6	x							
BV141903	6,4	x							
BV141403	5,6	x							
BV140903	4,0	x							
BV140503	2,0	x							
BV193903	12,4	x							
BV191903	7,8	x							
CV093903	8,5	x							
CV091903	4,6	x							
BE1439	12,5		x	x	x	x	x	x	x
BE1419	6,5		x	x	x	x	x	x	x
BE1434	12,0		x	x	x	x	x	x	x
BE1454	18,0		x	x	x	x	x	x	x
BE1409	4,1		x	x	x	x	x	x	x
BE1405	2,1		x	x	x	x	x	x	x
CE1439	12,0		x	x	x	x	x	x	x
CE1419	5,4		x	x	x	x	x	x	x
BE1429	10,0		x	x	x	x	x	x	x
BE1414	5,6		x	x	x	x	x	x	x
BE1444	14,2		x	x	x	x	x	x	x
CE1429	10,4		x	x	x	x	x	x	x
JT1429	8,0		x	x	x	x	x	x	x
JT1431	8,1		x	x	x	x	x	x	x
JT1435	8,2		x	x	x	x	x	x	x
JT1411	4,5		x	x	x	x	x	x	x
CE1411	4,1		x	x	x	x	x	x	x
BE1939	16,6		x	x	x	x	x	x	x
BE1919	7,6		x	x	x	x	x	x	x
CE1939	17,4		x	x	x	x	x	x	x
CE1919	8,4		x	x	x	x	x	x	x
BP2929	14,9								
BP3939	26,3								



ACABAMENTO: As linhas Vedação e Estrutural são produzidas com textura apropriada para alvenaria Revestida ou Aparente.


Via Anhanguera, Km135 - CEP 13480-070 - Caixa Postal 41 - Limeira/SP - Tel. (19) 3446-9000 • Fax (19) 3446-9004

Rev. abril/10

Figura A. 2 – Características físicas dos blocos estruturais de betão com 19 cm (pg. 2 de 2).

Anexo B – Caracterização dos painéis de lajes.

Todas as informações que serão apresentados no Anexo B, foram obtidos através do catálogo de produtos disponibilizadas no site do fabricante, (Pavinorte, Produtos, [50]).



PAVINORTE
Jorge Silva Costa, Lda

Rua do Monte D'Além, Nº 736
4575-135 Cabeça Santa / Penafiel
tel: 255 617 240 / email: geral@pavinorte.pt

Relatório Detalhado - Lajes Alveolares

Requerente: heuller	Betão Complementar: C25/30	
Obra: tese	Armadura sobre Apoios: A 400	
Data: 2021-10-19 15:02:06	Armadura de Distribuição: A 500	

<u>Geometria</u>	<u>Ações Características (kN/m2)</u>	<u>Ações de Cálculo (kN/m2)</u>
Laje: L2	Peso Próprio: 4,10	Sd: 13,35
Pavimento: P2-16-22	Revestimentos: 2,00	So: 7,50
Vão: 4,80 m	Paredes Divisórias: 0,80	
Altura: 22,0 cm	Outras: 0,00	
	Sobrecarga: 2,00	

<u>Esforços</u>		
Msd: 38,45 kNm/m	Mrd: 84,20 kNm/m	Maciçamento: -
Vsd: 32,04 kN/m	Vrd: 77,00 kN/m	
Mo: 21,60 kNm/m	Mfctk: 44,80 kNm/m	

<u>Consumos</u>	
<u>Arm. Apoios</u>	<u>Arm. Distribuição / Betão</u>
Ap: 0,88 cm2/m	Malhasol: AR38
Lap: 1,200 m	Betão: 66,10 L/m2

Esforços transversos provocados pelas ações permanentes e variáveis, não majoradas: Vgk: 16,56 kN/m
Vqk: 4,80 kN/m

<u>Geometria</u>	<u>Ações Características (kN/m2)</u>	<u>Ações de Cálculo (kN/m2)</u>
Laje: L3	Peso Próprio: 4,10	Sd: 13,35
Pavimento: P2-16-22	Revestimentos: 2,00	So: 7,50
Vão: 2,26 m	Paredes Divisórias: 0,80	
Altura: 22,0 cm	Outras: 0,00	
	Sobrecarga: 2,00	

<u>Esforços</u>		
Msd: 8,52 kNm/m	Mrd: 84,20 kNm/m	Maciçamento: -
Vsd: 15,09 kN/m	Vrd: 77,00 kN/m	
Mo: 4,79 kNm/m	Mfctk: 44,80 kNm/m	

<u>Consumos</u>	
<u>Arm. Apoios</u>	<u>Arm. Distribuição / Betão</u>
Ap: 0,19 cm2/m	Malhasol: AR30
Lap: 0,565 m	Betão: 66,10 L/m2

Esforços transversos provocados pelas ações permanentes e variáveis, não majoradas: Vgk: 7,80 kN/m
Vqk: 2,26 kN/m

2022-04-10 09:25:04
Página 1/1

Figura B. 1 – Relatório detalhado das lajes alveolares, Pavinorte, [49].

Anexo C – Peças desenhadas

O projeto de modulação da moradia unifamiliar contém 7 folhas A3, todas elas numeradas de 01 a 07, conforme identificação abaixo:

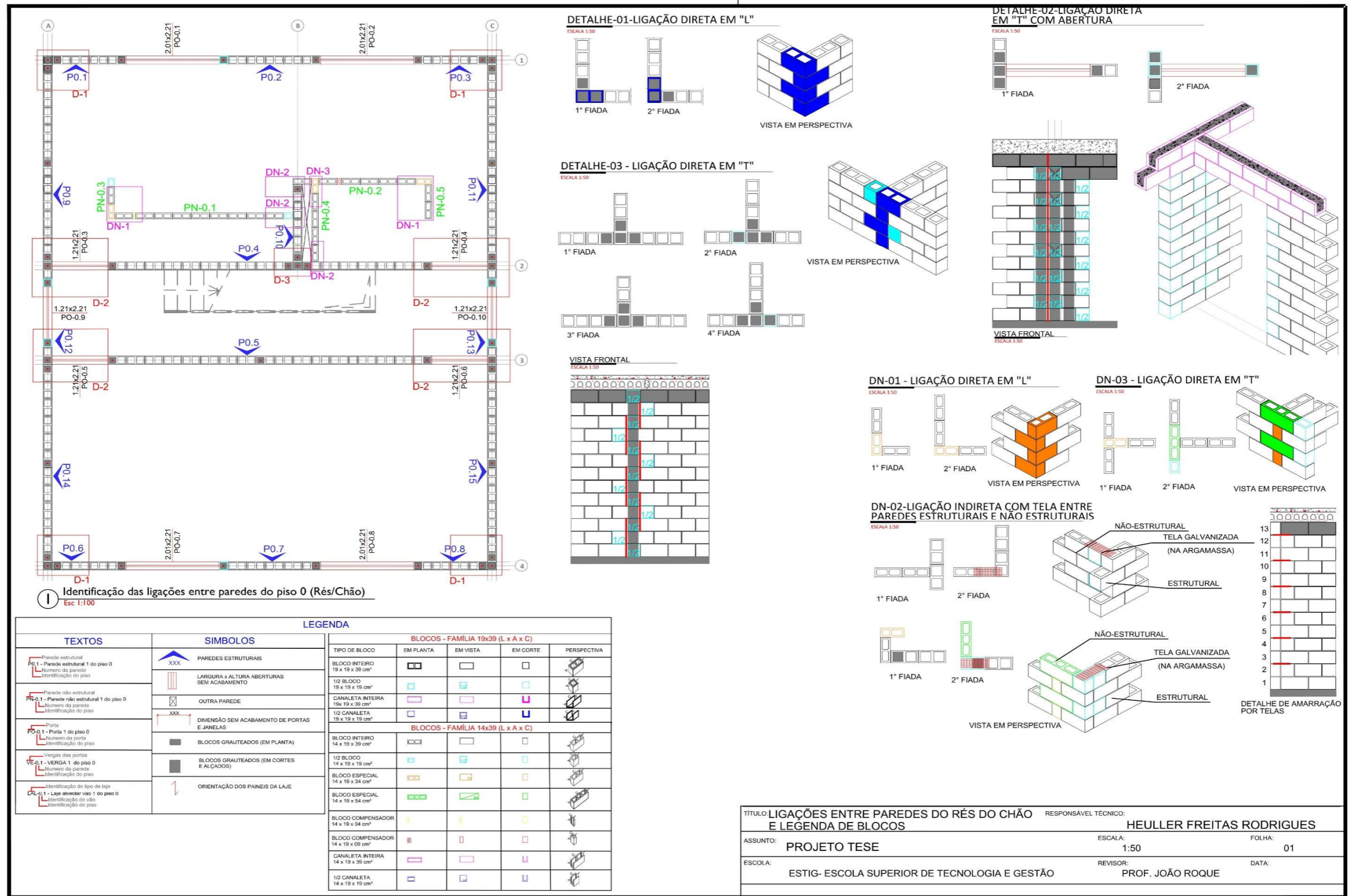


Figura C. 1 -Ligações entre paredes do rés do chão e legenda dos blocos.

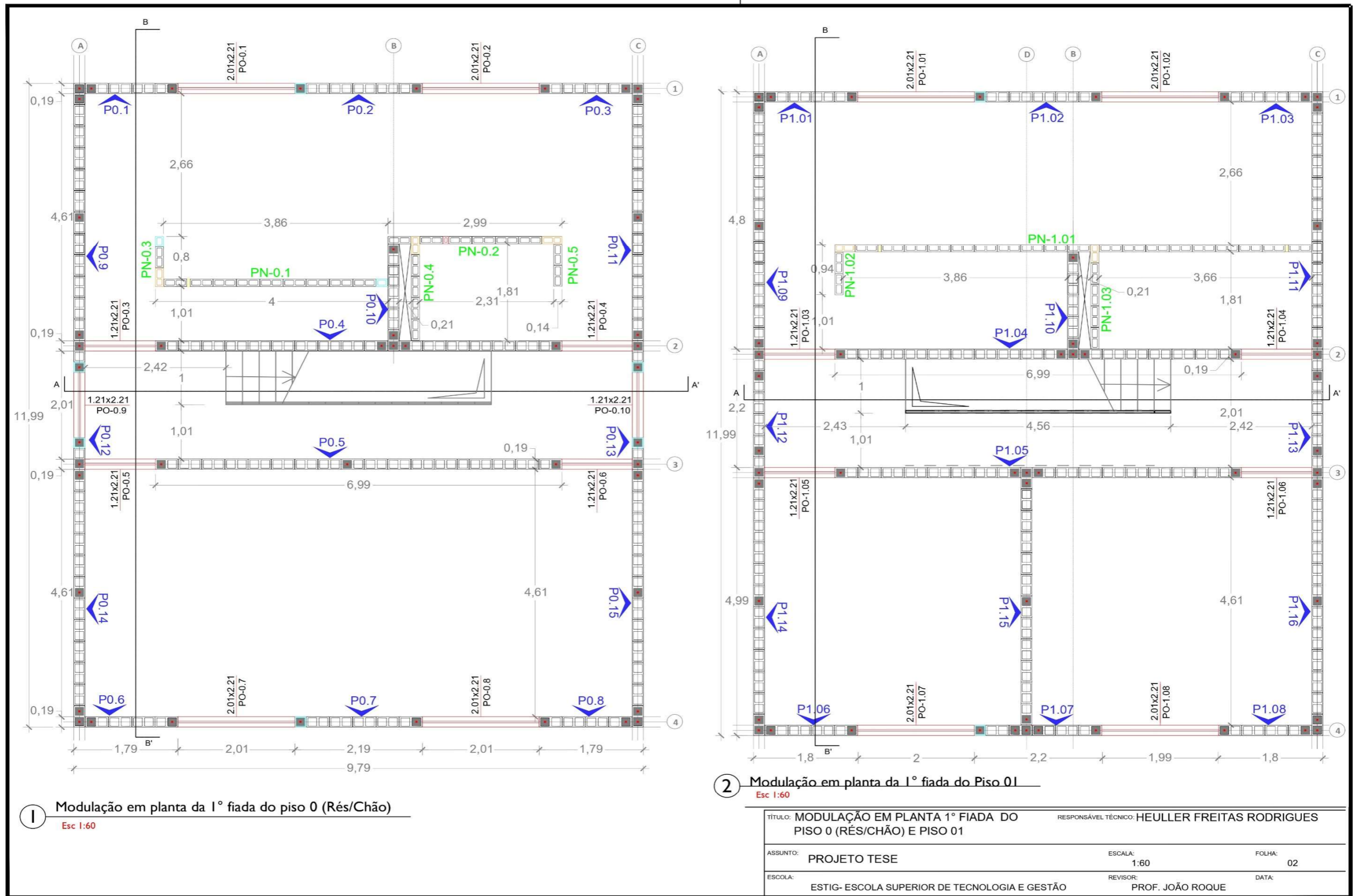


Figura C. 2 - Modulação da 1ª Fiada do Piso 0 (Rês do chão) e Piso 01.

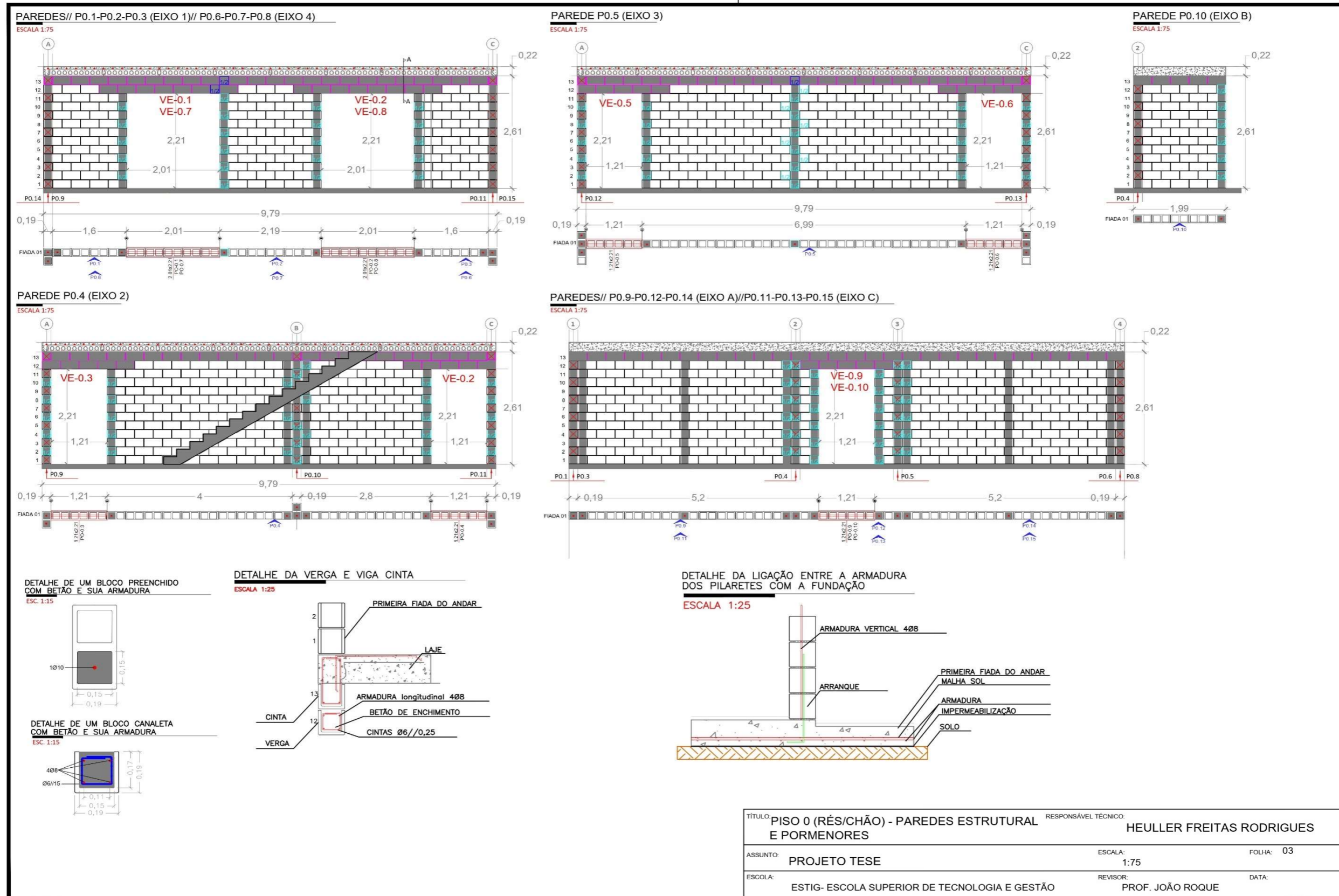


Figura C. 3 - Piso 0 - Paredes estruturais e pormenores.

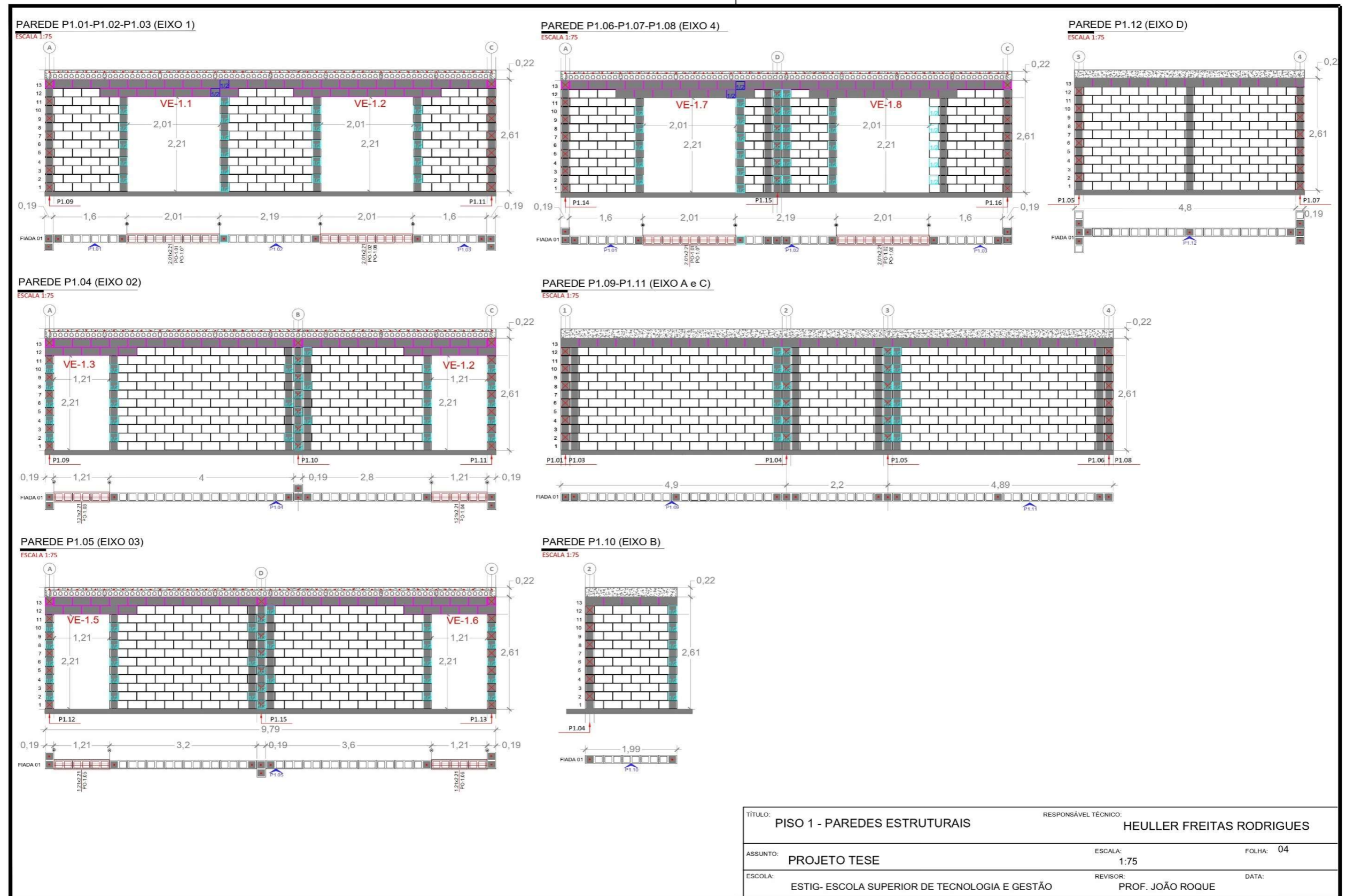


Figura C. 4 - Piso 01 - Paredes estruturais.

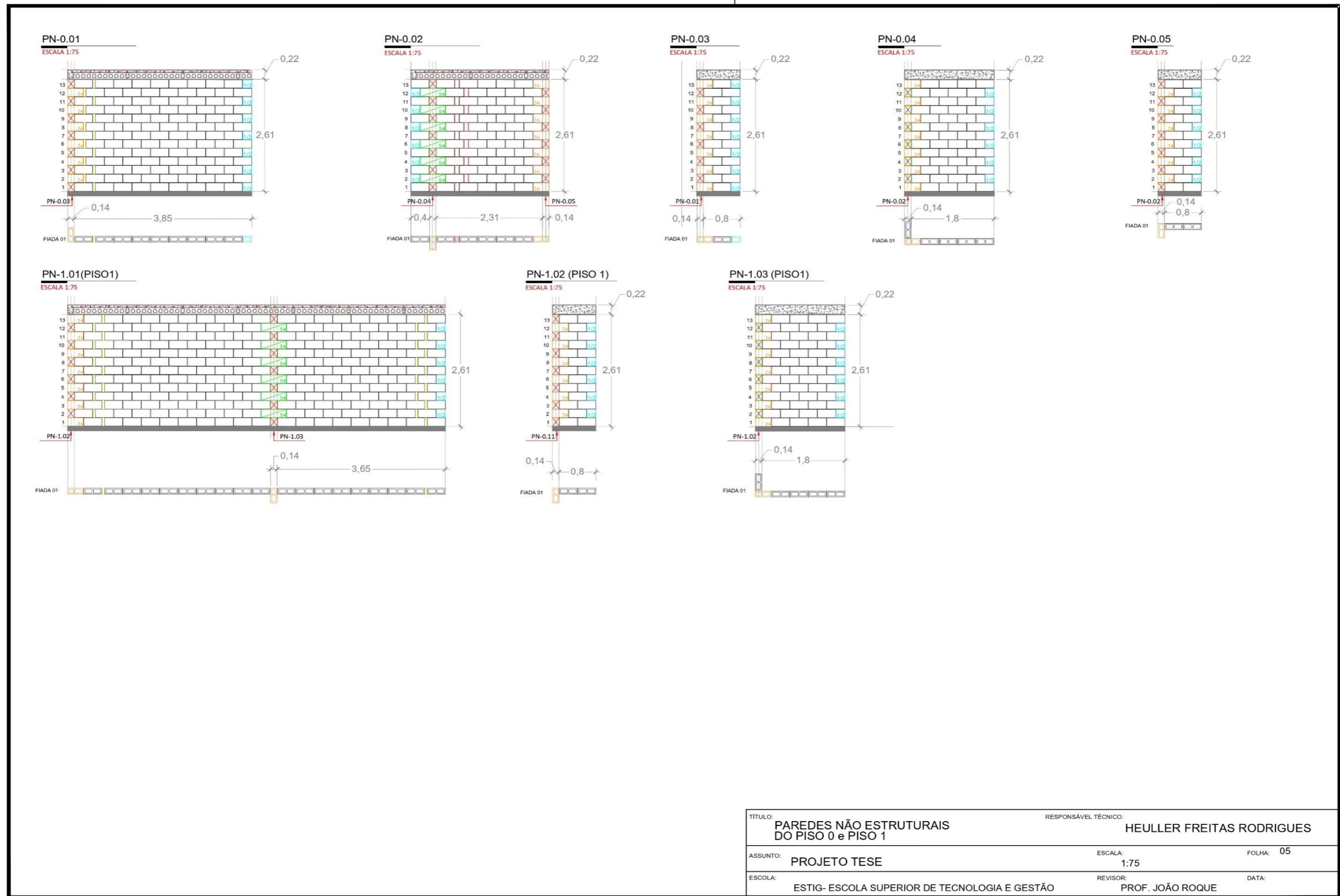


Figura C. 5 - Paredes não estruturais - Piso 0 e Piso 01.

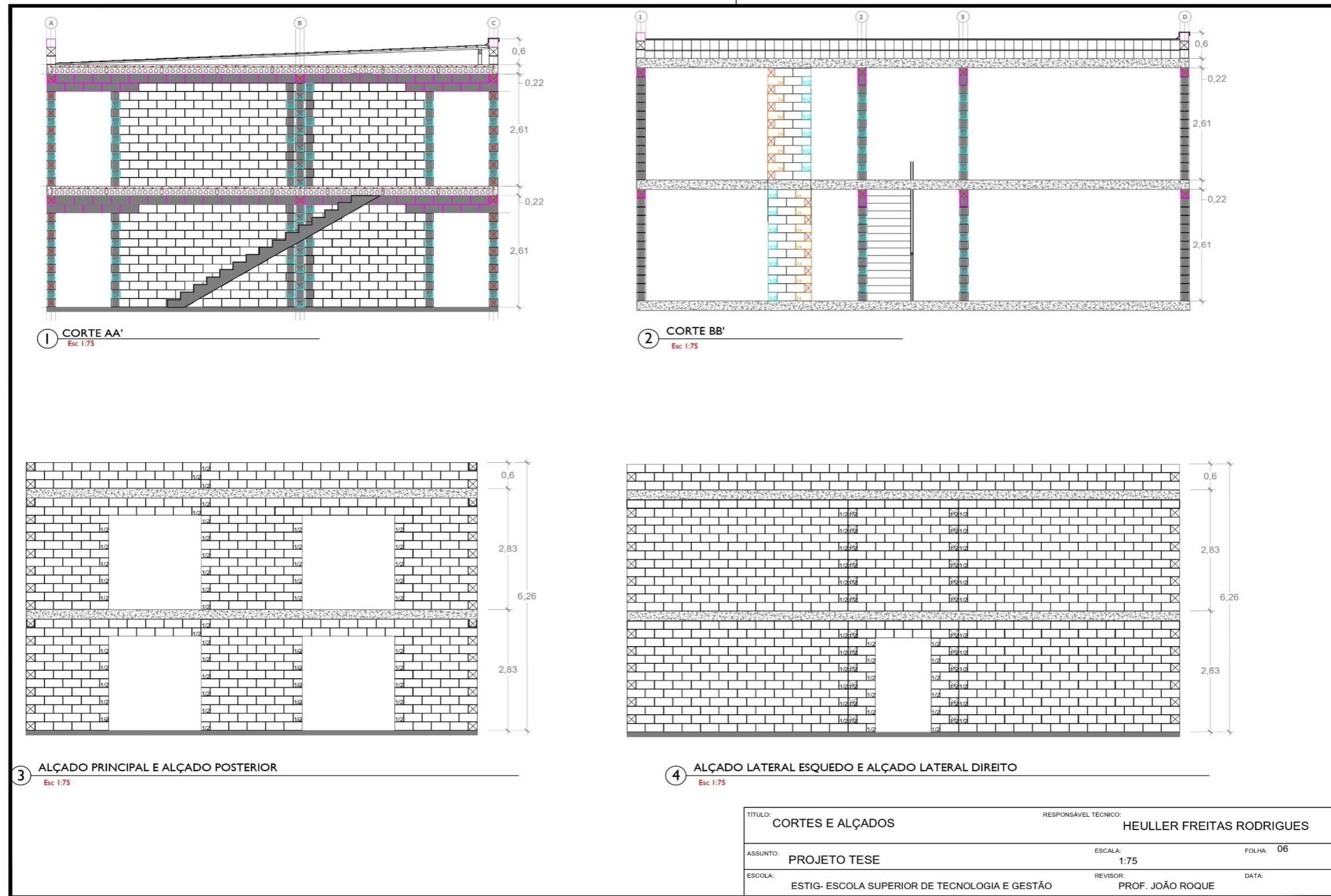


Figura C. 6 - Cortes e alçados.

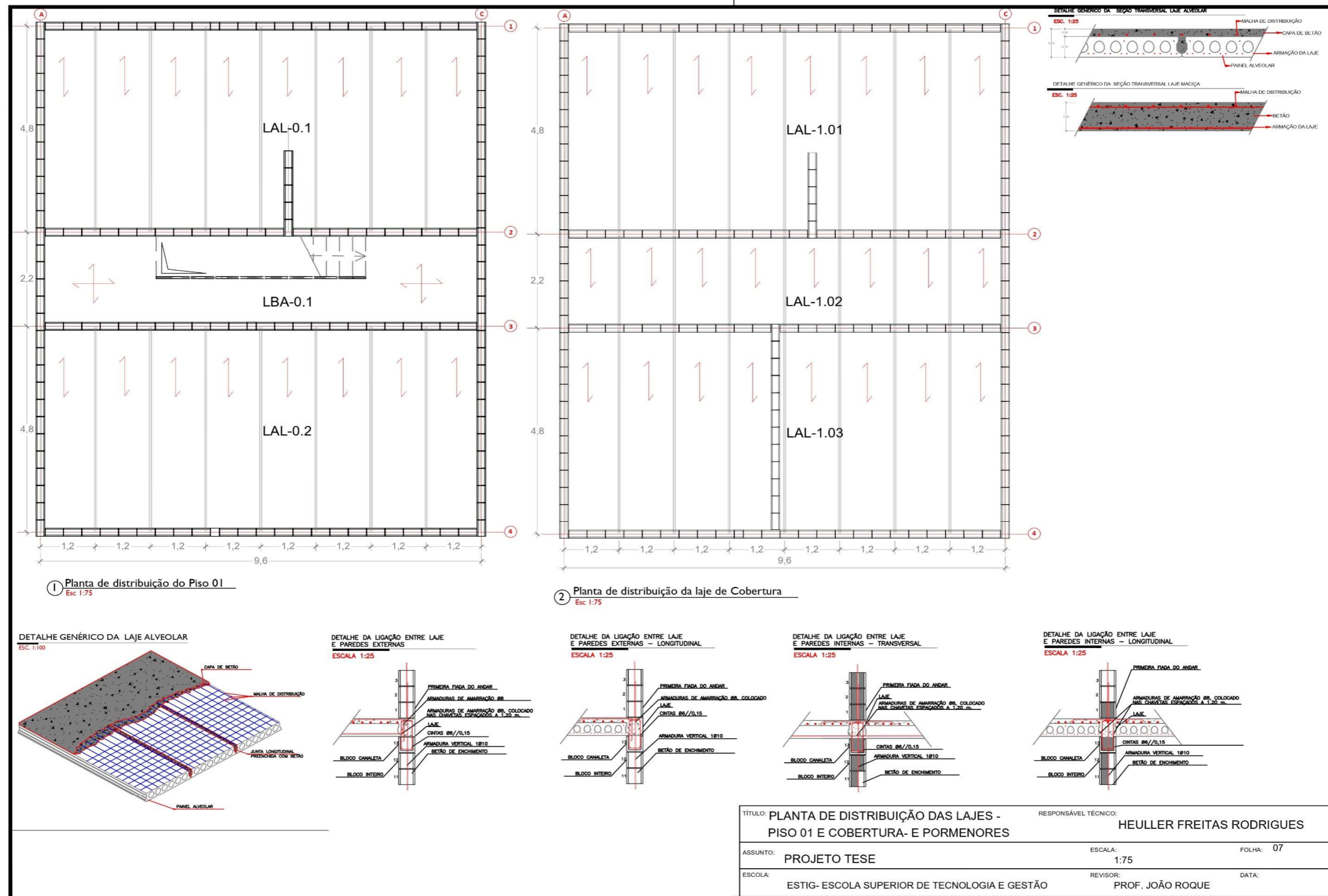


Figura C. 7 - Planta de distribuição das lajes e pormenores - piso 01 e cobertura.