

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

Dabdon Conceição Nascimento

**COMPORTAMENTO SOB COMPRESSÃO DE ALVENARIA DE TIJOLOS
ECOLÓGICOS COM JUNTAS DE COLA PVA E ARGAMASSAS CONVENCIONAL
E COLANTE**

Belo Horizonte
2025

Dabdon Conceição Nascimento

**COMPORTAMENTO SOB COMPRESSÃO DE ALVENARIA DE TIJOLOS
ECOLÓGICOS COM JUNTAS DE COLA PVA E ARGAMASSAS CONVENCIONAL
E COLANTE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientador: Prof. Dr. Lucas Ribeiro dos Santos

Coorientador: Prof. Dr. White José dos Santos

Belo Horizonte
2025

N244c

Nascimento, Dabdon Conceição.

Comportamento sob compressão de alvenaria de tijolos ecológicos com juntas de cola PVA e argamassas convencional e colante [recurso eletrônico] / Dabdon Conceição Nascimento – 2025.

1 recurso online (157 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Lucas Ribeiro dos Santos.

Coorientador: White José dos Santos.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Inclui bibliografia.

1. Engenharia de estruturas – Teses. 2. Estruturas de alvenaria – Teses. 3. Argamassa – Teses. 4. Modelagem matemática – Teses. 5. Método dos elementos finitos – Teses. I. Santos, Lucas Ribeiro dos. II. Santos, White José dos. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624(043)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS



UFMG

ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS Nº: 414 DO ALUNO DABDON CONCEIÇÃO NASCIMENTO

Às **14:00** horas do dia **03** do mês de **julho** de **2025**, reuniu-se em ambiente virtual, na Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, a Comissão Examinadora indicada pelo Colegiado do Programa em **10 de junho de 2025**, para julgar a defesa da Dissertação de Mestrado intitulada "**Comportamento sob Compressão de Alvenaria de Tijolos Ecológicos com Juntas de Cola PVA e Argamassas Convencional e Colante**", cuja aprovação é um dos requisitos para a obtenção do Grau de MESTRE EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS na área de ESTRUTURAS.

Abrindo a sessão, o Presidente da Comissão, **Prof. Dr. Lucas Ribeiro dos Santos**, após dar a conhecer aos presentes o teor das Normas Regulamentares passou a palavra ao candidato para apresentação de seu trabalho. Seguiu-se a arguição pelos examinadores, com a respectiva defesa do candidato. Logo após, a Comissão se reuniu, sem a presença do candidato e do público, para julgamento e expedição do resultado final. Foram atribuídas as seguintes indicações:

- Aprovado
 Reprovado

O resultado final foi comunicado publicamente ao aluno pelo Presidente da Comissão.

Nada mais havendo a tratar, o Presidente encerrou a reunião e lavrou a presente ata, que será assinada por todos os membros participantes da Comissão Examinadora e pelo aluno.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Lucas Ribeiro dos Santos - DEES - UFMG (Orientador)
Prof. Dr. White José dos Santos - DEMC - UFMG (Coorientador)
Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas - DEES - UFMG
Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian - UFSCar

A aprovação do aluno na Defesa da Dissertação de Mestrado não significa que o mesmo tenha cumprido todos os requisitos necessários para obtenção do DIPLOMA de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Para ciência do aluno:

1. Atesto que as alterações solicitadas pela Comissão Examinadora serão cumpridas no prazo determinado pela banca de **ATÉ 60 dias** corridos.
2. Atesto estar ciente que a versão corrigida da dissertação deverá ser entregue ao Repositório Institucional

da UFMG, conforme orientações disponíveis em: <https://repositorio.ufmg.br/custom/instructions.jsp>

Ciente: Dabdon Conceição Nascimento
Aluno

Belo Horizonte, 03 de julho de 2025

Este documento não terá validade sem a assinatura do Coordenador do Programa de Pós-Graduação. Após a Homologação da Defesa pelo Colegiado do Programa, este documento será assinado pela Coordenação e disponibilizado ao aluno.



Documento assinado eletronicamente por **Lucas Ribeiro dos Santos, Professor do Magistério Superior**, em 03/07/2025, às 17:23, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **White Jose dos Santos, Professor do Magistério Superior**, em 03/07/2025, às 17:29, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Barreto Caldas, Professor do Magistério Superior**, em 03/07/2025, às 17:32, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Guilherme Aris Parsekian, Usuário Externo**, em 03/07/2025, às 17:32, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Dabdon Conceição Nascimento, Usuário Externo**, em 04/07/2025, às 10:43, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Felicio Bruzzi Barros, Subcoordenador(a)**, em 23/07/2025, às 08:46, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador 4313362 e o código CRC 6F4D883F.

“Porque dEle, e por Ele, e para Ele, são todas
as coisas. A Ele seja a glória para sempre!
Amém.” Romanos 11:36

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço ao meu grandioso Deus, por ser meu provedor e nunca me ter desamparado. Sua presença e graça foram essenciais para superar os desafios e concluir esta etapa da minha vida.

À minha amada esposa, Nathália Souza Furtado Nascimento, meu eterno agradecimento pelo amor incondicional, apoio constante e pelas palavras de sabedoria que me deram força nos momentos mais desafiadores. Sou imensamente grato por todas as noites em que estive ao meu lado, acordada, oferecendo suas orações e incentivos. Te amo.

Expresso minha profunda gratidão ao meu professor e orientador, Lucas Ribeiro dos Santos, pela imensa paciência, dedicação e disponibilidade ao longo deste trabalho. Sua excelência como profissional, bem como sua humanidade, são fontes constantes de inspiração para mim. Sinto-me verdadeiramente honrado por tê-lo como orientador. Muito obrigado, de coração.

Ao meu professor e coorientador, José White dos Santos, pelo suporte e prontidão durante toda a elaboração deste trabalho. Sua contribuição foi fundamental para o sucesso desta pesquisa.

Ao meu professor Rodrigo Caldas Barreto, pelos conselhos, orientações e por disponibilizar os recursos computacionais necessários para o processamento dos modelos.

Aos meus pais, Domingos Eugênio do Nascimento e Ivonete Conceição Nascimento, aos meus tios, Ivani Conceição e Luiz André Lacerda, aos meus irmãos, Deveson Dias Nascimento, Deisy Silva do Nascimento e Vitória Silva Santos Viana e aos meus cunhados, Rubens Venâncios dos Santos e Nayane Vieira Furtado dos Santos, pelo apoio constante e incondicional na realização dos meus sonhos e projetos. Muito obrigado por sempre acreditarem em mim.

Aos meus amigos José Geraldo Pinto, Roberto Antônio Silva Cardoso, Conceição Silva, Carol Silva Cardoso, Fábio Martins da Silva, Beatriz Borges Faria Fonseca, Fernanda Assunção Valim e Francielly Las Casas de Assis, meu mais sincero agradecimento pelo acolhimento e apoio. O carinho, a amizade e a generosidade de vocês foram essenciais para que eu pudesse

superar os desafios desta jornada acadêmica. A presença e o incentivo de cada um foram fundamentais para a conclusão deste trabalho, e levarei comigo essa gratidão para sempre.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais, que contribuíram significativamente para minha formação acadêmica e profissional.

À Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da UFMG.

À Secretaria do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, em especial à Juliana Xavier de Castro, Luciell de Souza Castro e Patricia Aparecida da Silva, pela solidez e apoio em todos os momentos.

Aos técnicos do Centro Multiusuário de Análise Experimental de Estruturas (CEMMAEs), em especial ao Geraldo Evaristo, José Liberato Simeão e Heron Freitas Resende, pelo suporte técnico e pela disponibilidade durante a realização deste trabalho.

Ao CNPq e à CAPES, pela concessão da bolsa de mestrado, e à FAPEMIG, pelo financiamento deste projeto de pesquisa. Sem esse apoio, a realização deste trabalho não seria possível.

Por fim, a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a conclusão desta etapa da minha vida, o meu sincero agradecimento.

RESUMO

Nascimento, Dabdon Conceição. **Comportamento sob Compressão de Alvenaria de Tijolos Ecológicos com Juntas de Cola PVA e Argamassas Convencional e Colante**. 2025, 157 pg. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais. 2025.

As estruturas de alvenaria com tijolos de solo cimento têm ganhado destaque nos países em desenvolvimento devido à sua praticidade, baixo custo e alternativa ecologicamente sustentável. No entanto, a literatura apresenta uma escassez de estudos numéricos sobre estruturas de alvenaria em tijolos de solo cimento, sendo a maioria das pesquisas voltadas para tijolos de concreto e cerâmicos. Este trabalho dedica-se à modelagem numérica do comportamento estrutural de três tipos de pequenas paredes, com diferentes tipos de juntas de assentamento: Argamassa Convencional (ARG), Argamassa Colante (AC) e Cola de Poliacetato de Vinila (PVA). Para isso, inicialmente, foram analisados os ensaios de caracterização das alvenarias. Em seguida, foram elaborados modelos no *software* ABAQUS, utilizando o método dos elementos finitos. A calibração dos resultados numéricos foi realizada por meio de uma análise crítica e comparativa entre os resultados numéricos e experimentais. Os resultados numéricos apresentaram boa correlação com os experimentais, mostrando-se satisfatórios. Observou-se que o efeito das imperfeições na interface de contato entre os tijolos foi mais evidente nas pequenas paredes coladas com PVA, devido à espessura reduzida das juntas de assentamento. Diante disso, na etapa seguinte, foi realizado um estudo estocástico baseado na Simulação de Monte Carlo, com o objetivo de avaliar estatisticamente os contatos na interface entre os tijolos observadas nas pequenas paredes com cola PVA. Este estudo estocástico permitiu compreender a influência das irregularidades geométricas na interface de ligação dos tijolos, bem como seu efeito na propagação de danos e na capacidade resistente das pequenas paredes. Na sequência, desenvolveu-se um estudo paramétrico que permitiu investigar a influência dos principais parâmetros mecânico-geométricos das paredes. Um estudo analítico foi desenvolvido, visando elaborar um modelo de cálculo capaz de prever a capacidade resistente axial das alvenarias constituídas de tijolos solo cimento. Os estudos analíticos proporcionaram uma boa aproximação do comportamento das pequenas paredes.

Palavras-chave: Alvenaria; Solo cimento; Micromodelagem; Método dos Elementos Finitos; Estudo Estocástico; Análise Paramétrica.

ABSTRACT

Nascimento, Dabdon Conceição. **Compression Behavior of Ecological Brick Masonry with PVA Glue Joints and Conventional and Adhesive Mortars**. 2025, 157 p. Thesis (Master in Structural Engineering) – Engineering school, Federal University of Minas Gerais, Minas Gerais. 2025.

Masonry structures with soil-cement bricks have gained prominence in developing countries due to their practicality, low cost and ecologically sustainable alternative. However, the literature presents a shortage of numerical studies on masonry structures with soil-cement bricks, with most research focused on concrete and ceramic bricks. This work is dedicated to the numerical modeling of the structural behavior of three types of small walls, with different types of laying joints: conventional mortar (ARG), adhesive mortar (AC) and polyvinyl acetate glue (PVA). For this, the characterization tests of the masonry were initially analyzed. Then, models were developed in the ABAQUS software, using the finite element method. The calibration of the numerical results was performed through a critical and comparative analysis between the numerical and experimental results. The numerical results showed good correlation with the experimental ones, proving to be satisfactory. It was observed that the effect of imperfections at the contact interface between the bricks was more evident in the small walls bonded with PVA, due to the reduced thickness of the bed joints. In view of this, in the next step, a stochastic study based on Monte Carlo simulation was carried out, with the objective of statistically evaluating the contacts in the interface between the bricks observed in the small PVA walls. This stochastic study allowed us to understand the influence of the geometric irregularities in the bonding interface of the bricks, as well as their effect on the propagation of damage and the resistance capacity of the small walls. Next, a parametric study was developed that allowed us to investigate the influence of the main mechanical-geometric parameters of the walls. An analytical study was developed, aiming to develop a calculation model capable of predicting the axial resistance capacity of the masonry made of soil-cement bricks. The analytical studies provided a good approximation of the behavior of the small walls.

Keywords: Masonry; Soil-cement; Micromodeling; Finite Element Method; Stochastic Study; Parametric Analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Estados de tensões em (a) prismas produzidos com unidades mais rígidas que a argamassa e (b) prismas produzidos com argamassa mais rígidas que as unidades.....	29
Figura 2.2 – Modo de falha da alvenaria de bloco de terra à compressão.....	30
Figura 2.3 – Modo de falha típico de pequenas paredes de alvenaria: (a) fissuração na vista frontal; e (b) fissuração na vista lateral.	30
Figura 2.4 – Tipos de tijolos de intertravamento.....	31
Figura 2.5 – Modo de falha de alvenarias em juntas secas.....	32
Figura 2.6 – Modo de falha de alvenarias em juntas de cola PVA.....	32
Figura 2.7 – Mecanismos de falha de alvenaria: (a) falha de tração na interface (unidade-junta); (b) deslizamento por cisalhamento na interface unidade-junta; (c) rachadura por tração na unidade e na junta; (d) esmagamento em alvenaria; e (e) fissuração diagonal em alvenaria.	33
Figura 2.8 – Técnicas de modelagem em alvenaria: (a) macro modelagem; (b) micromodelagem simplificada; (c) micromodelagem detalhada.....	34
Figura 2.9 – Comportamento típico de materiais quase-frágeis sob carregamento uniaxial e definição de energia de fratura: (a) compressão; (b) tração.	36
Figura 2.10 – Elemento de oito nós.....	37
Figura 2.11 – Esquema de divisão da geometria dos modelos para a conformidade da malha.	38
Figura 2.12 – Resultados e validação do modelo: (a) Tensão-Deformação numérico versus experimentais; e (b) Tensões principais (N/m^2).	40
Figura 2.13 – Modelo numérico ensaio de compressão de pequena parede.....	41
Figura 2.14 – Modelo de elementos finitos: (a) ensaio de compressão e (b) ensaio de cisalhamento.	42
Figura 2.15 – Modelo de elementos finitos: (a) ensaio de compressão e (b) ensaio de cisalhamento.	44
Figura 2.16 – Bloco de intertravamento: (a) geometria do bloco; (b) projeto e dimensões do bloco (mm).	45
Figura 2.17 – Ensaio de compressão e padrão de fissuração para blocos de um, dois e três blocos interligados.....	45
Figura 2.18 – Tensões principais máximas (tensões em Pa): (a) para dois blocos; (b) para três blocos.....	46

Figura 2.19 – Comparação entre comportamento à compressão experimental e analítico.	46
Figura 2.20 – Configuração de blocos interligados.	47
Figura 2.21 – Ilustração de parede interligada com imperfeições espaciais aleatórias.	48
Figura 2.22 – Modelo numérico para a parede de blocos interligados.....	49
Figura 2.23 – Convergência de simulações de Monte Carlo.....	50
Figura 2.24 – Comparativo de parede com distintas qualidades.	50
Figura 2.25 – Caminho de fissuras em parede interligada com imperfeições espaciais aleatórias.....	51
Figura 3.1 – Curva Tensão versus Deformação: (a) ARG e (b) AC.	53
Figura 3.2 – Dimensões dos tijolos de solo cimento (mm).	54
Figura 3.3 – Ensaio de compressão segundo a DIN 18945 (NABau, 2018): (a) esquema (mm) e (b) ensaio.....	55
Figura 3.4 – Curvas força versus deslocamento dos ensaios de caracterização à compressão para tijolo solo cimento segundo as normas técnicas: (a) NBR 8294 (ABNT, 2012) e (b) DIN 18945 (NABau, 2018).	55
Figura 3.5 – Ensaio de flexão em três pontos.....	56
Figura 3.6 – Esquema geométrico das pequenas paredes.....	57
Figura 3.7 – Instrumentação e realização de ensaio de compressão em pequenas paredes: (a) modelo esquemático; (b) modelo real.	59
Figura 3.8 – Acúmulo de argamassa nos furos verticais das pequenas paredes.....	61
Figura 3.9 –Curvas tensão versus deformação DTs: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo; e (c) horizontal.....	62
Figura 3.10 – Modo de falha das paredes: (a) AC1, AC2, AC3, AC5 e AC6 e (b) AC4.....	63
Figura 3.11 – Modo de falha das paredes: (a) ARG1, ARG2 e ARG5 e (b) ARG3 e ARG4. .	63
Figura 3.12 – Avanços das fissuras parede ARG6.....	64
Figura 3.13 – Curvas tensão versus deformação DTs: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo; e (c) horizontal.	65
Figura 3.14 – Curvas tensão versus deformação DTs: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo; e (c) horizontal.	66
Figura 3.15 – Modo de falha das paredes em PVA.....	67
Figura 3.16 – Desenvolvimento de fissuras: (a) caminho de carga; e (b) padrões de fissuras. .	68
Figura 4.1 – Geometrias das pequenas paredes (mm): (a) AC; (b) ARG; (c) PVA.	70
Figura 4.2 – Simplificação da geometria para a simulação das pequenas paredes em AC e ARG.....	70

Figura 4.3 – Simplificação da geometria para a simulação das pequenas paredes em PVA (mm).	71
Figura 4.4 – Partição da geometria: (a) partes do modelo numérico; (b) comparativo.	72
Figura 4.5 – Elemento Finito C3D8.	73
Figura 4.6 – Malha de parte discretizada em elemento finito C3D8.	73
Figura 4.7 – Condições de contorno e carregamento.	74
Figura 4.8 – Superfície de escoamento em tensão plana.	77
Figura 4.9 – Superfícies de escoamento correspondendo a diferentes valores de K	78
Figura 4.10 – Plano meridional p-q.	79
Figura 4.11 – Resposta do concreto à carga uniaxial de: (a) compressão e (b) tração.	81
Figura 4.12 – Curvas genéricas tensão-deformação na: (a) compressão e (b) tração.	82
Figura 4.13 – Calibração do módulo de elasticidade inicial dos tijolos.	84
Figura 4.14 – Curvas Tensão-Deformação experimental e input das argamassas: (a) AC e (b) ARG.	85
Figura 5.1 – Comparação parede AC: (a) dano por tração (numérico) e (b) experimentais. ...	89
Figura 5.2 – Comparação parede AC: (a) dano por compressão (numérico) e (b) experimental.	90
Figura 5.3 – Curvas tensão versus deformação parede AC: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo; e (c) horizontal.	91
Figura 5.4 – Comparação parede ARG: (a) dano por tração (numérico) e (b) experimentais.	92
Figura 5.5 – Comparação parede ARG: (a) dano por compressão (numéricos) e (b) experimental.	93
Figura 5.6 – Curvas tensão <i>versus</i> deformação parede ARG: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo; e (c) horizontal.	94
Figura 5.7 – Curvas tensão <i>versus</i> deformação parede PVA com contato perfeito: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo.	95
Figura 5.8 – Comparação da geometria da pequena parede com cola PVA: (a) numérica e (b) experimental.	96
Figura 5.9 – Comparação parede PVA: (a) dano por tração (numérico) e (b) experimental. ..	97
Figura 5.10 – Comparação parede PVA: (a) dano por compressão (numéricos) e (b) experimental.	97
Figura 5.11 – Curvas tensão versus deformação parede PVA: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo; e (c) horizontal.	98

Figura 6.1 – Histograma propriedades e incertezas utilizadas na Simulação de Monte Carlo, frequências: (a) Absoluta; (b) Relativa; e (c) Acumulada.....	103
Figura 6.2 – Comparativo pequenas paredes em cola PVA: (a) estudo estocástico e (b) experimental.....	105
Figura 6.3 – Convergência de simulações de Monte Carlo: (a) COV de Tensão acumulada e (b) média acumulada da tensão resistente.....	105
Figura 6.4 – Desenvolvimento de fissuras (a) Caminho de carga e (b) padrões de fissuras. .	106
Figura 6.5 – Comparação da distribuição do dano entre modelo: (a) numérico e (b) ensaio experimental.....	107
Figura 6.6 – Curvas tensão versus deformação simulação de Monte Carlo: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo.....	108
Figura 7.1 – Geometria do modelo-padrão.....	110
Figura 7.2 – Modelo representativo de curvas tensão-deformação adotadas para análise paramétrica.....	111
Figura 7.3 – Variação da resistência à compressão dos materiais – modelo ARG.....	112
Figura 7.4 – Variação da resistência à compressão dos materiais – modelo AC.....	114
Figura 7.5 – Comparativo da variação da resistência à compressão dos materiais dos modelos AC e ARG.....	115
Figura 7.6 – Variação das alturas dos tijolos e espessura das juntas de argamassa.....	116
Figura 7.7 – Dimensões limites para tijolos solo cimento.....	117
Figura 7.8 – Análise unidimensional AC e ARG - Variação do diâmetro das aberturas dos tijolos.....	118
Figura 7.9 – Variação do comprimento e largura dos tijolos: (a) modelo AC; (b) modelo ARG.....	120
Figura 7.10 – Variação na razão de aspecto das alvenarias.....	122
Figura 7.11 – Modelo ARG - variação de t_{hm} e f_{cm} representação: (a) tridimensional t_{hm} e f_{cm} ; (b) bidimensional t_{hm} ; (c) bidimensional f_{cm}	125
Figura 7.12 – Modelo AC - variação de t_{hm} e f_{cm} representação: (a) tridimensional t_{hm} e f_{cm} ; (b) bidimensional t_{hm} ; (c) bidimensional f_{cm}	126
Figura 7.13 – Modelo ARG - variação de h_b e f_{cb} representação: (a) tridimensional h_b e f_{cb} ; (b) bidimensional h_b ; (c) bidimensional f_{cb}	128
Figura 7.14 – Modelo AC - variação de h_b e f_{cb} representação: (a) tridimensional h_b e f_{cb} ; (b) bidimensional h_b ; (c) bidimensional f_{cb}	129

Figura 7.15 – Variação de t_{hm} para $\emptyset = 0$	131
Figura 7.16 – Variação de \emptyset e f_{cm} : (a) Modelo ARG e (b) Modelo AC.....	132
Figura 7.17 – Variação de \emptyset e f_{cb} : (a) Modelo ARG; e (b) Modelo AC.....	135
Figura 7.18 – Variação de C_b e L_b : (a) Modelo ARG; e (b) Modelo AC.	136
Figura 7.19 – Variação do diâmetro de furo dos tijolos em paredes sem junta de assentamento.	138
Figura 8.1 – Valor predito <i>versus</i> banco de dados do estudo paramétrico.....	143
Figura 8.2 – Correlação dos modelos – Regressão linear <i>versus</i> Experimental.....	144
Figura 8.3 – Representação gráfica do fator de correlação b.	146

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Parâmetros inelásticos do CDP adotados por Leal (2022).....	38
Tabela 2.2 - Parâmetros inelásticos do CDP adotados por Ma <i>et al.</i> (2019).....	43
Tabela 2.3 - Propriedades do material do bloco de intertravamento.	47
Tabela 3.1 - Propriedades mecânicas das argamassas de assentamento.....	53
Tabela 3.2 - Geometria das pequenas paredes.....	57
Tabela 3.3 - Resistência à compressão axial pequenas paredes considerando a área líquida. .	59
Tabela 3.4 - Cálculo de eficiência das pequenas paredes.....	60
Tabela 4.1 - Parâmetros inelásticos do CDP.	80
Tabela 4.2 - Parâmetros adotados neste estudo numérico.	85
Tabela 5.1 - Comparativo geral da capacidade resistente dos modelos numéricos e experimentais.....	88
Tabela 6.1 - Propriedades e incertezas utilizadas na Simulação de Monte Carlo.	104
Tabela 7.1 - Variação da resistência à compressão dos materiais - modelo ARG.	112
Tabela 7.2 - Variação da resistência à compressão dos materiais - modelo AC.	114
Tabela 7.3 - Variação das alturas dos tijolos e espessura das juntas de argamassas.	116
Tabela 7.4 - Variação do diâmetro das aberturas verticais dos tijolos.	118
Tabela 7.5 - Variação do comprimento e largura dos tijolos.....	119
Tabela 7.6 - Variação na razão de aspecto das alvenarias de argamassas.....	121
Tabela 7.7 - Variação da t_{hm} e f_{cm}	124
Tabela 7.8 - Variação de h_b e f_{cb}	127
Tabela 7.9 - Variação da espessura das juntas de assentamento em tijolo maciço.	130
Tabela 7.10 - Variação de \emptyset e f_{cm}	132
Tabela 7.11 - Variação de \emptyset e f_{cb}	134
Tabela 7.12 - Comparativo geral da capacidade resistente dos modelos numéricos e experimentais.....	136
Tabela 7.13 - Variação de \emptyset em paredes sem juntas de assentamento.....	137
Tabela 8.1 - Coeficientes adotados A_0 , α_1 , α_2 , α_3 , α_4 e α_5	141
Tabela 8.2 - Correlação de modelos numéricos, regressão múltiplas e experimental.....	144
Tabela 8.3 - Coeficiente de variação (COV) da resistência à compressão de tijolos solo cimento.	148

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	–	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	–	American Society for Testing and Materials
AC	–	Argamassa colante
ARG	–	Argamassa Convencional
CEMAEES	–	Centro Multiusuário de Análise Experimental de Estruturas
CDP	–	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
DIN	–	<i>Deutsche Institut für Normung</i>
DT	–	Transdutores de deslocamento
EN	–	<i>European Norm</i>
NBR	–	Norma Brasileira
PROPEES	–	Programa de Pós-graduação em Engenharia das Estruturas
PVA	–	Poliacetato de Vinila
RP	–	<i>Reference point</i>
UFMG	–	Universidade Federal de Minas Gerais

LISTA DE SIMBOLOS

MAIÚSCULO

$A_{Br,p}$	–	Área bruta da seção transversal perpendicular ao carregamento
$A_{liq,p}$	–	Área líquida da seção transversal perpendicular ao carregamento
C_b	–	Diagonal da alvenaria
C_{hb}	–	Comprimento meio-tijolo
E_0	–	Módulo de elasticidade inicial
E_p	–	Módulo secante correspondente à tensão de pico
H_p	–	Altura de alvenaria
K	–	Parâmetro para definição da superfície de escoamento no CDP
L_b	–	Largura tijolo
L_p	–	Largura da alvenaria

MINÚSCULO

b	–	Fator de correlação - EN 1990 (2002)
b_c	–	Constante adimensionais de ajuste dano à compressão
b_t	–	Constante adimensionais de ajuste dano à tração
c	–	Número de classe pela fórmula de Sturges
d	–	Distância mínima entre dois furos de tijolo solo cimento
d_t	–	Dano à tração
d_c	–	Dano à compressão
k_k	–	Coefficiente de ajuste para coeficiente de ponderação de projeto ()
K_k	–	Parâmetro da formulação de resistência característica de alvenarias
f_c	–	Resistência à compressão
f_{cb}	–	Resistência à compressão do tijolo solo cimento
f_{cm}	–	Resistência à compressão da argamassa
f_{cp}	–	Resistência à compressão do modelo na análise paramétrica
f_d	–	Resistência de cálculo à compressão da alvenaria
f_k	–	Resistência característica à compressão da alvenaria
f_p	–	Resistência à compressão da alvenaria – modelo de regressão
f_t	–	Resistência à tração
h_b	–	Altura tijolo
r_e	–	Valores de resistência de referência - EN 1990 (2002)
r_t	–	Valores de resistência teórica - EN 1990 (2002)
r_k	–	Valores de resistência característica - EN 1990 (2002)
r_d	–	Valores de resistência de cálculo - EN 1990 (2002)
t_{hm}	–	Espessura da argamassa de assentamento
t	–	Espessura mínima das paredes internas ao tijolo solo cimento

LETRA GREGA

α_a, α_d	–	Coefficientes adimensionais para ajuste curva à compressão
α_t	–	Coefficiente adimensional para ajuste curva à tração
α, β	–	Coefficiente da formulação de resistência característica de alvenarias
γ_M	–	Coefficiente de ponderação da resistência de projeto

$\gamma_{M,t}$	–	Coefficiente de ponderação de resistência da amostragem
$\varepsilon_{c,p}$	–	Deformação de pico à compressão
$\varepsilon_{t,p}$	–	Deformação de pico à tração
ε_c^{in}	–	Deformação inelástica à compressão
ε_t^{in}	–	Deformação inelástica à tração
ε_c^{pl}	–	Deformação plástica à compressão
ε_t^{pl}	–	Deformação plástica à tração
μ	–	Coefficiente de atrito
ν	–	Coefficiente de Poisson
ν_p	–	Parâmetro de viscosidade (parâmetro do CDP)
σ_{c0}/σ_{b0}	–	Razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial
σ_c	–	Tensão de compressão
σ_t	–	Tensão de tração
τ	–	Tensão de cisalhamento
\emptyset	–	Diâmetro de furo verticais dos tijolos
ψ	–	Ângulo de dilatação (parâmetro do CDP)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	22
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	22
1.2 JUSTIFICATIVA	23
1.3 OBJETIVOS	24
1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	24
2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA	26
2.1 GENERALIDADES	26
2.2 COMPONENTES DA ALVENARIA	26
2.2.1 Unidades	26
2.2.2 Junta de assentamento	27
2.3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	28
2.3.1 Influência da Unidade e Juntas de Assentamento	28
2.3.2 Modo de falhas de pequenas paredes de argamassa convencional	29
2.3.3 Pequenas paredes e prismas de juntas finas e secas	31
2.4 ESTRATÉGIA DE MODELAGEM DE ALVENARIA ESTRUTURAL	32
2.4.1 Macro e Micro modelagem	33
2.4.2 Caracterização dos materiais	35
2.5 MODELAGEM NUMÉRICA DE ALVENARIAS ESTRUTURAIS	37
2.5.1 Modelagem de alvenarias de blocos de concreto com juntas de argamassa - Leal (2022)	37
2.5.2 Alvenarias solo cimento com juntas de argamassa - Villiers (2019)	40
2.5.3 Prismas de alvenaria solo cimento - Ma <i>et al.</i> (2019)	42
2.5.4 Estudo numérico do comportamento blocos de solo cimento com juntas secas - Ayed <i>et al.</i> (2016)	44
2.5.5 Estudo estocástico de alvenarias com juntas secas - Shi <i>et al.</i> (2023)	47
3 MÉTODOS E RESULTADOS DA ANÁLISE EXPERIMENTAL	52
3.1 GENERALIDADES	52
3.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS	52
3.2.1 Argamassas de assentamento	53
3.2.2 Tijolo Solo cimento	53
3.3 PROTÓTIPOS ESTUDADOS	57
3.4 INSTRUMENTAÇÃO DOS ENSAIOS DAS PEQUENAS PAREDES	58
3.5 PROTÓTIPOS ESTUDADOS	59
3.5.1 Pequenas paredes com argamassa colante (AC) e convencional (ARG)	61

3.5.2 Pequenas paredes com cola PVA	66
4 ESTUDO NUMÉRICO	69
4.1 GENERALIDADES.....	69
4.2 ESTRATÉGIA DE MODELAGEM.....	69
4.3 GEOMETRIA DAS PARTES QUE COMPÕEM O MODELO NUMÉRICO	69
4.4 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.....	72
4.5 CONDIÇÕES DE CONTOURO E CARREGAMENTO.....	73
4.6 <i>Solver Abaqus/Explicit</i>	75
4.7 MODELO CONSTITUTIVO	75
4.7.1 Parâmetros de plasticidade do CDP	76
4.7.2 Modelo analítico para definição do comportamento à compressão e à tração	81
4.7.3 Modelo de dano	85
4.8 CONTATO.....	87
5 VALIDAÇÃO NUMÉRICA	88
5.1 GENERALIDADES.....	88
5.2 RESULTADOS.....	88
5.2.1 Parede AC	88
5.2.2 Parede ARG	92
5.2.3 Parede PVA	94
6 ANÁLISE ESTOCÁSTICA	100
6.1 GENERALIDADES.....	100
6.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	100
6.3 SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO	101
6.4 ANÁLISE ESTOCÁSTICA COM SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO	102
6.5 ESTUDO DE CONVERGÊNCIA	105
6.6 MODO DE FISSURAÇÃO	106
7 ESTUDO PARAMÉTRICO	109
7.1 GENERALIDADES.....	109
7.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	109
7.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA UNIDIMENSIONAL	110
7.3.1 Variação da resistência mecânica do tijolo e argamassas	110
7.3.2 Variação das alturas dos tijolos e espessuras das juntas horizontais	115
7.3.3 Variação do diâmetro das aberturas verticais dos tijolos (\emptyset)	117
7.3.4 Variação do comprimento e largura dos tijolos	119
7.3.5 Variação na razão de aspecto das alvenarias	121

7.4 ANÁLISE PARAMÉTRICA BIDIMENSIONAL	123
7.4.1 Variação da espessura das juntas de argamassas, alturas dos tijolos e resistências à compressão dos materiais	123
7.4.2 Variação da espessura das juntas de assentamento em tijolos maciços	130
7.4.3 Variação do diâmetro e das resistências dos materiais	131
7.4.4 Variação do comprimento e largura de tijolos maciços	135
7.4.5 Variação do diâmetro de furo dos tijolos em paredes sem junta de assentamento	137
8 ESTUDO ANALÍTICO.....	139
8.1 GENERALIDADES.....	139
8.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	139
8.3 FORMULAÇÃO DE PROPOSTA PARA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA SOLO CIMENTO.....	140
8.4 ESTUDO DE CORRELAÇÃO NOS MODELOS DE REGRESSÃO.....	143
8.5 AJUSTE DO MODELO DE REGRESSÃO EM VALORES CARACTERÍSTICOS	145
8.5.1 Fator de correlação b	146
8.5.2 Coeficiente de variação dos erros.....	147
8.5.3 Determinação dos valores característicos e de projeto	149
9 CONCLUSÕES.....	151
9.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	151
9.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	152
10 REFERÊNCIAS	154

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As alvenarias de solo são um dos métodos construtivos mais rudimentares e amplamente utilizados ao longo da história. Sua popularidade histórica está associada à disponibilidade local dos materiais e à simplicidade das técnicas construtivas envolvidas (TARQUE *et al.*, 2022).

Atualmente, devido ao aumento da demanda por recursos naturais finitos em todo o mundo, tem-se despertado interesse cada vez maior em soluções sustentáveis, como os materiais e técnicas baseadas em solo. Esses sistemas vêm ganhando destaque na literatura científica, tanto por causa de sua baixa energia incorporada na fabricação quanto pelo aprimoramento de suas propriedades ao incorporar fibras, resíduos e ligantes cimentícios (KASINIKOTA; TRIPURA, 2022).

A construção de alvenarias em tijolos modulares de solo cimento, é um tema de interesse crescente devido a sustentabilidade, boa resistência mecânica e durabilidade (KASINIKOTA; TRIPURA, 2022). Em virtude da estabilização do solo com o cimento, as alvenarias em tijolos modulares de solo cimento possuem a minimização ou mesmo a eliminação das desvantagens que permeiam as tradicionais alvenarias de solo (YANG; WANG, 2019). Nos últimos anos, há um crescimento de trabalhos que abordam o comportamento a compressão, cisalhamento, comportamento de flexão, assim como a modelagem numérica de alvenarias confeccionadas em solo cimento (AYED *et al.* 2016; FOURIE, 2017; MA *et al.*, 2019; VILLIERS, 2019; YANG; WANG, 2019).

A modelagem numérica assume um papel importante na análise estrutural das alvenarias em solo cimento, posto que as análises experimentais demandam custo, tempo e maquinário apropriado (SARHAT, SHERWOOD, 2014).

Um dos métodos mais difundidos na análise das estruturas de alvenaria é o Método dos Elementos Finitos. Estudos numéricos mostram a viabilidade da modelagem de elementos finitos para a simulação do comportamento estático e dinâmico de estruturas de alvenaria de solo cimento (MA *et al.*, 2019; VILLIERS *et al.*, 2019; BUI *et al.*, 2020; HUAMANI *et al.*,

2022). No entanto, há uma considerável dificuldade na modelagem de materiais frágeis, como tijolos e argamassas, pois esses materiais apresentam fissuração em baixos níveis de tensão, exigindo, assim, uma calibração rigorosa dos parâmetros não lineares dos materiais (FAGES *et al.*, 2022).

De acordo com Fages *et al.* (2022), existem duas abordagens de modelagem via método dos elementos finitos para as alvenarias não armadas: macromodelagem e micromodelagem, sendo a última subdividida em micromodelos simplificados e detalhados. Essas distinções de estratégias de modelagem numérica se devem ao fato de a alvenaria ser um compósito, formado por tijolos (unidades) e argamassas de assentamento (juntas). A escolha da abordagem é norteada pelo nível de acurácia desejado e pelo porte do elemento a ser modelado.

1.2 JUSTIFICATIVA

As alvenarias de solo têm ganhado destaque nos países em desenvolvimento como uma alternativa de baixo custo e sustentável, ou até mesmo como a única alternativa viável em muitas situações (FAGES *et al.*, 2022). Ademais, estudos relatam que aproximadamente um quarto da população mundial vive em habitações construídas com solo (MICCOLI *et al.*, 2014). Atualmente, no Brasil, as alvenarias de solo vêm ganhando destaque, entretanto, estudos experimentais e numéricos relacionados ao comportamento mecânico ainda são poucos em comparação aos sistemas construtivos convencionais.

A norma técnica brasileira NBR 8491 (ABNT, 2012a) classifica os tijolos solo cimento apenas como alvenaria de vedação. No entanto, na prática, muita das vezes, esse sistema construtivo é executado com função estrutural. Baseado nessas premissas, é requerida uma melhor compreensão do comportamento da alvenaria em tijolo solo cimento.

O estudo do comportamento da alvenaria tijolo solo cimento pode não apenas promover a difusão desse sistema construtivo, mas também fornecer subsídios para a elaboração de normas técnicas que regulamentem a sua aplicação estrutural. Contudo, os experimentos de laboratório, embora essenciais, envolvem custos elevados e demandam tempo considerável. Nesse contexto, entende-se que os estudos numéricos são fundamentais para fornecer informações sobre o

comportamento estrutural e apoiar a derivação de regras nacionais de projeto, bem como contribuir para o aprimoramento e a expansão dos métodos construtivos existentes.

Ademais, a resistência à compressão é um indicativo básico do comportamento mecânico dos elementos de alvenaria. Todavia, a literatura apresenta poucos estudos numéricos de estruturas de alvenaria solo cimento sob compressão. Nesse contexto, o estudo proposto também pretende contribuir para o preenchimento dessas lacunas.

1.3 OBJETIVOS

Este estudo tem como objetivo realizar uma análise numérica de modelos de pequenas paredes de alvenaria, utilizando diferentes tipos de juntas de assentamento (argamassa comum, argamassa colante e cola PVA), todas confeccionadas com tijolos modulares de solo cimento e submetidas a compressão uniaxial.

Para alcançar o objetivo proposto, serão adotadas as seguintes etapas:

- Analisar os resultados experimentais de pequenas paredes de tijolos solo cimento submetidas à compressão;
- Calibrar os parâmetros do modelo numérico de pequenas paredes no programa de elementos finitos ABAQUS/CAE, com base nos resultados obtidos experimentalmente;
- Realizar um estudo paramétrico das pequenas paredes, considerando a variação dos principais parâmetros geométricos e mecânicos, com o objetivo de avaliar e compreender o comportamento estrutural desses modelos frente a diferentes condições;
- Desenvolver modelo teórico de cálculo simplificado para prever a capacidade resistente de alvenarias de solo cimento.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O trabalho está organizado em capítulos que obedecem a sequência.

- Capítulo 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA: Este capítulo apresenta uma revisão sistemática da literatura com o objetivo de investigar e compreender o comportamento de pequenas paredes, com enfoque nos principais materiais utilizados na fabricação dessas alvenarias.

Além disso, são discutidos avanços significativos em técnicas de modelagem numérica aplicadas à análise dessas estruturas;

- Capítulo 3 – MÉTODOS E RESULTADOS DA ANÁLISE EXPERIMENTAL: Este capítulo apresenta uma descrição detalhada dos ensaios experimentais conduzidos em pequenas paredes de alvenaria de solo cimento, abordando os procedimentos adotados e a análise dos principais resultados obtidos, com ênfase no comportamento estrutural das amostras;
- Capítulo 4 – ESTUDO NUMÉRICO: Este capítulo descreve as metodologias empregadas na elaboração do modelo de elementos finitos no *software* ABAQUS/CAE, concentrando-se nas etapas de construção do modelo: definição da geometria, escolha do solver, estabelecimento das relações constitutivas dos materiais, aplicação do carregamento e definição das condições de contorno;
- Capítulo 5 – VALIDAÇÃO NUMÉRICA: Este capítulo foi comparado os resultados numéricos obtidos com os dados experimentais, verificando a precisão do modelo desenvolvido;
- Capítulo 6 – ANÁLISE ESTOCÁSTICA: Este capítulo avaliou-se a aplicação da Simulação de Monte Carlo para prever a capacidade resistente de pequenas paredes em cola PVA;
- Capítulo 7 – ESTUDO PARAMÉTRICO: Este capítulo explora a influência de diferentes parâmetros no comportamento estrutural das paredes modeladas, avaliando a sensibilidade das variáveis envolvidas;
- Capítulo 8 – ESTUDO ANALÍTICO: Este capítulo apresenta formulações analíticas para estimar a capacidade resistente de pequenas paredes de alvenaria. Com base nos resultados numéricos e experimentais, foram desenvolvidas expressões matemáticas que consideram as propriedades dos materiais, as dimensões dos tijolos e as características das juntas de assentamento;
- Capítulo 9 – CONCLUSÃO: Este capítulo apresenta as principais conclusões deste trabalho e as sugestões de novos estudos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA

2.1 GENERALIDADES

Nesta seção, serão apresentados os principais conceitos da bibliografia dentro do contexto das estruturas de alvenaria de solo cimento. A primeira parte abordará tópicos mais gerais relacionados às alvenarias, com o objetivo de fornecer fundamentos importantes para o entendimento deste trabalho. A segunda parte estará mais diretamente relacionada ao escopo do estudo, tratando de artigos específicos sobre o comportamento estrutural das alvenarias de solo cimento, apresentando resultados úteis para a construção e compreensão da análise numérica discutida nos capítulos seguintes.

2.2 COMPONENTES DA ALVENARIA

A estrutura de alvenaria é intrinsecamente um elemento frágil, complexo, anisotrópico e heterogêneo. Dessa forma, a alvenaria é considerada um material misto ou compósito, constituído, em geral, por duas fases: as unidades e as juntas de argamassa (OLLER, 2014). As unidades de alvenaria podem ser feitas de barro, concreto, pedras, adobe, solo cimento, entre outros materiais. As juntas de argamassa são utilizadas entre as unidades de alvenaria como material ligante. Os ligantes mais comuns utilizados em estruturas de alvenaria são à base de cimento, à base de cal ou uma mistura de ambos. Portanto, é evidente que a resposta estrutural das alvenarias depende das propriedades mecânicas de seus constituintes (unidades e juntas de argamassa) e da interação entre eles (interface unidade-juntas) (GHIASSI *et al.*, 2019).

2.2.1 Unidades

Os tijolos de solo cimento são obtidos através da mistura de solo, cimento e água, seguida da compactação realizada em prensa. Devido às tradicionais unidades de solo apresentarem baixa resistência mecânica, comportamento frágil e suscetibilidade à erosão causada pelo vento ou pela chuva, é necessário corrigir sua granulometria ou adicionar substâncias estabilizadoras que aumentem sua resistência mecânica, à intempérie e à erosão (ABIKO, 1980). A estabilização do solo com cimento e a compactação das unidades de solo cimento minimizam ou até mesmo eliminam as desvantagens associadas às tradicionais alvenarias de solo (YANG; WANG, 2019).

Os tijolos de solo cimento podem ser maciços ou vazados. Geralmente, os tijolos compõem a maior parte da alvenaria, e suas propriedades mecânicas são as principais responsáveis pela capacidade resistente da estrutura. Além da resistência à compressão, é importante também conhecer a resistência à tração das unidades, pois a solicitação axial à compressão desencadeia o surgimento de tensões de tração transversais nos tijolos, que tendem a influenciar sua forma de ruptura. As normas brasileiras (ABNT NBR 8491:2012a; ABNT NBR 8492:2012b) especificam os requisitos dimensionais, bem como algumas propriedades físicas e mecânicas relacionadas aos tijolos de solo compactado estabilizado.

2.2.2 Junta de assentamento

Embora a argamassa de assentamento componha uma pequena parcela das alvenarias, ela desempenha funções essenciais, como solidarizar as unidades, transmitir e uniformizar as tensões entre os blocos e absorver pequenas deformações. As propriedades das juntas de argamassa em alvenarias dependem diretamente do tipo de argamassa, das proporções utilizadas, das condições de cura e de teste. Portanto, é fundamental a caracterização das propriedades mecânicas das argamassas (RAMALHO E CORRÊA, 2003).

De acordo com Parsekian e Medeiros (2021) é indicado para alvenaria estrutural de blocos de concreto que a resistência à compressão das argamassas tenha valor de 4,0 MPa e valor máximo de 70% da resistência do bloco na área líquida. Além disso, para minimizar o risco de fissuração, a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) estabelece que a resistência à compressão da argamassa não deve ultrapassar 1,5 vezes a resistência característica especificada para o bloco na área bruta.

A argamassa de assentamento é geralmente aplicada em juntas com espessura de 10 mm (BARBOSA, 2004). No entanto, avanços tecnológicos no desenvolvimento de argamassas e a maior precisão na fabricação dos blocos possibilitaram a redução da espessura das juntas assentamento. Atualmente, o uso de argamassas de juntas finas no assentamento de alvenarias tem proporcionado maior eficiência, aumento da produtividade e redução de custos (SIPP, *et al.*, 2021).

2.3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

A resistência à compressão é, por si só, a principal propriedade dos componentes da alvenaria. Valores altos de resistência à compressão indicam boa qualidade para todos os fins estruturais e de exposição, enquanto valores baixos podem sinalizar componentes que resultarão em alvenarias pouco resistentes e duráveis. Infelizmente, essa propriedade é difícil de ser medida adequadamente. A grande variedade de formas e dimensões dos componentes, especialmente em relação às alturas, dificulta a correlação direta entre os resultados do ensaio de compressão e a resistência real do componente na alvenaria.

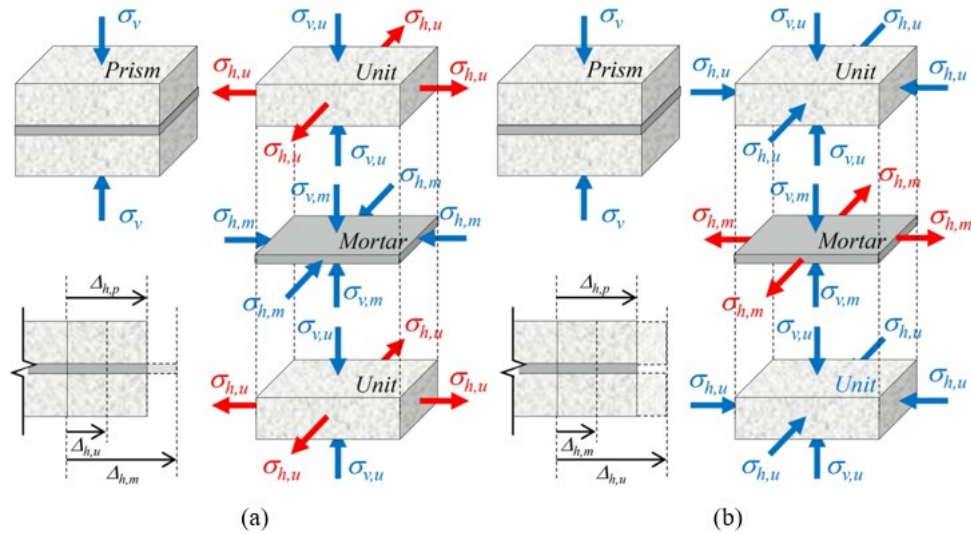
Logo o estudo de prismas e de pequenas paredes, além de ser menos oneroso em comparação aos ensaios realizados com painéis de alvenaria em tamanho real, representa abordagem prática e eficiente para a compreensão do comportamento conjunto entre tijolos e argamassas. Os prismas são constituídos por dois ou mais unidades sobrepostas unidas por juntas de assentamento. Já, as pequenas paredes são construídas com unidades em amarração, com comprimento mínimo igual a duas vezes a largura das unidades e altura superior a 5 vezes a espessura da unidade, porém não inferior a 70 cm (ABNT NBR 16868-3, 2020b).

2.3.1 Influência da Unidade e Juntas de Assentamento

A compressão uniaxial da alvenaria leva a um estado triaxial de tensões na junta de argamassa e na unidade (NALON *et al.*, 2022). Logo, os mecanismos de falhas das alvenarias estão vinculados, principalmente, com a rigidez relativa das unidades e argamassa que a compõe.

Em análise de prismas sob compressão uniaxial, com rigidez distinta entre os seus constituintes, pode-se observar diferentes comportamentos. Os prismas com as unidades mais rígidas que a junta de argamassa, tendem a apresentar argamassas com a maior dilatação lateral que os tijolos (Figura 2.1a). Por conseguinte, há o surgimento de um estado de compressão triaxial, gerando um efeito de confinamento, na argamassa, enquanto que os tijolos estão em estado de tensão de compressão vertical (uniaxial) e tração lateral (biaxial), conforme ilustrado na Figura 2.1a (NALON *et al.*, 2022).

Figura 2.1 – Estados de tensões em (a) prismas produzidos com unidades mais rígidas que a argamassa e (b) prismas produzidos com argamassa mais rígidas que as unidades.



Fonte: Nalon, *et al.* (2022).

Além disso, no caso de unidades mais rígidas, o modo de falha do prisma dependerá da relação entre a resistência à compressão da argamassa e a resistência à tração dos tijolos. Se a resistência à compressão da argamassa for superior à resistência à tração dos tijolos, a falha ocorre predominantemente por fissuração vertical, perpendicular às juntas de argamassa. No entanto, se a resistência à compressão da argamassa for inferior à resistência à tração dos tijolos, a falha será caracterizada pelo esmagamento da argamassa (LOURENÇO, 1996; NALON *et al.*, 2022).

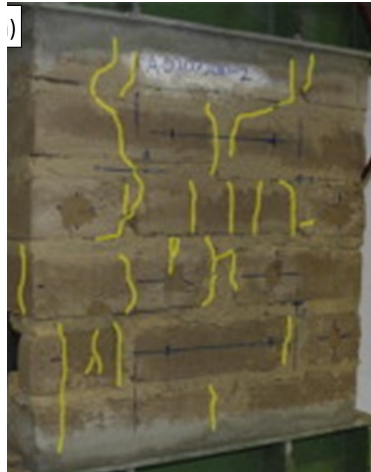
Os prismas cujas unidades possuem rigidez inferior à das juntas de argamassa tendem a apresentar uma maior dilatação lateral das unidades em comparação à junta de argamassa (Figura 2.1b). Como consequência, surgiu um estado de compressão triaxial nas unidades, enquanto as juntas de assentamento estão sujeitas a tensões uniaxiais de compressão e biaxiais de tração. De acordo com Nalon *et al.* (2022), nessas circunstâncias, geralmente observa-se uma falha frágil dos prismas, caracterizada pelo esmagamento das unidades sob tensões de compressão próximas à sua resistência à compressão.

2.3.2 Modo de falhas de pequenas paredes de argamassa convencional

As pequenas paredes sob compressão uniaxial geralmente apresentam comportamento semelhante à dos prismas. Na Figura 2.2, observa-se a ruptura devido à tração das unidades em uma pequena parede confeccionada com blocos de terra mais resistentes que a junta de

argamassa (MICCOLI *et al.*, 2014). Geralmente, a argamassa das pequenas paredes possui menor rigidez que as unidades; conseqüentemente, a dilatação lateral das argamassas de assentamento é maior do que a das unidades, resultando em fissuração vertical nas unidades e nas regiões de interface (ZHU *et al.*, 2017).

Figura 2.2 – Modo de falha da alvenaria de bloco de terra à compressão.



Fonte: Adaptado de Miccoli *et al.* (2014).

Em seus estudos, Fourie (2017) e Yang e Wang (2019) observaram que o modo de falha das alvenarias confeccionadas com tijolos de solo cimento é frequentemente similar ao das paredes em blocos de concreto. Na Figura 2.3, é apresentado o mecanismo de falha, que inclui fissuração vertical associada à falha por tração nas vistas frontal e lateral de uma parede de concreto (ZHU *et al.*, 2017).

Figura 2.3 – Modo de falha típico de pequenas paredes de alvenaria: (a) fissuração na vista frontal; e (b) fissuração na vista lateral.



(a)

(b)

Fonte: Zhu *et al.* (2017).

Segundo a Eurocode 6 (EN 1996-1-1:200), a resistência característica à compressão de estruturas de alvenaria com argamassa convencional é calculada pelas Equações 2.1 e 2.2. A Equação 2.1 é destinada ao caso de alvenaria com juntas de assentamento de 10 mm e Equação 2.2 é destinada alvenaria com juntas finas de 0,5 a 3 mm.

$$f_k = k \cdot f_{cb}^{0,7} \cdot f_{cm}^{0,3} \quad (2.1)$$

$$f_k = k \cdot f_{cb}^{0,85} \quad (2.2)$$

Sendo: f_k – Resistência característica à compressão da alvenaria (MPa);

f_{cb} - Resistência média à compressão do bloco (MPa);

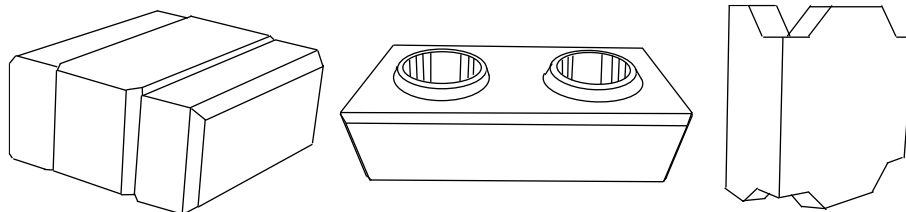
f_{cm} - Resistência média à compressão da argamassa (MPa);

k – Constante que leva em consideração o tipo de unidade de alvenaria e o tipo de argamassa utilizada.

2.3.3 Pequenas paredes e prismas de juntas finas e secas

O método de assentamento de tijolos em juntas finas e juntas secas (sem argamassa) foi desenvolvido para agilizar a produção de paredes. Os tijolos e blocos empregados na alvenaria com juntas finas e secas costumam possuir um sistema de intertravamento do tipo macho-fêmea ou chaves de intertravamento (Figura 2.4), o que melhora o desempenho estrutural, a eficiência e a qualidade da construção.

Figura 2.4 – Tipos de tijolos de intertravamento.



Fonte: Autor.

Diferentemente das alvenarias convencionais, onde as imperfeições entre as superfícies das unidades são corrigidas pelas juntas de argamassa, nas alvenarias de juntas finas e secas, essas imperfeições resultam em imperfeições de contato entre as unidades, influenciando a rigidez e

a capacidade resistente dessas alvenarias. Assim, o modo de falha predominante nas alvenarias de juntas finas e secas sob compressão axial se assemelha à fissuração por tração dos blocos, conforme observado nos trabalhos sobre blocos de terra comprimida estabilizada e intertravados de Fundi *et al.* (2018) e nos estudos de alvenarias com cola PVA desenvolvidos por Assis (2024) (Figuras 2.5 e 2.6).

Figura 2.5 – Modo de falha de alvenarias em juntas secas.



Fonte: Fundi *et al.* (2018).

Figura 2.6 – Modo de falha de alvenarias em juntas de cola PVA.



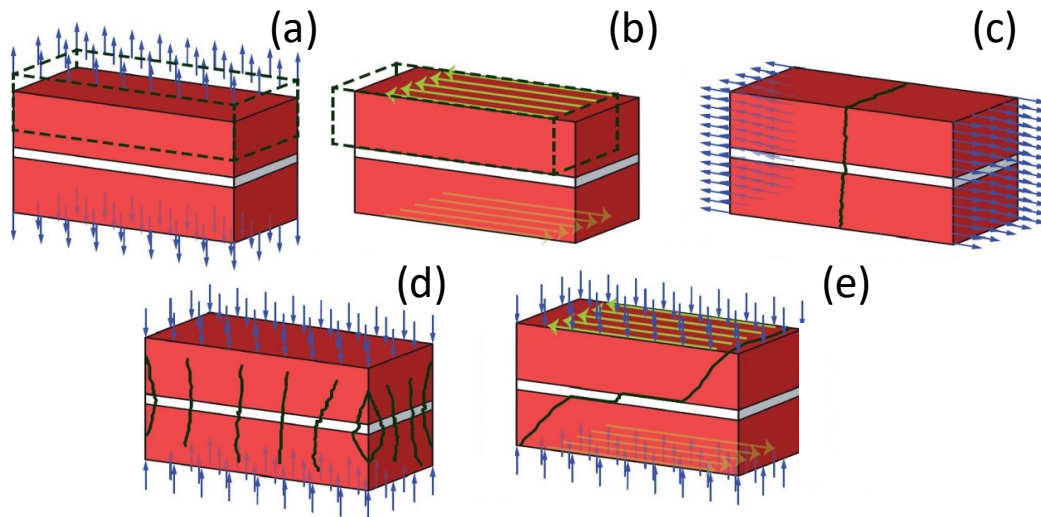
Fonte: Assis (2024).

2.4 ESTRATÉGIA DE MODELAGEM DE ALVENARIA ESTRUTURAL

A necessidade de prever o comportamento e a capacidade resistente da alvenaria conduz à aplicação de diversas estratégias e ferramentas computacionais, como o Método dos Elementos Finitos (MEF), métodos de elementos discretos/distintos, aprendizado de máquina e redes neurais artificiais (MA *et al.*, 2019; VILLIERS, 2019; ASTERIS *et al.*, 2021; GONEN *et al.*, 2022). De acordo com Lourenço (1997), para que um modelo numérico represente com precisão o comportamento da alvenaria, ele deve permitir a simulação dos principais mecanismos de

falha que caracterizam o material. Na Figura 2.7, são apresentados, em escala reduzida, dois blocos que ilustram os principais mecanismos de falha das alvenarias.

Figura 2.7 – Mecanismos de falha de alvenaria: (a) falha de tração na interface (unidade-junta); (b) deslizamento por cisalhamento na interface unidade-junta; (c) rachadura por tração na unidade e na junta; (d) esmagamento em alvenaria; e (e) fissuração diagonal em alvenaria.



Fonte: D'Altri *et al.* (2018).

É notório que os mecanismos de falha apresentados por Lourenço (1997), em suma, são relativos à falha na interface entre as unidade-junta (Figura 7a, b) e à falha conjunta dos componentes (Figura 2.7c, d, e).

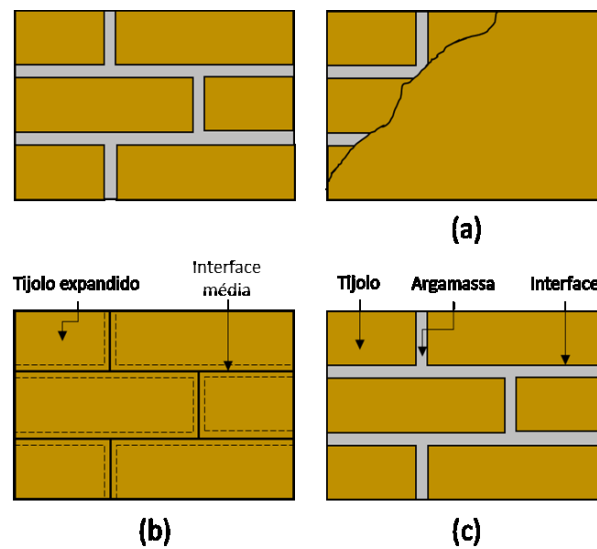
Nesse contexto, o Método dos Elementos Finito (MEF) destaca-se entre as estratégias mais difundidas para a análise de alvenarias, nos regimes linear e não linear. Ademais, estudos numéricos têm comprovado a viabilidade da modelagem via elementos finitos para a simulação do comportamento estático e dinâmico de estruturas de alvenaria (MA *et al.*, 2019; VILLIERS *et al.*, 2019; BUI *et al.*, 2020). Em geral, o método dos elementos finitos possui duas abordagens disponíveis na literatura técnica, que estão bem estabelecidas, a saber, os macros e micros modelos (GHIASSI *et al.*, 2019).

2.4.1 Macro e Micro modelagem

A modelagem das estruturas de alvenaria mediante o método dos elementos finitos, em geral se ramifica em duas abordagens, a macro e micromodelagem (Figura 2.8), que se distinguem pelo nível de detalhamento e resposta. A macromodelagem é uma abordagem de suavização

dos componentes integrantes da alvenaria, onde não existe distinção entre tijolo, juntas de argamassa e interface tijolo-junta (Figura 2.8a), em outras palavras, a alvenaria é considerada um material homogêneo. Por outro lado, a micromodelagem se concentra na representação individual dos componentes (Figura 2.8b, c). Todavia, vale a ressalva que cada abordagem possui suas limitações e aplicações. Logo, nenhuma dessas estratégias de modelagem deve ser desmerecida ou enaltecida em relação a outra (VILLIERS, 2019).

Figura 2.8 – Técnicas de modelagem em alvenaria: (a) macro modelagem; (b) micromodelagem simplificada; (c) micromodelagem detalhada.



Fonte: Adaptado de Lourenço (1996).

A micromodelagem é a alternativa em elementos finitos que melhor caracteriza o comportamento mecânico de estruturas de alvenaria de pequeno e médio porte. A micromodelagem se ramifica em duas: micromodelagem simplificada (ou mesomodelagem) e micromodelagem detalhada. Ambas ramificações tem suas distinções quanto ao nível de detalhamento.

A abordagem de micromodelagem simplificada tem um custo computacional razoável e garante previsões confiáveis. Nesse caso, as juntas de argamassas e as interfaces unidade-juntas são agrupadas em uma interface média, conforme ilustrado na Figura 2.8b. Com o intuito de manter a geometria inicial da alvenaria, as unidades são expandidas até a metade da espessura das juntas de argamassa adjacentes, garantindo a preservação da configuração geométrica original (LOURENÇO, 1996; SARHOSIS E LEMOS, 2018; FAGES *et al.*, 2022). A simplificação da alvenaria considerando apenas uma interface média é atrativa na perspectiva computacional,

porém torna difícil a mensuração do comportamento de fissuração dentro das juntas. Sarhosis e Lemos (2018) ressaltam que a existência da parcialidade na descrição das interações unidade e junta de argamassa é consequência do negligenciamento do coeficiente de Poisson da junta.

Em contrapartida, a micromodelagem detalhada é a abordagem mais adequada para se obter maior descrição das alvenarias. A abordagem considera a modelagem individual das unidades, juntas de argamassa e interfaces unidade-junta (Figura 2.8c). Conseqüentemente, a micromodelagem detalhada possibilita que todos os diferentes modos de falha em potencial, representados na Figura 2.7, sejam contemplados. Todavia, o custo computacional é maior devido ao grau de refinamento da modelagem. Desta forma, a micromodelagem detalhada é inviável para estruturas de grande porte devido ao grande número de graus de liberdade. Além disso, o grau de caracterização dos constituintes da alvenaria, é mais rigoroso, principalmente em análise não lineares.

Paralelamente Fages *et al.* (2022) recomenda que independentemente da abordagem adotada, é importante calibrar adequadamente as propriedades dos materiais de cada componente da alvenaria, com atenção especial à parte não linear das leis constitutivas. A seguir, serão apresentados os principais parâmetros adotados para a modelagem numérica.

2.4.2 Caracterização dos materiais

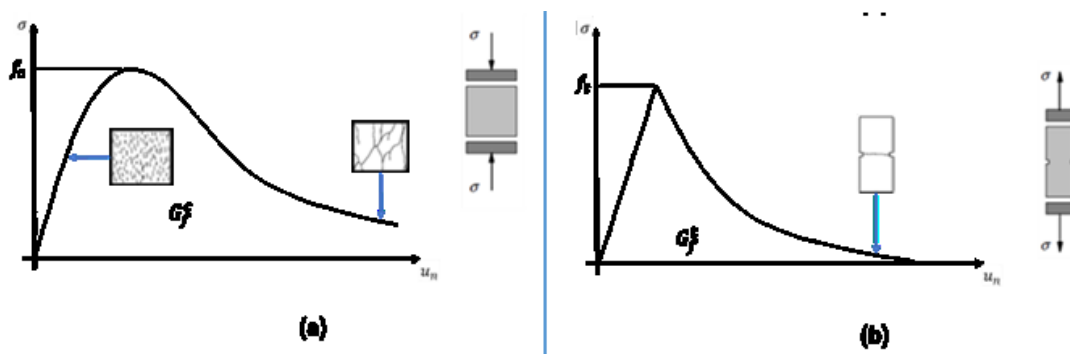
Os parâmetros necessários para simular o comportamento de estruturas de alvenaria dependem não somente da abordagem numérica (macro ou micro modelagem), mas também do regime de análise desejado (linear ou não linear). No regime linear, geralmente as propriedades básicas do material, tais como, o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν) são satisfatórias. Entretanto, as alvenarias apresentam comportamento frágil, com fissuras a níveis baixos de tensão. Isto, conseqüentemente, impossibilita a caracterização do comportamento nas proximidades das tensões de pico e pós pico. Sendo assim, para adequada descrição do comportamento mecânico de materiais frágeis, é requerida a análise em regime não linear, com adequada descrição das propriedades elásticas e inelástica dos materiais constituintes da alvenaria (GHIASSI *et al.*, 2019).

Os materiais frágeis apresentam características peculiares quanto a sua resistência mecânica, dentre as quais, destaca-se o fenômeno do amolecimento. O amolecimento, segundo Lourenço

(1996), é a diminuição gradual das propriedades de resistência mecânica do material, com aumento contínuo das deformações impostas. É importante ressaltar que no gráfico tensão *versus* deslocamento o amolecimento está situado no regime pós-pico, e, segundo Ghiassi *et al.* (2019) a energia de fratura é a área total situada abaixo do gráfico.

A energia de fratura é definida como o trabalho necessário para produzir uma área de fissura unitária. Ou seja, é um parâmetro que representa a resistência à fissuração e a tenacidade à fratura de materiais frágeis e quase frágeis (ZHAO *et al.*, 2008). Como já visto, a energia de fratura geralmente é a integral do gráfico tensão *versus* deslocamento, entretanto a depender do pacote de elementos finitos essa energia pode ser obtida de formas distintas (LOURENÇO, 1996; GHIASSI *et al.*, 2019). Na Figura 2.9, é apresentada as propriedades não lineares dos materiais frágeis. É notável nos gráficos que a tensão normal, σ , decresce gradualmente após atingir a tensão máxima, caracterizando o chamado fenômeno de amolecimento.

Figura 2.9 – Comportamento típico de materiais quase-frágeis sob carregamento uniaxial e definição de energia de fratura: (a) compressão; (b) tração.



Fonte: Adaptado de Lourenço (1996).

Os gráficos tensão *versus* deslocamento apresentados na Figura 2.9a e b, são de compressão e tração, respectivamente. Na Figura 2.9a, f_c corresponde a resistência à compressão (tensão de pico) e a área sob o gráfico tensão *versus* deslocamento é a energia de fratura à compressão, denotada por G_f^c . Analogamente, f_t representa a resistência à tração e G_f^t a energia de fratura à tração (LOURENÇO, 1996).

2.5 MODELAGEM NUMÉRICA DE ALVENARIAS ESTRUTURAIS

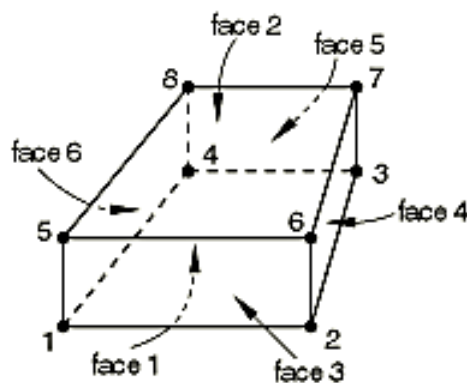
Nos subitens a seguir, são apresentadas aplicações recentes da literatura relacionadas à modelagem numérica de alvenarias, abrangendo desde a escolha e calibração de modelos constitutivos até a definição dos elementos finitos, condições de contorno e modelagem de interfaces de contato. Além disso, são apresentadas abordagens e adaptações específicas para representar de forma mais precisa o comportamento estrutural das alvenarias solo cimento.

2.5.1 Modelagem de alvenarias de blocos de concreto com juntas de argamassa - Leal (2022)

Leal (2022) realizou um estudo experimental e numérico sobre pequenas paredes de alvenaria estrutural feitas de blocos de concreto com juntas de argamassa. O autor conduziu duas análises não lineares: uma das paredes sob compressão uniaxial em temperatura ambiente e outra em situação de incêndio. A análise numérica sucedeu-se na idealização da micromodelagem detalhada das pequenas paredes, utilizando o pacote de elementos finitos do *software* ABAQUS.

Na discretização do modelo geométrico, Leal (2022) adotou elementos finitos do tipo C3D8R (Figura 2.10) para a modelagem dos blocos, juntas de argamassa e placas de aço. O C3D8R é um elemento sólido linear de primeira ordem que é comumente empregado na modelagem de elementos de alvenarias.

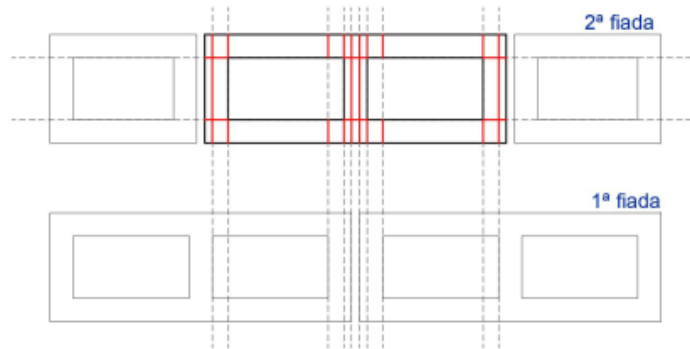
Figura 2.10 – Elemento de oito nós.



Fonte: Simulia (2014).

Para garantir a conformidade da malha, o autor realizou a partição da geometria dos blocos e da argamassa, conforme esquematizado na Figura 2.11. Com o objetivo de otimizar o tempo de processamento e a acurácia da simulação, Leal (2022) definiu a dimensão da malha em aproximadamente 10 mm para cada elemento.

Figura 2.11 – Esquema de divisão da geometria dos modelos para a conformidade da malha.



Fonte: Leal (2022).

Para simular o comportamento do tijolo e do graute os autores utilizaram o modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity* (CDP), disponibilizado na biblioteca do ABAQUS. O modelo CDP tem sido amplamente utilizado para simular o comportamento do concreto e outros materiais frágeis (MA *et al.*, 2019). De acordo o manual do usuário ABAQUS (SIMULA, 2014) os parâmetros básicos do modelo CDP são: o ângulo de dilatação (ψ), a excentricidade (e), a razão entre a tensões de escoamento de compressão iniciais biaxial e uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0}), a razão do segundo invariante de tensão no meridiano de tração (K) e o parâmetro de viscosidade (v_p). A Tabela 2.1 apresenta os valores definidos pelo autor.

Tabela 2.1 - Parâmetros inelásticos do CDP adotados por Leal (2022).

Material	Plasticidade				
	ψ	e	σ_{b0}/σ_{c0}	K	v_p
Blocos e Argamassa	40	0,1	1,16	2/3	0,0001

Fonte: Autor.

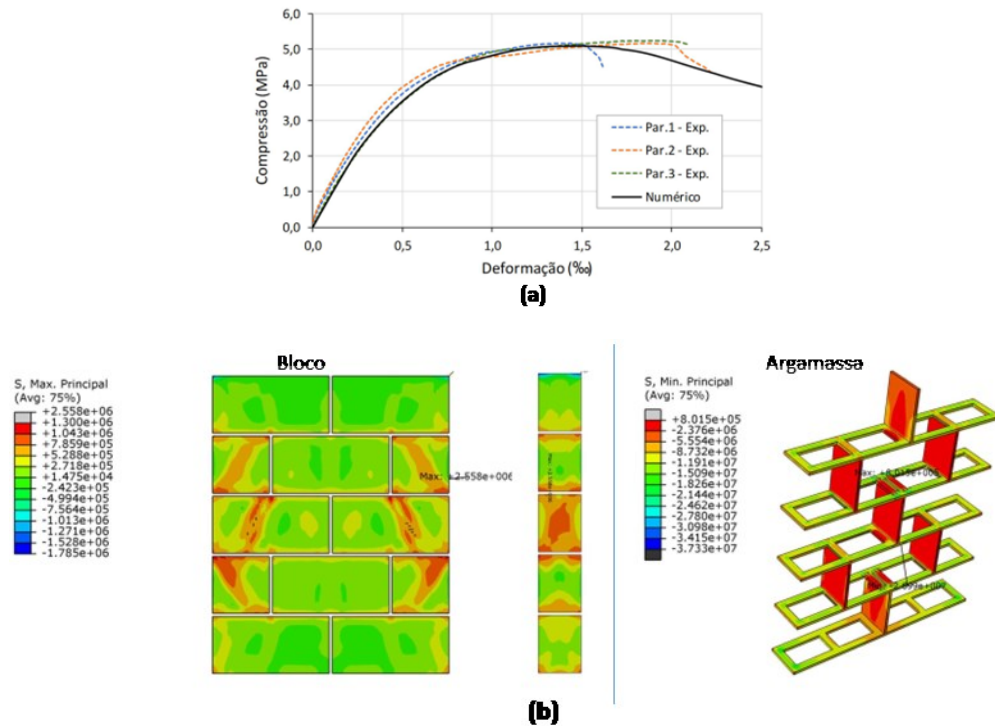
Para a distribuição dos esforços e das condições de contorno nas pequenas paredes, o autor modelou duas placas de aço nas extremidades superior e inferior, com elevada rigidez. Para simular as condições de contorno, foram criados pontos de referência (RP) acoplados às placas, aos quais foram atribuídas as condições de contorno. Leal (2022) aplicou as condições de contorno e de carregamento de acordo com a análise experimental. O modelo numérico proposto apresentou condições de contorno que restringiam quaisquer movimentos da

extremidade inferior das pequenas paredes e permitiam apenas o movimento vertical na extremidade superior. Quanto ao carregamento aplicado no modelo, considerou-se um incremento de deslocamento.

Na modelagem das interfaces bloco-argamassa e alvenaria-placas, os autores definiram o comportamento normal e tangencial. A interação de contato normal foi do tipo "*hard contact*", que impede a penetração das superfícies umas nas outras, permitindo, no entanto, a separação após o contato. O comportamento tangencial visa simular o atrito entre as superfícies dos materiais, por meio da definição de um coeficiente de atrito que segue a Lei de Coulomb. O coeficiente de atrito estático adotado pelos autores foi igual a 0,5, e a tensão de cisalhamento crítica foi calculada de acordo com a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a).

A Figura 2.12a apresenta o comparativo entre os gráficos tensão-deformação obtidos numericamente e os resultados experimentais de uma das paredes analisadas por Leal (2022). Os resultados numéricos mostraram-se coerentes com a análise experimental em termos de tensão, não superando 10% da tensão média experimental. A Figura 2.12b apresenta o contorno das tensões principais nos blocos e nas juntas de argamassa, no instante em que o modelo numérico atinge sua resistência máxima. Observa-se um aumento gradual da concentração de tensões nos blocos, iniciando-se na interface bloco-argamassa e avançando diagonalmente. Essas tensões crescem até atingir o limite de resistência à tração do bloco. Já as argamassas, devido ao confinamento gerado pelos blocos, alcançaram valores muito superiores à resistência à compressão uniaxial. Assim, com base nos ensaios experimentais e nas previsões teóricas da literatura do comportamento da alvenaria em relação às suas interfaces, o modelo numérico desenvolvido por Leal (2022) foi capaz de simular a distribuição de tensões e o comportamento estrutural de alvenarias de blocos de concreto.

Figura 2.12 – Resultados e validação do modelo: (a) Tensão-Deformação numérico *versus* experimentais; e (b) Tensões principais (N/m²).



Fonte: Leal (2022).

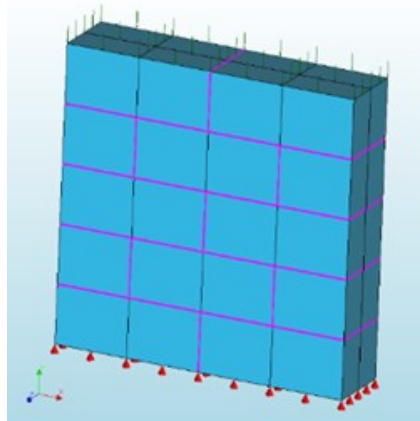
2.5.2 Alvenarias solo cimento com juntas de argamassa - Villiers (2019)

Villiers (2019) realizou um estudo numérico, por meio do método dos elementos finitos, voltado à análise de unidades de alvenaria construídas com materiais alternativos, dentre os quais se destacam os tijolos de solo cimento. No estudo, os tijolos de solo cimento foram assentados com argamassa convencional, que apresentou resistência média à compressão de 9,9 MPa conforme os ensaios realizados por Fourie (2017). Para isso, o autor adotou a abordagem de micromodelagem simplificada. Na referida abordagem, os modos de falha por tração e cisalhamento na interface (Figura 2.7a, b) são atribuídos aos elementos de interface, enquanto os mecanismos de esmagamento e fissuração (Figura 2.7c, d, e) são representados diretamente nos elementos das unidades.

A estratégia utilizada para calibração dos parâmetros das interfaces envolveu a simulação do ensaio de compressão de uma pequena parede de alvenaria sob carregamento uniaxial. Essa abordagem foi adotada para determinar os parâmetros necessários para o modelo constitutivo de material selecionado, que descreve o comportamento não linear da alvenaria. Nesta

modelagem, os tijolos foram representados como elementos contínuos com comportamento linear elástico. A não linearidade foi concentrada nas interfaces médias entre unidade e argamassa, representadas por linhas magenta na Figura 2.13, e também em regiões de fissuração potencial nas unidades, representadas por linhas pretas.

Figura 2.13 – Modelo numérico ensaio de compressão de pequena parede.



Fonte: Villiers (2019).

Apesar das linhas pretas serem retas no modelo gráfico, elas simbolizam zonas vulneráveis à fissuração, e não significam que as fissuras reais seriam, necessariamente, retilíneas. Na prática, as fissuras podem assumir trajetórias curvas ou ramificadas, mas no modelo simplificado, essas regiões são idealizadas como segmentos retilíneos para fins de representação e análise numérica.

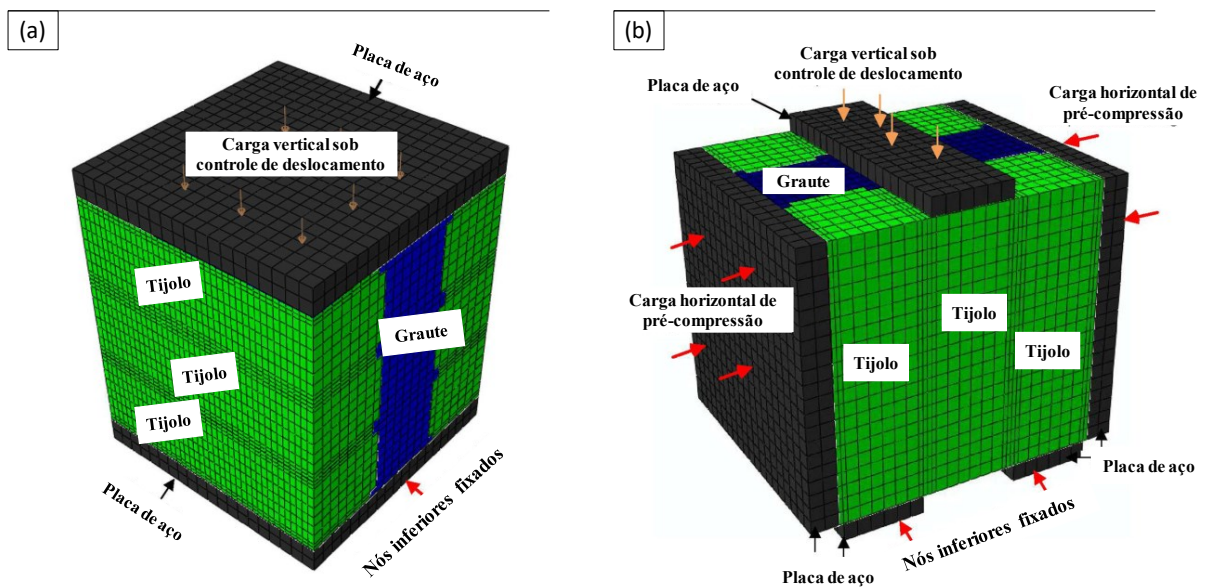
O modelo proposto por Villiers (2019) foi validado tanto em análise no plano, como fora do plano. Na análise no plano, foi avaliada a resposta força-deslocamento horizontal, enquanto a análise fora do plano consistiu em carregamento perpendicular ao plano da pequena parede. As modelagens distinguem-se quanto a geometria, condições de contorno e carregamento. O comportamento linear e não linear, sucedeu-se analogamente às atribuições do modelo sob carregamento uniaxial. Para avaliar-se a veracidade do modelo, os mesmos foram confrontados com as análises experimentais. A modelagem escolhida capturou bem os principais mecanismos de falha.

2.5.3 Prismas de alvenaria solo cimento - Ma *et al.* (2019)

Ma *et al.* (2019) avaliaram experimental e numericamente, o comportamento de prismas de tijolos solo cimento assentados em juntas secas, intertravado por grauteamento dos furos verticais. O graute foi produzido como o mesmo solo usado para a confecção dos tijolos, estabilizado com aditivos (5% de cinzas volantes e 0,6% de fibras vegetais). A campanha experimental iniciou-se a partir da caracterização mecânica dos materiais, exceto o coeficiente de Poisson que foi adotado igual a 0,2, para o tijolo e o graute. Em seguida, ocorreram os testes de compressão e cisalhamento dos prismas modelados em três tijolos empilhados sem junta de assentamento, com os furos verticais grauteados e armados. A seguir serão apresentados os detalhes da modelagem numérica.

Os autores desenvolveram modelos tridimensionais para investigar o efeito das propriedades do grauteamento dos furos e do nível de tensão de confinamento na resistência dos prismas. Na Figura 2.14 é apresentado o modelo numérico do ensaio de compressão (Figura 2.14a) e cisalhamento (Figura 2.14b) idealizado pelos autores. Ma *et al.* (2019) utilizou o *software* de elementos finitos não lineares ABAQUS/Standard.

Figura 2.14 – Modelo de elementos finitos: (a) ensaio de compressão e (b) ensaio de cisalhamento.



Fonte: Adaptado de Ma *et al.* (2019).

Para a modelagem dos tijolos e graute, bem como das placas de aço colocada no topo, base e laterais dos prismas os autores utilizaram o elemento contínuo C3D8R (Figura 2.12), assim

como Leal (2022). Os elementos empregados para armadura de aço foi o elemento de treliça linear tridimensional de dois nós T3D2.

De igual modo, o modelo constitutivo adotado para os blocos e argamassas foi o CDP, com os respectivos parâmetros inelásticos admitidos apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Parâmetros inelásticos do CDP adotados por Ma *et al.* (2019).

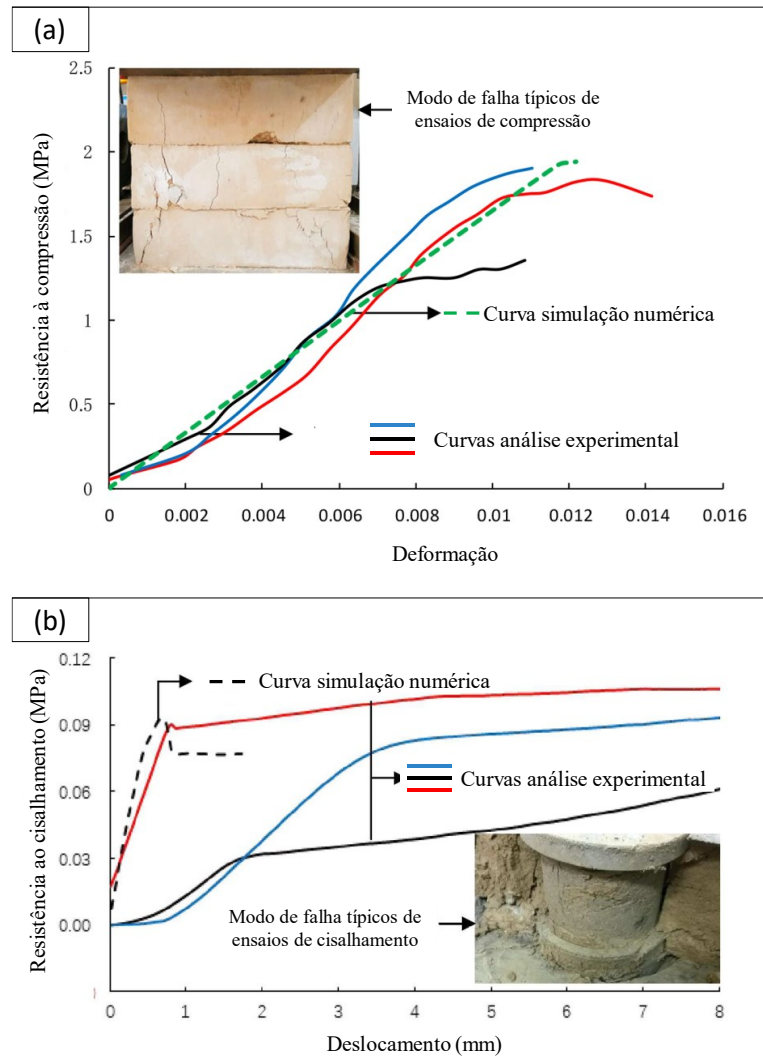
Material	Plasticidade				
Tijolo e Argamassa	ψ	e	σ_{b0}/σ_{c0}	K	ν_p
	10°	0,1	1,16	2/3	0,0005

Fonte: Autor.

A interface entre os tijolos de solo cimento foi modelada por meio da lei de atrito de Coulomb, adotando-se um coeficiente de atrito de 0,65. O comportamento normal as superfícies foi do tipo *hard contact*, permitindo-se a separação entre as superfícies em ausência de compressão. Para a ligação entre os blocos e o graute, utilizou-se a opção *Tie* do ABAQUS, que impõe conexão rígida entre as superfícies, assumindo aderência perfeita e impedindo o deslizamento relativo.

Os estudos numéricos apresentaram boa correspondência com os resultados experimentais, tanto nos ensaios de compressão quanto nos de cisalhamento. A validação do modelo numérico foi realizada por meio da comparação das curvas tensão–deformação experimentais e numéricas, conforme apresentado na Figura 2.15. Observou-se que o modelo foi capaz de reproduzir adequadamente não apenas a rigidez inicial dos prismas, mas também o comportamento não linear até a ruptura. Eventuais variações entre os resultados numéricos e experimentais são atribuídas às características inerentes ao material, como a variabilidade natural dos blocos de solo cimento e pequenas imperfeições geométricas decorrentes do processo de fabricação manual. Ainda assim, os autores concluíram que o modelo numérico implementado com o uso do CDP (*Concrete Damaged Plasticity*) demonstrou capacidade satisfatória na representação do comportamento mecânico de prismas de tijolos solo cimento.

Figura 2.15 – Modelo de elementos finitos: (a) ensaio de compressão e (b) ensaio de cisalhamento.

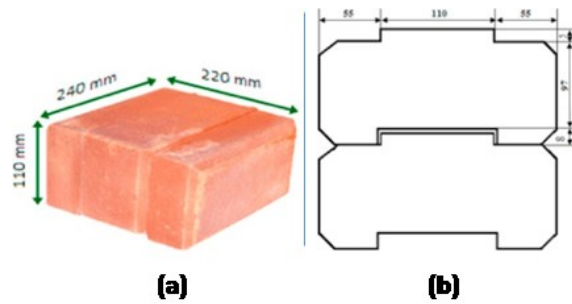


Fonte: Adaptado de Ma *et al.* (2019).

2.5.4 Estudo numérico do comportamento blocos de solo cimento com juntas secas - Ayed *et al.* (2016)

Ayed *et al.* (2016) realizaram um estudo experimental e reproduziram numericamente o comportamento mecânico de blocos de terra estabilizados intertravados com juntas secas sob compressão axial. Análise experimental e numérica concentrou-se nos estudos de três configurações de modelos, a saber: um bloco, dois blocos intertravados e três blocos intertravados, cujas características geométricas são apresentadas na Figura 2.16. Ayed *et al.* (2016) realizaram o estudo do comportamento mecânico acerca das folgas no intertravamento e da área de contato entre os blocos.

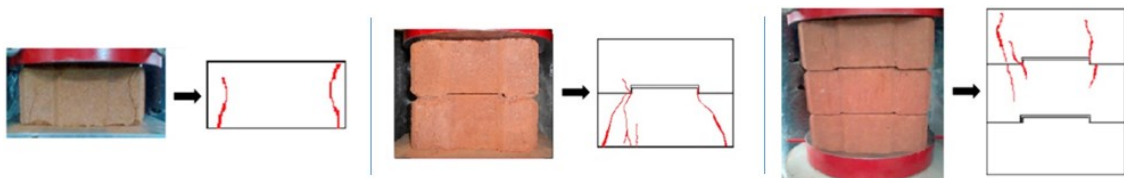
Figura 2.16 – Bloco de intertravamento: (a) geometria do bloco; (b) projeto e dimensões do bloco (mm).



Fonte: Ayed *et al.* (2016).

Os autores realizaram os ensaios de compressão utilizando uma prensa hidráulica, na qual cinco corpos de prova foram testados para cada caso. Para garantir o perfeito contato com as placas da prensa, as superfícies superior e inferior dos blocos foram regularizadas em todas as três configurações. Os modos típicos de falha observados nas três configurações estão apresentados na Figura 2.17. A falha simétrica é observada no modelo de um bloco com fissuras verticais em ambas as extremidades, enquanto, nos casos de dois e três blocos, as fissuras se propagam gradualmente a partir das folgas entre os blocos.

Figura 2.17 – Ensaios de compressão e padrão de fissuração para blocos de um, dois e três blocos interligados.

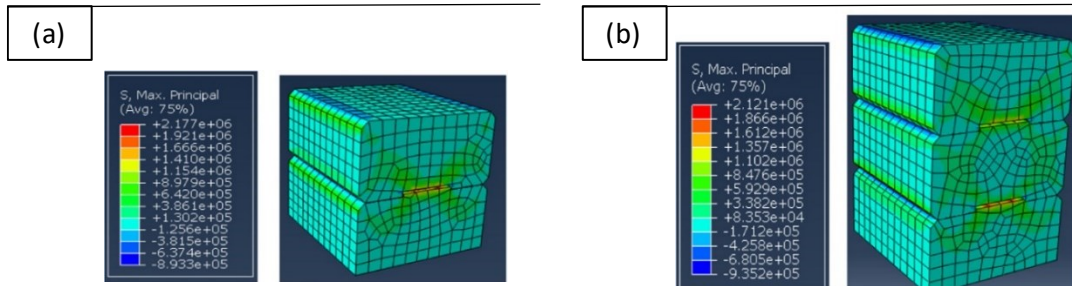


Fonte: Ayed *et al.* (2016).

Para determinar a área de contato real entre os blocos, Ayed *et al.* (2016) colocaram um papel liso na interface de dois blocos interligados e, com a prévia pintura preta de um dos blocos, obtiveram a plotagem da área de contato. A área total impressa no papel foi obtida por meio de um algoritmo de análise de imagem desenvolvido pelos autores no *MATLAB*. A superfície de contato sob o peso do bloco superior varia de 7% a 44% de toda a superfície (240 x 220 mm²). Segundo os autores, a superfície de contato não tem um valor fixo, mas aumenta linearmente sob compressão; entretanto, o percentual de 50% da superfície total não foi excedido. Isso ocorre devido à folga entre os blocos, que permanece livre de contato mesmo após a ocorrência de fissuras. A consideração da área de contato real para os testes com dois e três blocos demonstrou um aumento substancial da tensão à compressão e do módulo de Young.

Na Figura 2.18, é apresentado o resultado da simulação numérica desenvolvida por Ayed *et al.* (2016), em termos das tensões principais máximas, expressas em Pascal (Pa). Observa-se que as tensões de compressão no modelo numérico não excederam a resistência à compressão de 10 MPa dos blocos. No entanto, a resistência à tração de 2,2 MPa é alcançada pelo campo de tensões principais máximas.

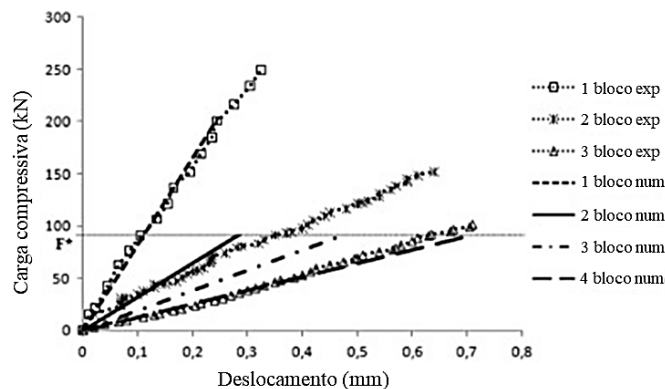
Figura 2.18 – Tensões principais máximas (tensões em Pa): (a) para dois blocos; (b) para três blocos.



Fonte: Ayed *et al.* (2016).

Na Figura 2.19 são comparadas as curvas de carga *versus* deslocamento obtidas numericamente com os trechos elásticos experimentais. A rigidez do modelo numérico de um bloco apresentou conformidade com as curvas experimentais, enquanto os modelos numéricos de dois e três blocos superestimaram a rigidez experimental. Observa-se ainda que o modelo numérico subestima a carga limite correspondente ao fim do regime elástico nos resultados experimentais. Além disso, a partir do modelo com dois blocos, nota-se que os valores da carga limite no regime elástico (F^*) nos modelos numéricos permanecem praticamente constantes, mesmo com o aumento do número de blocos, como é observado no comportamento elástico numérico dos modelos com dois, três e quatro blocos na Figura 2.19.

Figura 2.19 – Comparação entre comportamento à compressão experimental e analítico.



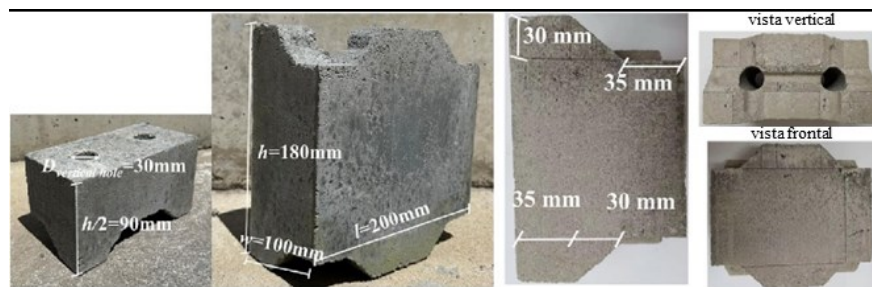
Fonte: Ayed *et al.* (2016).

O estudo de Ayed *et al.* (2016) revelou que os blocos de solo cimento apresentam uma resistência à compressão de 10 MPa quando testados individualmente (bloco único). No entanto, quando empilhados com folgas (sem argamassa), essa resistência diminui significativamente devido à concentração de tensões nas regiões de intertravamento.

2.5.5 Estudo estocástico de alvenarias com juntas secas - Shi *et al.* (2023)

Shi *et al.* (2023) conduziram uma análise estocástica para quantificar a influência de imperfeições geométricas no comportamento à compressão de alvenarias construídas com blocos de concreto intertravados empilhados a seco (Figura 2.20). O estudo estocástico foi realizado por meio de análise de probabilidade baseada em simulações de Monte Carlo. O modelo probabilístico considerou a variação espacial de diferentes números de imperfeições nos blocos, suas localizações e tamanhos variados nas alvenarias.

Figura 2.20 – Configuração de blocos interligados.



Fonte: Shi *et al.* (2023).

Para a análise estocástica, Shi *et al.* (2023) construíram um modelo tridimensional em elementos finitos utilizando o *software* ABAQUS. Os autores modelaram os blocos com elementos sólidos C3D8R e aplicaram o modelo constitutivo CDP, cujas propriedades dos materiais estão apresentadas na Tabela 2.3. Para a superfície de contato, consideraram o contato normal e um coeficiente de atrito estático de 0,3 para o comportamento tangencial. Para validar a precisão dos parâmetros adotados, os autores modelaram o comportamento à compressão de prismas de blocos interligados com base em estudos anteriores.

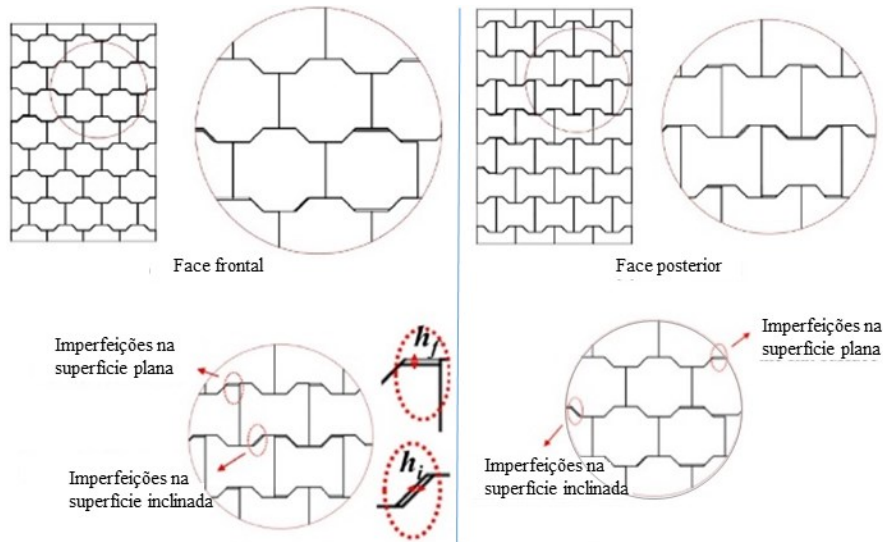
Tabela 2.3 - Propriedades do material do bloco de intertravamento.

Densidade (kg/m^3)	Resistência (MPa)		Elasticidade		Plasticidade				
	f_c	f_t	E (GPa)	ν	ψ	e	f_{b0}/f_{c0}	K	ν_p
2565	17,46	1,746	13,49	0,2	30°	0,1	1,16	0,67	0,0001

Fonte: Autor.

Considerando o processo de fabricação dos blocos, os autores destacaram que as imperfeições possíveis ocorrem nas alturas das superfícies planas ou nas superfícies inclinadas das chaves de cisalhamento, conforme apresentado na Figura 2.21. A folga h denota o tamanho da imperfeição normal à superfície do bloco de intertravamento.

Figura 2.21 – Ilustração de parede interligada com imperfeições espaciais aleatórias.



Fonte: Shi *et al.* (2023).

Para representar de maneira estatisticamente mais eficiente a variabilidade das imperfeições nos blocos intertravados, foi empregado o método de estratificação amostral. Este procedimento consiste em dividir o espaço amostral em sub-regiões e extrair amostras dessas regiões. Segundo os autores, a estratificação reduz a variância dos estimadores estatísticos (tais como, média, variância), preenchendo o espaço amostral de forma mais eficaz e, conseqüentemente, diminuindo o número de simulações de Monte Carlo necessárias para alcançar a convergência.

A estratificação adotada por Shi *et al.* (2023) baseou-se nas orientações do fabricante, dividindo os blocos em quatro grupos: alta qualidade, qualidade alta-média, qualidade média-baixa e baixa qualidade, conforme as probabilidades p de 0–25%, 25–50%, 50–75% e 75–100% de cada bloco apresentar imperfeições de fábrica. Por simplicidade, os autores assumiram o tamanho da imperfeição como uniforme na superfície, seguindo uma distribuição normal truncada com valor médio de 0,3 mm, variando conforme o desvio padrão (σ). Os autores desenvolveram um algoritmo na linguagem *Python* para automatizar a modelagem dos protótipos de paredes de blocos interligados de $1200 \times 800 \times 100 \text{ mm}^3$ (Figura 2.22),

incorporando imperfeições geométricas distribuídas aleatoriamente de acordo com os parâmetros probabilísticos definidos nas simulações de Monte Carlo.

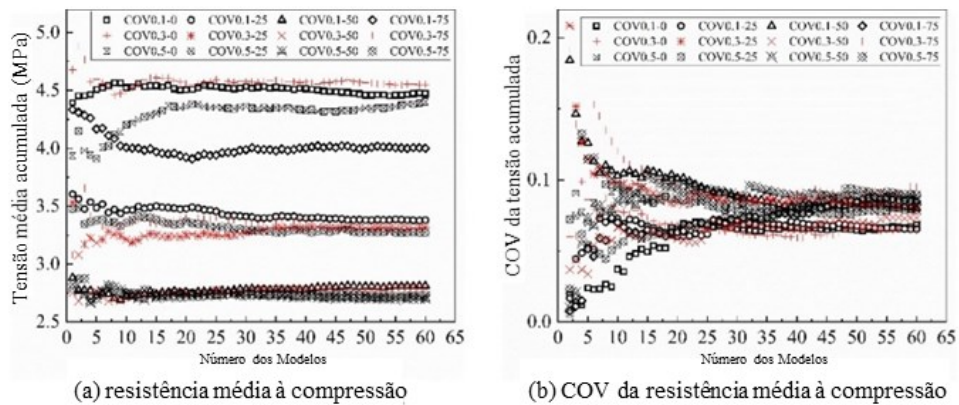
Figura 2.22 – Modelo numérico para a parede de blocos interligados.



Fonte: Shi *et al.* (2023).

A verificação da convergência estatística das simulações foi realizada por meio da análise da média acumulada da tensão de compressão e do coeficiente de variação (COV) da tensão à compressão, ambos calculados progressivamente a cada nova simulação (Figura 2.23). Segundo o estudo, observou-se que, após a execução de 60 simulações, a média acumulada e COV estabilizaram-se dentro de um intervalo de variação considerado aceitável (0,1). Isso indica que o conjunto de simulações foi suficiente para representar com fidelidade a distribuição estatística da resistência à compressão da parede modelada com imperfeições aleatórias.

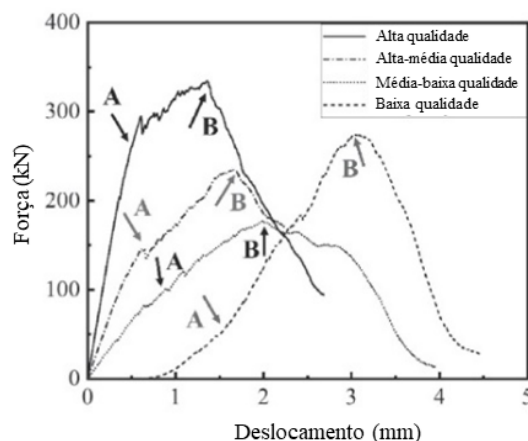
Figura 2.23 – Convergência de simulações de Monte Carlo.



Fonte: Shi *et al.* (2023).

A Figura 2.24 exibe as curvas de força *versus* deslocamento para paredes de blocos interligados com qualidades e imperfeições variadas com COV de 0,1. A análise da Figura 2.24 evidencia que a qualidade dos blocos de uma parede está intrinsecamente ligada à rigidez das paredes. Entretanto, a capacidade resistente da parede não segue esse padrão, com as paredes de alta e baixa qualidade apresentando resistências muito próximas em relação às paredes de média-baixa e alta-média qualidade. Segundo os autores, isso ocorre porque, nas paredes de baixa qualidade, as descontinuidades entre os blocos se fecham de maneira relativamente uniforme durante a aplicação da carga, resultando em uma distribuição de tensões mais homogênea. Já nas paredes de qualidade média-baixa e alta-média, devido à menor quantidade e distribuição não uniforme das imperfeições, o fechamento das descontinuidades ocorre de forma irregular, causando concentrações de tensão, o que, conseqüentemente, impacta sua capacidade resistente.

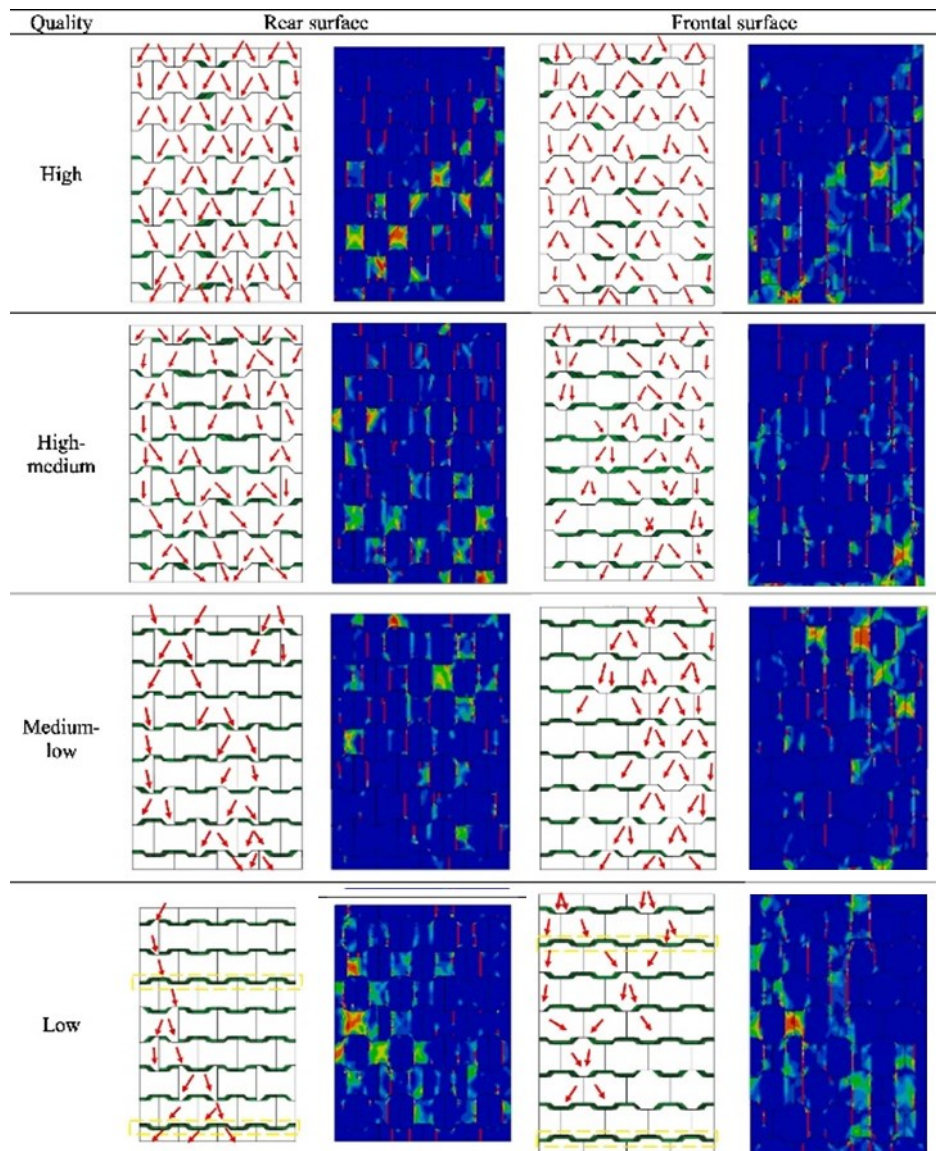
Figura 2.24 – Comparativo de parede com distintas qualidades.



Fonte: Shi *et al.* (2023).

A Figura 2.25 mostra o caminho da carga desenvolvido com o aumento da carga de compressão e os padrões de danos/fissuração de quatro paredes feitas de blocos de alta qualidade, alta-média qualidade, média-baixa qualidade e baixa qualidade. Os locais e tamanhos de imperfeições gerados aleatoriamente estão destacados na cor verde, onde um verde mais escuro indica tamanhos de imperfeições maiores. Observa-se que a qualidade dos blocos que compõem a parede é proporcional ao número de caminhos de transferência de carga ao longo da estrutura.

Figura 2.25 – Caminho de fissuras em parede interligada com imperfeições espaciais aleatórias.



Fonte: Shi *et al.* (2023).

3 MÉTODOS E RESULTADOS DA ANÁLISE EXPERIMENTAL

3.1 GENERALIDADES

O estudo descrito neste capítulo faz parte de uma pesquisa teórico-experimental realizada na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), cujo objetivo é observar o comportamento mecânico de alvenarias de tijolos de solo cimento com diferentes tipos de juntas de assentamento. Os experimentos das alvenarias de tijolos de solo cimento foram provenientes do projeto de pesquisa de Alvenaria em solo cimento conduzidos do Centro Multiusuário de Análise Experimental de Estruturas (CEMAEES) da UFMG desenvolvido por Assis (2024). A análise experimental consistiu em avaliar a influência de três tipos de juntas de assentamento no comportamento mecânico de alvenarias confeccionadas com tijolos solo cimento. As juntas de assentamento foram a argamassa de assentamento de alvenaria estrutural (ou argamassa convencional), argamassa colante (argamassa Cimentcola flexível tipo AC III da marca Quartzolit) e cola de Poliacetato de Vinila (PVA).

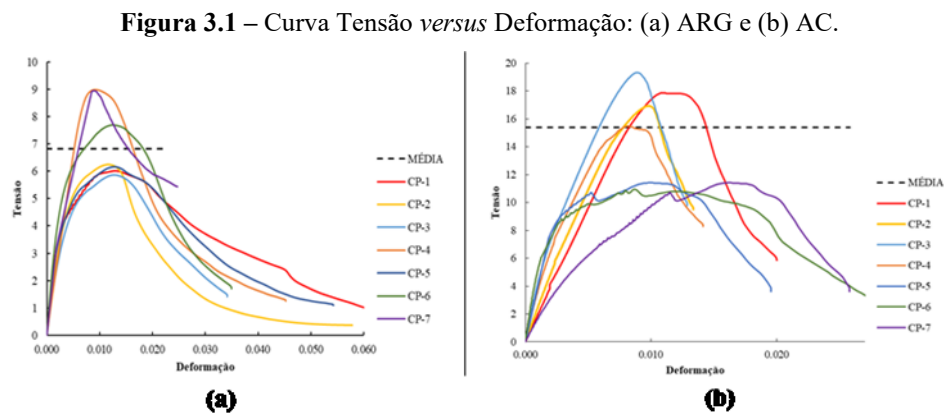
A análise experimental abrangeu a caracterização dos componentes da alvenaria em solo cimento, assim como a análise do comportamento mecânico no plano e fora do plano de prismas e pequenas paredes de tijolo solo cimento. Entretanto, como este estudo numérico investiga especificamente o comportamento à compressão de pequenas paredes construídas com tijolos de solo cimento, a documentação dos ensaios apresentados nesta seção foi restrita às propriedades mecânicas dos materiais que compõem a alvenaria e às análises de compressão uniaxial das pequenas paredes, as quais estão detalhadas a seguir.

3.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

Os tijolos de solo cimento foram produzidos por uma empresa especializada da região metropolitana de Belo Horizonte. As argamassas (convencional e colante) e a cola PVA, devido à sua disponibilidade comercial, foram adquiridas no mercado. As propriedades mecânicas dos tijolos e das argamassas foram determinadas em condições normais de temperatura. Nesta seção, serão apresentados os ensaios de caracterização da resistência à compressão e à tração desses materiais.

3.2.1 Argamassas de assentamento

A caracterização das propriedades mecânicas da argamassa convencional (ARG) e da argamassa colante (AC) foram realizadas conforme a NBR 13279 (ABNT, 2005). Essa norma técnica estabelece o método para a determinação da resistência à tração na flexão e à compressão axial de argamassas de assentamento. Segundo a norma técnica, a resistência à tração na flexão é determinada por meio do ensaio de flexão em três pontos, utilizando no mínimo três corpos de prova prismáticos (4 cm x 4 cm x 16 cm). Já a resistência à compressão pode ser determinada a partir da moldagem de, no mínimo, três corpos cúbicos de argamassa (4 cm x 4 cm x 4 cm). Na Figura 3.1, são apresentadas as curvas de tensão *versus* deformação obtidas para os corpos de prova de AC e ARG.



Fonte: Autor.

A Tabela 3.1 apresenta a média das resistências máximas à tração na flexão e resistência média à compressão axial das argamassas de AC e ARG, elas foram calculadas de acordo as fórmulas disponíveis dos subitens 5.5.2.3 e 5.5.3.3 da NBR 13279 (ABNT, 2005).

Tabela 3.1 - Propriedades mecânicas das argamassas de assentamento.

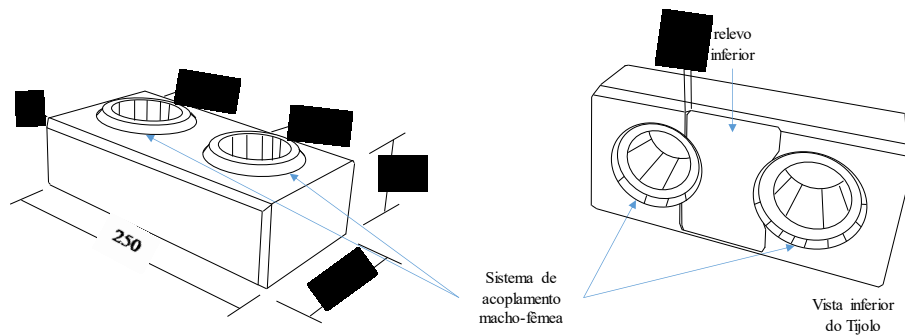
Resistência (MPa)	AC	ARG
f_c	15,4	6,89
f_t	2,35	2,57

Fonte: Autor.

3.2.2 Tijolo Solo cimento

As dimensões externas médias dos tijolos são de 70 x 126,5 x 250 mm, com furos de 56 mm de diâmetro e chanfros de 6 mm, conforme ilustrado na Figura 3.2. Tais dimensões estão em conformidade com a NBR 8491 (ABNT, 2012a). Além disso, é importante destacar que os tijolos possuíam um sistema de acoplamento macho-fêmea entre as unidades.

Figura 3.2 - Dimensões dos tijolos de solo cimento (mm).



Fonte: Autor.

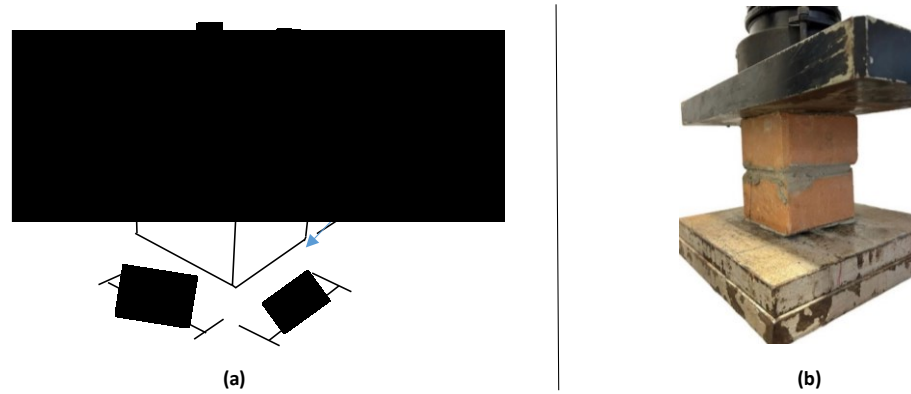
A NBR 8492 (ABNT, 2012b) estabelece as diretrizes para os ensaios de resistência à compressão de tijolos de solo cimento compactado. Conforme a norma técnica, a preparação do corpo de prova consiste na sobreposição de dois meios blocos, cortados a seco ou não, com uma junta de assentamento fina de pasta de cimento e capeamento para regularização da base e do topo. O procedimento de ensaio estabelece que os tijolos devem ser submersos em água por, no mínimo, 6 horas antes do teste, não sendo feita distinção entre a resistência à compressão em condições secas ou úmidas.

Observou-se uma incoerência entre os ensaios de determinação da resistência à compressão dos tijolos e das pequenas paredes, considerando que os tijolos foram testados à compressão em condições úmidas (conforme a ABNT NBR 8492: 2012b), enquanto a compressão das pequenas paredes foi realizada em condições secas. Morel *et al.* (2007) e (2017) advertem que a resistência à compressão de tijolos de solo cimento em condições úmidas é cerca de 50% da resistência medida em condições secas. Desta forma, para assegurar a coerência entre os ensaios das pequenas paredes, a caracterização das unidades foi realizada em condições secas.

A análise experimental de compressão foi realizada de acordo com a norma técnica alemã DIN 18945 (NABau, 2018), a qual estabelece que, em condições normais de umidade, os tijolos com altura nominal menor ou igual a 71 mm devem ser cortados ao meio e empilhados, utilizando

uma junta de argamassa ou gesso, de modo que as superfícies cortadas fiquem em direções opostas, conforme ilustrado na Figura 3.3.

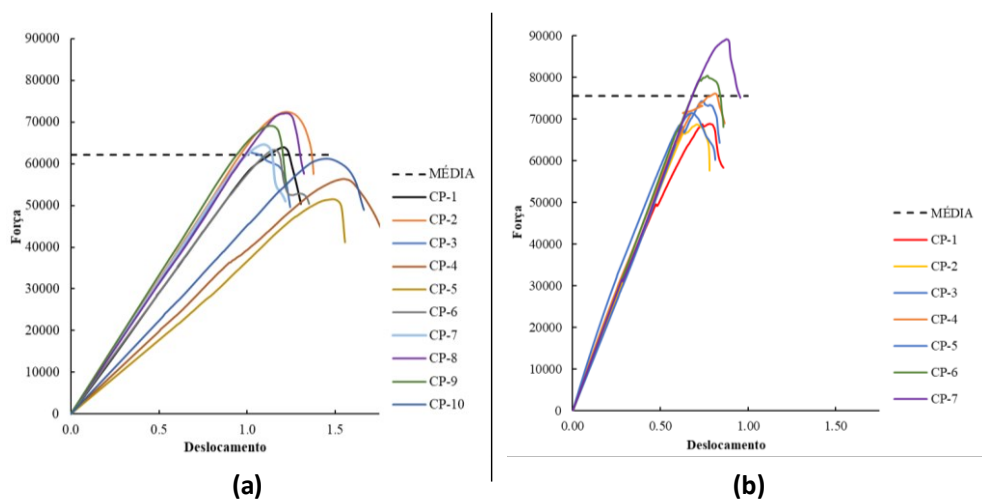
Figura 3.3 – Ensaio de compressão segundo a DIN 18945 (NABau, 2018): (a) esquema (mm) e (b) ensaio.



Fonte: Autor.

A Figura 3.4 apresenta o comparativo das curvas força *versus* deslocamento dos corpos de provas ensaiados conforme a NBR 8492 (ABNT, 2012b) e DIN 18945 (NABau, 2018). Na Figura 3.4a, as amostras foram imersas em água por 24 horas, conforme a NBR 8492 (ABNT, 2012b). Já na Figura 3.4b, os corpos de prova foram testados em condições secas, de acordo com a norma técnica DIN 18945 (NABau, 2018).

Figura 3.4 – Curvas força *versus* deslocamento dos ensaios de caracterização à compressão para tijolo solo cimento segundo as normas técnicas: (a) NBR 8294 (ABNT, 2012) e (b) DIN 18945 (NABau, 2018).



Fonte: Autor.

A média da tensão resistente máxima à compressão axial da área líquida dos tijolos, de acordo com as metodologias de cálculos prescritas nas normas técnica NBR 8492 (ABNT, 2012b) e DIN 18945 (NABau, 2018), foi de 4,71 MPa e 6,5 MPa, respectivamente, apresentando uma diferença de cerca de 20%. Além disso, na Figura 3.4, observa-se uma diferença na rigidez inicial dos dois protótipos. Os corpos de prova ensaiados conforme a DIN 18945 (NABau, 2018) apresentaram rigidez inicial ligeiramente superior.

Tem-se ainda estudos como Huamani *et al.* (2022), que testou tijolos solo estabilizados com cimento e cal a resistência a tração seguindo as diretrizes da BS EN 772-6 (2001). Segundo os autores, os resultados desses ensaios são úteis para o cálculo da resistência à tração das unidades, visando a modelagem em elementos finitos. Assim, a resistência à tração dos tijolos de solo cimento foi determinada também por meio do ensaio de flexão em três pontos, regulamentado pela norma técnica europeia EN 772-6 (2001). A carga na qual o bloco falhou foi registrada e a resistência à tração na flexão foi calculada a partir da média dos resultados. A Figura 3.5 apresenta um dos modelos ensaiados.

Figura 3.5 – Ensaio de flexão em três pontos.



Fonte: Autor.

Nos estudos numéricos conduzidos por Cottrell *et al.* (2021) sobre tijolos de solo compactado, a estimativa da resistência à tração uniaxial foi realizada com base em resultados obtidos por ensaios de flexão. Os autores adotaram relações empíricas estabelecidas para o concreto. Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023), que trata do projeto de estruturas de concreto armado, a resistência à tração direta pode ser considerada igual a 70% da resistência à tração na flexão.

Assim, considerando a semelhança de comportamento entre o concreto e o solo cimento em regime de tração e a carência normas técnicas específicas para alvenaria solo cimento, adotou-se esse mesmo fator de correção. Dessa forma, a partir da resistência média à tração na flexão, foi estimada uma resistência à tração direta de aproximadamente 0,40 MPa para os tijolos de solo cimento analisados.

3.3 PROTÓTIPOS ESTUDADOS

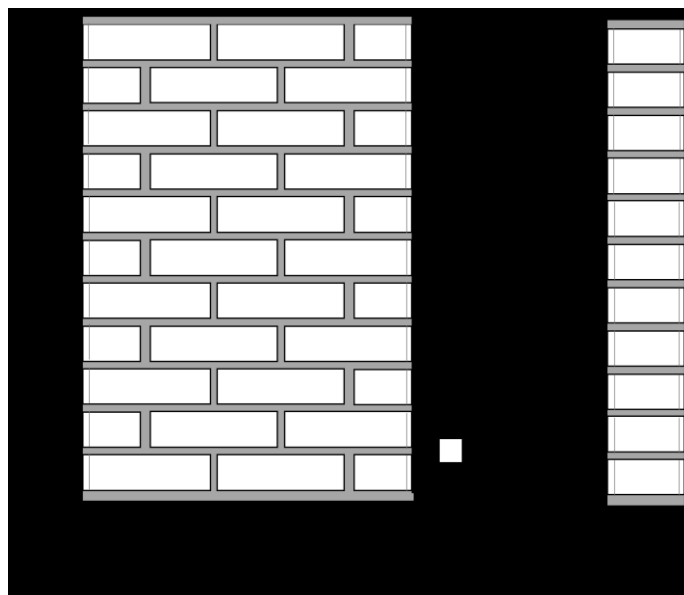
A análise experimental das pequenas paredes consistiu em avaliar a influência de três tipos de juntas de assentamento no comportamento mecânico de alvenarias confeccionadas com tijolos solo cimento. As juntas de assentamento incluíram argamassa de assentamento ARG, AC e PVA. As pequenas paredes foram construídas com 11 fiadas de tijolos, totalizando aproximadamente 2,5 tijolos de largura por fiada, dispostos em amarração. As dimensões e o esquema geométrico das pequenas paredes estudadas estão apresentados na Tabela 3.2 e na Figura 3.6.

Tabela 3.2 – Geometria das pequenas paredes.

Protótipo	Altura (mm)	Largura (mm)	Espessura (mm)	Altura da junta de Assentamento	
				Horizontal(mm)	Vertical(mm)
Argamassa Convencional	893	651	126,5	10,9 ± 0,73	10 e 15 mm
Argamassa Colante	857	651	126,5	7,3 ± 0,53	10 e 15 mm
PVA	782	621	126,5	-	-

Fonte: Autor.

Figura 3.6 – Esquema geométrico das pequenas paredes.



Fonte: Autor.

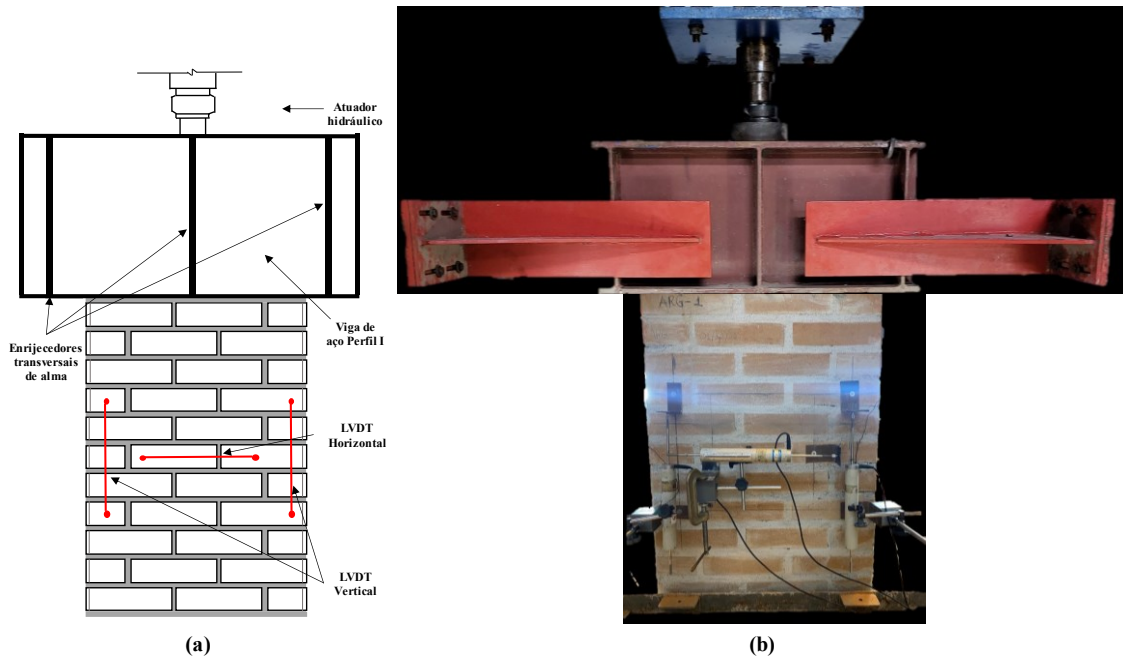
3.4 INSTRUMENTAÇÃO DOS ENSAIOS DAS PEQUENAS PAREDES

Os ensaios para determinar a resistência à compressão das pequenas paredes, propostos no estudo experimental de Assis (2024), foram realizados com base na NBR 16868-3 (ABNT, 2020b), a qual se aplica a ensaios de alvenaria de blocos cerâmicos e de concreto. Essa norma técnica foi utilizada devido à carência de regulamentações específicas para ensaios de pequenas paredes de alvenaria de solo cimento.

Nesse contexto, os ensaios de compressão das pequenas paredes foram realizados em um pórtico rígido de reação com as cargas aplicadas por meio de um atuador hidráulico manual. Para obter os parâmetros de deformabilidade da alvenaria, foram posicionados três transdutores de deslocamentos (DTs), sendo dois em paralelo e uma perpendicular à direção de aplicação da carga, todos a uma distância aproximada de 30 cm.

Para garantir a distribuição uniforme do carregamento ao longo das pequenas paredes, foi utilizado um perfil de aço em seção I, com 85 cm de comprimento e 40 cm de altura. O carregamento foi aplicado com um incremento de 35 kN, mantendo cada incremento por 2 minutos. Todos os corpos de prova foram ensaiados com idade superior a 180 dias. A Figura 3.7 apresenta o esquema dos ensaios das pequenas paredes.

Figura 3.7 – Instrumentação e realização de ensaio de compressão em pequenas paredes: (a) modelo esquemático; (b) modelo real.



Fonte: Adaptado de Assis (2024).

3.5 PROTÓTIPOS ESTUDADOS

Neste item, apresentam-se os resultados dos ensaios à compressão axial das pequenas. A Tabela 3.3 resume as resistências à compressão axial das pequenas paredes ensaiadas. As resistências foram calculadas considerando a área líquida dos elementos. Nota-se que a resistência à compressão foi influenciada pela variação da junta de assentamento.

Tabela 3.3 - Resistência à compressão axial pequenas paredes considerando a área líquida.

Nº Pequena Parede	Resistência (MPa)	Nº Pequena Parede	Resistência (MPa)	Nº Pequena Parede	Resistência (MPa)
AC1	4,15	ARG1	5,04	PVA1	1,98
AC2	5,07	ARG2	4,23	PVA2	2,08
AC3	5,41	ARG3	4,22	PVA3	1,76
AC4	4,61	ARG4	3,36	PVA4	1,99
AC5	5,09	ARG5	3,46	PVA5	1,74
AC6	4,81	ARG6	3,75	PVA6	1,68
Média	4,86	Média	4,01	Média	1,87
Desvio Padrão	0,40	Desvio Padrão	0,57	Desvio Padrão	0,15
C.V. (%)	8,23	C.V. (%)	14,21	C.V. (%)	8,02

Fonte: Assis (2024).

Observa-se que a resistência à compressão axial das pequenas paredes confeccionadas com AC e ARG foi consideravelmente superior à resistência das pequenas paredes construídas com cola PVA. Esse fato pode ser explicado pela função da junta de assentamento que, além de uniformizar as tensões e absorver pequenas deformações, minimiza as imperfeições oriundas do processo de fabricação dos tijolos. Devido à espessura muito fina das juntas de cola PVA, as imperfeições dos blocos não foram minimizadas, resultando em imperfeições de contato entre os tijolos interligados, o que afeta negativamente a resistência estrutural (ASSIS, 2024).

Visando uma melhor análise do comportamento das pequenas paredes em relação à resistência à compressão dos tijolos, utilizou-se o cálculo do fator de eficiência (η). O cálculo da eficiência é dado pela razão entre a resistência da parede e a resistência do tijolo, conforme apresentado na Equação 3.1.

$$\eta = \frac{f_{pp}}{f_b} \quad (3.1)$$

Onde: f_{pp} = Resistência à compressão da pequena parede;

f_b = Resistência à compressão do bloco.

A Tabela 3.4 apresenta os valores dos fatores de eficiência obtidos no estudo de Assis (2024).

Tabela 3.4 - Cálculo de eficiência das pequenas paredes.

Pequena Parede	Fator de eficiência
AC	0,8692
ARG	0,7262
PVA	0,3262

Fonte: Assis (2024).

Segundo Assis (2024) o valor maior do fator eficiência das pequenas paredes de AC e ARG, em comparação às paredes com juntas de cola PVA, pode estar associado à argamassa que penetrou pelos furos dos tijolos quando da confecção das peças, preenchendo os vazios, formando “colunas” de argamassa como observado na Figura 3.8.

Figura 3.8 – Acúmulo de argamassa nos furos verticais das pequenas paredes.



Fonte: Assis (2024).

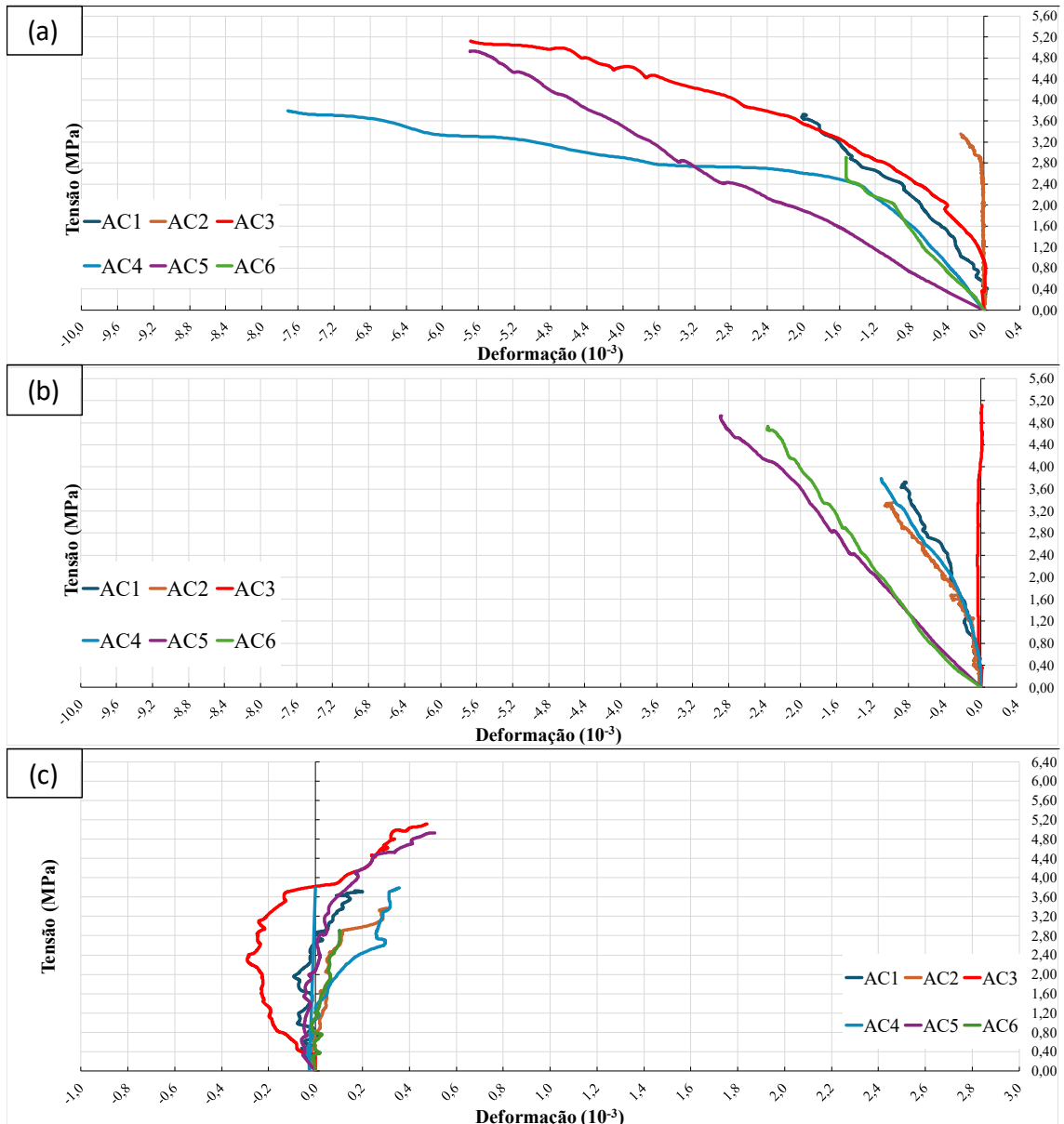
A seguir, serão apresentados e discutidos os resultados experimentais obtidos nos estudos realizados por Assis (2024).

3.5.1 Pequenas paredes com argamassa colante (AC) e convencional (ARG)

Na Figura 3.9 apresentam as curvas tensão *versus* deformação obtidas a partir da análise experimental. De modo geral, observou-se que as paredes AC se deformaram mais no lado direito em comparação ao lado esquerdo, possivelmente em função da assimetria geométrica dos modelos experimentais. Além disso, verificou-se que as paredes AC1, AC3 e AC5 inicialmente sofreram deformações horizontais negativas (encurtamento lateral), o que sugere uma contração transversal nas fases iniciais do ensaio. Esse comportamento está relacionado às interfaces de contato entre tijolos e argamassa, nas quais, durante as cargas iniciais, o pré-confinamento gerado nas juntas induz ao encurtamento lateral. Entretanto, com o aumento progressivo da carga de compressão, houve uma inversão nesse comportamento, observando-se deformações horizontais positivas (alongamento), o que caracteriza uma mudança no regime de deformação lateral.

Conforme visualiza-se nas Figura 3.9a e b, os resultados das leituras aferidas pelos DTs das curvas AC2 e AC3 ficaram praticamente inalterados, sugerindo, portanto, um possível erro de leitura.

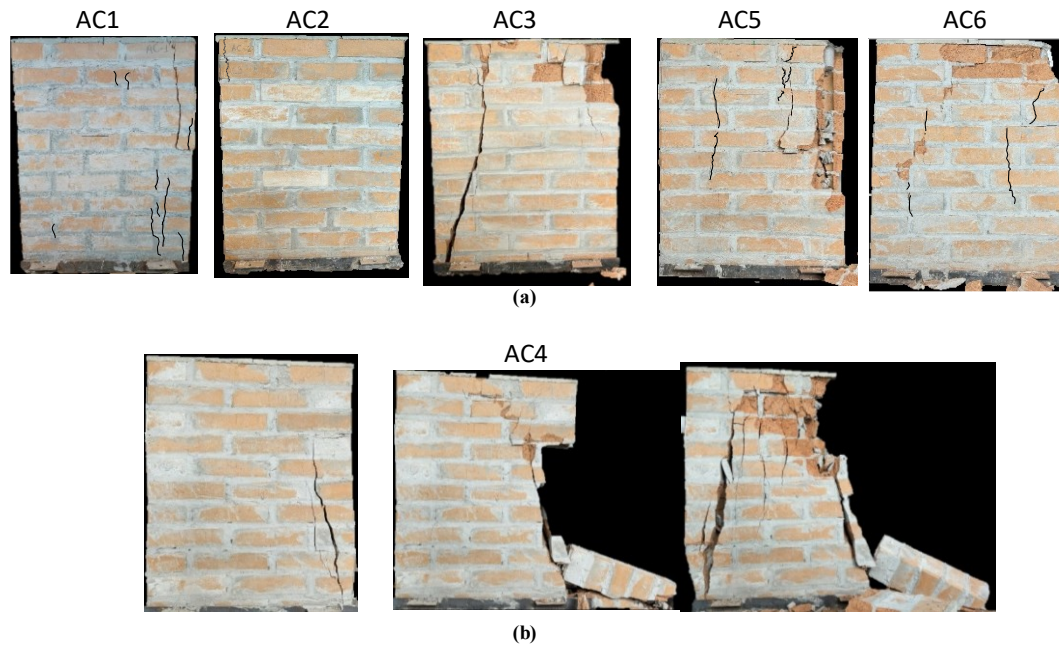
Figura 3.9 –Curvas tensão *versus* deformação DTs: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo; e (c) horizontal.



Fonte: Assis (2024).

A Figura 3.10a apresenta o modo de falha das paredes AC. De modo geral, verificou-se que as fissuras nas paredes AC se iniciavam nos tijolos localizados na extremidade superior e na lateral da extremidade da parede. A única exceção foi a parede AC4, onde as fissuras começaram na extremidade inferior e propagaram-se verticalmente com uma leve inclinação voltada para o interior da parede, como mostrado na Figura 3.10b.

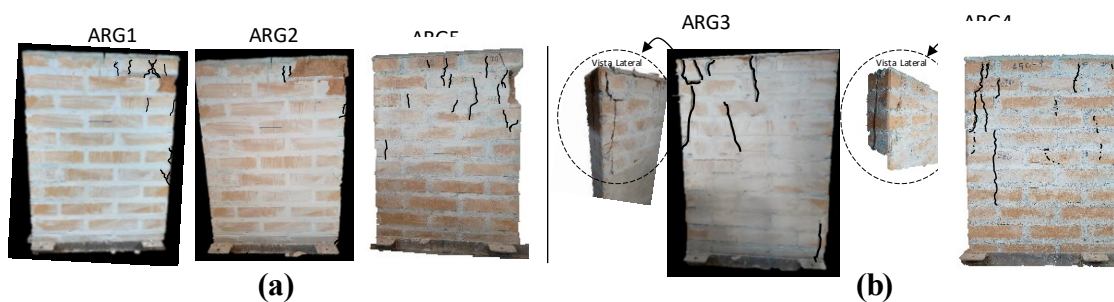
Figura 3.10 – Modo de falha das paredes: (a) AC1, AC2, AC3, AC5 e AC6 e (b) AC4.



Fonte: Adaptado de Assis (2024).

Na Figura 3.11a, observa-se que o aparecimento de fissuras nas paredes ARG1, ARG2 e ARG5 iniciou-se nos tijolos à direita da extremidade superior das pequenas paredes. As fissuras propagaram-se verticalmente até interceptar as juntas de argamassa adjacentes, seguindo até outra fiada de meios-blocos e atravessando o meio tijolo inferior de forma diagonal. Já, a Figura 3.11b apresenta as paredes ARG3 e ARG4, onde se observou o mesmo padrão de fissuração, porém com origem na extremidade superior oposta. Essas paredes também apresentaram uma fissura adicional na lateral da extremidade, conforme destacado na Figura 3.11b.

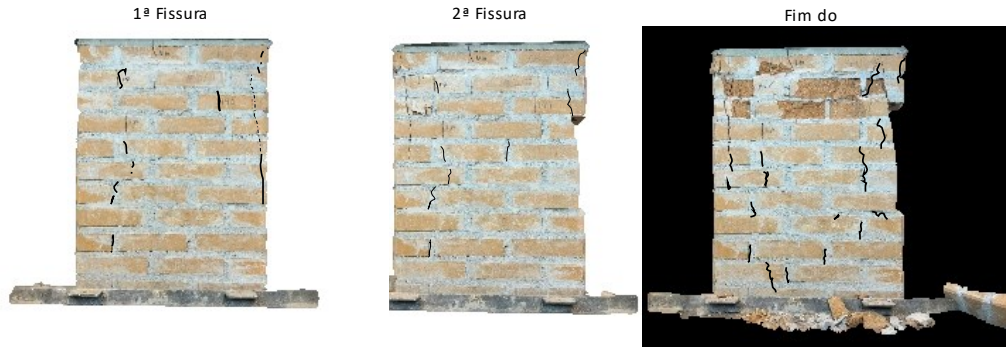
Figura 3.11 – Modo de falha das paredes: (a) ARG1, ARG2 e ARG5 e (b) ARG3 e ARG4.



Fonte: Adaptado de Assis (2024).

Na parede ARG6, apresentada na Figura 3.12, as fissuras iniciaram nos tijolos situados na extremidade direita da quarta fiada, propagando-se de forma ascendente em direção à primeira fiada, com uma leve inclinação.

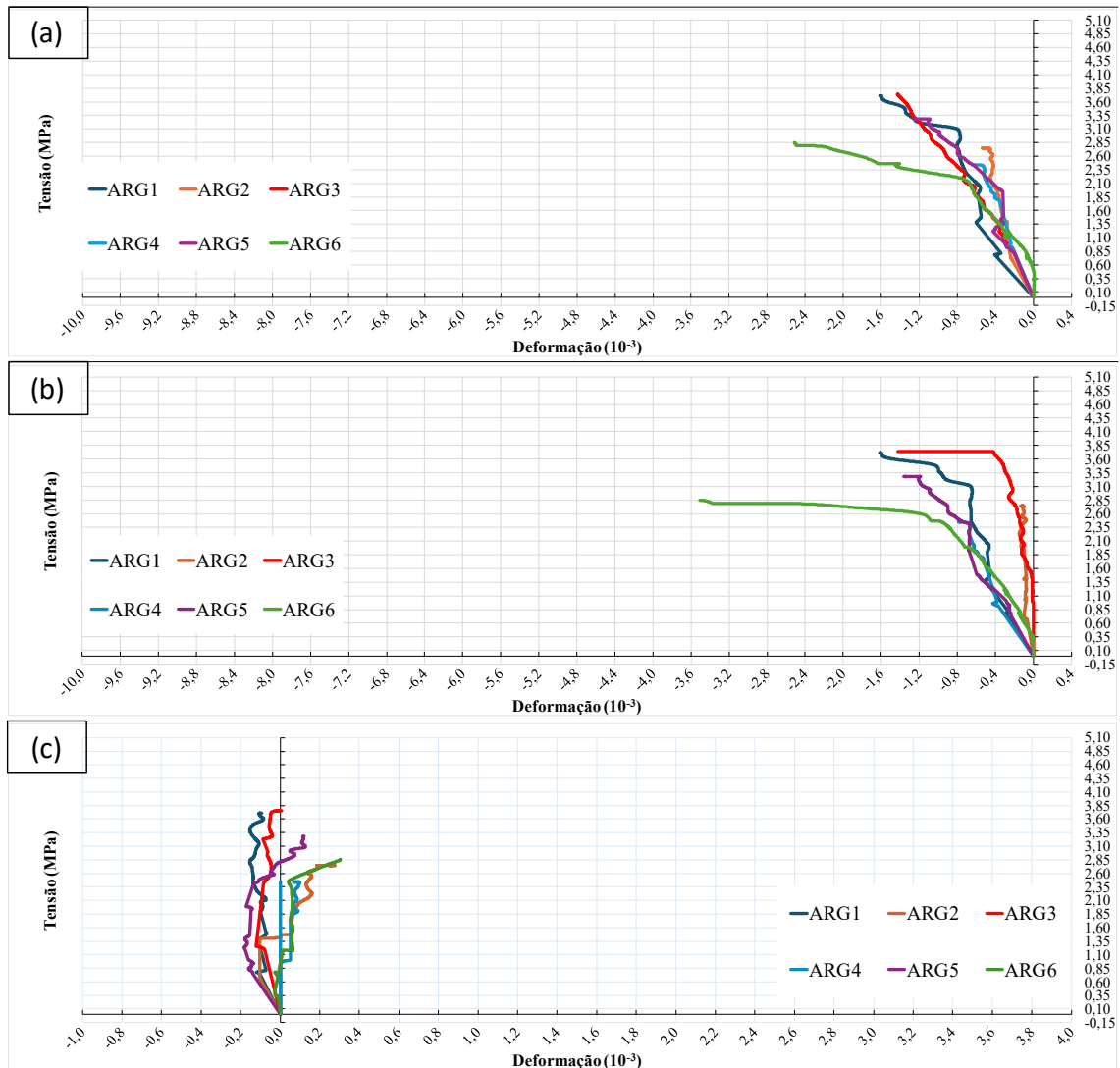
Figura 3.12 – Avanços das fissuras parede ARG6.



Fonte: Adaptado de Assis (2024).

A Figura 3.13 apresenta as curvas de tensão *versus* deformação das pequenas paredes construídas com argamassa convencional. Verifica-se que as paredes com argamassa (ARG) exibiram um comportamento similar até a retirada dos DTs. Os dados da leitura do DT horizontal, possibilitam inferir que, exceto as paredes ARG4 e ARG6, as demais paredes apresentaram inicialmente deformação lateral negativa (encurtamento horizontal), seguida por uma inversão no estado de deformação, passando a apresentar deformação lateral positiva (alongamento) à medida que a carga foi aumentada.

Figura 3.13 – Curvas tensão *versus* deformação DTs: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo; e (c) horizontal.



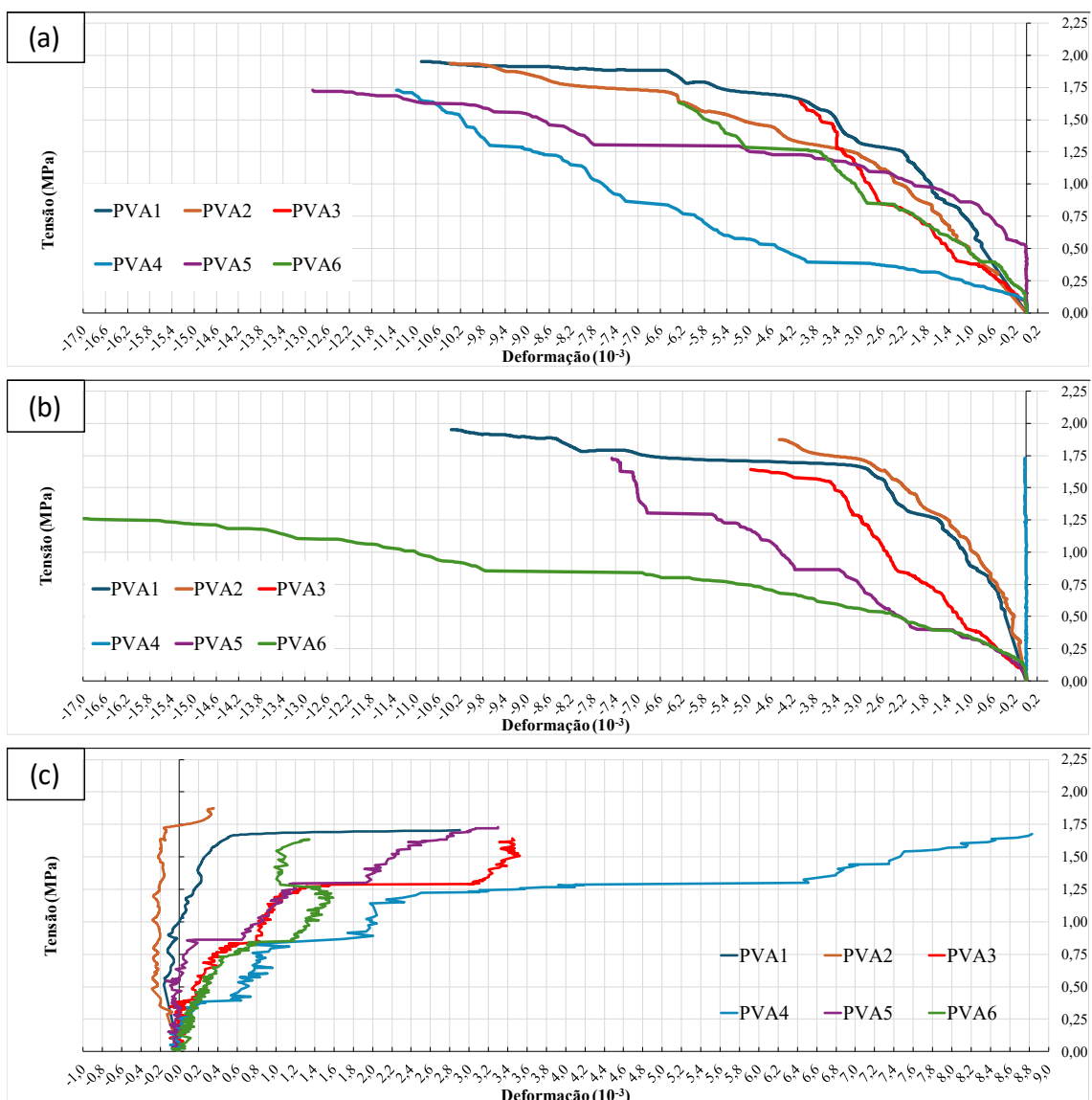
Fonte: Assis (2024).

Observou-se que as pequenas paredes construídas com juntas de assentamento de argamassa colante (AC) e argamassa convencional (ARG) atingiram a ruptura devido à tração nas unidades de tijolo. Isso ocorre porque a rigidez dos tijolos é superior à das argamassas AC e ARG, e a resistência à compressão das argamassas é maior que a resistência à tração dos tijolos. De acordo com Nalon *et al.* (2022), essa diferença de rigidez entre os materiais provoca um diferencial de dilatação lateral entre os tijolos e as juntas de argamassa adjacentes, o que resulta em um estado de tensão uniaxial e biaxial de tração nos tijolos e um estado de compressão triaxial nas argamassas. Assim, o modo de ruptura das pequenas paredes de AC e ARG, ensaiadas por Assis (2023), foi geralmente caracterizado pela fissuração vertical nas unidades de tijolo.

3.5.2 Pequenas paredes com cola PVA

A Figura 3.14 apresenta as curvas de tensão *versus* deformação referentes às pequenas paredes confeccionadas com cola PVA. Notou-se que as deformações verticais das paredes de PVA foram muito superiores em relação às paredes de ARG e AC. Isso ocorre devido às descontinuidades presentes nas interfaces de contato entre os tijolos, que sob compressão crescente ou constante, resultam no progressivo fechamento das folgas.

Figura 3.14 – Curvas tensão *versus* deformação DTs: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo; e (c) horizontal.



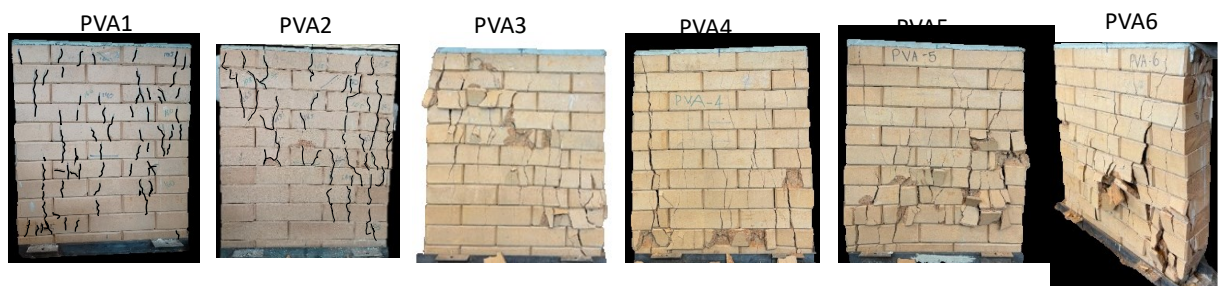
Fonte: Assis (2024).

Observa-se ainda que as paredes PVA1, PVA2, PVA3 e PVA5 comprimiram lateralmente até certo ponto (Figura 3.14c). Com o aumento da carga, observou-se uma inversão no estado de

deformação transversal dessas paredes, passando de encurtamento (compressão) para alongamento (tração), caracterizando um comportamento distinto daquele verificado nas paredes PVA4 e PVA6, as quais apresentaram deformações laterais exclusivamente de tração ao longo de todo o ensaio. Além disso, nota-se na Figura 3.14b a sobreposição da curva correspondente à parede PVA4 ao longo do eixo das abcissas, o que indica a possibilidade de erro na leitura do DT correspondente.

A Figura 3.15 apresenta o padrão de fissuração das pequenas paredes de PVA, onde o modo de falha ocorreu devido à tração nos tijolos, com predominância de fissuras verticais. Devido das imperfeições da geometria, a interface dos tijolos, quando sobrepostos, apresentava algumas regiões com pequenas descontinuidades de contato horizontais e outras com firme contato entre os tijolos. Essa variação no contato superficial favoreceu a concentração localizada de tensões durante o carregamento, promovendo o surgimento de fissuras em pontos específicos e, conseqüentemente, influenciando negativamente a capacidade resistente das paredes.

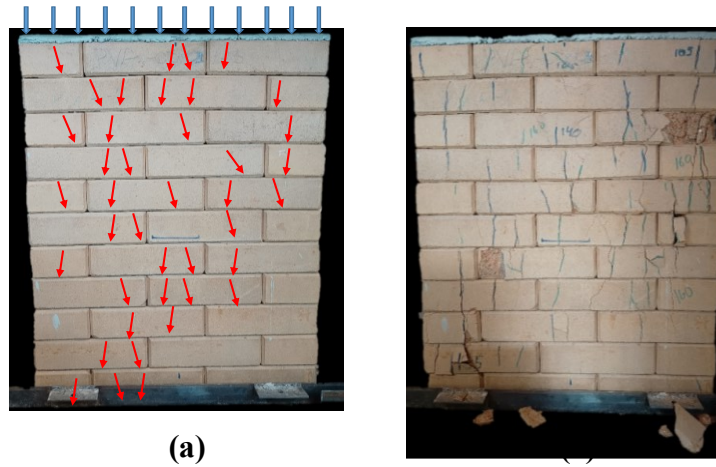
Figura 3.15 – Modo de falha das paredes em PVA.



Fonte: Adaptado de Assis (2024).

Para demonstrar o desenvolvimento de fissuras e o modo de falha de paredes de PVA, a Figura 3.16 apresenta o esquema do caminho da carga ao longo da parede PVA1. Observa-se que, à medida que os contatos são estabelecidos nas regiões de descontinuidade, é permitida a transferência de carga, promovendo uma distribuição de tensão mais uniforme. Contudo, dependendo da magnitude das descontinuidades de contato existentes, as concentrações de tensões podem exceder a capacidade resistente à tração dos tijolos.

Figura 3.16 – Desenvolvimento de fissuras: (a) caminho de carga; e (b) padrões de fissuras.



(a)

Fonte: Adaptado de Assis (2024).

4 ESTUDO NUMÉRICO

4.1 GENERALIDADES

Neste capítulo são apresentados os modelos numéricos desenvolvidos no *software* ABAQUS, versão 6.14. São analisados e discutidos os parâmetros adotados nas análises numéricas, incluindo a discretização da malha, as condições de contorno, as relações constitutivas dos materiais e a interação entre as superfícies, com o objetivo de alcançar uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais.

4.2 ESTRATÉGIA DE MODELAGEM

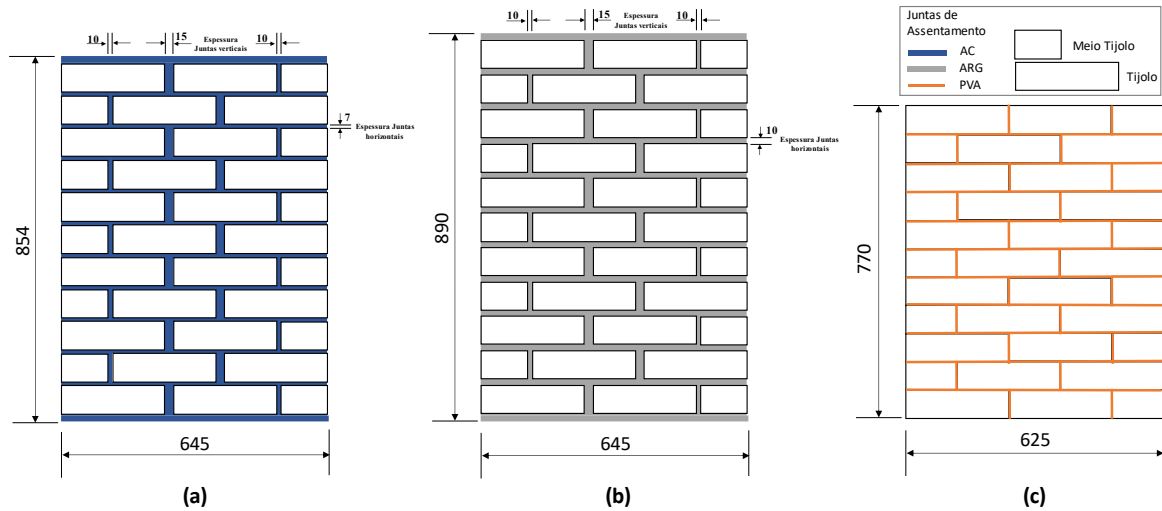
A modelagem numérica foi desenvolvida utilizando o solver ABAQUS/*Explicit*, empregando uma abordagem de resolução quase estática. A simulação numérica do comportamento estrutural da alvenaria foi realizada com uma abordagem de micromodelagem detalhada que consiste na modelagem individual dos tijolos, juntas de argamassa e interface entre os materiais.

A definição da geometria do modelo, das propriedades constitutivas dos materiais e das interações mecânicas entre as regiões é realizada na etapa de pré-processamento. A seguir, são detalhados os elementos utilizados na modelagem numérica desta pesquisa.

4.3 GEOMETRIA DAS PARTES QUE COMPÕEM O MODELO NUMÉRICO

A modelagem numérica foi realizada para os três tipos de pequenas paredes ensaiadas por Assis (2024). As espessuras das juntas horizontais variaram conforme o tipo: para as paredes com juntas de argamassa convencional (ARG), adotou-se uma espessura de 10 mm, enquanto para as juntas de argamassa colante (AC), a espessura foi de 7 mm. No caso das juntas verticais, ambos modelos (ARG e AC) apresentaram espessuras de 15 mm e 10 mm. Para os modelos com cola PVA, devido à sua dimensão desprezível, tanto as juntas de assentamento quanto as verticais foram consideradas de espessura nula. A Figura 4.1 ilustra as geometrias das pequenas paredes empregadas nas análises numéricas, destacando as características dimensionais mencionadas.

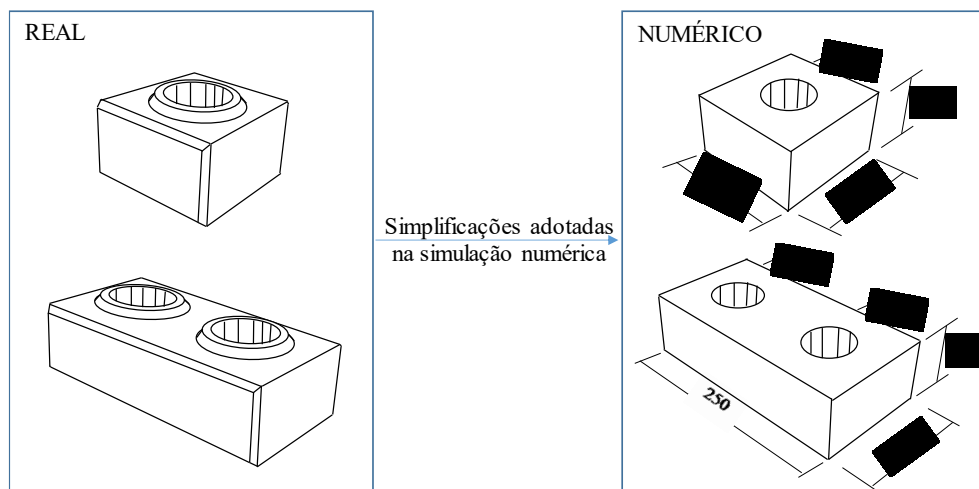
Figura 4.1 – Geometrias das pequenas paredes (mm): (a) AC; (b) ARG; (c) PVA.



Fonte: Autor.

A modelagem dos tijolos foi realizada com base nas dimensões médias dos tijolos utilizados nos experimentos. Considerando a complexidade inerente à geometria real dos tijolos, que poderia gerar problemas de não conformidade na malha, optou-se por uma simplificação geométrica. Dessa forma, foram desconsiderados os chanfros e o sistema de acoplamento macho-fêmea nos tijolos das paredes em ARG e AC, conforme Figura 4.2. Esta simplificação visa garantir a robustez do modelo numérico e a eficiência computacional, sem comprometer significativamente a representatividade do comportamento estrutural global.

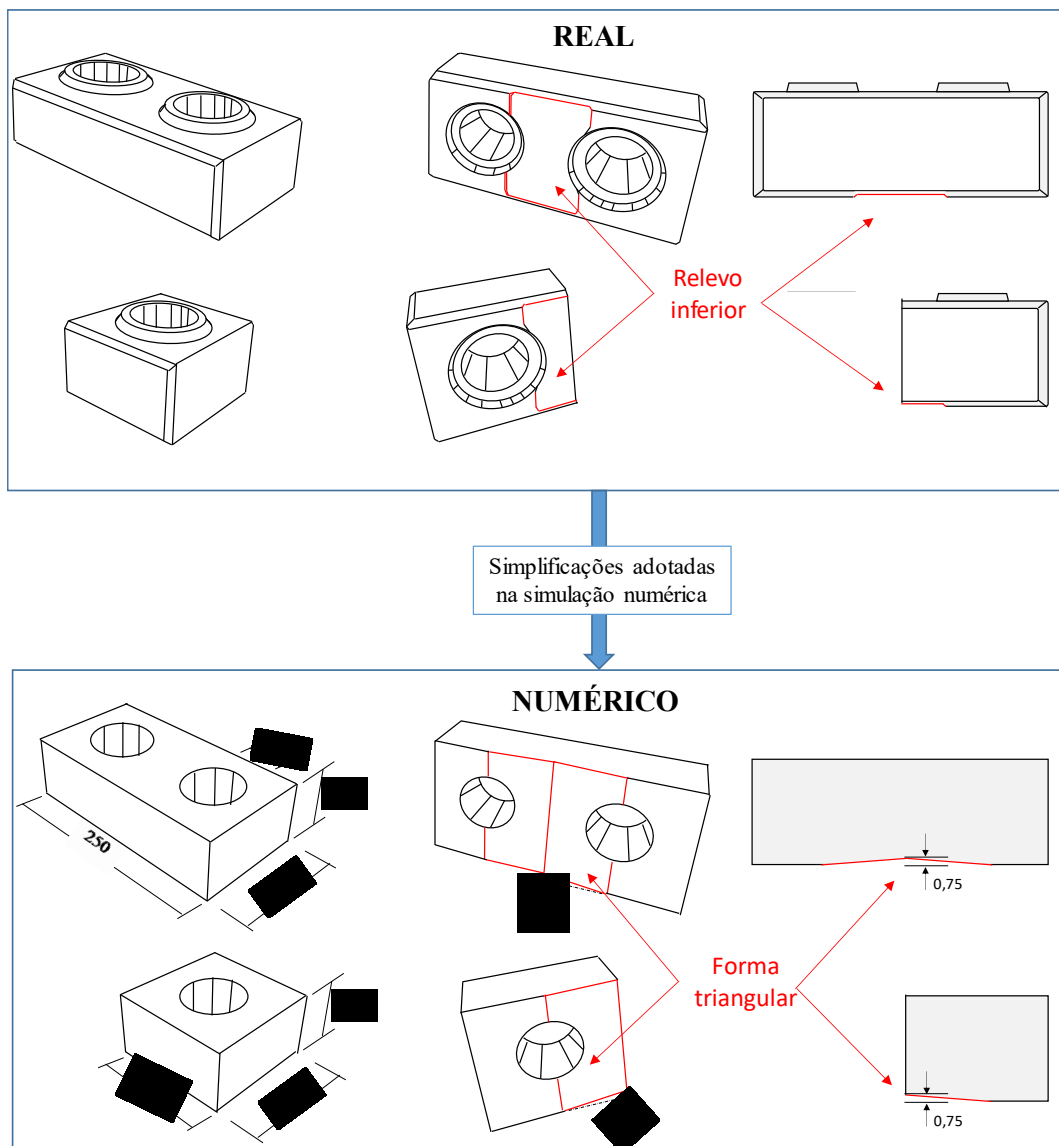
Figura 4.2 - Simplificação da geometria para a simulação das pequenas paredes em AC e ARG.



Fonte: Autor.

Para as paredes com juntas de assentamento em cola PVA, a espessura desprezível dessas juntas (juntas finas) resulta em imperfeições de contato nas interfaces entre os tijolos, uma vez que essas descontinuidades não são preenchidas pela cola. Para representar a imperfeição no contato entre os tijolos, considerou-se na modelagem numérica do relevo inferior dos blocos, que foi simplificado geometricamente como uma forma triangular, conforme ilustrado na Figura 4.3. De modo análogo às simplificações aplicadas aos modelos em ARG e AC, foram desconsiderados os chanfros e o sistema de acoplamento macho-fêmea dos tijolos. A Figura 4.3 apresenta um esquema comparativo entre a geometria real dos tijolos e a geometria simplificada adotada para a modelagem das pequenas paredes em PVA.

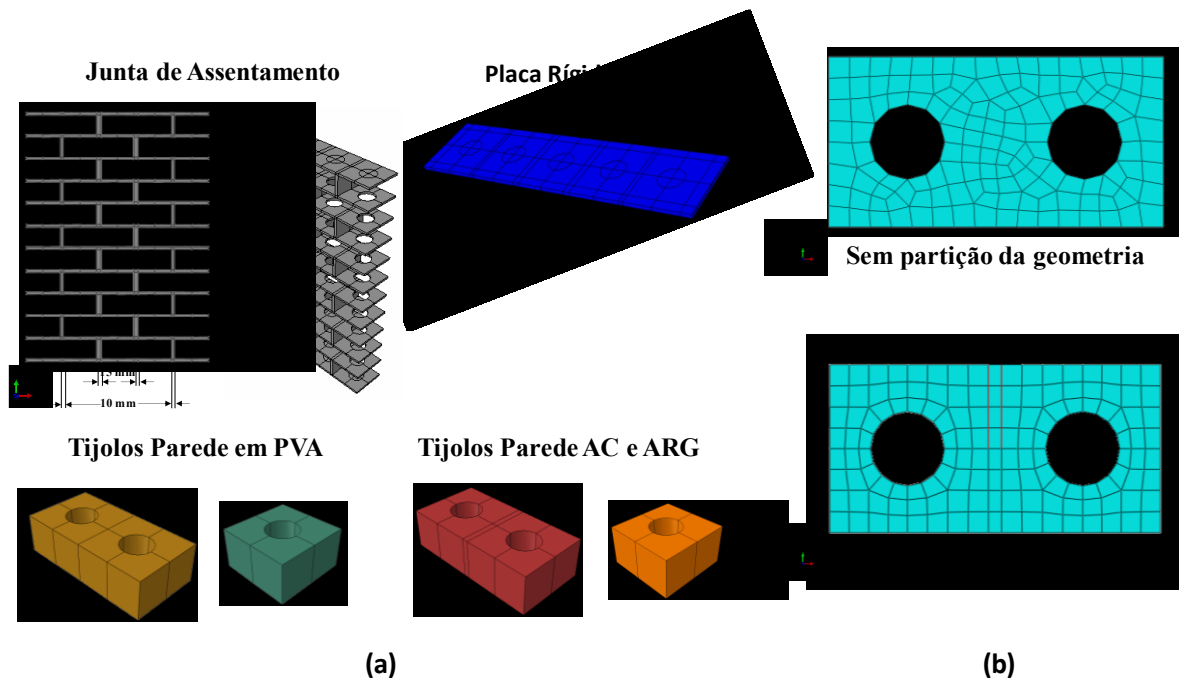
Figura 4.3 – Simplificação da geometria para a simulação das pequenas paredes em PVA (mm).



Fonte: Autor.

Embora as simplificações adotadas para a geometria dos tijolos facilitem a construção dos modelos, elas não garantem a uniformidade da malha e nem minimizam as distorções dos elementos finitos. Conseqüentemente, a estruturação da malha nos tijolos e argamassas poderia apresentar nós não-coincidentes nas interfaces dos materiais, resultando em problemas de precisão. Para minimizar este impacto e evitar a formação de elementos finitos distorcidos, optou-se pela uniformização da malha por meio da partição da geometria. As linhas apresentadas na Figura 4.4a indicam os pontos onde foram realizadas as partições, garantindo a coincidência dos nós na discretização da malha de elementos finitos. Na Figura 4.4b, observa-se um comparativo da discretização de um tijolo antes e depois da partição da geometria, evidenciando o impacto positivo desta técnica na uniformização da malha.

Figura 4.4 – Partição da geometria: (a) partes do modelo numérico; (b) comparativo.

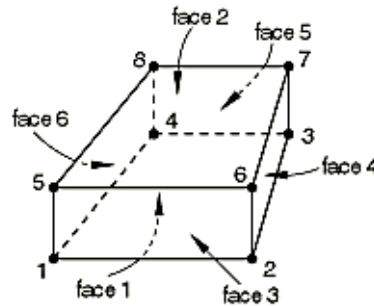


Fonte: Autor.

4.4 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Neste estudo, as partes constituintes da alvenaria (tijolos e argamassa) foram discretizadas utilizando o elemento sólido C3D8 (Figura 4.5), disponível na biblioteca de elementos do programa ABAQUS.

Figura 4.5 – Elemento Finito C3D8.

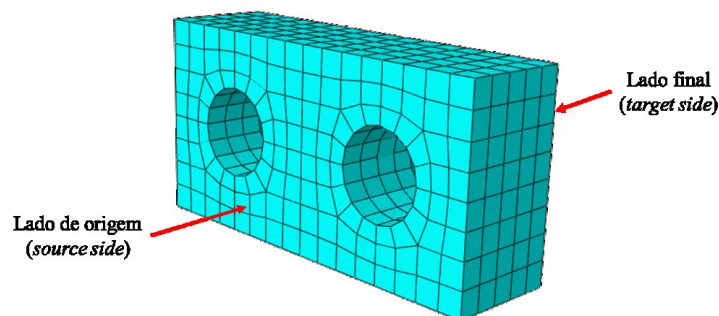


Fonte: Simulia (2014).

O elemento C3D8 pertence à família dos elementos sólidos e é caracterizado por possuir oito nós nos vértices, com interpolação linear em cada direção e três graus de liberdade de translação por nó. Para alcançar um equilíbrio entre precisão computacional e tempo de processamento, foi conduzido um estudo de convergência de malha, visando determinar o tamanho de malha mais adequado, sendo o valor final definido de 15 mm.

A malha de elementos finitos foi gerada automaticamente por meio dos algoritmos de discretização disponíveis no *software* ABAQUS/CAE. Foi utilizada a técnica *Sweep* que consiste em duas etapas: primeiro, cria-se uma malha em um lado da região, denominado lado de origem (*source side*); em seguida, os nós dessa malha são copiados camada por camada até atingir o lado final (*target side*), conforme ilustrado na Figura 4.6.

Figura 4.6 – Malha de parte discretizada em elemento finito C3D8.



Fonte: Autor.

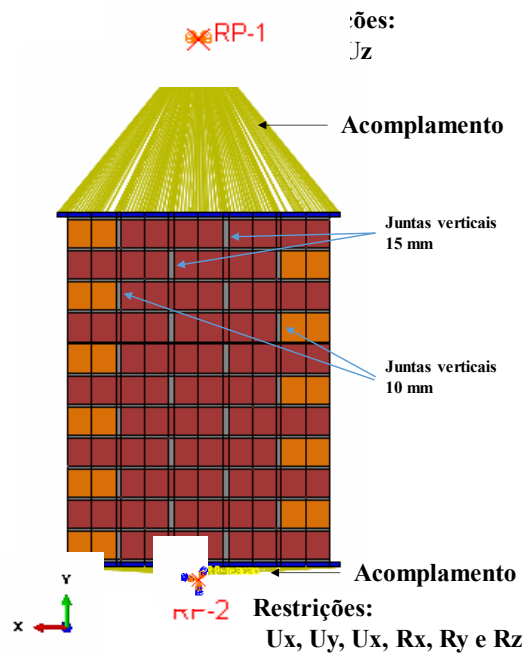
4.5 CONDIÇÕES DE CONTORNO E CARREGAMENTO

Conforme apresentado na seção anterior, o carregamento aplicado na análise experimental foi realizado por meio de um atuador hidráulico acoplado a uma viga de aço cuja finalidade era

uniformizar os esforços no topo das paredes. No entanto, a modelagem desses componentes exigiria um alto custo computacional. Para reduzir essa complexidade, adotou-se uma estratégia simplificada.

Para isso, inicialmente foram modeladas duas placas de elevada rigidez, posicionadas nas extremidades superior e inferior dos modelos. Além disso, foram criados dois nós de referência (*Reference Points*-RP), denominados RP-1 e RP-2, localizados, respectivamente, no topo e na base dos modelos numéricos, conforme ilustrado na Figura 4.7. Esses pontos foram acoplados às placas rígidas por meio de uma restrição de acoplamento baseada em superfície (*Coupling Constraint Surface-Based*). Este acoplamento simula o movimento de corpo rígido, transferindo o deslocamento aplicado ao *Reference Point* para a superfície acoplada. Desta forma, ao aplicar incrementos de deslocamento e restrições cinemáticas ao *Reference Point*, a superfície acoplada reproduz estes deslocamentos e restrições de maneira coerente.

Figura 4.7 – Condições de contorno e carregamento.



Fonte: Autor.

O RP-1 foi restringido quanto ao deslocamento no plano XZ (U_x e U_z), enquanto o RP-2 foi completamente restringido em todos os graus de liberdade (U_x, U_y, U_z, R_x, R_y e R_z). Para simular o carregamento quase-estático da análise experimental, foi aplicado no RP-1 uma taxa de deslocamento suave (*smooth step*) de aproximadamente 0,07 mm/s.

4.6 Solver Abaqus/Explicit

Os dois principais *solvers* do *software* ABAQUS/CAE são o *Abaqus/Implicit* e o *Abaqus/Explicit*. O *solver* *Abaqus/Implicit*, quando aplicado a problemas que envolvem degradação e falha de materiais, frequentemente apresenta dificuldades de convergência em análises numéricas. Isto ocorre porque o *Abaqus/Implicit* é baseado em um método incremental e iterativo, no qual, a cada incremento, a convergência da solução é avaliada. Assim, caso necessário, o tamanho do incremento é reduzido progressivamente até que o modelo atinja a convergência.

Por outro lado, o *Abaqus/Explicit* possui um método puramente incremental, calculando as condições cinemáticas de um incremento com base no incremento anterior, sem a necessidade de iterações para verificar convergência. Essa característica torna o *Abaqus/Explicit* particularmente eficiente na resolução de certas classes de problemas quase-estáticos e dinâmicos que envolvem contatos complexos, degradação e falha de materiais.

Dado que os modelos de pequenas paredes apresentam diversas superfícies de contato e comportamentos não-lineares dos materiais, a utilização do *solver* *Abaqus/Implicit* tornaria o processo iterativo altamente custoso do ponto de vista computacional. Neste contexto, optou-se pela aplicação do *solver* *Abaqus/Explicit* neste trabalho. Para o critério de convergência, foi adotado um valor limite entre 10% para a razão entre a energia cinética e a energia interna total, garantindo a adequação do modelo para simulações quase-estáticas (SIMULA, 2014).

4.7 MODELO CONSTITUTIVO

O modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity* (CDP) foi utilizado para descrever o comportamento não linear de cada componente da pequena parede (tijolo e junta de argamassa). O modelo CDP tem sido amplamente empregado para simular o comportamento de materiais frágeis, como concreto, alvenaria de adobe, tufo, taipa e solo cimento (SIMULIA, 2014; MA *et al.*, 2019; BUI *et al.*, 2020; NASTRI *et al.*, 2023). Este modelo é capaz de representar os principais mecanismos de falha dos tijolos e da argamassa: fissuração por tração e esmagamento por compressão.

O modelo CDP tem como base os critérios de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager. Para sua aplicação, é necessário definir os parâmetros de plasticidade: a razão entre as tensões de escoamento compressivas iniciais biaxial e uniaxial (σ_{b0}/σ_{c0}), a razão do segundo invariante de tensão no meridiano de tração e compressão (K), o ângulo de dilatância (ψ), a excentricidade (e) e o parâmetro de viscosidade (v_p). Além desses, é imprescindível a definição das curvas de comportamento à compressão e tração do material, bem como dos parâmetros de dano correspondentes.

4.7.1 Parâmetros de plasticidade do CDP

O modelo CDP calcula separadamente a deformação elástica ε^{el} e a deformação plástica ε^{pl} , sendo essas duas parcelas posteriormente somadas para obter a deformação total ε , conforme apresentado na Equação 4.1.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (4.1)$$

A relação tensão-deformação é expressa em forma de matriz pela Equação 4.2, a seguir.

$$\sigma = (1 - d)D_0 : (\varepsilon - \varepsilon_{pl}) \quad (4.2)$$

Sendo: σ é o tensor de tensões, d é a variável escalar de dano, D_0 é a matriz de rigidez não danificada do material, sendo a redução de rigidez calculada com o termo $(1 - d)D_0$.

Para modelar as condições de escoamento ou falha, o modelo CDP utiliza a função de escoamento proposta originalmente por Lubliner *et al.* (1989), sendo esta função posteriormente modificada por Lee e Fenves (1998). A Equação 4.3 apresenta a forma assumida pela função de escoamento em termos das tensões efetivas.

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\bar{\varepsilon}^{pl})\langle\bar{\sigma}_{m\acute{a}x}\rangle - \gamma\langle-\bar{\sigma}_{m\acute{a}x}\rangle) - \bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}^{pl}) \quad (4.3)$$

Onde a função $\beta(\bar{\varepsilon}^{pl})$ é dada segundo a Equação 4.4. A função $\beta(\bar{\varepsilon}^{pl})$ é nula apenas se a tensão efetiva principal máxima for menor ou igual a zero ($\bar{\sigma}_{m\acute{a}x} \leq 0$). O colchete de Macauley $\langle\cdot\rangle$ é definido como $\langle\bar{\sigma}_{m\acute{a}x}\rangle = (|\bar{\sigma}_{m\acute{a}x}| + \bar{\sigma}_{m\acute{a}x})/2$.

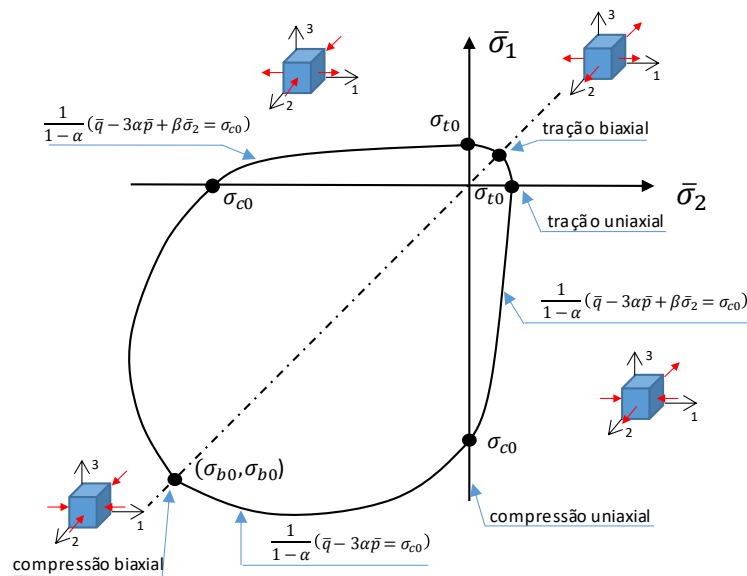
$$\beta(\bar{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \tag{4.4}$$

Onde, $\bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl})$ e $\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})$ representam as tensões de coesão efetivas para compressão e tração, respectivamente. Para $\bar{\sigma}_{m\acute{a}x} = 0$, a função de escoamento depende apenas do parâmetro α . O parâmetro α é calculado pela Equação 4.5:

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0})-1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0})-1} \tag{4.5}$$

sendo σ_{b0}/σ_{c0} a razão da resistência à compressão biaxial (σ_{b0}) pela resistência à compressão uniaxial (σ_{c0}). A razão σ_{b0}/σ_{c0} é necessária para fixar proporções da superfície da função de escoamento. O valor padrão de σ_{b0}/σ_{c0} para CDP é de 1,16, indicando que, sob um estado de tensões biaxial puro, o material pode suportar 16% a mais de tensão do que no estado uniaxial. Na Figura 4.8 é elucidada a função deste parâmetro (SIMULIA, 2014).

Figura 4.8 – Superfície de escoamento em tensão plana.



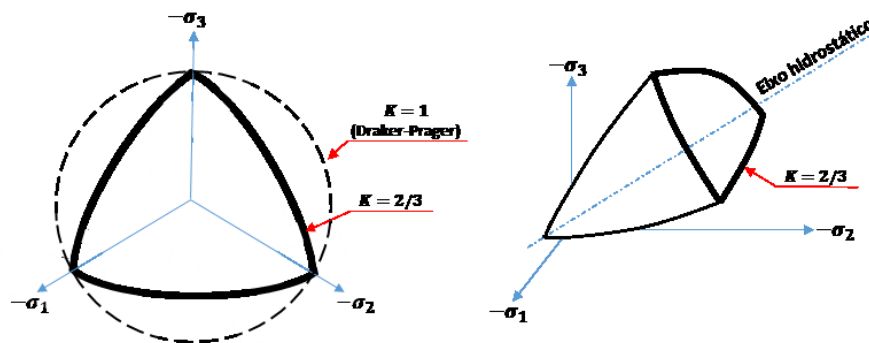
Fonte: Adaptado de Simulia (2014).

A forma da superfície de escoamento do material é definida pelo parâmetro γ . O parâmetro γ está ativo na função de escoamento apenas se a tensão efetiva principal máxima for menor que zero ($\bar{\sigma}_{m\acute{a}x} < 0$). O parâmetro γ é definido conforme a Equação 4.6.

$$\gamma = \frac{3(1-K)}{2K-1} \quad (4.6)$$

O parâmetro K é definido como a razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão. Este parâmetro está intrinsecamente relacionado à forma da superfície de escoamento. O valor padrão de K no CDP é $2/3$. A Figura 4.9 ilustra a forma gráfica da superfície de escoamento para o valor de K que, no plano desviatório, corresponde à combinação de três elipses tangentes.

Figura 4.9 – Superfícies de escoamento correspondendo a diferentes valores de K .



Fonte: Adaptado de Simulia (2014).

Além disto, a superfície de escoamento utiliza dois invariantes do tensor de tensão efetivo, sendo eles a pressão hidrostática \bar{p} e a tensão efetiva equivalente de Mises \bar{q} . Os valores \bar{p} e \bar{q} são importantes para a localização de um determinado estado de tensões no plano octaédrico. Estes invariantes são definidos pelas Equações 4.7 e 4.8;

$$\bar{p} = \frac{1}{3} \text{tr}(\sigma_{ij}) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3}I_1 \quad (4.7)$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{1}{2}J_2} = \sqrt{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = \sqrt{\frac{3}{2}s_{ij}s_{ij}} \quad (4.8)$$

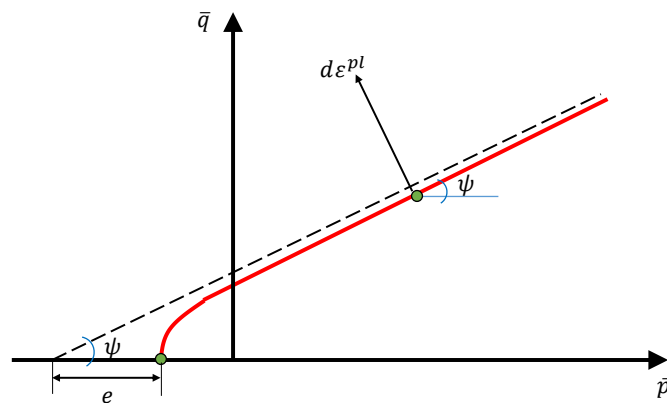
A evolução da superfície de escoamento durante a deformação plástica em cada estado de tensão é definida por uma regra de fluxo utilizando uma função de potencial plástico.

Nas teorias clássicas de plasticidade, a função de escoamento F é a mesma que função potencial plástico G , ou seja, caracterizando uma regra de fluxo plástico associativa ($F = G$). A regra de fluxo plástico associativa é aplicada para materiais metálicos, onde a dilatação volumétrica

durante a plastificação é insignificante. Entretanto, para materiais de atrito, como solos e concretos, a função potencial plástica é diferente da superfície de escoamento, caracterizando uma regra de fluxo não-associativa ($F \neq G$). O modelo CDP é formulado com a regra de fluxo plástico não-associativa para representar corretamente o comportamento volumétrico destes materiais sob carregamento (JASOLIYA et. al, 2024).

Como informado, a função potencial plástica não-associativa é normalmente utilizada para materiais granulares como o concreto e solos para o controle da dilatação do material. Este controle é realizado com base no ângulo de dilatância (ψ), conforme ilustrado na Figura 4.10 no plano meridional ($\bar{p} - \bar{q}$).

Figura 4.10 – Plano meridional $\bar{p} - \bar{q}$.



Fonte: Adaptado de Simulia (2014).

A função potencial plástica adotada no modelo CDP é baseada na função hiperbólica de Drucker-Prager, apresentada na Equação 4.9 (RUNESSON E MROZ, 1989; LEE E FENVES, 1998; SIMULIA, 2014).

$$G = \sqrt{(e f_t \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (4.9)$$

Onde f_t é a resistência à tração uniaxial do material e e é o parâmetro de excentricidade.

A forma da função potencial plástica no plano meridional é ajustada pelo parâmetro de excentricidade, e , que varia entre 0 e 1. À medida que o valor da excentricidade diminui, a função potencial se aproxima de uma assíntota (linha pontilhada da Figura 4.10), e, quando $e=0$, a superfície de escoamento assume a forma linear do modelo de Drucker-Prager. Por outro

lado, de acordo com Simulia (2014), o aumento do valor de e faz com que o ângulo de dilatância (ψ) cresça mais rapidamente à medida que a tensão de confinamento diminui, influenciando diretamente a resposta volumétrica do material. Para evitar problemas de convergência numérica, o manual do ABAQUS recomenda que não sejam utilizados valores inferiores à excentricidade padrão de 0,1.

Vale ressaltar que o ângulo de dilatância ψ está diretamente relacionado à fragilidade do material. Quando se adotam valores baixos de ψ o material tende a apresentar um comportamento mais frágil, enquanto valores mais elevados resultam em um comportamento mais dúctil, permitindo maior dilatação volumétrica sob carregamento.

Além dos parâmetros mencionados, o modelo constitutivo CDP frequentemente apresenta dificuldades de convergência numérica, pois incorpora o comportamento de amolecimento e degradação de rigidez. Para mitigar essas dificuldades, o manual do ABAQUS (SIMULIA, 2014) recomenda o uso de uma regularização viscoplástica nas equações constitutivas por meio de um parâmetro denominado viscosidade (v_p). Quanto maior o valor de v_p , mais gradual se torna a evolução do dano, evitando perdas abruptas de rigidez, suavizando a resposta do modelo e melhorando sua estabilidade numérica. Na Tabela 4.1, são apresentados os parâmetros adotados para a calibração do tijolo de solo cimento e das argamassas embasados em estudos numéricos prévios sobre solo (BUI *et al.*, 2020; KIPÇAK E ERDİL, 2025), solo cimento (MA *et al.*, 2019) e alvenaria de blocos de concreto (ZHU *et al.* 2017; LEAL, 2022).

Tabela 4.1 - Parâmetros inelásticos do CDP.

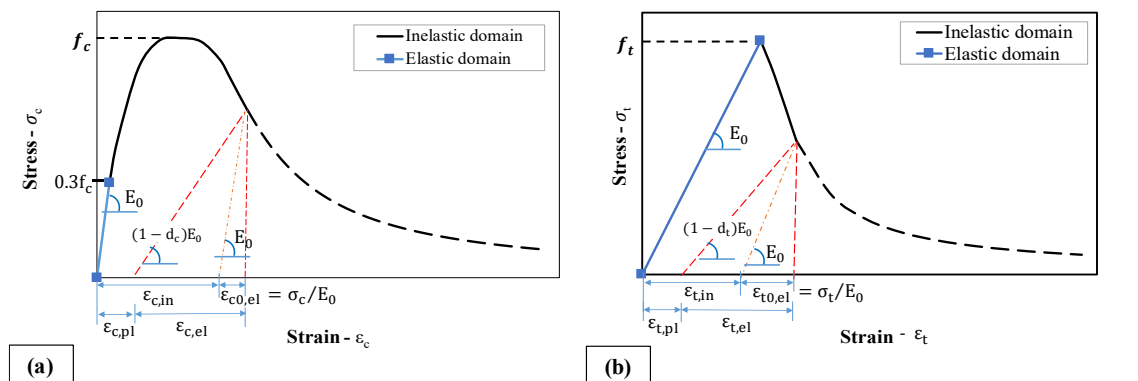
Parâmetros	Tijolos Solo cimento	Argamassas
ψ	10°	40°
e	0,1	0,1
σ_{b0}/σ_{c0}	1,16	1,16
K	2/3	2/3
v_p	0,0005	0,0001

Fonte: Autor.

4.7.2 Modelo analítico para definição do comportamento à compressão e à tração

O comportamento típico do concreto submetido à compressão e tração uniaxial pode ser representado por um diagrama tensão *versus* deformação, conforme ilustrado na Figura 4.11. O comportamento à compressão (Figura 4.11.a) é caracterizado por uma resposta linear entre tensão e deformação até atingir σ_{c0} seguido por um regime plástico e, após o pico de tensão (f_c), por um trecho de amolecimento. Similarmente o comportamento à tração (Figura 4.11.b) apresenta regime linear até atingir σ_t seguido do trecho de amolecimento da relação tensão *versus* deformação (SIMULA, 2014).

Figura 4.11 – Resposta do concreto à carga uniaxial de: (a) compressão e (b) tração.

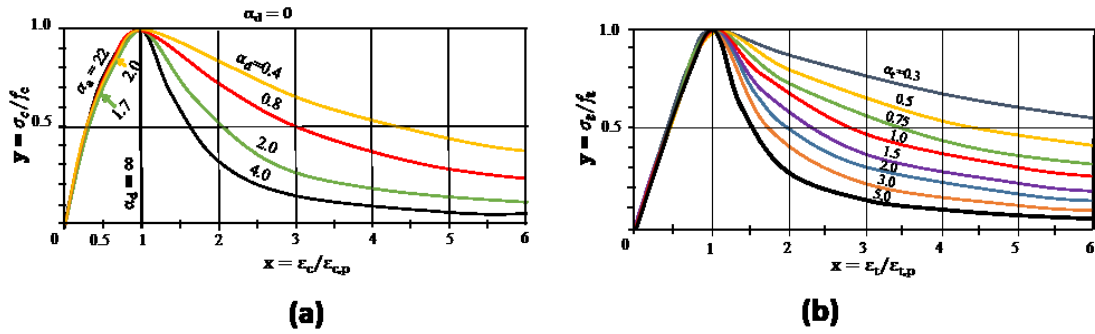


Fonte: Autor.

Nas análises numéricas, as curvas que descrevem o comportamento do material podem ser definidas a partir de ensaios experimentais ou de modelos teóricos. No presente estudo, optou-se pelo uso de modelos teóricos devido a dois fatores: (i) os ensaios experimentais de compressão dos tijolos não foram representativos em termos da rigidez inicial e (ii) há uma carência de ensaios específicos para caracterizar adequadamente o comportamento à tração dos tijolos e das argamassas.

Dessa forma, a curva tensão-deformação para o comportamento dos materiais sob compressão e tração foi definida com base no modelo proposto por Guo (2014). Esta abordagem tem sido adotada em estudos de alvenaria de concreto (LEAL, 2022) e pedra (NASTRI *et al.*, 2023). A Figura 4.12 apresenta as curvas genéricas de compressão e tração conforme o modelo de Guo (2014).

Figura 4.12 – Curvas genéricas tensão-deformação na: (a) compressão e (b) tração.



Fonte: Autor.

As curvas de compressão propostas por Guo (2014) são compostas, basicamente, por três trechos, a saber: (i) um regime elástico linear, (ii) um regime inelástico ascendente até a tensão de pico e (iii) um regime inelástico descendente que representa o amolecimento do material após o pico de tensão. O trecho elástico linear é caracterizado pelo módulo de elasticidade inicial (E_0), conforme a Equação 4.10. O limite para esse regime elástico foi definido como a 30% da tensão de pico (f_c), seguindo as recomendações de estudos sobre alvenaria de concreto e pedra (LEAL, 2022; NASTRI *et al.*, 2023).

$$\sigma_c = E_0 \cdot \varepsilon \quad (4.10)$$

A região inelástica da curva de compressão é obtida segundo as Equações 4.11, 4.12 e 4.13. Os ajustes nos trechos inelásticos foram feitos de acordo os coeficientes adimensionais α_a e α_d (Equações 13).

$$\sigma_c = f_c \cdot [\alpha_a \cdot x_c + (3 - 2 \cdot \alpha_a) \cdot x_c^2 + (\alpha_a - 2) \cdot x_c^3] \rightarrow x_c \leq 1 \quad (4.11)$$

$$\sigma_c = f_c \cdot \frac{x_c}{\alpha_d(x_c - 1)^2 + x_c} \rightarrow x_c > 1 \quad (4.12)$$

Sendo:

$$\alpha_a = \frac{E_0}{E_p} \text{ e } 0,4 \leq \alpha_d \leq 4,0 \quad (4.13)$$

O módulo secante correspondente à tensão de pico (E_p) é definido pela razão entre a tensão de pico (f_c) do material e a deformação de pico ($\varepsilon_{c,p}$). No presente estudo, as deformações de pico foram obtidas a partir dos ensaios de compressão dos materiais.

O modelo de Guo (2014) para o comportamento à tração é composto por dois trechos principais, a saber: elástico e inelástico. O trecho elástico é limitado pela resistência à tração (f_t) do material, cuja deformação de pico ($\varepsilon_{t,p}$) é definida de acordo com a Lei de *Hooke*, conforme a Equação 4.14. O trecho inelástico segue a relação dada pela Equação 4.15, onde α_t é o parâmetro adimensional que define o nível de fragilidade do material à tração, conforme a Equação 4.16.

$$\varepsilon_{t,p} = f_t/E_0 \quad (4.14)$$

$$\sigma_t = f_t \cdot \frac{x_t}{\alpha_t(x_t-1)^{1.7} + x_t} \quad (4.15)$$

$$\alpha_t = 0.312 \cdot f_t \quad (4.16)$$

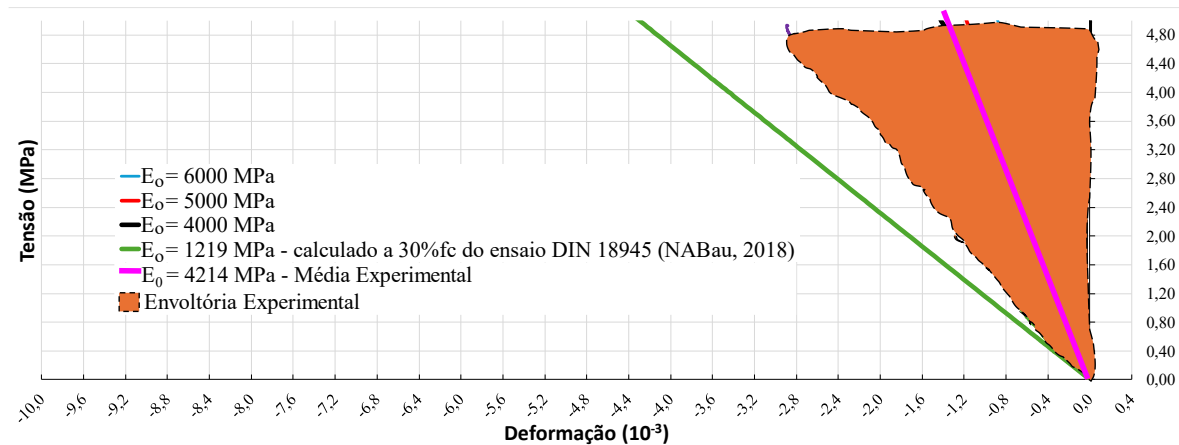
Conforme apresentado no Capítulo 3, os ensaios de caracterização à compressão dos tijolos de solo cimento consistiram na sobreposição de dois meios tijolos, cortados à seco, com junta de assentamento e capeamento de argamassa. Como os ensaios não foram realizados diretamente em um único tijolo isolado, observou-se que os módulos de elasticidade iniciais médios das curvas experimentais não foram suficientemente representativos. Desta forma, para a definição do módulo de elasticidade dos tijolos, foi conduzido um estudo de sensibilidade utilizando um modelo numérico de pequena parede. Este estudo consistiu em uma pequena parede similar, considerando apenas as propriedades elásticas dos materiais, de modo a viabilizar o processamento das análises nesta etapa de calibração.

A definição dos módulos de elasticidade avaliados neste estudo foi embasada nas considerações de Assis (2006), que indica que o valor de E_0 dos tijolos de solo cimento pode variar entre 4000 MPa e 6000 MPa.

A Figura 4.13 apresenta os resultados da análise numérica, expressos em termos de tensão *versus* deformação, comparados com os resultados experimentais das paredes em AC. As

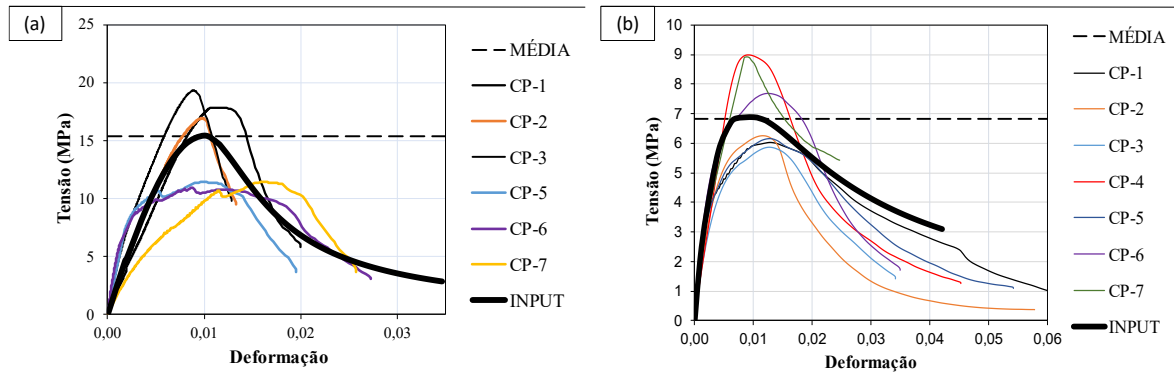
deformações numéricas foram consideradas em conformidade com os posicionamentos dos DTs verticais da análise experimental. A curva em verde é o modelo cujo o valor de E_0 foi calculado a 30% da tensão de pico (f_c) da curva média dos tijolos ensaiados em condições ambientais, conforme a norma técnica DIN 18945 (NABau, 2018). Observou-se que o valor de E_0 não simulava adequadamente a rigidez inicial das análises experimentais. Entretanto, verificou-se que $E_0 = 4000$ MPa apresentava melhor compatibilidade com a média da rigidez inicial observada experimentalmente. Assim, para o presente estudo, adotou-se $E_0 = 4000$ MPa para os tijolos de solo cimento, conforme sugerido por Assis (2006).

Figura 4.13 – Calibração do módulo de elasticidade inicial dos tijolos.



Fonte: Autor.

Para a argamassa de assentamento, o valor de E_0 foi adotado como a média dos valores calculados à 30% da tensão de pico (f_c) das curvas experimentais (LEAL, 2022; NASTRI *et al.*, 2023). A Figura 4.14 apresenta o comparativo entre as curvas de comportamento à compressão das argamassas obtidas experimentalmente e as curvas idealizadas adotadas como entrada nos modelos numéricos deste estudo. A curva teórica adotada reproduz com boa aproximação a média das curvas experimentais, especialmente no trecho inicial.

Figura 4.14 – Curvas Tensão-Deformação experimental e input das argamassas: (a) AC e (b) ARG.

Fonte: Autor.

As deformações de pico para ambos os materiais foram obtidas a partir das curvas experimentais de compressão. Os valores de resistência máxima à compressão e à tração foram definidos com base na média das resistências obtidas na análise experimental descrito no capítulo anterior. O coeficiente de Poisson (ν) adotado para ambos os materiais foi 0,2 (AYED *et al.*, 2016; MA *et al.* 2019; VILLIERS, 2019; WEED *et al.* 2020; LEAL, 2022). A Tabela 9 apresenta um resumo dos valores dos parâmetros utilizados na calibração da simulação numérica.

Tabela 4.2 – Parâmetros adotados neste estudo numérico.

Material	E_0 (MPa)	ν	Compressão				Tração		
			f_c (MPa)	$\varepsilon_{c,p}$ (10^{-3})	α_a	α_d	f_t (MPa)	$\varepsilon_{t,p}$ (10^{-3})	α_t
Tijolo Solo cimento	4000,0	0,2	6,5	5	3,1	0,4	0,4	0,1	0,13
Argamassa Colante	2566,7	0,2	15,4	10	1,8	3,5	2,35	0,92	0,70
Argamassa Convencional	2296,7	0,2	6,89	10	3,3	0,5	2,57	1,12	0,80

Fonte: Autor.

4.7.3 Modelo de dano

O modelo *Concrete Damage Plasticity* (CDP) se baseia na teoria do dano contínuo, na qual a perda de rigidez do material é representada por meio de parâmetros de dano. No regime elástico, as deformações ocorrem sem degradação do material. No entanto, no regime plástico, o descarregamento de tensão resulta na redução da rigidez inicial (E_0), conforme ilustrado na Figura 4.11.

A degradação da rigidez é controlada pelos parâmetros de dano por plasticidade, tanto na compressão (d_c) quanto na tração (d_t). Estes parâmetros variam de 0 a 1, sendo que valores próximos de 1 indicam degradação completa da rigidez do material. A evolução da superfície de falha é governada pelas variáveis de deformação plástica à compressão (ε_c^{pl}) e deformação plástica à tração (ε_t^{pl}), de modo que, caso ocorra descarregamento após a plastificação, a resposta do material será menos rígida do que no regime elástico inicial.

A evolução dos parâmetros de dano foi calculada conforme as Equações 4.17 e 4.18, baseadas no modelo de dano proposto por Birtel e Mark (2006). Este modelo define os parâmetros de dano em função do módulo de elasticidade inicial (E_0), das tensões (σ_c e σ_t), deformações plásticas ($\varepsilon_{c,p}$ e $\varepsilon_{t,p}$) e são diretamente proporcionais as constantes adimensionais b_c e b_t .

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_0^{-1}}{\varepsilon_c^{pl}(1/b_c - 1) + \sigma_c E_0^{-1}} \quad (4.17)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_0^{-1}}{\varepsilon_t^{pl}(1/b_t - 1) + \sigma_t E_0^{-1}} \quad (4.18)$$

As deformações plásticas (ε_c^{pl} e ε_t^{pl}) são determinadas a partir das deformações inelásticas (ε_c^{in} e ε_t^{in}) e das constantes b_c e b_t , conforme as Equações 4.19 e 4.20:

$$\varepsilon_c^{pl} = b_c \varepsilon_c^{in} \quad (4.19)$$

$$\varepsilon_t^{pl} = b_t \varepsilon_t^{in} \quad (4.20)$$

As constantes adimensionais b_c e b_t variam de 0 a 1 e são determinadas a partir de ensaios experimentais cíclicos. Entretanto, de acordo Leal (2022), estes fatores podem ser definidos por análises de sensibilidade, desde que com precaução, pois valores muito baixos podem causar problemas de convergência. Logo, em virtude da ausência de resultados experimentais, para este estudo foram adotados: $b_c = 0,75$ e $b_t = 0,7$ para os tijolos; e, $b_c = 0,7$ e $b_t = 0,7$ para a argamassa colante e convencional.

De acordo com Bui *et al.* (2020), para evitar problemas de convergência nas análises numéricas, os parâmetros de dano não devem ultrapassar 0,99. Assim, no presente estudo, o valor máximo adotado para os parâmetros de dano por tração e compressão foi 0,9.

4.8 CONTATO

Após a criação das partes do modelo, a definição da interface é essencial para garantir a representação do comportamento entre os materiais. Como este estudo segue abordagem de micromodelagem detalhada, a interação entre as superfícies foi definida de forma a simular o comportamento observado nos ensaios.

Para isso, as propriedades de contato foram definidas no módulo *Interactions* do ABAQUS, utilizando a interação do tipo "*surface-to-surface contact*". Esta abordagem possibilita a simulação do deslizamento entre as superfícies tijolo-argamassa. As propriedades de contato foram definidas considerando a interação normal e tangencial entre os materiais. Para o contato normal, optou-se pelo tipo *Hard Contact*, o qual impede a penetração das superfícies uma na outra, assim como permiti a separação entre as mesmas após entrarem em contato.

Para simular o comportamento tangencial entre os materiais, foi definida uma lei de atrito em que as tensões nas interfaces são proporcionais ao produto da pressão de contato pelo coeficiente de atrito estático. Para o coeficiente de atrito estático entre os tijolos e as argamassas (colante e convencional), foi utilizado o valor de 0,6 com base nas calibrações realizadas por Nastri *et al.* (2023). Para o coeficiente de atrito estático do modelo com a cola PVA, adotou-se o valor de 0,7, conforme estudos numéricos de Ayed *et al.* (2016). Para a interface entre as placas rígidas e as argamassas, foi utilizado um coeficiente de atrito de 0,4, conforme adotado por Leal (2022).

5 VALIDAÇÃO NUMÉRICA

5.1 GENERALIDADES

Este capítulo possui o objetivo de apresentar os modelos numéricos de pequenas paredes que foram validados conforme os parâmetros apresentados no capítulo anterior.

5.2 RESULTADOS

Os modelos numéricos foram avaliados com base nas análises experimentais das pequenas paredes descritas no Capítulo 3. A Tabela 5.1 apresenta a capacidade resistente dos modelos numéricos (f_{cp}^{MEF}) em comparação com os resultados médios obtidos experimentalmente (f_{cp}^{EXP}). Os modelos numéricos apresentaram uma um erro relativo inferior a inferior a 2%, indicando uma representatividade de 98% ao se comparar a tensão máxima de compressão do valor numérico com o experimental. Ressalta-se que a capacidade resistente foi calculada em termos de tensão, considerando a área da seção transversal bruta. Detalhes sobre os resultados de cada simulação numérica serão discutidos nas seções seguintes.

Tabela 5.1 - Comparativo geral da capacidade resistente dos modelos numéricos e experimentais.

Modelo	f_{cp}^{MEF} (MPa)	f_{cp}^{EXP} (MPa)	$\frac{ f_{cp}^{MEF} - f_{cp}^{EXP} }{f_{cp}^{EXP}}$ (%)
AC	4,94	4,86	1,65
ARG	4,06	4,01	1,25
PVA	1,90	1,87	1,60

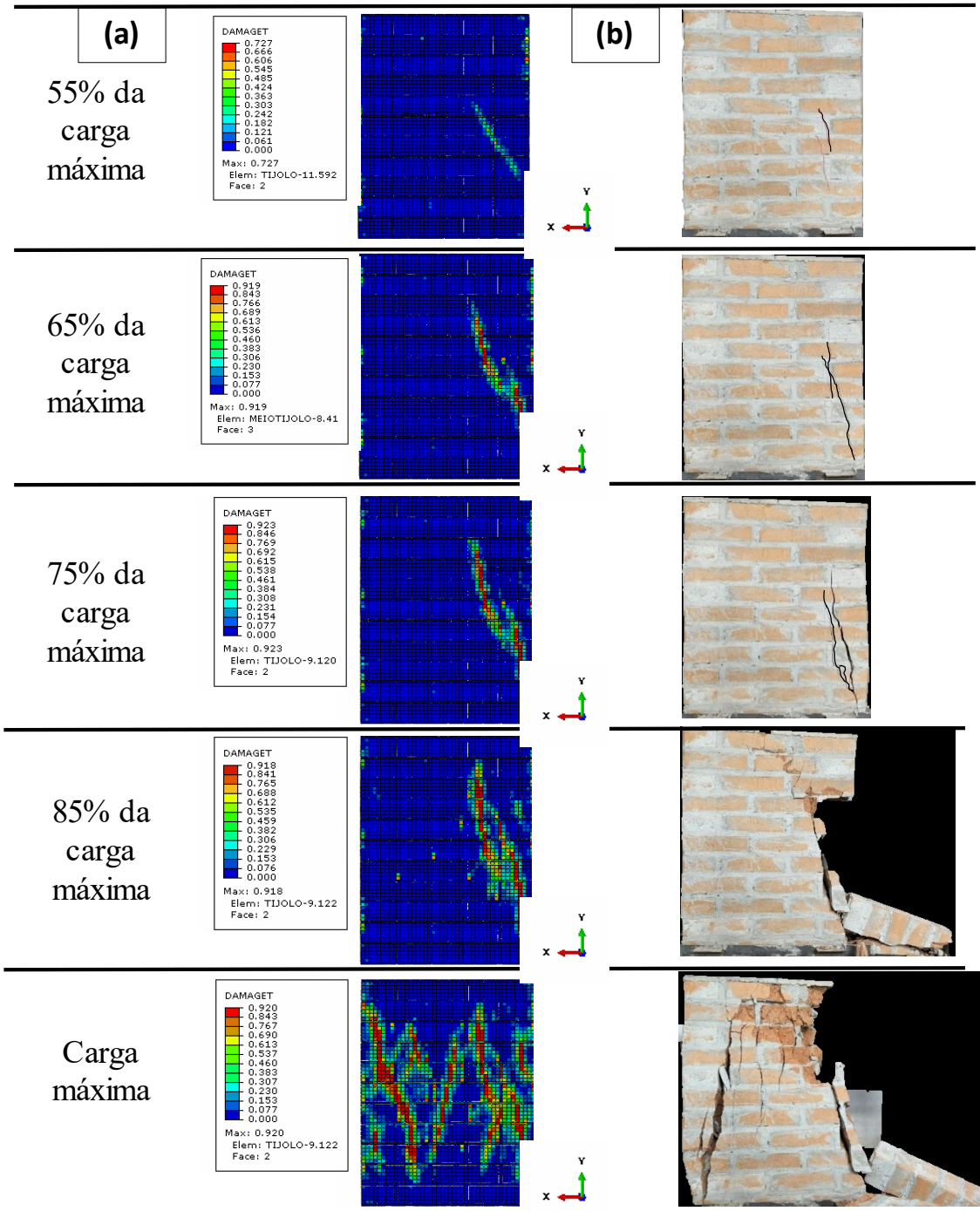
Fonte: Autor.

5.2.1 Parede AC

Os parâmetros de dano extraídos dos modelos numéricos possibilitam a visualização da degradação da rigidez do modelo numérico, sendo possível sua comparação com o modelo experimental na configuração deformada. A Figura 5.1 apresenta o contorno do dano à tração (DAMAGET) em comparação ao modelo experimental. O início da degradação da rigidez por tração ocorreu nos tijolos da extremidade inferior, a 65% da carga máxima resistente. Notou-se que, aos 75% da carga máxima suportada pelo modelo numérico, a propagação das fissuras

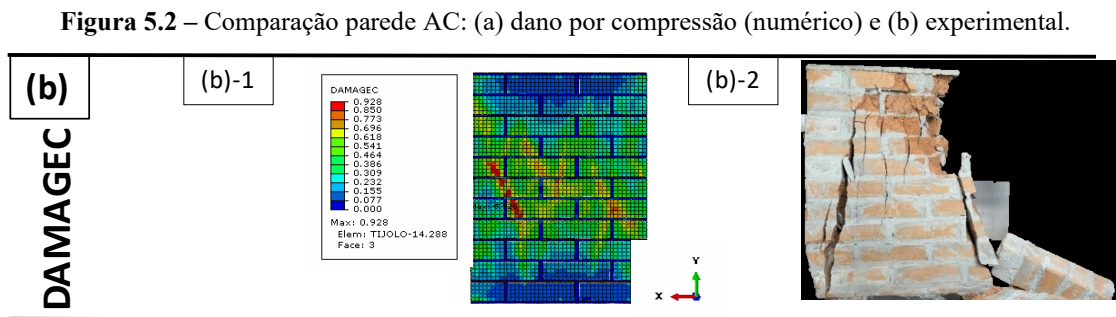
seguiu uma faixa vertical (paralela à direção da carga), levemente inclinada. Observou-se que o modelo numérico foi capaz de capturar adequadamente o modo de falha da parede, apresentado uma boa aproximação da distribuição do dano à tração e iniciação seguida por propagação de fissuras.

Figura 5.1 – Comparação parede AC: (a) dano por tração (numérico) e (b) experimentais.



Fonte: Autor.

Com o aumento gradual do deslocamento imposto no modelo numérico, a degradação do material à compressão se intensificou (variável de dano DAMAGEC), conforme a apresenta-se na Figura 5.2. O aumento do dano à compressão contribuiu para o decaimento da resistência do modelo. Contudo, observou-se que, à medida que a degradação por compressão do material se propagava, a análise numérica apresentava limitações para simular o esmagamento na face dos tijolos e juntas superiores observado no modelo experimental.



Fonte: Autor.

A Figura 5.3 apresenta os resultados da análise numérica em termos de tensão *versus* deformação. Em termos de resistência, o modelo numérico foi capaz de prever a capacidade resistente da alvenaria de solo cimento, apresentando erro relativo de 1,65% em comparação com a média dos resultados experimentais. As deformações numéricas foram admitidas em conformidade aos posicionamentos dos DTs da análise experimental.

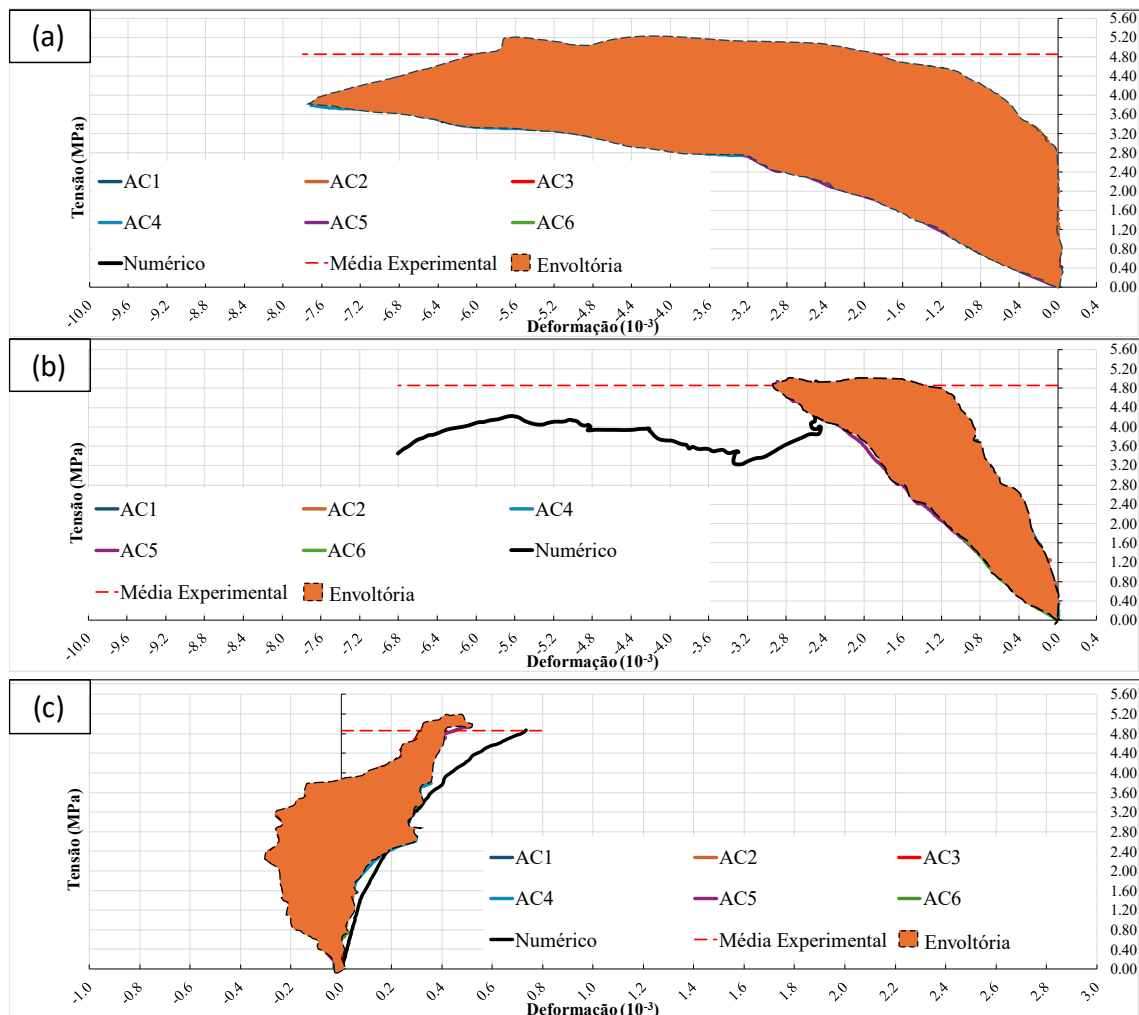
Diante da elevada dispersão dos resultados obtidos nos experimentos de Assis (2024), adotou-se como critério de avaliação a comparação dos modelos numéricos com a envoltória das curvas experimentais, abrangendo os limites superiores e inferiores das respostas medidas.

Nas Figuras 5.3a, b, observa-se que a curva tensão-deformação obtida pela simulação numérica permanece, em toda a sua extensão (Figura 5.3a) e em grande parte (Figura 5.3b), inserida no interior da envoltória experimental, especialmente após o início do comportamento não linear. Notou-se que na Figura 5.3a no regime inelástico, anterior ao pico de tensão, o modelo numérico apresentou menor capacidade de deformação em relação à maioria dos ensaios experimentais, o que pode ser atribuído à idealização geométrica e material adotada. Destaca-se que, especificamente na Figura 5.3b, além de a curva numérica estar contida na região

envoltória, seu comportamento mostrou-se bastante próximo de uma curva média experimental, tanto em termos de rigidez inicial quanto de capacidade máxima.

A Figura 5.3c compara os resultados da simulação numérica com as curvas de tensão-deformação dos DTs horizontais nas pequenas paredes. Observa-se que o modelo numérico se mostrou menos sensível às deformações por compressão, apresentando comportamento mais próximo aos modelos experimentais AC2 e AC4. Esse comportamento pode ser atribuído à simplificação adotada na modelagem das interfaces entre os materiais.

Figura 5.3 – Curvas tensão *versus* deformação parede AC: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo; e (c) horizontal.



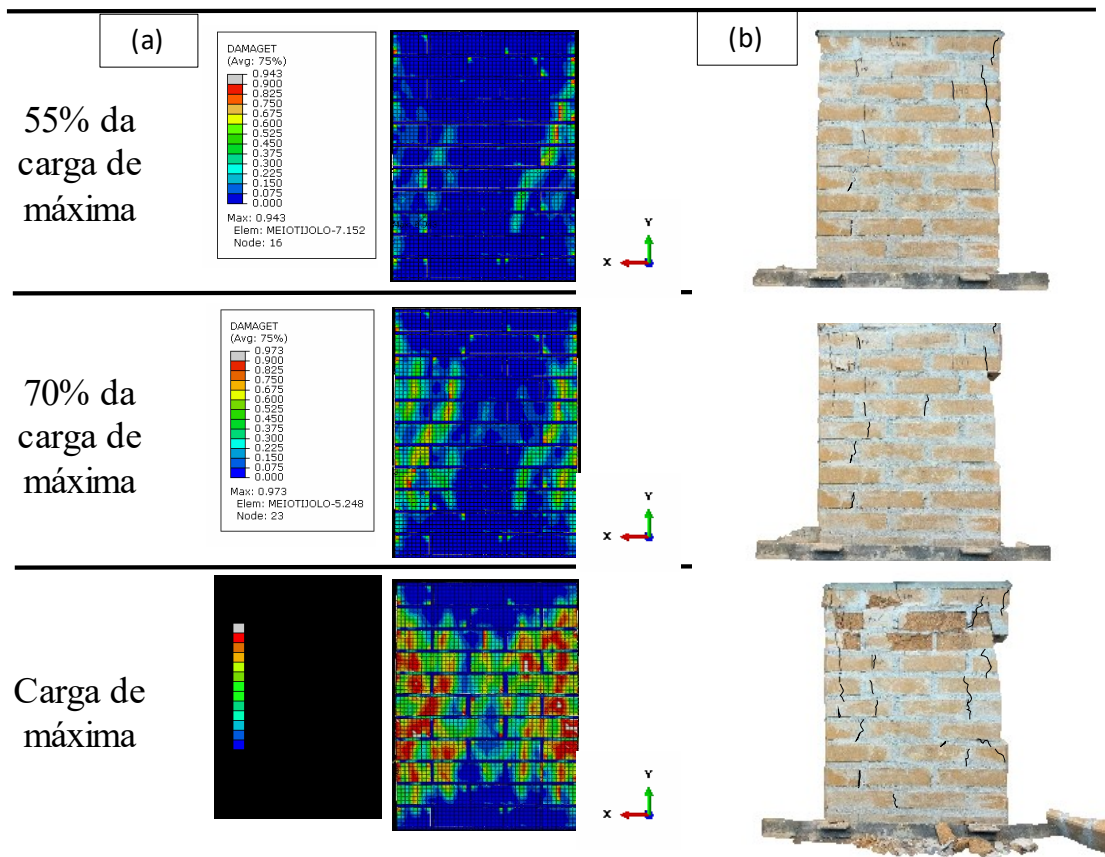
Fonte: Autor.

5.2.2 Parede ARG

Na validação dos modelos numéricos frente aos resultados experimentais das pequenas paredes com junta de assentamento de argamassa convencional (ARG), utilizaram-se os mesmos parâmetros aplicados ao modelo das paredes com junta do tipo AC. A Figura 5.4 apresenta o comparativo da distribuição do dano à tração do modelo numérico com a análise experimental de uma das paredes.

Assim como nas paredes AC, observa-se que as argamassas das juntas horizontais, por serem menos rígidas que os tijolos, tendem a se deformar mais lateralmente, resultando no acréscimo das tensões tangenciais e desencadeando o surgimento de dano à tração nos tijolos. Verificou-se que as fissuras se iniciaram com 55% da carga experimental, conforme também observado nos ensaios. Constatou-se que o modelo de elementos finitos capturou satisfatoriamente o modo de falha da estrutura, tanto em termos de distribuição de dano à tração quanto em termos de iniciação e propagação de fissuras.

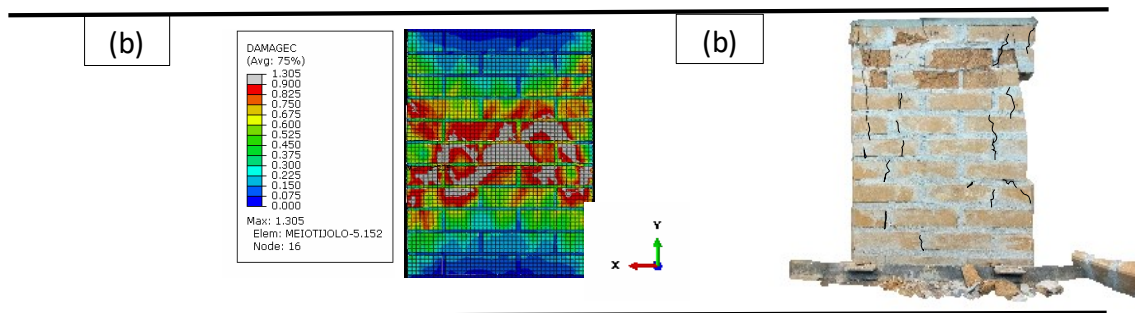
Figura 5.4 – Comparação parede ARG: (a) dano por tração (numérico) e (b) experimentais.



Fonte: Autor.

A Figura 5.5 compara a distribuição de dano à compressão do modelo numérico com a fissuração observada experimentalmente em uma das pequenas paredes. Nota-se uma maior concentração de dano à compressão na região central das pequenas paredes. Contudo, a análise numérica não simulou completamente o esmagamento na face dos tijolos e juntas superiores observado no modelo experimental. Essa limitação pode ser atribuída a simplificações adotadas na modelagem numérica, especialmente pela não consideração de imperfeições geométricas locais presentes nas amostras reais, como irregularidades nas superfícies de assentamento. Além disso, possíveis excentricidades no carregamento durante os ensaios podem ter intensificado a concentração de tensões em determinadas regiões, gerando mecanismos de falha não capturados pelo modelo computacional idealizado.

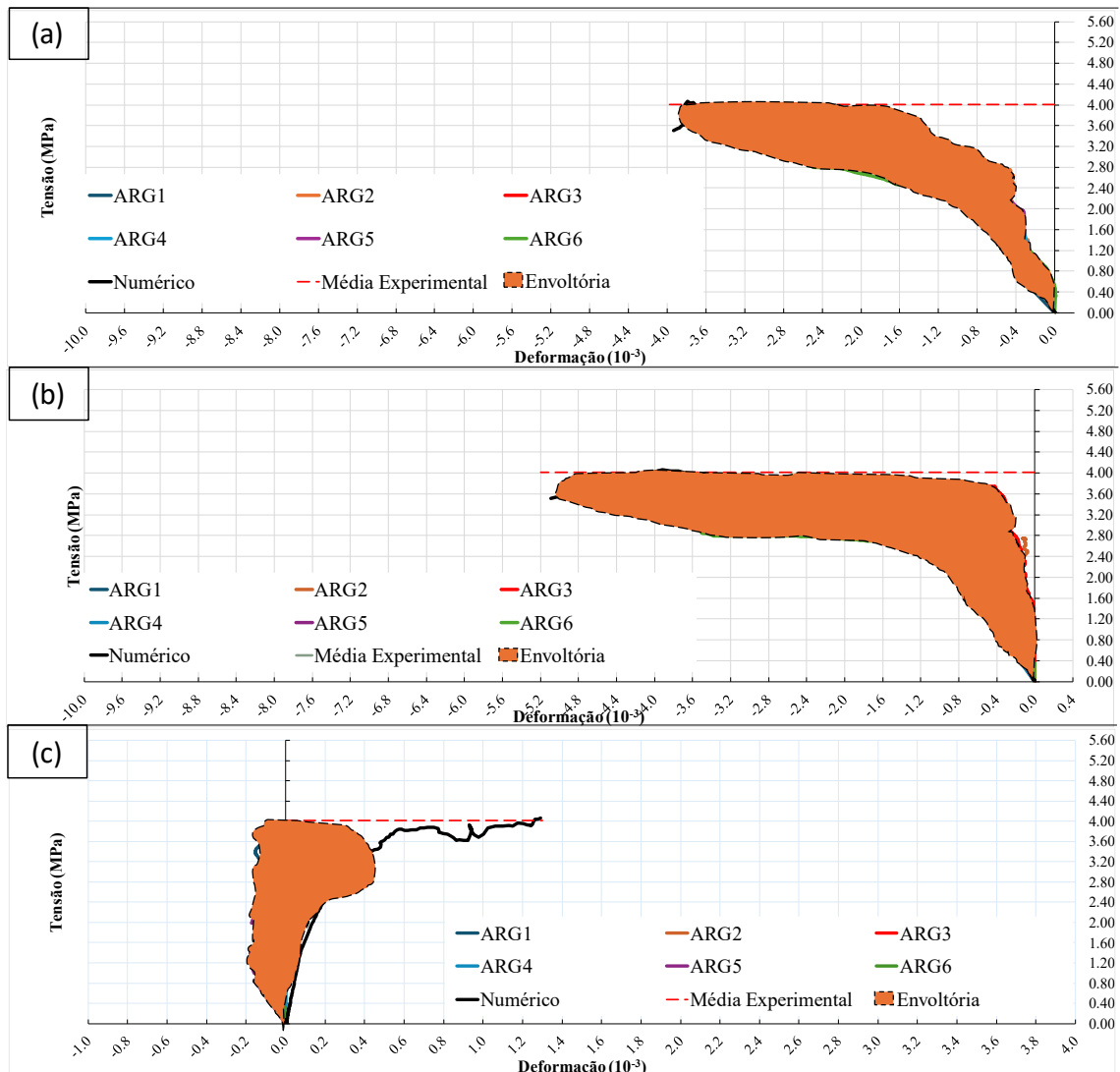
Figura 5.5 – Comparação parede ARG: (a) dano por compressão (numéricos) e (b) experimental.



Fonte: Autor.

A Figura 5.6 compara os resultados numéricos com os dados dos DTs verticais e horizontais instalados nas pequenas paredes ARG. Observa-se nas Figuras 5.6a e b que a curva tensão-deformação da análise numérica está dentro dos limites das envoltórias experimentais. Entretanto, de forma semelhante ao modelo numérico das paredes AC, o modelo numérico ARG apresentou-se menos sensível às deformações laterais por compressão, resultando em uma capacidade de deformação lateral por tração levemente superior à média experimental, conforme observado na Figura 5.6c. Todavia, em linhas gerais, o modelo numérico foi capaz de prever a capacidade resistente da alvenaria de solo cimento, apresentando erro relativo de 1,25% em comparação com a média dos resultados experimentais, conforme apresentado na Tabela 5.1.

Figura 5.6 – Curvas tensão *versus* deformação parede ARG: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo; e (c) horizontal.



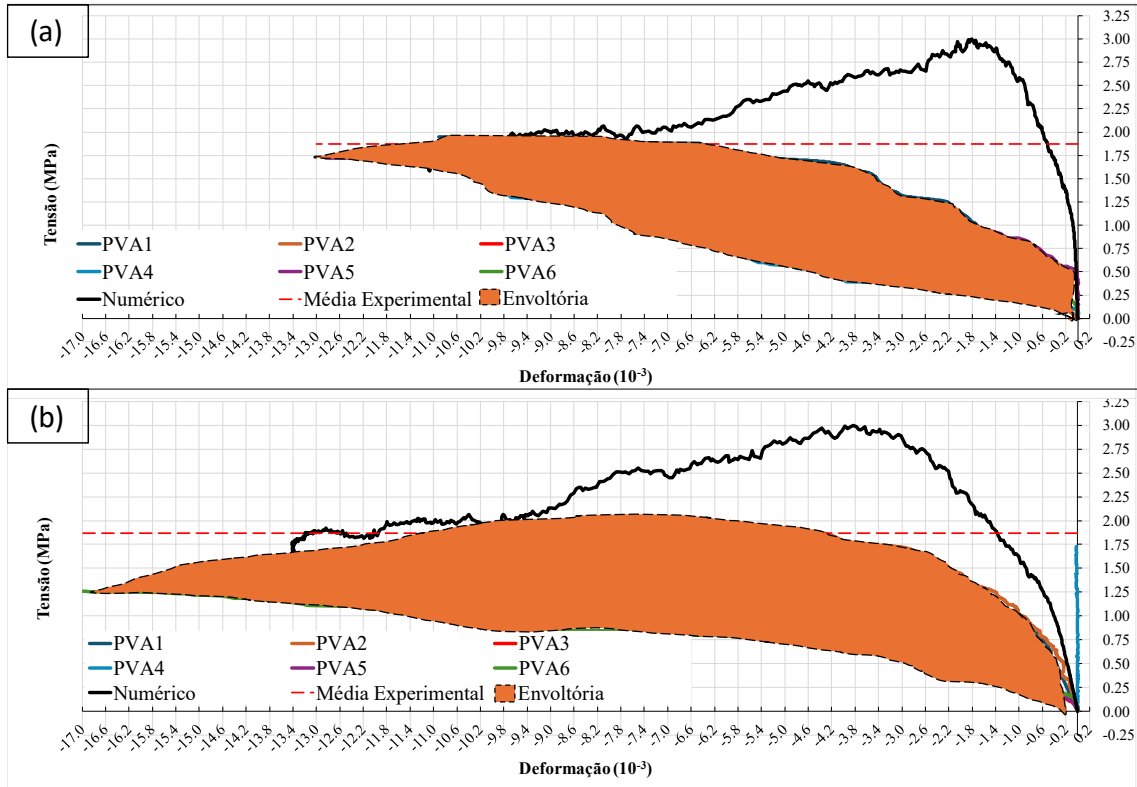
Fonte: Autor.

5.2.3 Parede PVA

Inicialmente, na validação dos modelos numéricos das pequenas paredes com junta de assentamento de cola PVA, foram utilizadas as mesmas partes dos tijolos aplicadas aos modelos das paredes AC e ARG, ou seja, tijolos de solo cimento simplificados, sem chanfros, relevos ou sistema de acoplamento macho-fêmea. A Figura 5.7 compara os resultados numéricos com os dados dos DTs verticais instalados nas pequenas paredes em cola PVA. Observou-se que o modelo numérico apresentou uma capacidade resistente 60% (3,00/1,87) superior à média experimental. Esse comportamento ocorreu porque a simulação numérica foi realizada com tijolos em perfeito contato (sem folgas entre si). Diante disso, surgiu a necessidade de aplicar

uma técnica de modelagem que simplificasse as imperfeições de contato observadas experimentalmente nas paredes com cola PVA.

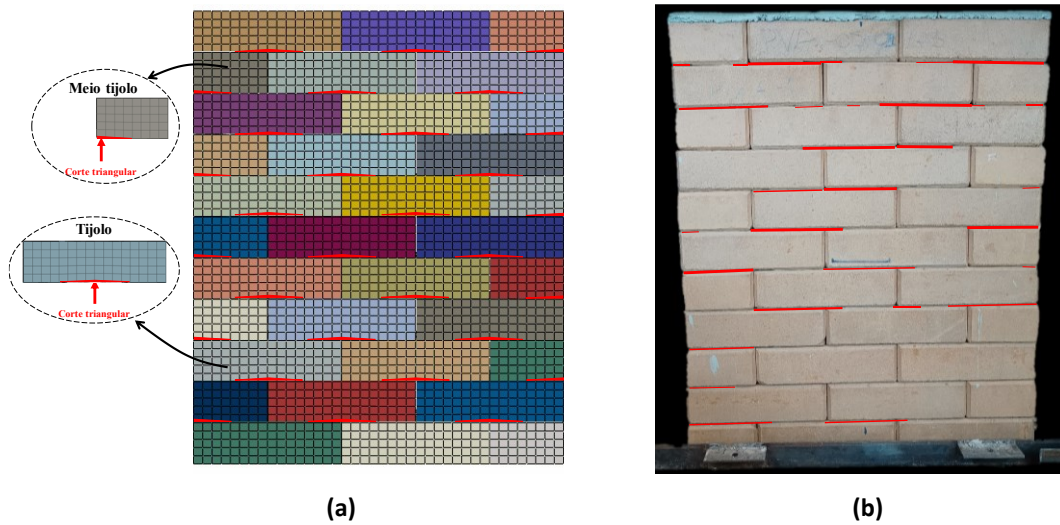
Figura 5.7 – Curvas tensão *versus* deformação parede PVA com contato perfeito: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo.



Fonte: Autor.

Nesse contexto, a validação dos modelos numéricos frente aos resultados experimentais das pequenas paredes com junta de assentamento de cola PVA consistiu em utilizar os mesmos parâmetros aplicados aos modelos das paredes AC e ARG, com exceção da geometria dos tijolos e do coeficiente de atrito. A modelagem foi simplificada de forma a representar as imperfeições de contato existentes nas pequenas paredes, conforme descrito no item 4.3 e apresentado na Figura 5.8a. Dessa forma, o modelo numérico buscou representar tais imperfeições de forma sistemática, embora não contemplasse a aleatoriedade das imperfeições dos modelos experimentais, conforme apresentado na Figura 5.8.

Figura 5.8 – Comparação da geometria da pequena parede com cola PVA: (a) numérica e (b) experimental.

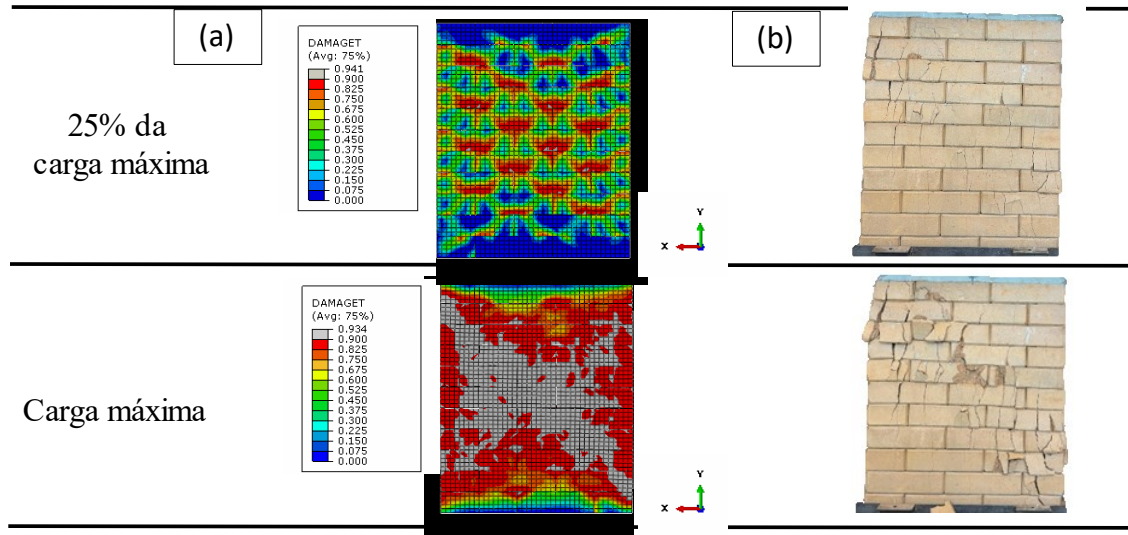


Fonte: Autor.

Numericamente observou-se que o modelo desenvolvido com as simplificações das imperfeições de contato tijolo-tijolo para as pequenas paredes em PVA apresentaram alto custo computacional. Este comportamento está associado à geometria assumida para os tijolos que compõem o modelo. As discontinuidades de contato, destacadas em vermelho na Figura 5.8a, resultaram em distorções na malha de elementos finitos, comprometendo a conformidade da malha e aumentando significativamente o tempo de processamento.

A Figura 5.9 apresenta o dano à tração (DAMAGET) em comparação aos resultados experimentais. Observa-se que as primeiras fissuras surgiram por volta de 25% da carga máxima, em conformidade com a análise experimental. O início da falha por tração durante a simulação ocorreu nas interfaces de contato próximas às discontinuidades de contato introduzidas pela simplificação da modelagem dos tijolos. Notou-se ainda a ocorrência de uma maior concentração de dano diagonalmente no modelo numérico, comportamento compatível com os padrões de fissuração observados experimentalmente, indicando boa concordância no modo de falha. Portanto, conclui-se que o modelo numérico foi capaz simular de maneira adequada a configuração deformada do modelo experimental.

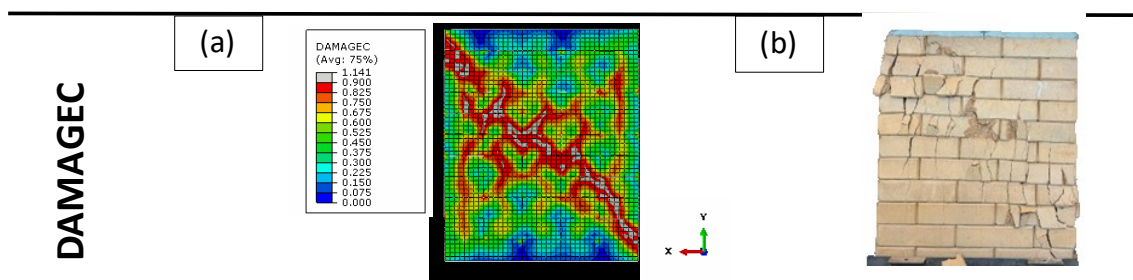
Figura 5.9 – Comparação parede PVA: (a) dano por tração (numérico) e (b) experimental.



Fonte: Autor.

A Figura 5.10 compara a distribuição de dano à compressão do modelo numérico (variável DAMAGEC) com a fissuração observada experimentalmente em uma das pequenas paredes. Nota-se que a concentração de dano diagonal na pequena parede simulou adequadamente o esmagamento diagonal nas faces dos tijolos observado no modelo experimental.

Figura 5.10 – Comparação parede PVA: (a) dano por compressão (numéricos) e (b) experimental.

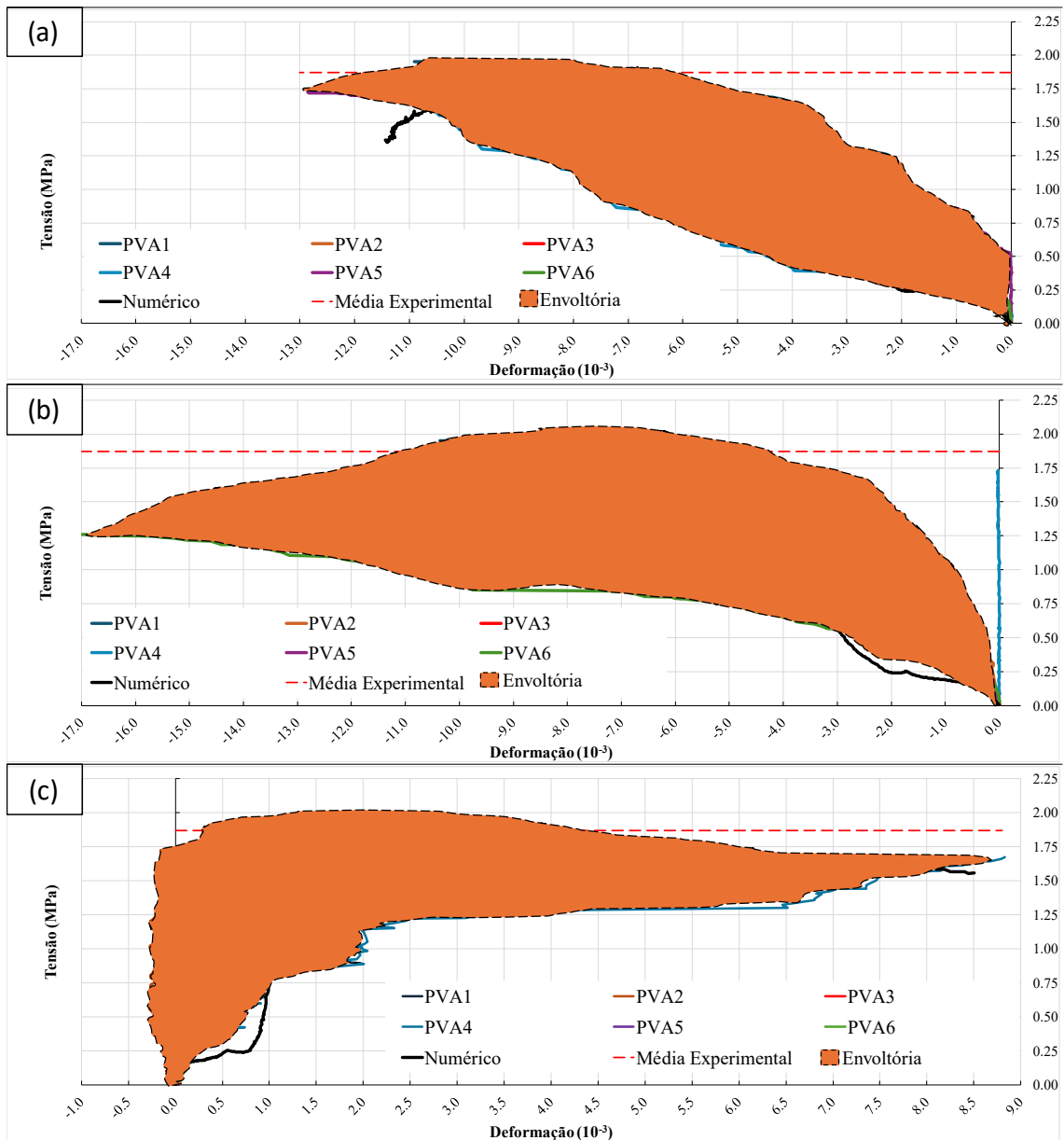


Fonte: Autor.

A Figura 5.11 compara os resultados numéricos com os dados dos DTs verticais e horizontais instalados nas pequenas paredes PVA. Observa-se nas Figuras 5.11a e 5.11b que a presença de imperfeições de contato dos tijolos sobrepostos alterou o estado de rigidez inicial das curvas, resultando em uma aproximação limitada da curva numérica no trecho inicial da envoltória das curvas experimentais. Ao aumentar o carregamento e conseqüente acomodação dos tijolos,

ocorrida para níveis de deformação, aproximadamente, maiores que 2,2‰ (Figuras 5.11a, b) e 0,8‰ (Figura 5.11c), nota-se o ganho de rigidez das curvas numéricas, permitindo melhor posicionada dentro da envoltória das curvas experimentais.

Figura 5.11 – Curvas tensão *versus* deformação parede PVA: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo; e (c) horizontal.



Fonte: Autor.

Na Figura 5.11c, observa-se que a curva numérica apresenta trechos quase horizontais semelhantes aos observados nas curvas experimentais, indicando que, durante acomodação dos tijolos, as pequenas paredes continuaram a se deformar sob tensão constante. Entretanto, o modelo numérico apresentou uma reprodução limitada dos estados de deformações observados

experimentalmente. Apesar das limitações identificadas, o modelo numérico demonstrou-se eficaz na estimativa da capacidade resistente da alvenaria de solo cimento, apresentando uma discrepância máxima de apenas 1,60% em relação à média dos valores obtidos experimentalmente, conforme indicado na Tabela 5.1.

6 ANÁLISE ESTOCÁSTICA

6.1 GENERALIDADES

Este capítulo é dedicado à aplicação da Simulação de Monte Carlo para avaliar o efeito das imperfeições geométricas dos tijolos no comportamento estrutural das paredes. Embora as simplificações geométricas aplicadas nas paredes PVA tenham permitido uma aproximação satisfatória entre os resultados numéricos e experimentais, foi observado que estas imperfeições nas superfícies de contato dos tijolos sobrepostos poderiam alterar o estado de dano estrutural, causando concentração de tensão e consequente não-linearidade na propagação da fissuração nas paredes. Portanto, baseando-se numa função de probabilidade, a análise estocástica por meio da Simulação de Monte Carlo possibilitou a modelagem e simulação numérica de modelos de alvenarias em cola PVA de geometrias aleatórias, com o objetivo de estimar a capacidade resistente dessas paredes.

6.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Conforme discutido no Capítulo 3, nas pequenas paredes em cola PVA, as espessuras das juntas de assentamento são desprezíveis. Consequentemente, as imperfeições entre as superfícies dos tijolos sobrepostos não foram corrigidas pelas juntas, resultando num contato imperfeito entre os tijolos. No Capítulo 4, para simplificar a representação destas imperfeições no modelo numérico, adotou-se uma abordagem que considerava um relevo na região inferior dos tijolos. Contudo, devido à complexidade, optou-se por uma geometria simplificada, representando-o por um corte triangular inferior nas unidades.

Embora a modelagem numérica simplificada tenha fornecido valores representativos da capacidade resistente das paredes, observou-se que as simplificações adotadas poderiam alterar o modo de fissuração do modelo numérico. Nesse contexto, a Simulação de Monte Carlo, é uma ferramenta que possibilita introduzir o efeito das imperfeições geométricas, sendo estas imperfeições geradas aleatoriamente pelo algoritmo segundo um modelo de distribuição de probabilidade. Os dados aleatórios de geometrias foram utilizados para se confeccionar um conjunto de modelos numéricos de paredes sobrepostas com tijolos, simulando a condição das paredes PVA. Os resultados numéricos foram avaliados por meio da capacidade resistente das

paredes, permitindo obter uma compreensão mais efetiva do impacto das imperfeições geométricas no comportamento estrutural destas paredes.

Para a realização da Simulação de Monte Carlo, foi desenvolvido um algoritmo em linguagem Python que possui interface com o módulo de comando do ABAQUS. Desta forma, geometrias aleatórias foram geradas e modelos numéricos foram gerados e processados de forma automatizada. O código foi estruturado em três módulos principais:

- Pré-processamento: configuração inicial dos modelos e definição dos parâmetros de entrada;
- Processamento: construção das pequenas paredes, considerando a variabilidade das alturas dos tijolos, montagem das paredes, aplicação das condições de contorno, definição da malha, carregamento e execução das simulações no ABAQUS;
- Pós-processamento: extração e organização dos resultados para análise.

6.3 SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

A Simulação de Monte Carlo é um método de amostragem estatística utilizado para resolver problemas nos quais a população amostral é gerada a partir de números aleatórios ou pseudoaleatórios, dos quais são atribuídos às variáveis de estudo. Para este trabalho, os números pseudoaleatórios foram gerados por meio da função *random* da biblioteca *Python*.

A Simulação de Monte Carlo apresenta um custo computacional elevado, pois requer um grande número de amostras para garantir resultados estatisticamente representativos. Para reduzir o número de simulações necessárias, foi empregada a técnica de amostragem estratificada. Esta técnica apresentou eficiência em estudos estocásticos aplicados à alvenaria de blocos de concreto (ZHU *et al.*, 2017; GONEN *et al.*, 2022; SHI *et al.*, 2023), permitindo atingir a convergência mais rapidamente. Segundo Shi *et al.* (2023), a amostragem estratificada opera subdividindo o espaço amostral em regiões menores, realizando amostragem dentro dessas regiões.

No presente estudo, foi realizada uma análise dimensional dos tijolos usados nas paredes PVA. A estratificação das variáveis consistiu na definição do coeficiente de variação (COV) das imperfeições geométricas dos tijolos e na exclusão das amostras cujos COVs estivessem fora

do intervalo estabelecido. Dessa maneira, assegurou-se que as amostras produzidas ocupassem o espaço amostral de forma mais eficiente.

6.4 ANÁLISE ESTOCÁSTICA COM SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

No processo de fabricação dos tijolos solo cimento, utilizam-se máquinas de pressão para prensá-los em moldes. Imperfeições nessa etapa são comuns. A avaliação dos modelos experimentais revelou que as variações na altura dos tijolos causam as imperfeições de contato entre eles. Para quantificar a dispersão das imperfeições de altura (h_b) foram avaliados 72 tijolos solo cimento. A Figura 6.1 apresenta o histograma da frequência absoluta, relativa e acumulada *versus* o intervalo de classe de h_b . O número de classe (c) foi definido a partir da fórmula de Sturges, conforme apresentada na Equação 6.1.

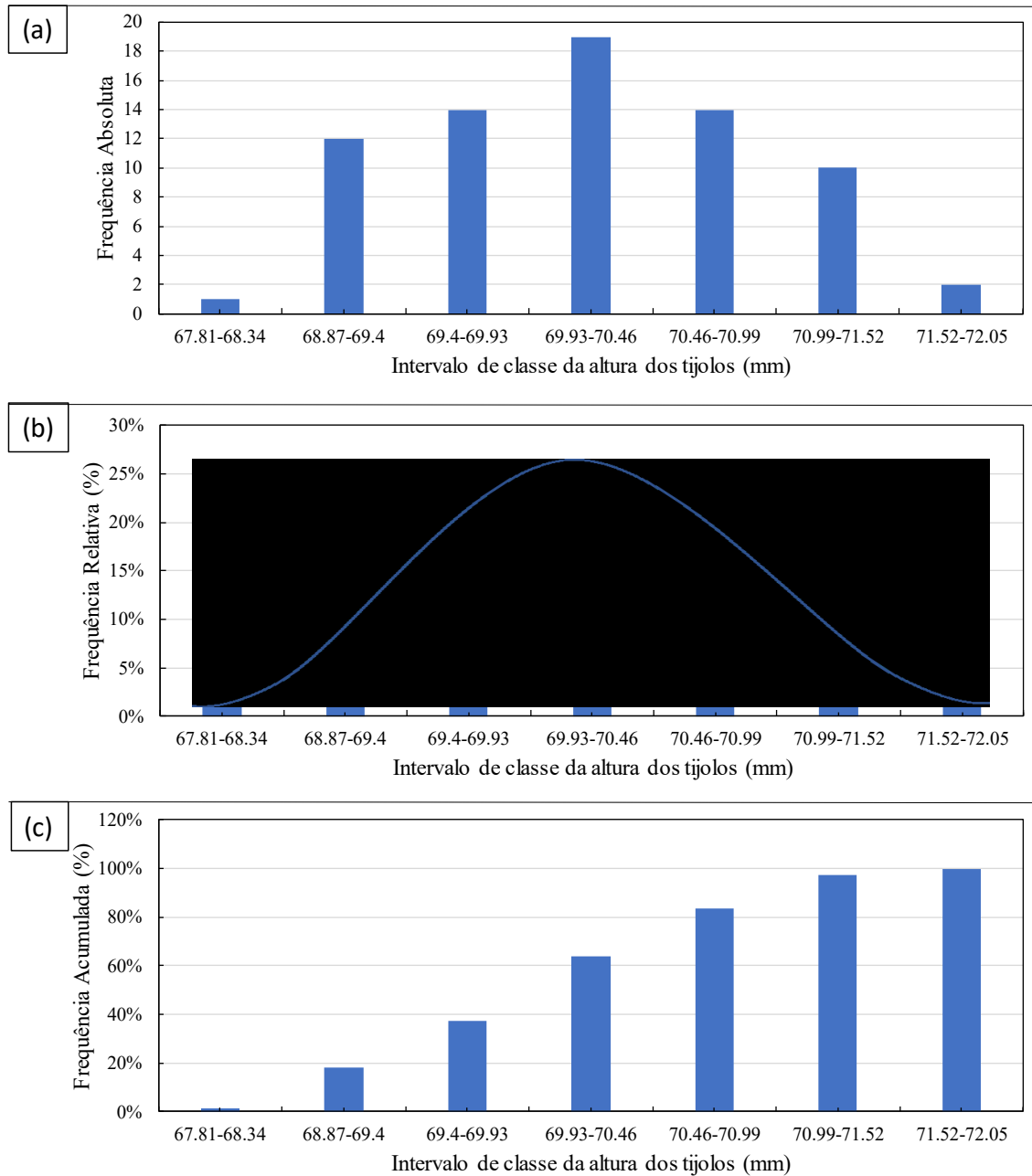
$$c = 1 + 3,322 \log (n) \quad (6.1)$$

onde n é o número de amostras. A amplitude de classe foi definida pela razão da diferença da máxima e mínimas alturas pelo número de classe (c). A frequência relativa das alturas dos tijolos foi definida pela razão da frequência absoluta de um intervalo de classe pelo número total de amostra.

O coeficiente de variação (COV) das alturas dos tijolos foi calculado como 0,76%, com um desvio padrão de 0,53 mm e uma altura média de 70 mm. Observa-se na Figura 6.1 que a maioria das alturas dos tijolos se concentra em torno da média, embora a diferença máxima entre elas tenha sido ± 2 mm.

A análise da distribuição das alturas dos tijolos revelou um comportamento aproximadamente simétrico e centrado em torno da média, característica visualmente semelhante à de uma distribuição normal. Contudo, nenhuma suposição teórica de distribuição foi imposta previamente, uma vez que os dados utilizados na simulação de Monte Carlo foram obtidos diretamente por meio de medições experimentais, resultando em uma distribuição empírica.

Figura 6.1 – Histograma propriedades e incertezas utilizadas na Simulação de Monte Carlo, frequências: (a) Absoluta; (b) Relativa; e (c) Acumulada.



Fonte: Autor.

A Simulação de Monte Carlo foi implementada em *Python* para gerar automaticamente modelos de pequenas paredes no ABAQUS. A geração aleatória dessas alturas, na simulação, foi realizada por meio da biblioteca *random* do *Python*, utilizando números pseudoaleatórios no intervalo de 0 a 100. Esses valores foram associados diretamente aos intervalos de frequência acumulada obtidos da distribuição empírica (Tabela 6.1), expressos em porcentagem. A partir disso, foi possível identificar em qual intervalo de classe o valor sorteado se encaixava. Para

fins de simplificação, a altura de cada tijolo foi definida como o valor médio do intervalo de classe correspondente ao número pseudoaleatório gerado para h_b .

Tabela 6.1 - Propriedades e incertezas utilizadas na Simulação de Monte Carlo.

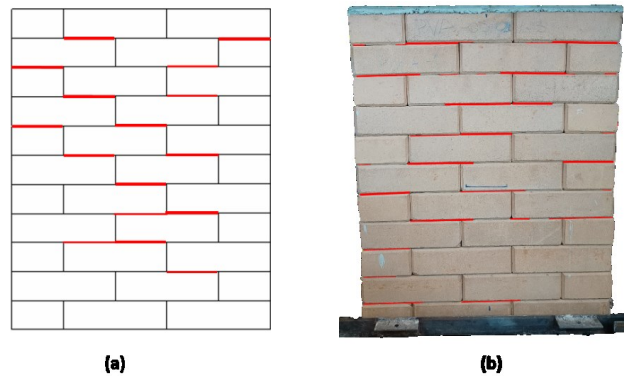
Frequência	Frequência Relativa	Frequência Acumulada	Intervalos de frequência acumulada	Intervalos de classe h_b	Valor Médio
1	1,4%	1,4%	0-1,4%	67,81-68,34	68,08
12	16,7%	18,1%	1,4-18,1%	68,87-69,40	68,87
14	19,4%	37,5%	18,1-37,5%	69,40-69,93	69,67
19	26,4%	63,9%	37,5-63,9%	69,93-70,46	70,00
14	19,4%	83,3%	63,9-83,3%	70,46-70,99	70,73
10	13,9%	97,2%	83,3-97,2%	70,99-71,52	71,26
2	2,8%	100,0%	98,6-100%	71,52-72,05	71,79

Fonte: Autor.

A geração automática dos tijolos permitiu criar modelos numéricos únicos, assegurando a variabilidade das alturas. Para garantir consistência estatística e evitar flutuações excessivas nos resultados das simulações, aplicou-se uma estratificação da amostragem. Nesse processo, o coeficiente de variação (COV) das alturas foi restringido ao intervalo de 0,75% a 0,77%, esse intervalo foi definido com o objetivo de manter a dispersão das alturas o mais próxima possível daquela observada experimentalmente. Esse critério foi verificado antes da montagem de cada modelo, de modo que novas amostras de tijolos fossem geradas até que o COV das alturas estivesse dentro do intervalo estratificado. Ressalta-se que não foi assumida uma distribuição teórica específica, os valores foram gerados e filtrados de forma a refletir a dispersão empírica dos dados.

Além disso, foi implementada no *script Python* uma função que possibilitava verificar se cada modelo, isoladamente, foi confeccionado com tijolos de geometria aleatória numa configuração única. A Figura 6.2 apresenta o comparativo entre um dos modelos simulados neste estudo e uma das pequenas paredes experimentais, destacando, em vermelho, as regiões de descontinuidade de contato.

Figura 6.2 – Comparativo pequenas paredes em cola PVA: (a) estudo estocástico e (b) experimental.

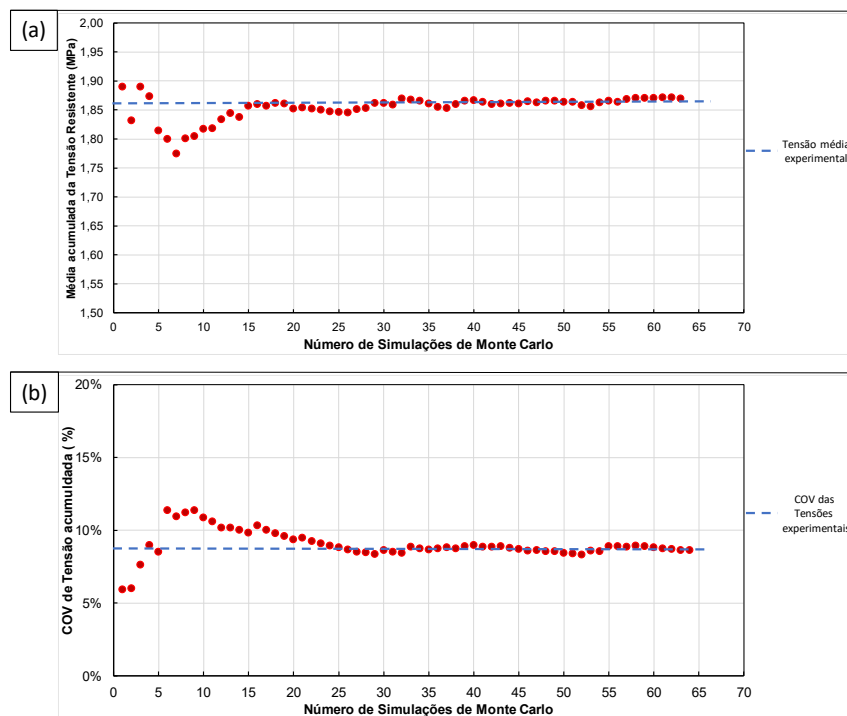


Fonte: Autor.

6.5 ESTUDO DE CONVERGÊNCIA

O teste de convergência das simulações de Monte Carlo foi realizado utilizando o modelo numérico das pequenas paredes, considerando as diferentes configurações de tijolos. A Figura 6.3 apresenta as variações da resistência à compressão média das pequenas paredes e seu COV das tensões acumuladas ao longo do número de simulações de Monte Carlo.

Figura 6.3 – Convergência de simulações de Monte Carlo: (a) COV de Tensão acumulada e (b) média acumulada da tensão resistente.



Fonte: Autor.

Observou-se que, após 30 modelos aleatórios, as variações na resistência à compressão média e no COV das tensões acumuladas oscilaram em torno dos valores médios experimental, indicando a convergência das simulações.

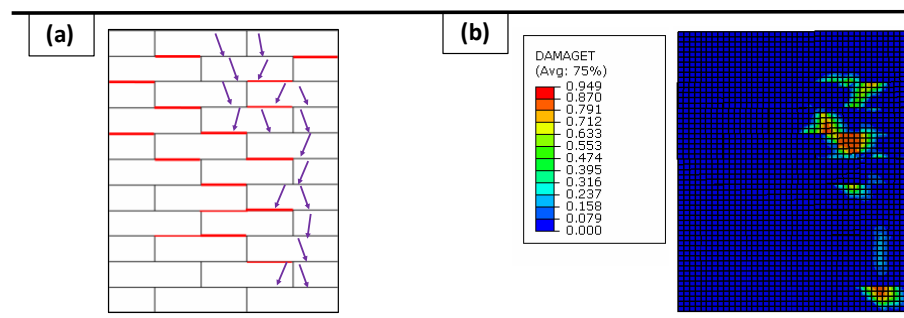
Vale ressaltar que esse número de simulações para atingir a convergência é relativamente pequeno, considerando que a Simulação de Monte Carlo normalmente requer muitas amostras para fornecer resultados estatisticamente representativos. Esse comportamento pode ser atribuído ao uso do método de amostragem estratificada, que reduz significativamente a variância dos estimadores estatísticos em comparação com o método de amostragem aleatória simples (SHI *et al.*, 2023).

6.6 MODO DE FISSURAÇÃO

A Figura 6.4 apresenta um comparativo entre o caminho da carga e a representação gráfica do contorno do dano à tração (DAMAGET) em um dos modelos gerados aleatoriamente. Observou-se que a redução das discontinuidades de contato ocorreu de maneira não-uniforme, resultando em concentrações de tensão em locais específicos. Nos casos em que a tensão solicitante ultrapassava a resistência à tração do material, resultava na iniciação e propagação de fissuras. À medida que o contato entre os tijolos foi restabelecido, observou-se uma melhora na transferência de carga.

Além disto, verificou-se a ocorrência de fissuras no tijolo inferior localizado na extremidade direita da pequena parede. Este comportamento pode ser atribuído à tendência das cargas em se afastar das regiões com discontinuidade no contato, redistribuindo os esforços para outras regiões e potencializando sobrecargas locais.

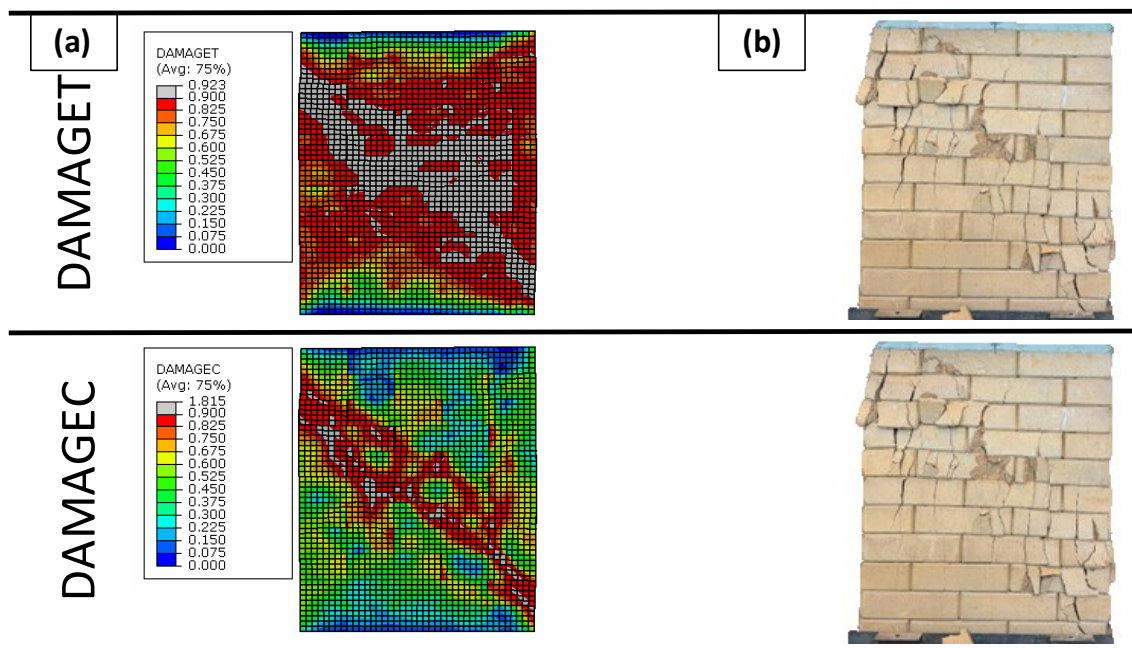
Figura 6.4 – Desenvolvimento de fissuras (a) Caminho de carga e (b) padrões de fissuras.



Fonte: Autor.

Na Figura 6.5 é apresentado o comparativo da distribuição do dano a tração e compressão do modelo numérico com uma das paredes ensaiadas. Nota-se que a concentração de dano ocorreu na diagonal da pequena parede, representando de maneira adequada a configuração deformada do modelo experimental.

Figura 6.5 – Comparação da distribuição do dano entre modelo: (a) numérico e (b) ensaio experimental.



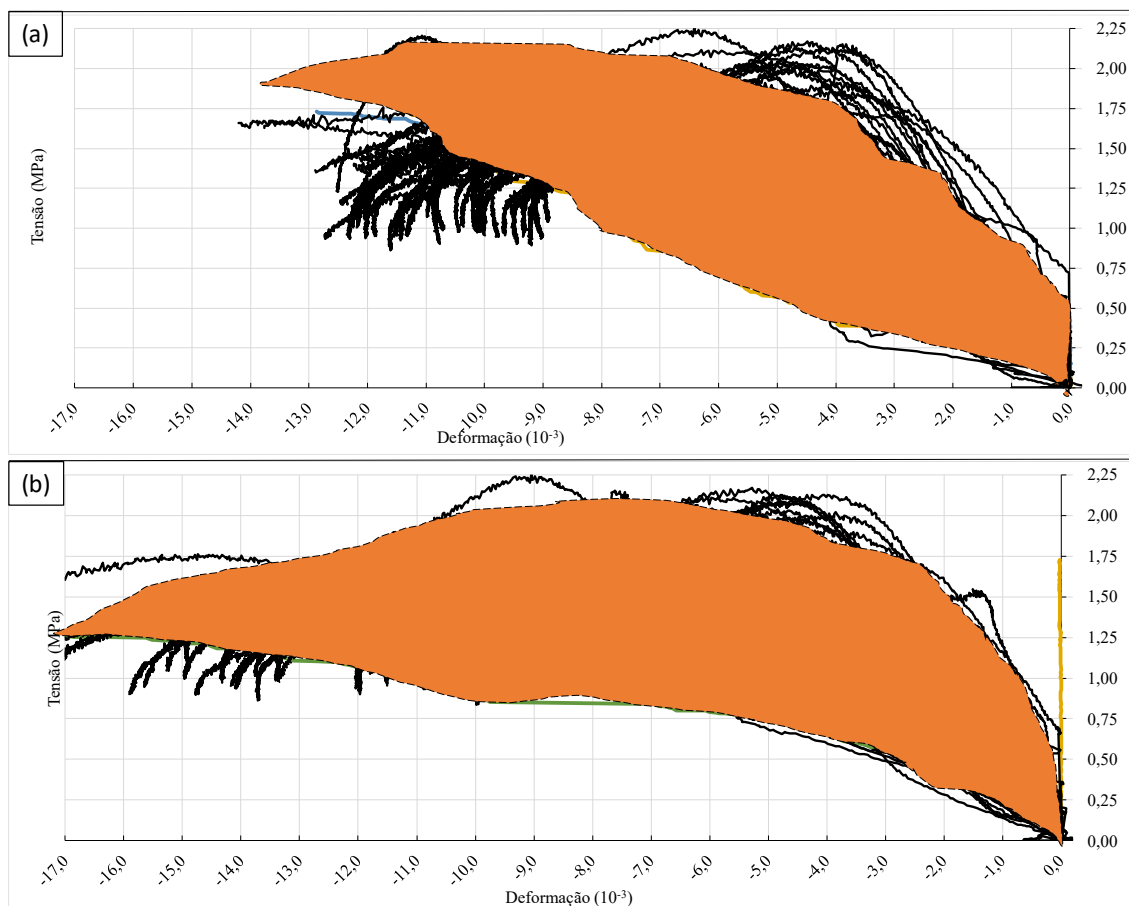
Fonte: Autor.

A Figura 6.6 apresenta os diagramas tensão-deformação obtidos numericamente para pequenas paredes PVA usando os dados de geometria aleatórios obtidos por meio Simulação de Monte Carlo. Na Figura, estas curvas foram sobrepostas à envoltória das curvas de tensão-deformação dos modelos experimentais. A tensão foi calculada com base na área da seção transversal bruta, enquanto as deformações numéricas foram derivadas considerando a posição dos DTs posicionados na vertical na análise experimental.

Observou-se que a variação da rigidez em algumas curvas está diretamente relacionada à existência de imperfeições no contato tijolo-tijolo, distribuídas ao longo do modelo, em função das irregularidades de altura dos tijolos. Nota-se ainda que uma quantidade significativa das curvas tensão-deformação da análise estocástica encontra-se inserida nos limites das envoltórias experimentais, validando a representatividade dos modelos numéricos com as

imperfeições geométricas e sua conformidade estrutural na previsão da capacidade pequenas paredes.

Figura 6.6 – Curvas tensão *versus* deformação simulação de Monte Carlo: (a) vertical direito; (b) vertical esquerdo.



Fonte: Autor.

7 ESTUDO PARAMÉTRICO

7.1 GENERALIDADES

A validação do modelo numérico desenvolvido neste estudo, com base nos resultados experimentais obtidos por Assis (2024), demonstrou sua capacidade de simular a resistência das pequenas paredes de alvenaria em solo cimento. Comprovada sua eficiência, o modelo foi utilizado para realizar um estudo paramétrico, com o objetivo de avaliar a influência de variáveis mecânicas e geométricas na capacidade resistente desse tipo de alvenaria.

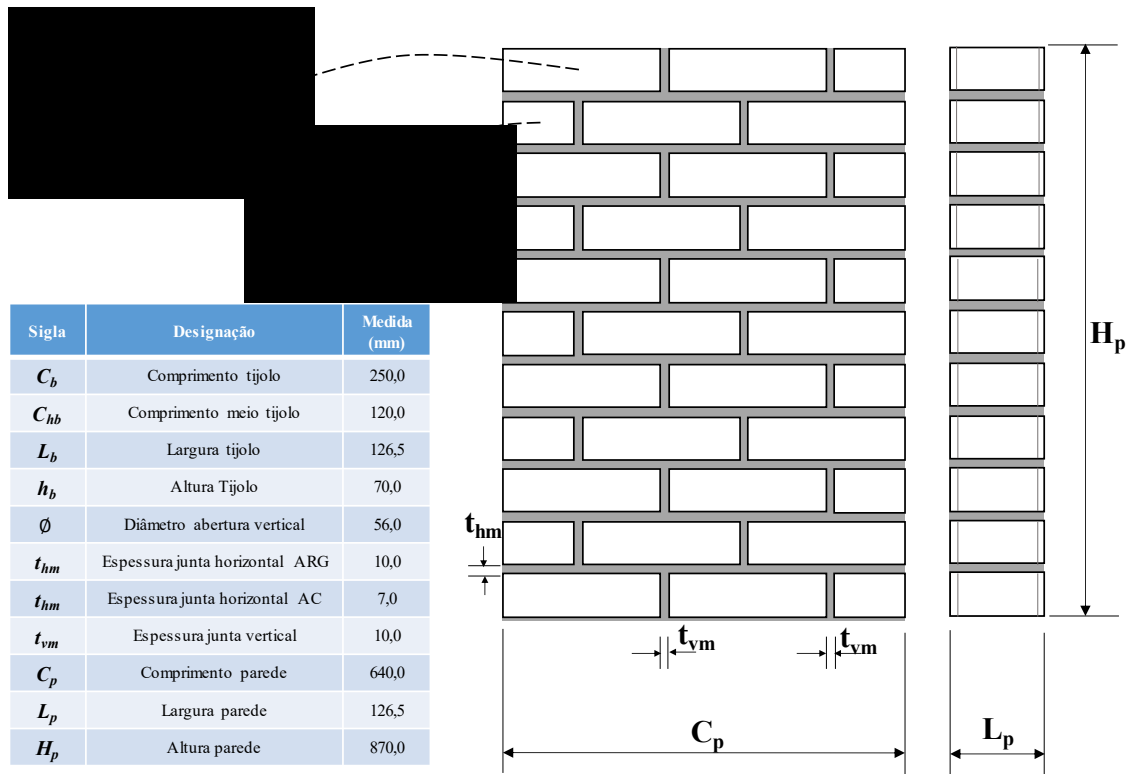
7.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As análises paramétricas foram concentradas nos modelos com argamassas AC e ARG. O estudo consistiu na variação de parâmetros mecânicos e geométricos para avaliar sua influência no comportamento estrutural das alvenarias. As análises foram conduzidas de duas formas: unidimensionais, variando um único parâmetro por vez; e, bidimensionais, considerando a variação simultânea de dois parâmetros. Os parâmetros investigados foram:

- resistência à compressão das argamassas (f_{cm});
- resistência à compressão dos tijolos (f_{cb});
- espessuras das juntas horizontais (t_{hm});
- alturas dos tijolos (h_b);
- diâmetro dos septos dos tijolos (\emptyset);
- comprimento (C_b e C_{hb}) e largura (L_b) dos tijolos;
- razão de aspecto (L_p/H_p) das paredes de alvenarias.

Para as análises paramétricas dos modelos em argamassas AC e ARG, foi estabelecido um modelo-padrão, a partir do qual os parâmetros foram sistematicamente variados. A Figura 7.1 apresenta a geometria adotada do modelo-padrão, cujas propriedades mecânico-geométricas do modelo foram provenientes do modelo experimental. As propriedades mecânicas, as condições de contorno, as interações de contato e os carregamentos utilizados foram os mesmos definidos nos modelos previamente calibrados.

Figura 7.1 – Geometria do modelo-padrão.



Fonte: Autor.

7.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA UNIDIMENSIONAL

Nas análises unidimensionais, variou-se um único parâmetro (geométrico ou mecânico) em relação ao modelo-padrão, enquanto os demais foram mantidos constantes. A seguir, são apresentados os resultados dessas análises.

7.3.1 Variação da resistência mecânica do tijolo e argamassas

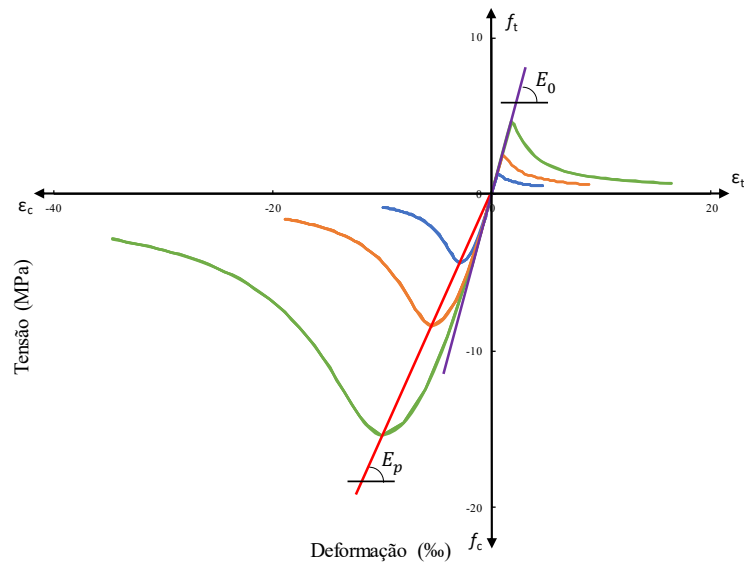
Em relação aos parâmetros mecânicos, a análise paramétrica consistiu em avaliar a influência das resistências à compressão dos tijolos (f_{cb}) e das juntas de argamassa (f_{cm}) na capacidade resistente das pequenas paredes (f_{cp}). Os valores de f_{cb} foram considerados superiores a 2 MPa, conforme recomendado pela NBR 8491 (ABNT, 2012a).

Para a resistência à tração dos materiais, assumiu-se uma relação proporcional com a resistência à compressão do modelo-padrão. As curvas de compressão, tração e o modelo de danos foram geradas automaticamente por meio de um *script* na etapa de processamento dos dados. O valor

máximo dos parâmetros de dano à tração e à compressão foi fixado em 0,9, sendo as deformações máximas determinadas iterativamente, a partir da resolução de equações geradas pela combinação das Equações 4.10 a 4.20 do Capítulo 4.

Além disso, os parâmetros α_a , α_d , α_t , b_c e b_t foram mantidos idênticos aos do modelo calibrado, assim como o módulo de elasticidade inicial (E_0) e o módulo secante correspondente à tensão de pico (E_p) ao longo das variações paramétricas. A Figura 7.2 ilustra as curvas tensão-deformação adotadas para a análise paramétrica.

Figura 7.2 – Modelo representativo de curvas tensão-deformação adotadas para análise paramétrica.



Fonte: Autor.

A Tabela 7.1 apresenta a variação dos parâmetros mecânicos considerados nesta etapa do estudo. Onde f_{cm} é a resistência a compressão das juntas argamassas, f_{cb} é a resistência a compressão do tijolo e f_{cp} é a capacidade resistente do modelo numérico.

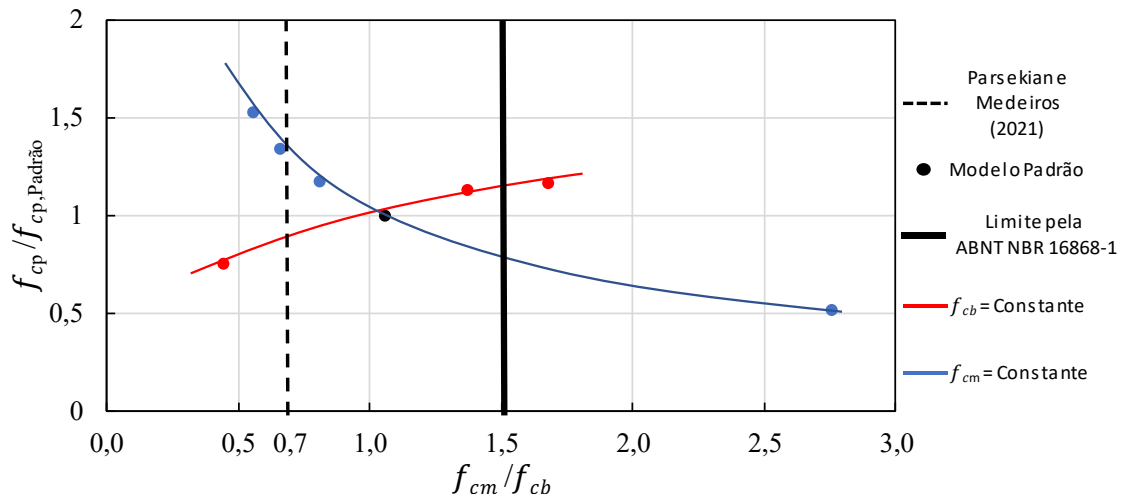
Tabela 7.1 - Variação da resistência à compressão dos materiais - modelo ARG.

Designação	f_{cm} (MPa)	f_{cb} (MPa)	$\frac{f_{cm}}{f_{cb}}$	f_p (MPa)	$\frac{f_{cp}}{f_{cp, padrão}}$
PADRÃO	6,89	6,50	1,1	4,17	1,00
ARG-m1	2,90	6,50	0,4	3,15	0,76
ARG-m2	4,90	6,50	0,8	3,78	0,90
ARG-m3	8,90	6,50	1,4	4,72	1,13
ARG-m4	10,90	6,50	1,7	4,84	1,16
ARG-m5	6,89	2,50	2,8	2,16	0,51
ARG-m6	6,89	4,50	1,5	3,26	0,78
ARG-m7	6,89	8,50	0,8	4,89	1,17
ARG-m9	6,89	10,50	0,7	5,57	1,34
ARG-m10	6,89	12,50	0,6	6,36	1,53

Fonte: Autor.

A Figura 7.3 apresenta graficamente os resultados obtidos para os modelos ARG, descritos na Tabela 7.1. Os dados consideram a relação entre a capacidade resistente das paredes nas análises paramétricas e são comparados com a resistência do modelo-padrão ($f_{cp} / f_{cp, padrão}$) em função da razão da resistência à compressão das argamassas e resistência a compressão do tijolo (f_{cm}/f_{cb}).

Figura 7.3 – Variação da resistência à compressão dos materiais – modelo ARG.



Fonte: Autor.

Na Figura 7.3, a curva em vermelho interpola os pontos correspondentes aos modelos em que foi variada a resistência à compressão da argamassa, mantendo-se constante o valor de f_{cb} . Enquanto que a curva em azul representa a variação da resistência à compressão dos tijolos, com f_{cm} mantido constante. Observa-se na curva vermelha que a capacidade resistente dos modelos aumenta à medida que a resistência da argamassa cresce. No entanto, a partir de

determinado ponto, esse aumento deixa de resultar em ganhos expressivos de resistência. Por outro lado, a curva azul mostra que a capacidade resistente dos modelos cresce à medida que a razão f_{cm}/f_{cb} diminui, indicando que o aumento da resistência à compressão dos tijolos contribui para maiores valores de capacidade resistente dos modelos.

Embora o acréscimo na resistência da argamassa não contribua tanto quanto a resistência dos tijolos, verificou-se que as juntas exerceram grande influência no processo de fissuração dos tijolos. Parsekian e Medeiros (2021) recomendam que, para alvenaria estrutural de blocos de concreto, a resistência à compressão das argamassas seja superior a 4,0 MPa, mas não ultrapasse 70% da resistência do bloco na área líquida.

Ao comparar os modelos numéricos ARG-m9 (5,57 MPa) e ARG-m10 (6,36 MPa) com os demais modelos, observou-se que os modelos apresentaram máxima eficiência. Dessa forma, esses resultados indicam que as alvenarias com tijolos de solo cimento apresentam comportamento coerente com as observações feitas por Parsekian e Medeiros (2021) para alvenarias com blocos de concreto.

Além disso, para evitar o risco de fissuração, a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a) recomenda que a resistência à compressão da argamassa seja, no máximo, 1,5 vez a resistência do bloco. No entanto, para valores constantes de f_{cb} , quando $f_{cm}/f_{cb} > 1,4$, o aumento da resistência da argamassa de assentamento (f_{cm}) teve pouca influência na capacidade resistente dos modelos ARG.

A Tabela 7.2 apresenta a variação dos parâmetros de resistência à compressão dos materiais assumidos para o modelo-padrão das paredes AC, assim como os valores obtidos para f_{cp} .

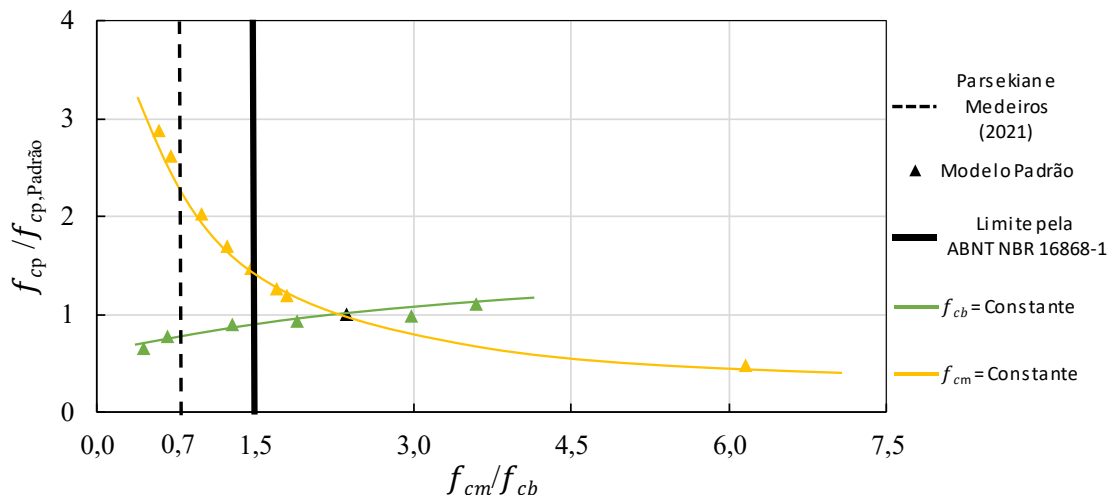
Tabela 7.2 - Variação da resistência à compressão dos materiais - modelo AC.

Designação	f_{cm} (MPa)	f_{cb} (MPa)	$\frac{f_{cm}}{f_{cb}}$	f_{cp} (MPa)	$\frac{f_{cp}}{f_{cp, padrão}}$
PADRÃO	15,40	6,50	2,4	4,91	1,00
AC-m1	2,90	6,50	0,4	3,15	0,64
AC-m2	8,40	6,50	1,2	4,36	0,89
AC-m3	12,40	6,50	1,9	4,49	0,91
AC-m4	19,40	6,50	3,0	4,78	0,97
AC-m5	23,40	6,50	3,6	5,41	1,10
AC-m6	15,40	2,50	6,2	2,31	0,47
AC-m7	15,40	8,50	1,8	5,83	1,19
AC-m8	15,40	10,50	1,5	7,19	1,60
AC-m9	15,40	12,50	1,2	8,29	1,69
AC-m10	15,40	15,40	1,00	9,90	2,02
AC-m11	15,40	22,00	0,70	12,84	2,62
AC-m12	15,40	25,7	0,60	14,13	2,88

Fonte: Autor.

A Figura 7.4 apresenta os resultados obtidos para os modelos AC, analisando a relação adimensional $f_{cp}/f_{cp, padrão}$ em função de f_{cm}/f_{cb} . Assim como nos modelos ARG, verificou-se que o aumento da resistência a compressão dos tijolos conduziu a maiores valores de capacidade resistente dos modelos, conforme ilustrado nas curvas da Figura 7.5. No entanto, para valores constantes de f_{cb} , quando $f_{cm}/f_{cb} > 1,5$, o aumento da resistência da argamassa de assentamento teve pouca influência na capacidade resistente dos modelos AC. Por outro lado, observou-se que a elevação da resistência dos tijolos proporcionou um ganho mais expressivo na capacidade resistente das paredes. Além disso, os modelos numéricos com melhor desempenho (AC-m11 e AC-m12) estão em conformidade com as recomendações de Parsekian e Medeiros (2021) para alvenaria estrutural.

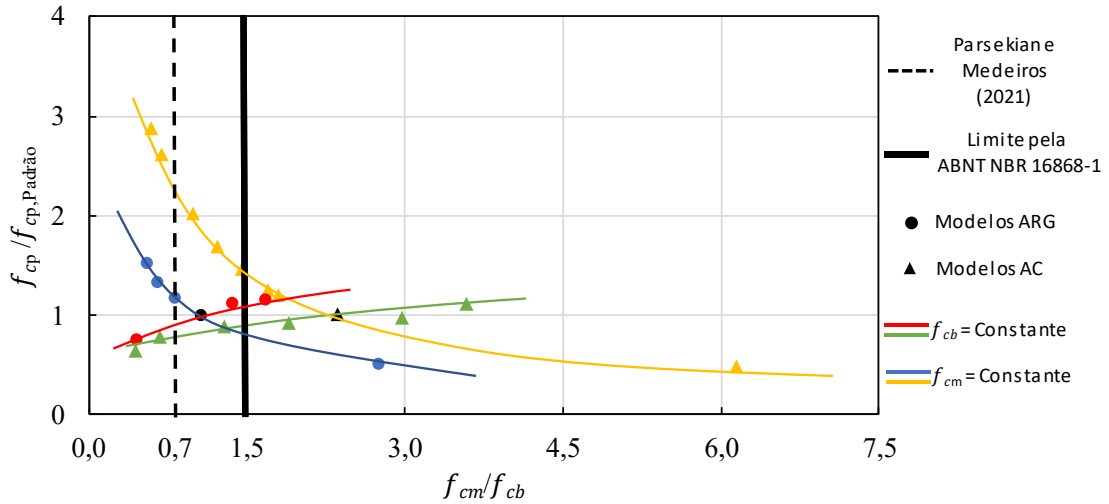
Figura 7.4 – Variação da resistência à compressão dos materiais – modelo AC.



Fonte: Autor.

De modo geral, observou-se que as curvas adimensionais dos modelos ARG e AC apresentam comportamentos similares, conforme o comparativo apresentado na Figura 7.5. Notou-se que, em ambos os modelos, o aumento da relação f_{cm}/f_{cb} comprometeu a capacidade resistente, além de resultar em uma maior concentração de danos.

Figura 7.5 – Comparativo da variação da resistência à compressão dos materiais dos modelos AC e ARG.



Fonte: Autor.

7.3.2 Variação das alturas dos tijolos e espessuras das juntas horizontais

Para compreender melhor o comportamento das paredes de alvenaria frente à variação da altura dos tijolos (h_b) e da espessura das juntas horizontais (t_{hm}) foram conduzidos modelagem numérica de uma série de pequenas paredes avaliando a influência desses parâmetros na capacidade resistente dos modelos de argamassa. A NBR 8491 (ABNT, 2012a), que regulamenta os tijolos de solo cimento, não estabelece limites específicos para h_b , exigindo apenas que a altura dos tijolos seja inferior à sua largura (L_b). Para os modelos paramétricos analisados, manteve-se a mesma quantidade total de tijolos e de fiadas em relação ao modelo-padrão.

A Tabela 7.3 apresenta a variação dos parâmetros t_{hm} e h_b , estabelecendo um conjunto de relações t_{hm}/h_b , que são essenciais para a avaliação da máxima resistência à compressão das paredes, f_{cp} , constituídas por argamassa ARG e AC.

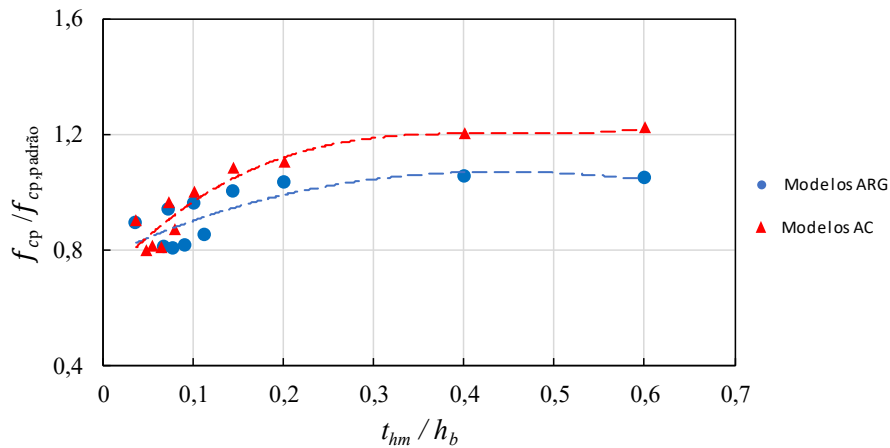
Tabela 7.3 - Variação das alturas dos tijolos e espessura das juntas de argamassas.

Designação	t_{hm} (mm)	h_b (mm)	$\frac{t_{hm}}{h_b}$	f_{cp}	$\frac{f_{cp}}{f_{cp,padrão}}$
modelo-padrão/ARG	10,0	70,0	0,140	4,17	1,0
ARG-ht-1	2,5	70,0	0,036	3,7	0,9
ARG-ht-2	5,0	70,0	0,071	3,9	0,9
ARG-ht-3	7,0	70,0	0,100	4,0	1,0
ARG-ht-4	14,0	70,0	0,200	4,3	1,0
ARG-ht-5	28,0	70,0	0,400	4,4	1,1
ARG-ht-6	42,0	70,0	0,600	4,4	1,0
ARG-ht-7	10,0	90,0	0,111	3,6	0,9
ARG-ht-8	10,0	110,0	0,091	3,4	0,8
ARG-ht-9	10,0	130,0	0,077	3,3	0,8
ARG-ht-10	10,0	150,0	0,067	3,4	0,8
modelo-padrão/AC	7,0	70,0	0,100	4,91	1,0
AC-ht-1	2,5	70,0	0,036	4,4	0,9
AC-ht-2	5,0	70,0	0,071	4,7	1,0
AC-ht-3	10,0	70,0	0,140	5,3	1,1
AC-ht-4	14,0	70,0	0,200	5,4	1,1
AC-ht-5	28,0	70,0	0,400	5,9	1,2
AC-ht-6	42,0	70,0	0,600	6,0	1,2
AC-ht-7	7,0	90,0	0,078	4,3	0,9
AC-ht-8	7,0	110,0	0,064	4,0	0,8
AC-ht-9	7,0	130,0	0,054	4,0	0,8
AC-ht-10	7,0	150,0	0,047	3,9	0,8

Fonte: Autor.

A Figura 7.6 apresenta os resultados obtidos numericamente em função da razão $f_{cp}/f_{cp,padrão}$ numericamente em função da razão t_{hm}/h_b .

Figura 7.6 – Variação das alturas dos tijolos e espessura das juntas de argamassa.



Fonte: Autor.

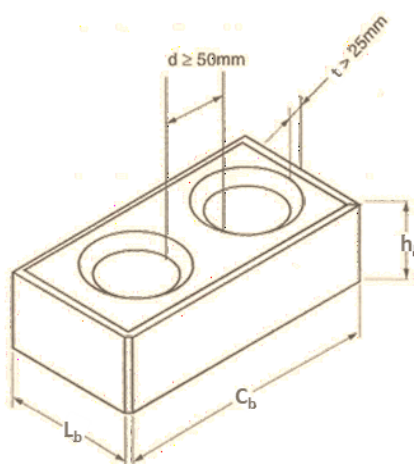
Observou-se que as curvas adimensionais dos modelos ARG e AC apresentam comportamento similar. Nota-se ainda que h_b apresentou uma tendência de ser inversamente proporcional as resistências da parede, sendo este comportamento válido até alcançar uma relação de $f_{cp}/f_{cp,padrão}$ aproximadamente igual a 0,8. Para relações inferiores a essas, notou-se que houve pouca variação no ganho de resistência das paredes em função da variação de h_b .

Além disso, observa-se que para t_{hm} , superiores a 10 mm, o modelo numérico apresentou pouca variação de f_{cp} . Portanto, recomenda-se que, para alvenarias de solo cimento com juntas de argamassa ARG e AC, a espessura t_{hm} seja limitada em até 10 mm, a fim de minimizar custos e maximizar a eficiência estrutural.

7.3.3 Variação do diâmetro das aberturas verticais dos tijolos (\emptyset)

Para compreender melhor o impacto da variação do diâmetro (\emptyset) das aberturas verticais dos tijolos e meio-tijolos na resistência à compressão das paredes de alvenaria, uma série de modelos numéricos constituídos por pequenas paredes compostas por tijolos perfurados em diâmetro variável foi confeccionada e simulada. A NBR 8491 (ABNT, 2012a) estabelece que, para tijolos perfurados, a espessura mínima das paredes internas (t) deve ser de 25 mm, e, a distância mínima entre dois furos (d) deve ser de 50 mm, conforme ilustrado na Figura 7.7.

Figura 7.7 – Dimensões limites para tijolos solo cimento.



Fonte: Autor.

É importante ressaltar que as dimensões de comprimento e largura dos tijolos foram mantidas constantes, de modo que a variação de \emptyset afetasse diretamente as dimensões t e d . Neste estudo,

foram considerados valores de \emptyset que tanto atendem, quanto extrapolam os limites normativos, a fim de avaliar seu impacto na eficiência estrutural das alvenarias em argamassa.

A Tabela 7.4 apresenta a variação do diâmetro das aberturas verticais (\emptyset) dos tijolos assumida para os modelos de paredes ARG e AC, desenvolvidos neste estudo.

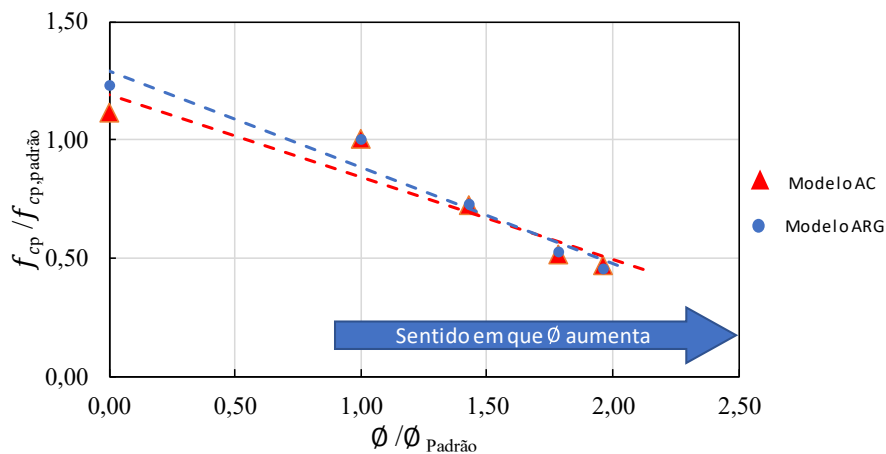
Tabela 7.4 - Variação do diâmetro das aberturas verticais dos tijolos.

Designação	\emptyset	t	d	\emptyset	f_{cp}
	(mm)			$\emptyset_{Padr\tilde{a}o}$	$f_{cp, padr\tilde{a}o}$
PADRÃO	56,0	32,0	74,0	1,00	1,00
AC- \emptyset -1	0,0	---	Tijolo Maciço --	0,00	1,10
AC- \emptyset -2	80,0	25,0	60,0	1,43	0,72
AC- \emptyset -3	100,0	10,0	30,0	1,79	0,51
AC- \emptyset -4	110,0	5,0	20,0	1,96	0,47
ARG- \emptyset -1	0,0	---	Tijolo Maciço --	0,00	1,23
ARG- \emptyset -2	80,0	25,0	60,0	1,43	0,73
ARG- \emptyset -3	100,0	10,0	30,0	1,79	0,52
ARG- \emptyset -4	110,0	5,0	20,0	1,96	0,45

Fonte: Autor.

A Figura 7.8 apresenta os resultados obtidos através da razão $f_{cp}/f_{cp, padr\tilde{a}o}$ (resistência à compressão do modelo variado com a resistência à compressão do modelo-padrão) pela razão $\emptyset/\emptyset_{Padr\tilde{a}o}$ (diâmetro do tijolo do modelo analisado com o diâmetro de referência do modelo-padrão).

Figura 7.8 – Análise unidimensional AC e ARG - Variação do diâmetro das aberturas dos tijolos.



Fonte: Autor.

Os resultados indicam que a resistência à compressão das paredes de alvenaria diminuiu conforme o diâmetro dos furos nos tijolos aumenta. Para modelos com \emptyset superiores a 80 mm, observou-se que os valores de t e d ficaram abaixo dos limites especificados pela NBR 8491

(ABNT, 2012a). Como consequência, estes modelos apresentaram redução na resistência de, aproximadamente, 50% em comparação ao modelo-padrão, e, uma redução de 60% da resistência em relação aos modelos construídos com tijolos maciços ($\emptyset = 0$). Neste cenário, ficou claro que ao seguir rigorosamente as exigências das normas técnicas quanto às dimensões mínimas dos tijolos será essencial para garantir a resistência adequada das alvenarias de solo cimento.

7.3.4 Variação do comprimento e largura dos tijolos

Nesta subseção foi avaliada a influência da variação da geometria dos tijolos, especificamente do comprimento (C_b) e da largura (L_b) na capacidade resistente das pequenas paredes. A NBR 8491 (ABNT, 2012a) não estabelece limites para o comprimento dos tijolos solo cimento, exigindo apenas que a largura (L_b) seja maior que a altura (h_b).

Além disso, como a variação do comprimento impacta diretamente no comprimento total das paredes, estabeleceu-se que, em todas as análises, cada fiada de alvenaria fosse similar à do modelo-padrão, mantendo-se a proporção de 2,5 tijolos por fiada. Em cada análise paramétrica, a espessura das juntas de argamassa foi ajustada proporcionalmente às novas dimensões dos tijolos, de modo a manter a proporção geométrica das paredes e garantir continuidade da malha de elementos finitos. A Tabela 7.5 apresenta a variação das dimensões de comprimento e largura dos tijolos adotada para os modelos padrão das paredes em ARG e AC.

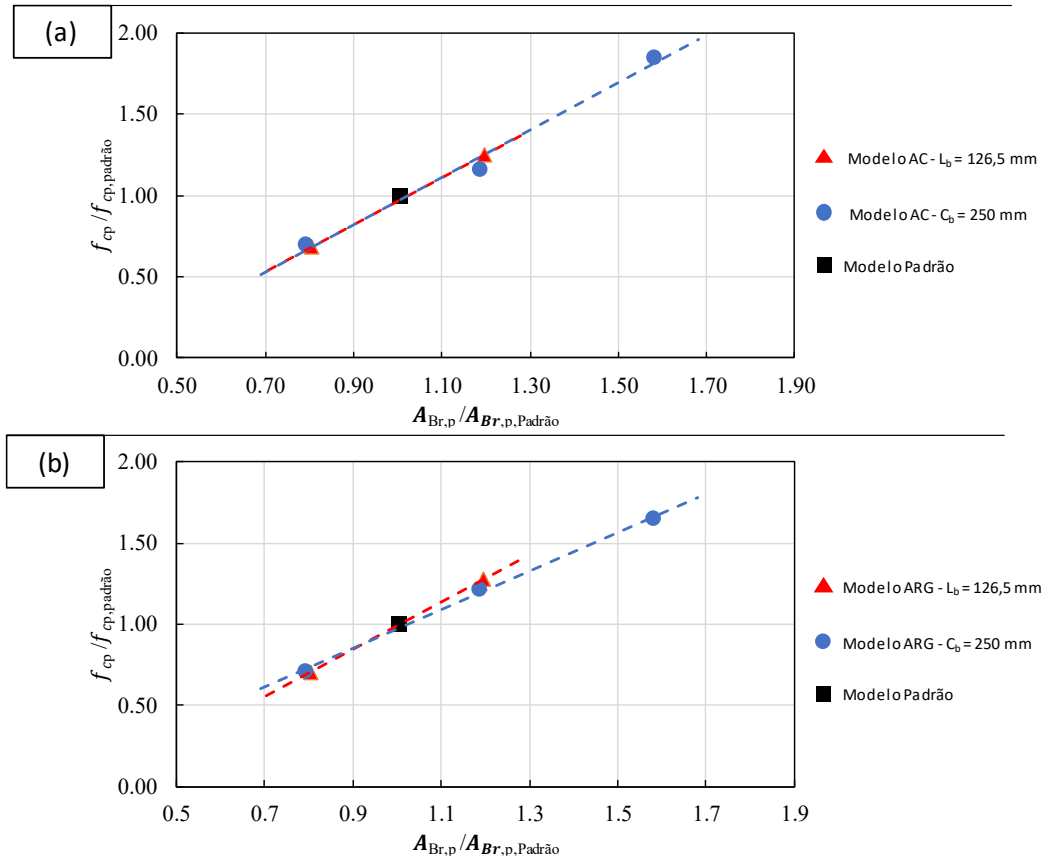
Tabela 7.5 - Variação do comprimento e largura dos tijolos.

Designação	C_{hb} (mm)	C_b (mm)	L_b (mm)	C_p (mm)	A_p (mm ²)	$\frac{A_p}{A_{p,Padr\tilde{a}o}}$	$\frac{f_{cp}}{f_{cp,Padr\tilde{a}o}}$
PADRÃO	120	250	126,5	640	80960	1,00	1,00
AC-CB-1	95	200	126,5	515	65147,5	0,80	0,69
AC-CB-2	145	300	126,5	765	96772,5	1,20	1,25
AC-LB-1	120	250	100	640	64000	0,79	0,70
AC-LB-2	120	250	150	640	96000	1,19	1,16
AC-LB-3	120	250	200	640	128000	1,58	1,85
ARG-CB-1	95	200	126,5	515	65147,5	0,80	0,71
ARG-CB-2	145	300	126,5	765	96772,5	1,20	1,28
ARG-LB-1	120	250	100	640	64000	0,79	0,71
ARG-LB-2	120	250	150	640	96000	1,19	1,21
ARG-LB-3	120	250	200	640	128000	1,58	1,65

Fonte: Autor.

A Figura 7.11 apresenta os resultados obtidos através da razão $f_{cp} / f_{cp, padrão}$ (resistência à compressão do modelo variado com a resistência à compressão do modelo-padrão) pela razão $A_{Br,p} / A_{Br,p, padrão}$ (área bruta da seção transversal perpendicular ao carregamento do modelo analisado com o modelo-padrão).

Figura 7.9 – Variação do comprimento e largura dos tijolos: (a) modelo AC; (b) modelo ARG.



Fonte: Autor.

Observou-se que as curvas adimensionais dos modelos ARG e AC apresentaram comportamento similar (Figura 7.11). Além disso, verificou-se que os modelos com $L_b = 100\text{ mm}$ (AC-LB-1 e ARG-LB-1) e $C_b = 200\text{ mm}$ (AC-CB-1 e ARG-CB-1) apresentaram uma redução de aproximadamente 30% na capacidade resistente em relação ao modelo-padrão. Este resultado pode ser atribuído ao fato de que essas dimensões resultaram em valores inferiores de espessura das paredes internas (t) e distância entre furos (d), não atendendo às especificações das normas técnicas.

De forma geral, constatou-se que o aumento das dimensões L_b e C_b foi diretamente proporcional a com elevação da capacidade resistente das alvenarias, principalmente pelo motivo de que o

aumento dessas dimensões leva ao acréscimo da área da seção transversal das pequenas paredes modeladas, contribuindo para um melhor desempenho estrutural.

7.3.5 Variação na razão de aspecto das alvenarias

Para compreender melhor o comportamento à compressão das alvenarias frente à variação da razão de aspecto L_p/H_p , em que L_p representa a largura e H_p a altura das alvenarias, foram gerados modelos numéricos representando prismas, pequenas paredes e paredes, todos com juntas de assentamento de 10 mm. Os modelos foram elaborados para as argamassas ARG (convencional) e AC (colante).

Devido à carência de normas técnicas que regulamentem as dimensões mínimas para os prismas e paredes de alvenaria de solo cimento ensaiados à compressão, as dimensões dos prismas e paredes foram definidas com base nas prescrições da NBR 16868-3 (ABNT, 2020b). A Tabela 7.6 apresenta a variação da razão de aspecto (L_p/H_p) assumidas para os modelos em ARG e AC.

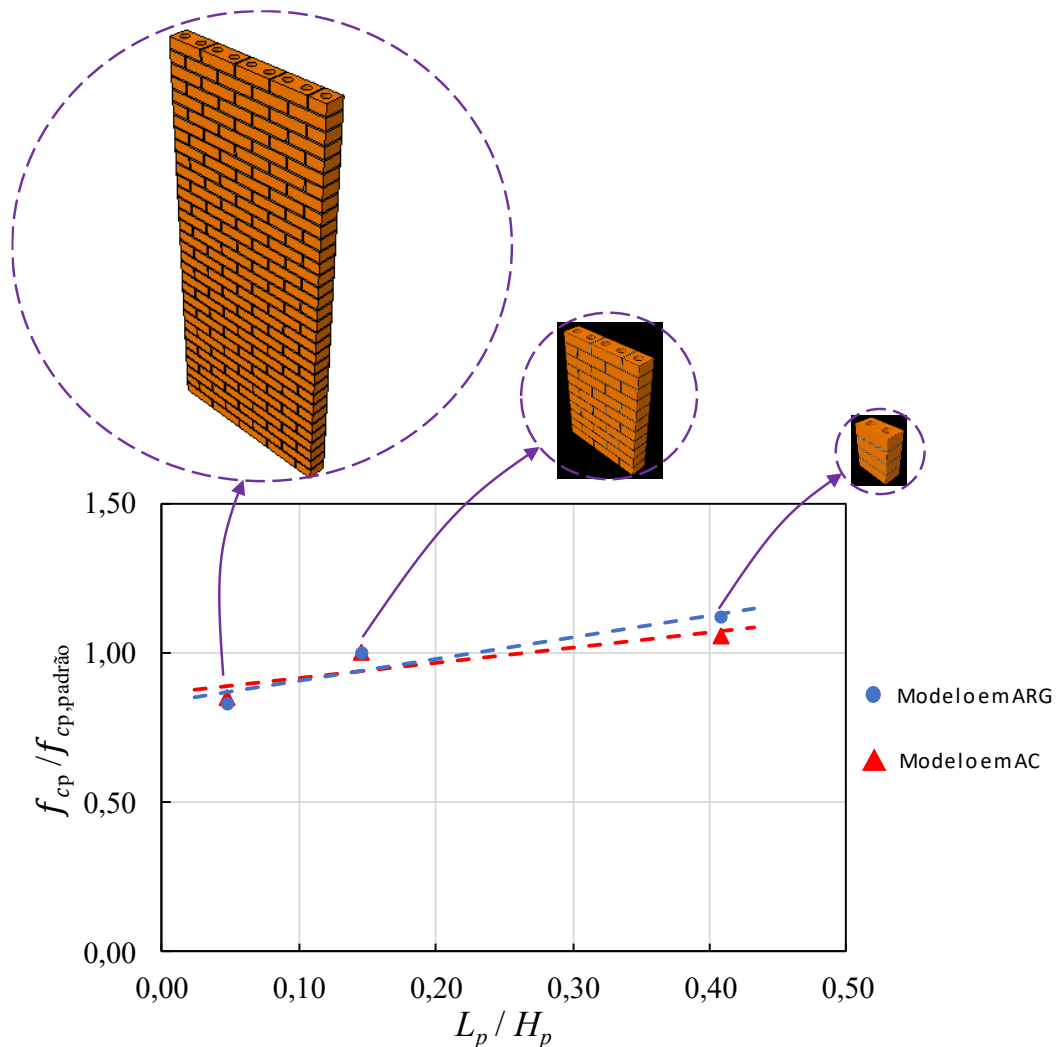
Tabela 7.6 - Variação na razão de aspecto das alvenarias de argamassas.

Designação	t_{mh} (mm)	L_p (mm)	H_p (mm)	$\frac{L_p}{H_p}$	f_{cp} (MPa)	$\frac{f_{cp}}{f_{cp, padrão}}$
PADRÃO ARG	10	126,5	870,0	0,15	4,17	1,00
ARG-p-1	10	126,5	310,0	0,41	4,63	1,11
ARG-p-2	10	126,5	2630	0,05	3,47	0,83
PADRÃO AC	10	126,5	870,0	0,15	5,30	1,00
AC-p-1	10	126,5	310,0	0,41	5,60	1,10
AC-p-2	10	126,5	2630,0	0,05	4,50	0,85

Fonte: Autor.

A Figura 7.10 apresenta os resultados obtidos a partir da variação da razão de aspecto (L_p/H_p) dos modelos da descritos na Tabela 7.6. A representação é feita em termos adimensionais da relação $f_{cp}/f_{cp, padrão}$ versus L_p/H_p .

Figura 7.10 – Variação na razão de aspecto das alvenarias.



Fonte: Autor.

Observou-se que a resistência à compressão das alvenarias de solo cimento é inversamente proporcional ao tamanho das paredes. Nos modelos em ARG (argamassa convencional), a resistência à compressão das paredes pode ser estimada em 75% (3,47/4,63) da resistência à compressão simples de prismas de alvenaria, e, em 83% (3,47/4,17) da resistência à compressão de pequenas paredes. Por outro lado, nos modelos em AC (argamassa colante), a resistência à compressão das paredes pode ser estimada em 80% (4,5/5,60) da resistência à compressão simples de prismas de alvenaria, ou, em 85% (4,5/5,30) da resistência à compressão de pequenas paredes.

De acordo com a NBR 16868-1 (ABNT, 2020a), a resistência da alvenaria pode ser estimada como 70% da resistência dos prismas ou 85% da resistência de pequenas paredes. Observa-se,

portanto, que, mesmo com as simplificações adotadas no modelo numérico, os resultados obtidos estão em boa concordância com os valores indicados por essa norma técnica para alvenaria com blocos de concreto, especialmente nos modelos com argamassa convencional (ARG).

7.4 ANÁLISE PARAMÉTRICA BIDIMENSIONAL

Nesta fase do estudo, buscou-se investigar a influência da variação de parâmetros mecânicos e geométricos na capacidade resistente das alvenarias de solo cimento com juntas de argamassa (AC e ARG). Para as análises bidimensionais, foi estabelecida a variação de dois parâmetros simultaneamente em relação ao modelo-padrão de referência, seja geométrico e/ou mecânico, enquanto os demais parâmetros foram mantidos constantes. A seguir, são apresentados os resultados das análises bidimensionais realizadas.

7.4.1 Variação da espessura das juntas de argamassas, alturas dos tijolos e resistências à compressão dos materiais

Nesta subseção o objetivo foi avaliar a capacidade resistente das pequenas paredes (f_{cp}) frente à variação da resistência à compressão e espessura das juntas de assentamento da argamassa (f_{cm}, t_{hm}). Numa etapa seguinte considerou-se a variação da resistência à compressão e a altura dos tijolos (f_{cb}, h_b).

As curvas que descrevem o comportamento dos materiais sob compressão, tração e danos foram determinadas de maneira análoga à análise unidimensional apresentada no item 6.2.2. Na Tabela 7.7 são apresentadas as variações dos parâmetros f_{cm} e t_{hm} adotados para o modelo-padrão (ARG e AC), bem como a capacidade resistente dos modelos simulados (f_{cp}).

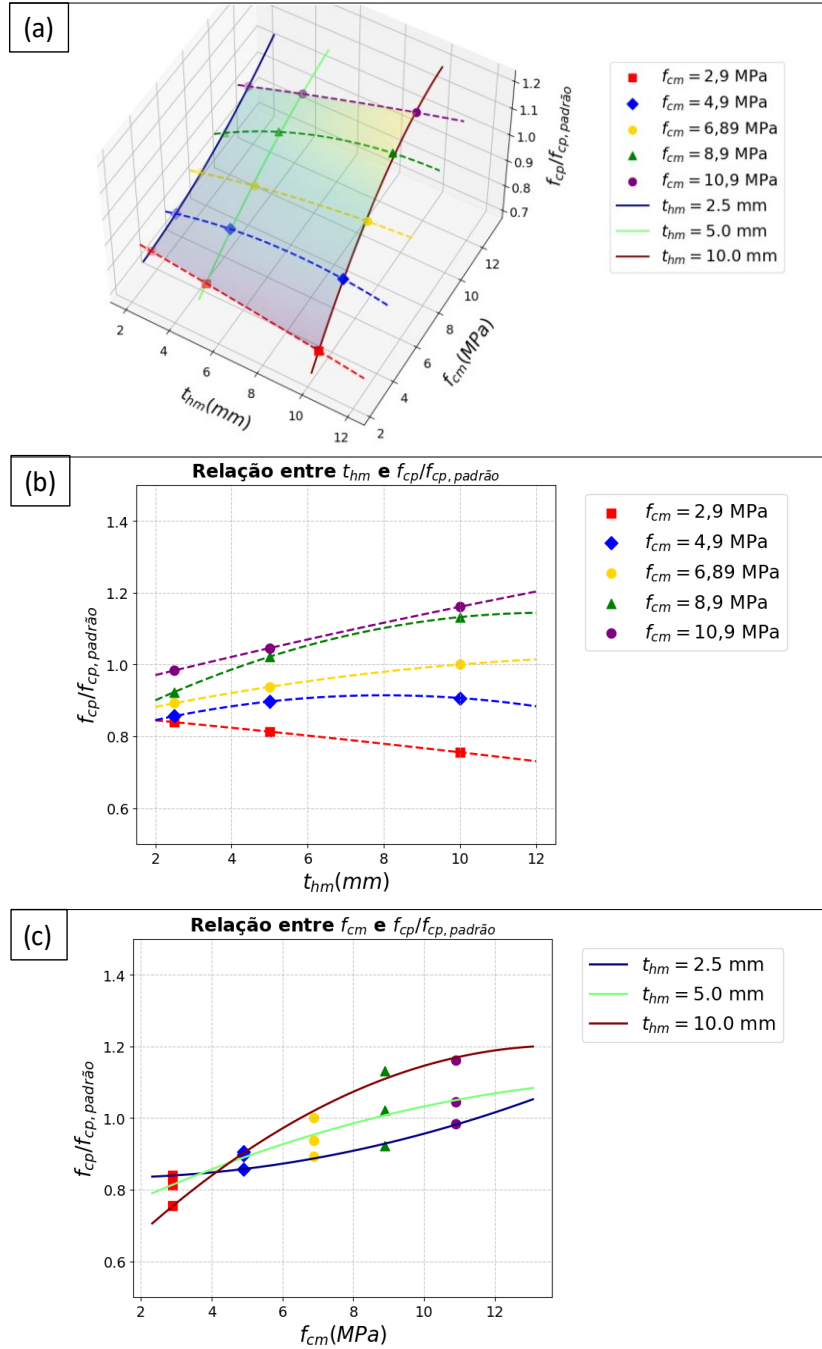
Tabela 7.7 - Variação da t_{hm} e f_{cm} .

Designação	t_{hm} (mm)	h_b (mm)	f_{cm} (MPa)	f_{cb} (MPa)	$\frac{t_{hm}}{h_b}$	$\frac{f_{cm}}{f_{cb}}$	f_{cp} (MPa)	$\frac{f_{cp}}{f_{cp,padrão}}$
ARG-mt1	2,5	70	2,90	6,50	0,04	0,4	3,50	0,84
ARG-mt2	5	70	2,90	6,50	0,07	0,4	3,39	0,81
ARG-mt3	10	70	2,90	6,50	0,14	0,4	3,15	0,76
ARG-mt4	2,5	70	4,90	6,50	0,04	0,75	3,57	0,86
ARG-mt5	5	70	4,90	6,50	0,07	0,75	3,74	0,90
ARG-mt6	10	70	4,90	6,50	0,14	0,75	3,78	0,91
ARG-mt7	2,5	70	6,89	6,50	0,04	1,06	3,72	0,89
ARG-mt8	5	70	6,89	6,50	0,07	1,06	3,91	0,94
PADRÃO ARG	10	70	6,89	6,50	0,14	1,06	4,17	1,00
ARG-mt9	2,5	70	8,90	6,50	0,04	1,37	3,85	0,92
ARG-mt10	5	70	8,90	6,50	0,07	1,37	4,26	1,02
ARG-mt11	10	70	8,90	6,50	0,14	1,37	4,72	1,13
ARG-mt12	2,5	70	10,9	6,50	0,04	1,67	4,10	0,98
ARG-mt13	5	70	10,9	6,50	0,07	1,67	4,36	1,05
ARG-mt14	10	70	10,9	6,50	0,14	1,67	4,84	1,16
AC-mt1	2,5	70	4,40	6,50	0,04	0,68	3,75	0,76
AC-mt2	5,0	70	4,40	6,50	0,07	0,68	3,62	0,74
AC-mt3	7,0	70	4,40	6,50	0,10	0,68	3,78	0,77
AC-mt4	2,5	70	8,40	6,50	0,04	1,29	4,14	0,84
AC-mt5	5,0	70	8,40	6,50	0,07	1,29	3,99	0,81
AC-mt6	7,0	70	8,40	6,50	0,10	1,29	4,36	0,89
AC-mt7	2,5	70	12,4	6,50	0,04	1,91	4,36	0,89
AC-mt8	5,0	70	12,4	6,50	0,07	1,91	4,41	0,90
AC-mt9	7,0	70	12,4	6,50	0,10	1,91	4,49	0,91
AC-mt10	2,5	70	15,4	6,50	0,04	2,37	4,80	0,98
AC-mt11	5,0	70	15,4	6,50	0,07	2,37	4,74	0,97
PADRÃO AC	7,0	70	15,4	6,50	0,10	2,37	4,91	1,00
AC-mt12	2,5	70	19,4	6,50	0,04	2,98	4,77	0,97
AC-mt13	5,0	70	19,4	6,50	0,07	2,98	4,70	0,96
AC-mt14	7,0	70	19,4	6,50	0,10	2,98	4,78	0,97

Fonte: Autor.

A Figuras 7.11 e 7.12 apresentam os resultados obtidos através da razão $f_{cp} / f_{cp,padrão}$ (resistência à compressão do modelo variado com a resistência à compressão do modelo-padrão) pelos parâmetros t_{hm} e f_{cm} .

Figura 7.11 – Modelo ARG - variação de t_{hm} e f_{cm} representação: (a) tridimensional t_{hm} e f_{cm} ; (b) bidimensional t_{hm} ; (c) bidimensional f_{cm} .

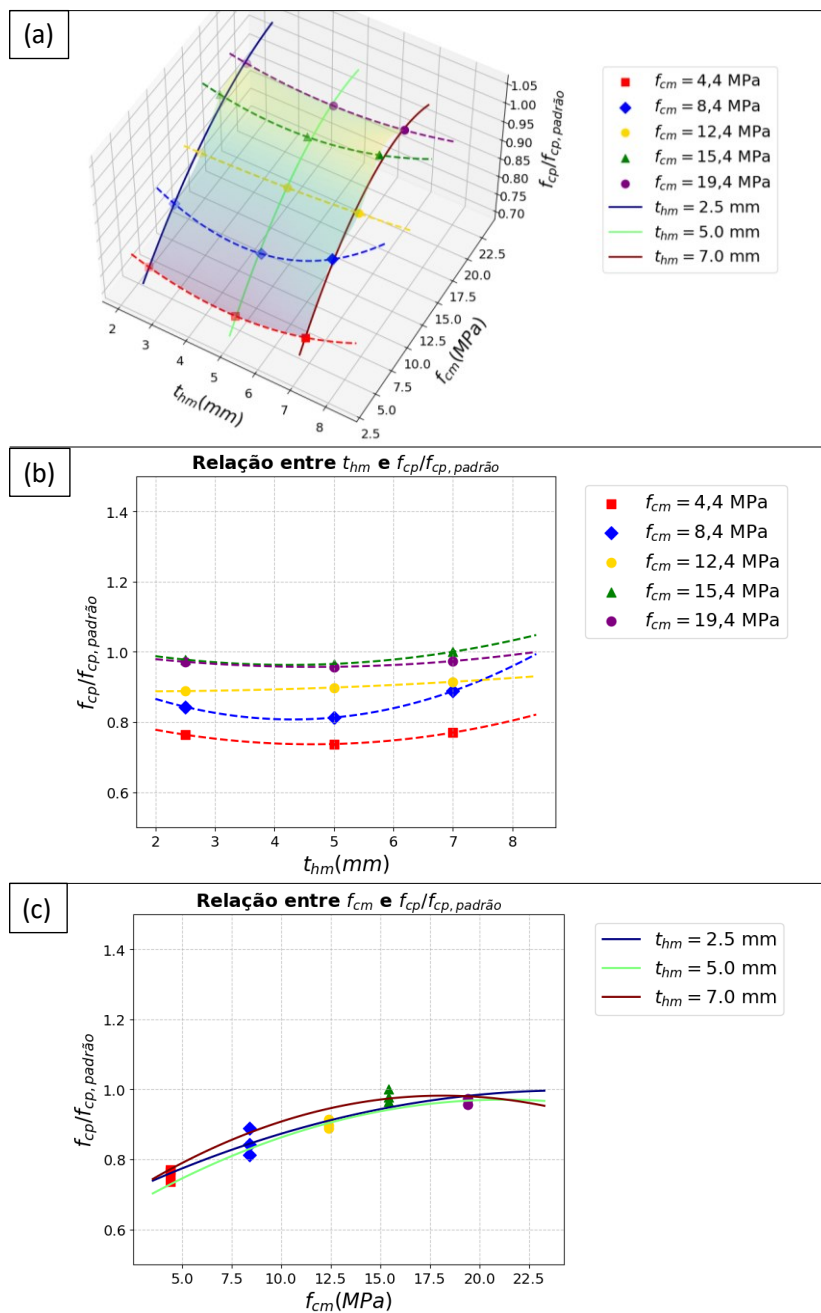


Fonte: Autor.

Na Figura 7.11b, observou-se que para os modelos com $f_{cm} = 2,9 \text{ MPa}$ (ARG-mt1, ARG-mt2 e ARG-mt3), a capacidade resistente das paredes mostrou-se inversamente proporcional ao aumento da espessura das argamassas. Além disso, verificou-se que com o aumento da resistência das argamassas, f_{cm} , em até 8,9 MPa, houve um ganho de capacidade resistente, sendo esse aumento proporcional à resistência e à espessura das argamassas com limitações

entre 7 a 10 mm, conforme observado na análise unidimensional. Para as argamassas do tipo ARG com f_{cm} superiores a 8,9 MPa, a capacidade resistente das pequenas paredes não apresentou ganhos significativos. Além disso, na Figura 7.11c, observou-se que para os modelos de $f_{cm} > 2,9 MPa$ e $t_{hm} = 10$ mm o aumento da resistência da argamassa de assentamento houve maior ganho de capacidade resistente quando comparado aos outros valores de t_{hm} .

Figura 7.12 – Modelo AC - variação de t_{hm} e f_{cm} representação: (a) tridimensional t_{hm} e f_{cm} ; (b) bidimensional t_{hm} ; (c) bidimensional f_{cm} .



Fonte: Autor.

Na Figura 7.12b, verificou-se que houve pouco ganho de capacidade resistente para valores de resistência f_{cm} superiores a 8,4 MPa. Este comportamento pode ser explicado pela relação entre a resistência à compressão da argamassa e a do tijolo solo cimento, que é superior a 1,5 para $f_{cm} > 8,4$ MPa, conforme observado no item 7.3.1. Na Figura 7.12c, notou-se que a capacidade resistente dos modelos se manteve praticamente constante mesmo com o aumento da espessura das juntas de assentamento.

Na Tabela 7.8 são apresentadas as variações dos parâmetros h_b e f_{cb} adotados para o modelo-padrão, bem como a capacidade resistente dos modelos simulados (f_{cp}).

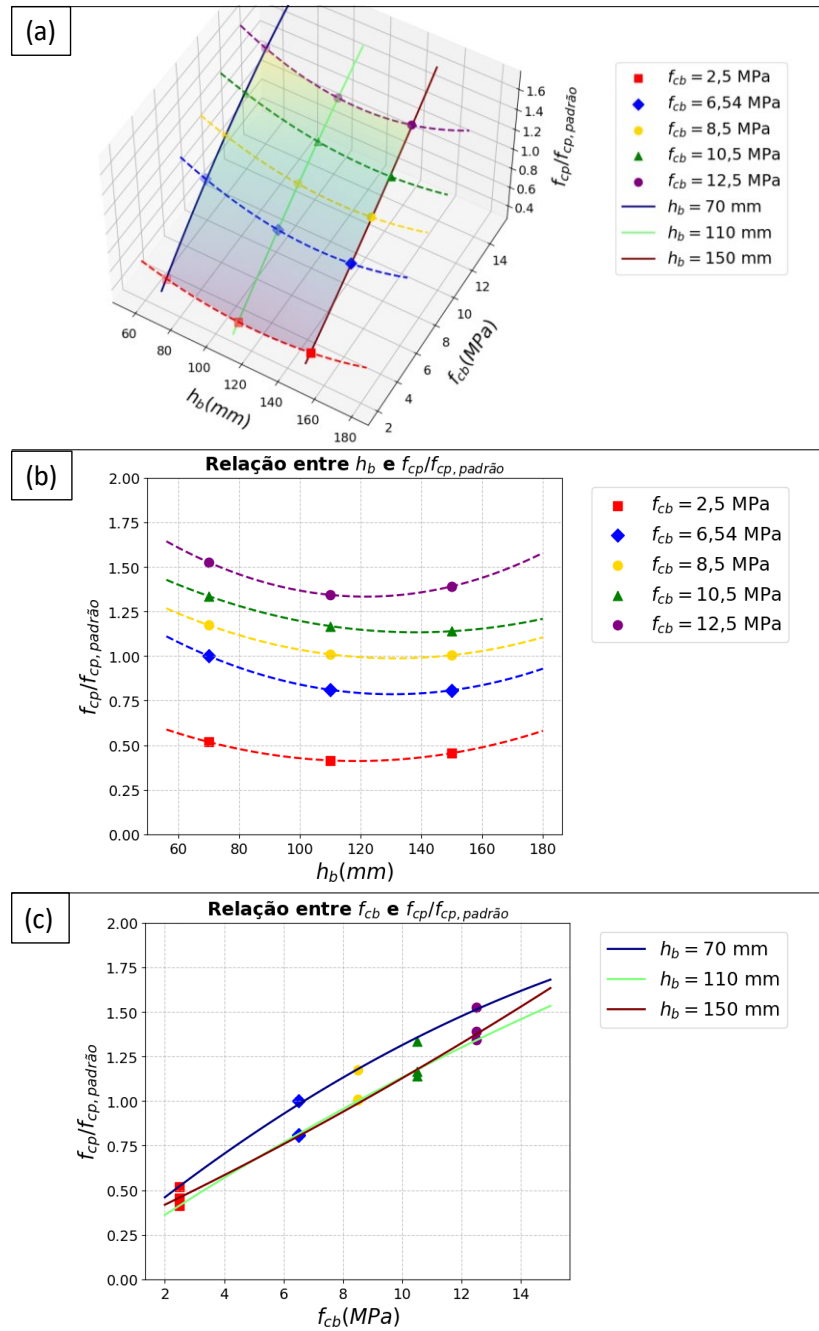
Tabela 7.8 - Variação de h_b e f_{cb} .

Designação	t_{hm} (mm)	h_b (mm)	f_{cm} (MPa)	f_{cb} (MPa)	$\frac{t_{hm}}{h_b}$	$\frac{f_{cm}}{f_{cb}}$	f_{cp} (MPa)	$\frac{f_{cp}}{f_{cp,padrão}}$
ARG-mh1	10	70	6,89	2,5	0,14	2,8	2,16	0,52
ARG-mh2	10	110	6,89	2,5	0,09	2,8	1,73	0,41
ARG-mh3	10	150	6,89	2,5	0,07	2,8	1,90	0,46
PADRÃO / ARG	10	70	6,89	6,5	0,14	1,1	4,17	1,00
ARG-mh4	10	110	6,89	6,5	0,09	1,1	3,38	0,81
ARG-mh5	10	150	6,89	6,5	0,07	1,1	3,37	0,81
ARG-mh6	10	70	6,89	8,5	0,14	0,8	4,89	1,17
ARG-mh7	10	110	6,89	8,5	0,09	0,8	4,21	1,01
ARG-mh8	10	150	6,89	8,5	0,07	0,8	4,19	1,00
ARG-mh9	10	70	6,89	10,5	0,14	0,7	5,57	1,34
ARG-mh10	10	110	6,89	10,5	0,09	0,7	4,87	1,17
ARG-mh11	10	150	6,89	10,5	0,07	0,7	4,75	1,14
ARG-mt12	10	70	6,89	12,5	0,14	0,6	6,36	1,53
ARG-mh13	10	110	6,89	12,5	0,09	0,6	5,60	1,34
ARG-mh14	10	150	6,89	12,5	0,07	0,6	5,80	1,39
AC-mh1	7,0	70	15,40	2,50	0,10	6,2	2,31	0,47
AC-mh2	7,0	110	15,40	2,50	0,06	6,2	1,72	0,35
AC-mh3	7,0	150	15,40	2,50	0,05	6,2	1,77	0,36
PADRÃO / AC	7,0	70	15,40	6,50	0,10	2,4	4,91	1,00
AC-mh4	7,0	110	15,40	6,50	0,06	2,4	3,96	0,81
AC-mh5	7,0	150	15,40	6,50	0,05	2,4	3,92	0,80
AC-mh6	7,0	70	15,40	8,50	0,10	1,8	5,83	1,19
AC-mh7	7,0	110	15,40	8,50	0,06	1,8	5,12	1,04
AC-mh8	7,0	150	15,40	8,50	0,05	1,8	4,91	1,00
AC-mh9	7,0	70	15,40	10,5	0,10	1,5	7,19	1,46
AC-mh10	7,0	110	15,40	10,5	0,06	1,5	6,02	1,23
AC-mh11	7,0	150	15,40	10,5	0,05	1,5	5,75	1,17
AC-mh12	7,0	70	15,40	12,5	0,10	1,2	8,29	1,69
AC-mh13	7,0	110	15,40	12,5	0,06	1,2	7,30	1,49
AC-mh14	7,0	150	15,40	12,5	0,05	1,2	6,44	1,31

Fonte: Autor.

As Figuras 7.13 e 7.14 apresentam os resultados obtidos através da razão $f_{cp} / f_{cp, padrão}$ (resistência à compressão do modelo avaliado com a resistência à compressão do modelo-padrão) pelos parâmetros de h_b e f_{cb} .

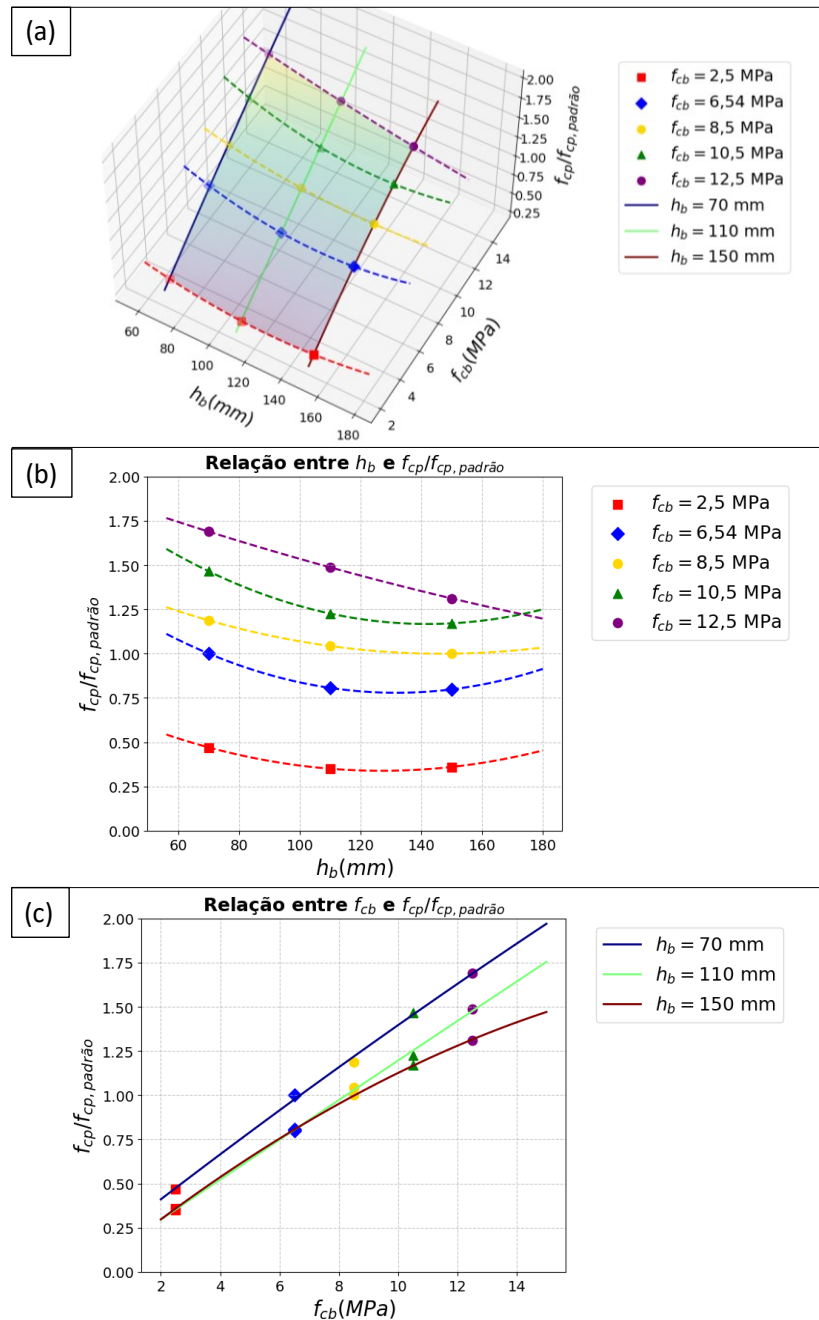
Figura 7.13 – Modelo ARG - variação de h_b e f_{cb} representação: (a) tridimensional h_b e f_{cb} ; (b) bidimensional h_b ; (c) bidimensional f_{cb} .



Fonte: Autor.

Para os modelos ARG, observou-se que, independentemente das resistências adotadas para os tijolos, o aumento da altura dos tijolos, h_b , não resultou em um aumento da capacidade resistente dos modelos, conforme apresentado na Figura 7.13b. Por outro lado, notou-se na Figura 7.13c que o aumento na resistência dos tijolos foi proporcional ao aumento na capacidade resistente dos modelos.

Figura 7.14 – Modelo AC - variação de h_b e f_{cb} representação: (a) tridimensional h_b e f_{cb} ; (b) bidimensional h_b ; (c) bidimensional f_{cb} .



Fonte: Autor.

Na Figura 7.14b, verificou-se que assim como nos modelos ARG, o aumento da altura dos tijolos, h_b , não resultou em um aumento da capacidade resistente dos modelos. Destaca-se a curva correspondente a $f_{cb} = 12,5 \text{ MPa}$ (em roxo), por apresentar um comportamento praticamente linear em relação às demais. Notou-se na Figura 7.14c que o aumento na resistência dos tijolos foi proporcional ao aumento na capacidade resistente dos modelos.

7.4.2 Variação da espessura das juntas de assentamento em tijolos maciços

A fim de analisar o comportamento das paredes de alvenaria em função da variação da espessura das juntas de assentamento (t_{hm}) ao utilizar tijolos maciços, foi realizada uma série de testes em pequenas paredes, variando o valor de t_{hm} . Na Tabela 7.9, são apresentadas as variações do parâmetro t_{hm} para o modelo-padrão, considerando $\emptyset = 0$, juntamente com a capacidade resistente dos modelos simulados (f_{cp}).

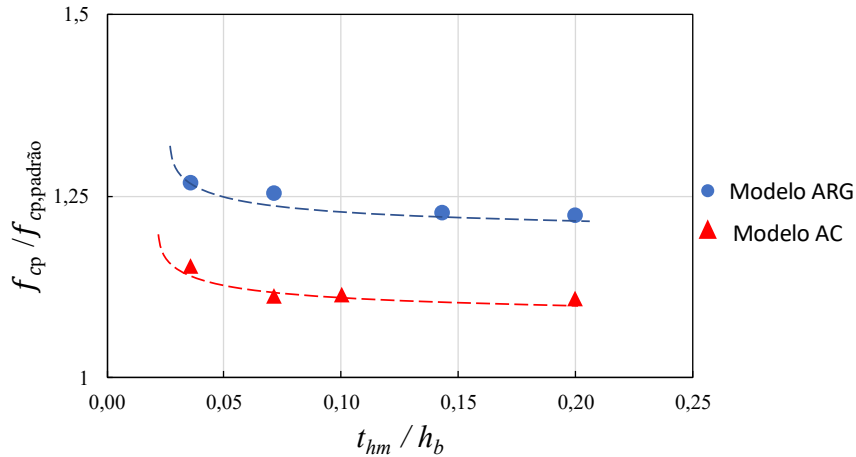
Tabela 7.9 - Variação da espessura das juntas de assentamento em tijolo maciço.

Designação	t_{hm} (mm)	h_b (mm)	$\frac{t_{hm}}{h_b}$	f_{cp} (MPa)	$\frac{f_{cp}}{f_{cp, padrão}}$
PADRÃO ARG	10	70	0,14	4,17	1,00
ARG-th-M-1	2,5	70	0,04	5,29	1,27
ARG-th-M-2	5	70	0,07	5,23	1,2
ARG-th-M-3	10	70	0,14	5,12	1,2
ARG-th-M-4	14	70	0,20	5,10	1,20
PADRÃO AC	7	70	0,10	4,91	1,00
AC-th-M-1	2,5	70	0,04	5,66	1,15
AC-th-M-2	5	70	0,07	5,46	1,11
AC-th-M-3	7	70	0,10	5,47	1,11
AC-th-M-4	14	70	0,20	5,44	1,11

Fonte: Autor.

A Figura 7.15 apresenta os resultados obtidos pela variação do parâmetro t_{hm} nos modelos ARG e AC, conforme descrito na Tabela 7.9. A representação é realizada em termos adimensionais, comparando a razão entre a capacidade resistente das análises paramétricas e a do modelo-padrão ($f_{cp} / f_{cp, padrão}$) com a razão geométrica entre t_{hm} e h_b (t_{hm}/h_b). Observou-se que, assim como nos modelos unidimensionais, o aumento de t_{hm} para valores superiores a 7–10 mm proporcionou ganhos insignificantes na resistência dos modelos, o que confirma a validade das recomendações de espessuras apresentadas na Seção 7.3.2 para o caso de tijolos maciços.

Figura 7.15 – Variação de t_{hm} para $\emptyset = 0$.



Fonte: Autor.

7.4.3 Variação do diâmetro e das resistências dos materiais

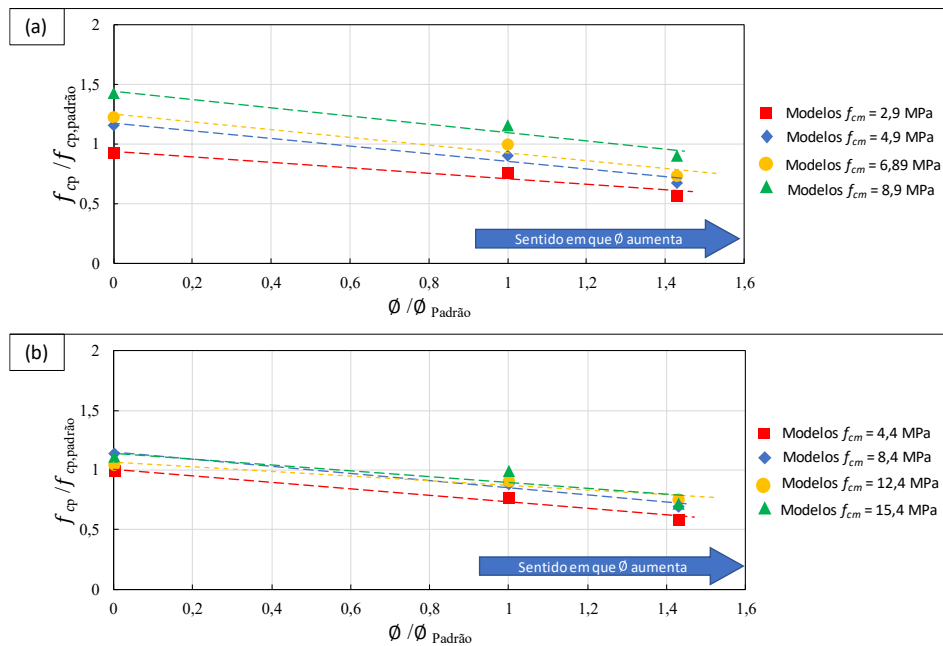
Para compreender melhor o comportamento das paredes de alvenaria frente à variação simultânea do diâmetro (\emptyset) das aberturas verticais dos tijolos e das resistências mecânicas dos tijolos e argamassa, uma série de modelos de pequenas paredes compostas por tijolos com furos verticais e tijolos maciços foi confeccionada e simulada. Neste estudo, foram definidos valores de \emptyset que atendem aos limites de t e d estabelecidos pela norma técnica de solo cimento. Na Tabela 7.10 são apresentadas as variações dos parâmetros f_{cm} e \emptyset assumidos para o modelo-padrão, bem como a capacidade resistente dos modelos (f_{cp}).

Já, a Figura 7.16 apresenta os resultados obtidos com a variação dos parâmetros f_{cm} e \emptyset para os modelos ARG descritos na Tabela 7.10, utilizando uma representação adimensional que relaciona a razão entre a capacidade resistente das análises paramétricas e a do modelo-padrão ($f_{cp} / f_{cp, padrão}$) com a razão entre o diâmetro do tijolo do modelo analisado com o diâmetro de referência do modelo-padrão ($\emptyset / \emptyset_{padrão}$).

Tabela 7.10 - Variação de \emptyset e f_{cm} .

Designação	\emptyset (mm)	f_{cm} (MPa)	f_{cb} (MPa)	$\frac{\emptyset}{\emptyset_{Padr\tilde{a}o}}$	f_{cp} (MPa)	$\frac{f_{cp}}{f_{cp,Padr\tilde{a}o}}$
ARG-m \emptyset 1	0	2,9	6,5	0,00	3,86	0,93
ARG-m \emptyset 2	56	2,9	6,5	1,00	3,15	0,76
ARG-m \emptyset 3	80	2,9	6,5	1,43	2,39	0,57
ARG-m \emptyset 4	0	4,9	6,5	0,00	4,84	1,16
ARG-m \emptyset 5	56	4,9	6,5	1,00	3,78	0,91
ARG-m \emptyset 6	80	4,9	6,5	1,43	2,82	0,68
ARG-m \emptyset 7	0	6,89	6,5	0,00	5,12	1,23
Padrão ARG	56	6,89	6,5	1,00	4,17	1,00
ARG-m \emptyset 8	80	6,89	6,5	1,43	3,05	0,73
ARG-m \emptyset 9	0	8,9	6,5	0,00	5,94	1,42
ARG-m \emptyset 10	56	8,9	6,5	1,00	4,84	1,16
ARG-m \emptyset 11	80	8,9	6,5	1,43	3,77	0,90
AC-m \emptyset 1	0	4,4	6,5	0,00	4,9	1,00
AC-m \emptyset 2	56	4,4	6,5	1,00	3,78	0,77
AC-m \emptyset 3	80	4,4	6,5	1,43	2,88	0,59
AC-m \emptyset 4	0	8,4	6,5	0,00	5,6	1,14
AC-m \emptyset 5	56	8,4	6,5	1,00	4,36	0,89
AC-m \emptyset 6	80	8,4	6,5	1,43	3,4	0,69
AC-m \emptyset 7	0	12,4	6,5	0,00	5,16	1,05
AC-m \emptyset 8	56	12,4	6,5	1,00	4,49	0,91
AC-m \emptyset 9	80	12,4	6,5	1,43	3,73	0,76
AC-m \emptyset 10	0	15,4	6,5	0,00	5,47	1,11
Padrão AC	56	15,4	6,5	1,00	4,91	1,00
AC-m \emptyset 11	80	15,4	6,5	1,43	3,54	0,72

Fonte: Autor.

Figura 7.16 – Variação de \emptyset e f_{cm} : (a) Modelo ARG e (b) Modelo AC.

Fonte: Autor.

Notou-se que independente das resistências mecânicas adotadas para as argamassas, o diâmetro das aberturas, \emptyset , assim como na análise unidimensional, manteve-se inversamente proporcional a capacidade resistente de ambos os modelos ARG e AC. Esse comportamento é evidenciado pelas curvas que decrescem à medida que \emptyset aumenta (conforme indicado pela seta azul). Além disso, observou-se que em sua maioria os modelos ARG apresentaram maior ganho de capacidade resistente em relação ao modelo-padrão, quando comparados com os modelos AC. Na comparação dos modelos ARG-m \emptyset 9 ($\emptyset = 0$ e $f_{cm} = 8,4$ MPa) e AC-m \emptyset 10 ($\emptyset = 0$ e $f_{cm} = 15,4$ MPa), o ganho da capacidade resistente foi 42% (5,94/4,17) e 11% (5,47/4,91), respectivamente. Isto ocorreu, pois, os modelos ARG ficaram abaixo no limite da relação $f_{cm}/f_{cb} = 1,4$ observado no subitem 7.3.1, assim as juntas de argamassa exerceram pouca influência no processo de fissuração dos tijolos proporcionando elevação na capacidade resistente das paredes. Este comportamento foi também observado análise unidimensional, subseção 7.3.1.

Na Tabela 7.11 são apresentadas as variações dos parâmetros f_{cb} e \emptyset assumidas para o modelo-padrão e a capacidade resistente destes modelos (f_{cp}).

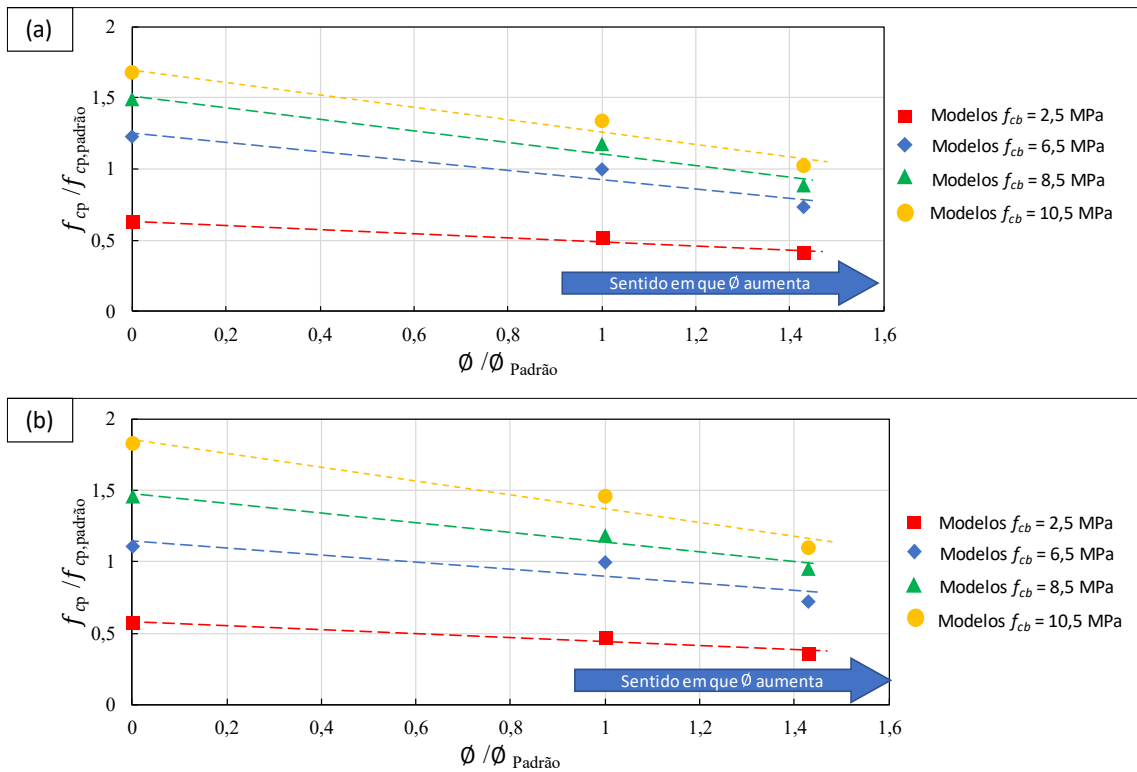
Tabela 7.11 - Variação de \emptyset e f_{cb} .

Designação	\emptyset	f_{cm}	f_{cb}	\emptyset	f_{cp}	f_{cp}
	(mm)	(MPa)	(MPa)	$\emptyset_{Padr\tilde{a}o}$	(MPa)	$f_{cp,Padr\tilde{a}o}$
ARG-b \emptyset 1	0	6,89	2,5	0,00	2,62	0,63
ARG-b \emptyset 2	56	6,89	2,5	1,00	2,16	0,52
ARG-b \emptyset 3	80	6,89	2,5	1,43	1,72	0,41
ARG-b \emptyset 4	0	6,89	6,5	0,00	5,12	1,23
Padrão ARG	56	6,89	6,5	1,00	4,17	1,00
ARG-b \emptyset 5	80	6,89	6,5	1,43	3,05	0,73
ARG-b \emptyset 6	0	6,89	8,5	0,00	6,21	1,49
ARG-b \emptyset 7	56	6,89	8,5	1,00	4,89	1,17
ARG-b \emptyset 8	80	6,89	8,5	1,43	3,68	0,88
ARG-b \emptyset 9	0	6,89	10,5	0,00	6,99	1,68
ARG-b \emptyset 10	56	6,89	10,5	1,00	5,57	1,34
ARG-b \emptyset 11	80	6,89	10,5	1,43	4,26	1,02
AC-b \emptyset 1	0	15,4	2,5	0,00	2,82	0,57
AC-b \emptyset 2	56	15,4	2,5	1,00	2,31	0,47
AC-b \emptyset 3	80	15,4	2,5	1,43	1,77	0,36
AC-b \emptyset 4	0	15,4	6,5	0,00	5,47	1,11
Padrão AC	56	15,4	6,5	1,00	4,91	1,00
AC-b \emptyset 5	80	15,4	6,5	1,43	3,54	0,72
AC-b \emptyset 6	0	15,4	8,5	0,00	7,19	1,46
AC-b \emptyset 7	56	15,4	8,5	1,00	5,83	1,19
AC-b \emptyset 8	80	15,4	8,5	1,43	4,71	0,96
AC-b \emptyset 9	0	15,4	10,5	0,00	9,01	1,84
AC-b \emptyset 10	56	15,4	10,5	1,00	7,19	1,46
AC-b \emptyset 11	80	15,4	10,5	1,43	5,4	1,10

Fonte: Autor.

A Figura 7.17 apresenta os resultados obtidos pela variação dos parâmetros \emptyset e f_{cb} dos modelos ARG, conforme descrito na Tabela 7.11. A representação gráfica é feita de forma adimensional, relacionando a razão $(f_{cp}/f_{cp, padr\tilde{a}o})$ versus $(\emptyset/\emptyset_{Padr\tilde{a}o})$. Observou-se que, independentemente das resistências adotadas para os tijolos, o diâmetro manteve-se proporcional ao aumento da capacidade resistente dos modelos simulados. Além disso, verificou-se que o incremento na resistência dos tijolos foi acompanhado por um ganho proporcional na capacidade resistente dos modelos.

Figura 7.17 – Variação de ϕ e f_{cb} : (a) Modelo ARG; e (b) Modelo AC.



Fonte: Autor.

7.4.4 Variação do comprimento e largura de tijolos maciços

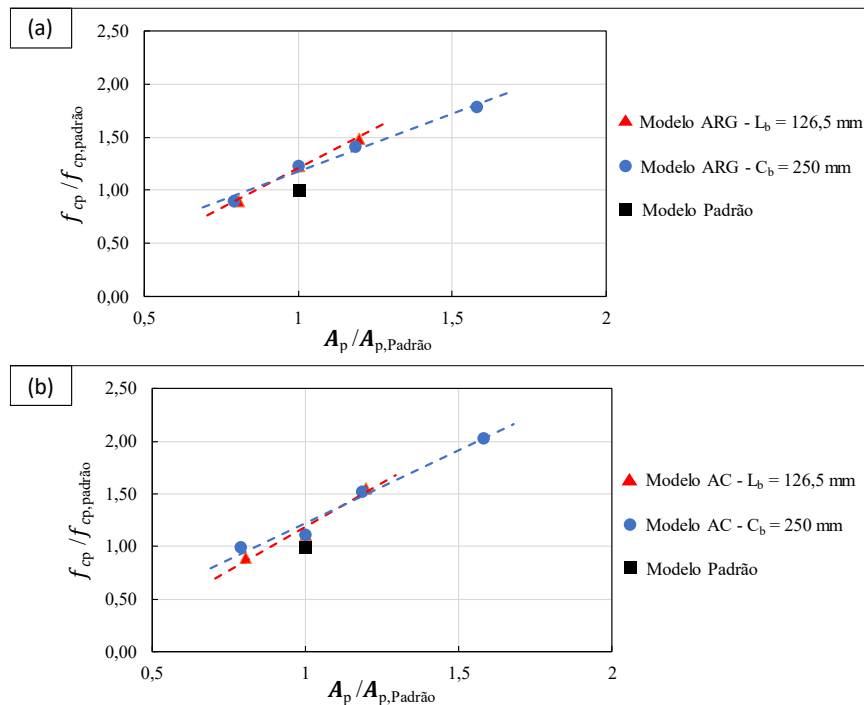
Nesta análise paramétrica, avaliou-se a influência da variação das dimensões geométricas do comprimento (C_b) e da largura (L_b) em modelos de pequenas paredes, utilizando tijolos maciços (sem furos verticais). Para a modelagem dos tijolos, seguiu-se as recomendações da norma técnica de solo cimento NBR 8491 (ABNT, 2012a). Além disso, foi estabelecido que cada fiada fosse similar ao modelo-padrão, com a manutenção de 2,5 tijolos por fiada. A Tabela 7.12 apresenta as variações dos parâmetros C_b e L_b adotados para o modelo-padrão.

Tabela 7.12 - Comparativo geral da capacidade resistente dos modelos numéricos e experimentais.

Designação	C_{mb} (mm)	C_b (mm)	L_b (mm)	C_p (mm)	A_p (mm ²)	$\frac{A_p}{A_{p,Padrão}}$ / $\frac{f_{cp}}{f_{cp,Padrão}}$	
						$A_{p,Padrão}$	$f_{cp,Padrão}$
PADRÃO	120	250	126,5	640	80960	1,00	1,00
ARG-C-M-1	95	200	126,5	515	65147,5	0,80	0,90
ARG-C-M-2	120	250	126,5	640	80960	1,00	1,23
ARG-C-M-3	145	300	126,5	765	96772,5	1,20	1,49
ARG-L-M-1	120	250	100	640	64000	0,79	0,90
ARG-L-M-2	120	250	126,5	640	80960	1,00	1,23
ARG-L-M-3	120	250	150	640	96000	1,19	1,41
ARG-L-M-4	120	250	200	640	128000	1,58	1,78
AC-C-M-1	95	200	126,5	515	65147,5	0,80	0,90
AC-C-M-2	120	250	126,5	640	80960	1,00	1,11
AC-C-M-3	145	300	126,5	765	96772,5	1,20	1,55
AC-L-M-1	120	250	100	640	64000	0,79	0,99
AC-L-M-2	120	250	126,5	640	80960	1,00	1,11
AC-L-M-3	120	250	150	640	96000	1,19	1,52
AC-L-M-4	120	250	200	640	128000	1,58	2,03

Fonte: Autor.

A Figura 7.18 apresenta os resultados obtidos a partir da variação dos parâmetros C_b e L_b nos modelos ARG e AC, conforme descrito na Tabela 7.12. A representação gráfica é realizada de forma adimensional, apresentando a razão entre a capacidade resistente ($f_{cp} / f_{cp, padrão}$) em função da razão entre as áreas brutas A_p do modelo em análise e $A_{p, padrão}$ do modelo-padrão ($A_p / A_{p, padrão}$).

Figura 7.18 – Variação de C_b e L_b : (a) Modelo ARG; e (b) Modelo AC.

Fonte: Autor.

Observou-se que o aumento de 20% ($[300-250]/250$) nas dimensões C_b resultou em um aumento de 49% (6,21/4,17) à 55% (7,61/4,91) na capacidade resistente dos modelos, ARG-C-M-3 e AC-C-M-3, respectivamente. Esse comportamento foi distinto dos modelos do subitem 7.3.4 (com $\varnothing = 56$ mm), nos quais a capacidade resistente dos modelos ARG-CB-2 e AC-LB-2 aumentaram apenas entre 16% (4,84/4,17) e 28% (6,28/4,91), respectivamente.

Além disso, notou-se que a redução de 20% ($[200-250]/250$) nas dimensões C_b causou uma diminuição de 10% na capacidade resistente dos modelos numéricos ARG-C-M-1 e AC-C-M-1, enquanto nos modelos com $\varnothing = 56$ mm (AC-CB-1, AC-LB-1, ARG-CB-1 e ARG-LB-1), essa redução foi de 30%. De forma geral, pode-se concluir que o aumento das dimensões C_b e L_b está diretamente relacionado ao incremento da capacidade resistente das alvenarias.

7.4.5 Variação do diâmetro de furo dos tijolos em paredes sem junta de assentamento

A simulação de modelos de pequenas paredes sem argamassa de assentamento foi realizada considerando a variação do diâmetro (\varnothing) das aberturas verticais nos tijolos e meios tijolos. Neste estudo, foram adotados valores de \varnothing dentro dos limites de t e d normativos. Em seguida, foi avaliada a eficiência da capacidade resistiva dos modelos sem argamassa. Na Tabela 7.13 são apresentadas as variações de \varnothing adotadas para o modelo-padrão, bem como a capacidade resistente dos modelos simulados (f_{cp}).

Tabela 7.13 - Variação de \varnothing em paredes sem juntas de assentamento.

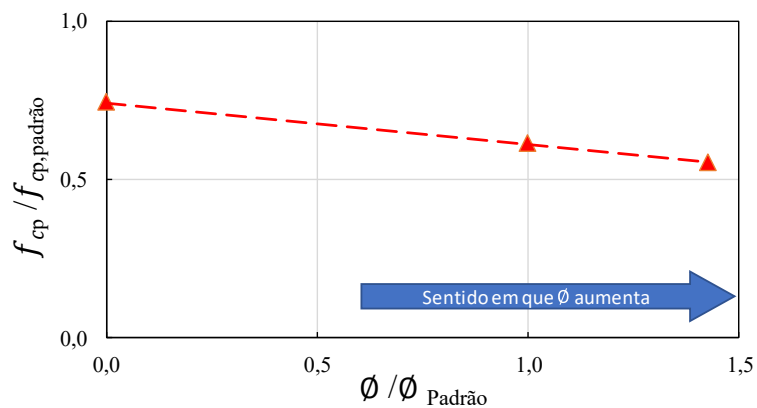
Designação	\varnothing (mm)	$\frac{\varnothing}{\varnothing_{Padr\tilde{a}o}}$	f_{cp}	$\frac{f_{cp}}{f_{cp, padr\tilde{a}o}}$
		$\varnothing_{Padr\tilde{a}o}$	(MPa)	
PADRÃO AC	56	1,00	4,91	1,00
\varnothing -M-1	0	0,00	3,6	0,73
\varnothing -M-2	56	1,00	3,0	0,61
\varnothing -M-3	80	1,43	2,7	0,55

Fonte: Autor.

A Figura 7.19 apresenta os resultados obtidos a partir da variação de \varnothing nos modelos ARG, conforme descrito na Tabela 7.13. A representação gráfica é feita de forma adimensional, relacionando a capacidade resistente dos modelos analisado com a do modelo-padrão ($f_{cp}/f_{cp, padr\tilde{a}o}$), em função da razão entre o diâmetro de abertura dos furos ($\varnothing/\varnothing_{Padr\tilde{a}o}$). Observou-se que, mesmo sem considerar as imperfeições nos tijolos, a capacidade resistente do

modelo \emptyset -M-2 apresentou uma diferença menor de 30% (3,0/4,17) e 40% (3,0/4,91) ao comparar com os modelo-padrão AC e ARG com o modelo \emptyset -M-2, respectivamente. Isto evidencia a função das juntas de argamassa de assentamento que, além de absorver pequenas deformações, uniformizam as tensões entre os tijolos.

Figura 7.19 – Variação do diâmetro de furo dos tijolos em paredes sem junta de assentamento.



Fonte: Autor.

8 ESTUDO ANALÍTICO

8.1 GENERALIDADES

O estudo analítico apresentado neste capítulo foi desenvolvido com base na observação do comportamento estrutural das pequenas paredes analisadas no estudo paramétrico. A partir disto, foi possível propor um modelo de cálculo para a estimativa da capacidade resistente das pequenas paredes.

8.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Conforme descrito no Capítulo 2, o código europeu Eurocode 6 (EN, 2005) relaciona a resistência à compressão das estruturas de alvenaria com a resistência mecânica dos materiais utilizados, como as argamassas de assentamento e os blocos. Essa abordagem apresenta como principal vantagem a simplicidade na estimativa da capacidade resistente das alvenarias, uma vez que se baseia em ensaios de compressão simples realizados separadamente nas unidades e nas argamassas de assentamento.

Entretanto, como observou-se no Capítulo 7, a capacidade resistente da alvenaria solo cimento é sensível a diversos parâmetros geométrico-mecânicos. Neste contexto, nesta seção propõe-se um modelo de cálculo constituído por formulações que estimam a resistência das alvenarias solo cimento em função dos principais parâmetros geométrico-mecânicos. Para o desenvolvimento da formulação, foi adotada a técnica estatística de regressão linear múltipla, baseada no método dos mínimos quadrados. Essa abordagem é amplamente reconhecida na comunidade científica, especialmente no contexto da formulação de modelos para prever a resistência à compressão de alvenarias (YANG E WANG, 2019).

A formulação para o cálculo da capacidade resistente das alvenarias solo cimento foi desenvolvida utilizando o módulo de regressão linear implementado no *software* Microsoft Excel. A etapa de validação do modelo foi realizada com os resultados experimentais obtidos por Assis (2024), permitindo avaliar sua capacidade de preditiva do modelo de cálculo proposto.

A seguir, apresentam-se as equações desenvolvidas para a estimativa da capacidade resistente das alvenarias de solo cimento, com base nas variáveis consideradas no modelo.

8.3 FORMULAÇÃO DE PROPOSTA PARA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA SOLO CIMENTO

A formulação proposta será baseada na forma do código europeu Eurocode 6 (EN, 2005), correlacionando os coeficientes (A_0 , α_n) com os parâmetros geométricos-mecânicos (χ_n), conforme a Equação 8.1. De modo a se obter equações lineares para a análise de regressão, o modelo foi linearizado aplicando-se o logaritmo natural, conforme apresenta-se na Equação 8.1 e 8.2.

$$\hat{Y} = A_0 \cdot \chi_1^{\alpha_1} \cdot \chi_2^{\alpha_2} \cdot \chi_3^{\alpha_3} \dots \chi_n^{\alpha_n} \quad (8.1)$$

$$\hat{y} = a_0 + \alpha_1 \cdot x_1 + \alpha_2 \cdot x_2 + \alpha_3 \cdot x_3 + \dots + \alpha_n \cdot x_n \quad (8.2)$$

Sendo $\hat{y} = \ln(\hat{Y})$; $a_0 = \ln(A_0)$; $x_n = \ln(\chi_n) \rightarrow \chi_n = e^{x_n}$; χ_n são as variáveis independentes do problema.

Para o presente estudo, a formulação da capacidade resistente foi feita com base no banco de dados parametrizado. Inicialmente foi adotado um modelo de potência considerando o maior número de variáveis independentes, conforme apresenta-se na Equação 8.3. Isso permite investigar a significância estatística de cada variável independente na resistência das alvenarias de solo cimento.

$$f_p = A_0 \cdot f_{cb}^{\alpha_1} \cdot f_{cm}^{\alpha_2} \cdot \left(\frac{t_{hm}}{h_b}\right)^{\alpha_3} \cdot \left(\frac{A_{liq,p}}{A_{Br,p}}\right)^{\alpha_4} \cdot \left(\frac{L_p}{H_p}\right)^{\alpha_5} \quad (8.3)$$

onde f_p é a capacidade resistente da alvenaria, f_{cb} e f_{cm} são as resistências à compressão das argamassas e tijolo, t_{hm}/h_b é a razão da espessura das argamassas (t_{hm}) e altura dos tijolos (h_b), $A_{liq,p}/A_{Br,p}$ é a razão das área líquida ($A_{liq,p}$) e bruta ($A_{Br,p}$) da seção transversal das alvenarias e L_p/H_p (razão de aspecto) é a razão entre largura (L_p) e a altura (H_p) da alvenaria. O modelo analítico foi direcionado à capacidade resistente da alvenaria (f_p), sem considerar os

efeitos decorrentes de instabilidades estrutural. Os parâmetros de comprimento (C_b), largura (L_b) e diâmetro de abertura (\emptyset) dos tijolos foram considerados implicitamente na razão $A_{liq,p}/A_{Br,p}$.

Para este estudo, foram considerados valores de \emptyset , C_b e L_b que atendem os limites normativos da NBR 8491 (ABNT, 2012a) quanto à espessura mínima das paredes internas de tijolos perfurados. A análise de regressão foi realizada com 147 modelos provenientes do banco de dados do estudo paramétrico.

A regressão resultou nos valores apresentados na Tabela 8.1. Sete modelos foram elaborados para avaliar a influência das variáveis independentes. Para os modelos 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 os valores do teste- F de significação foram iguais $9,35 \cdot 10^{-39}$, $2,74 \cdot 10^{-48}$, $3,76 \cdot 10^{-47}$, $7,63 \cdot 10^{-74}$, $4,36 \cdot 10^{-73}$, $3,46 \cdot 10^{-85}$ e $1,85 \cdot 10^{-88}$, respectivamente. Como os valores do teste- F foram abaixo de 0,05 nos modelos, então, se confirma que eles são úteis para explicar a sua relação com a variável dependente.

Tabela 8.1 - Coeficientes adotados A_0 , α_1 , α_2 , α_3 , α_4 e α_5 .

$$f_p = A_0 \cdot f_{cb}^{\alpha_1} \cdot f_{cm}^{\alpha_2} \cdot \left(\frac{t_{hm}}{h_b}\right)^{\alpha_3} \cdot \left(\frac{A_{liq,p}}{A_{Br,p}}\right)^{\alpha_4} \cdot \left(\frac{L_p}{H_p}\right)^{\alpha_5}$$

Modelo	Constantes e (valor-P) dos expoentes						R^2 - Ajustado
	A_0	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	
1	$e^{0,023027}$ (0,783)	0,7714 (0,000)	-	-	-	-	0,6884
2	$e^{-0,41805}$ (0,000)	0,7490 (0,000)	0,2127 (0,000)	-	-	-	0,7785
3	$e^{-0,4178}$ (0,000)	0,7484 (0,000)	0,2162 (0,000)	0,0188 (0,454)	-	-	0,7778
4	$e^{-0,24013}$ (0,000)	0,7501 (0,000)	0,2204 (0,000)	-	1,2622 (0,000)	-	0,9060
5	$e^{-0,23896}$ (0,000)	0,7492 (0,000)	0,211 (0,000)	0,0275 (0,092)	1,2680 (0,000)	-	0,9072
6	$e^{0,13979}$ (0,0377)	0,7546 (0,000)	0,2237 (0,000)	-	1,2235 (0,000)	0,2025 (0,000)	0,9391
7	$e^{0,19749}$ (0,002)	0,7532 (0,000)	0,2359 (0,000)	0,0621 (0,000)	1,2308 (0,000)	0,2319 (0,001)	0,9458

Fonte: Autor.

Analisando os resultados obtidos, observa-se que há uma dependência do modelo de regressão em relação a variáveis dependentes consideradas. O modelo 1 de regressão considerando apenas

uma variável dependente, nota-se que os modelos tem a diferença R^2 -ajustado em 27,2% ($[0,9458-0,6884]/0,9458$) quando comparado ao modelo 7. O modelo 2 se distingue do modelo 1 pela consideração de f_{cm} , observa-se que ao não se considerar a influência dessa variável, a variável a_0 individualmente apresentou valor-P = 0,786 (em parêntese na Tabela 8.1), isto é, a variável mostrou-se não ser significativa a sua relação com a variável dependente, indicando o intervalo de confiança de 21,4 %, impossibilitando a consideração desse modelo.

Para os modelos 2, 3, 4 e 5 de regressão, a diferença principal entre eles consistiu na consideração ou não de t_{hm}/h_b . Nota-se ainda que houve pouca variação do R^2 -ajustado entre os modelos, de tal forma que a razão do R^2 -ajustado dos modelos 2 e 3 (0,7778/0,7785), e dos modelos 4 e 5 (0,9060/0,9072) é igual 1,00. Esse fato indica que, ao se desconsiderar a influência da variável do comprimento do t_{hm}/h_b , praticamente não há alteração dos resultados preditivos do modelo de regressão. Além disso, é notável que não há significância estatística (valor-P) da variável t_{hm}/h_b nos modelos 3 e 5, uma vez que o valor-P associado ao seu coeficiente foi superior a 0,05 em ambas as análises.

Para os modelos de regressão 5 e 6, a diferença principal entre a consideração de t_{hm}/h_b e L_p/H_p . Nota-se ainda que houve pouca variação do R^2 -ajustado entre os modelos, de tal forma que a razão do R^2 -ajustado dos modelos 6 e 7 é igual 0,92 (0,9391/0,9458).

Assim, diante dos modelos avaliados, ao se considerar o modelo 7, observa-se que, dentre os demais, este é o que melhor representou a relação entre as variáveis independentes com a variável dependente, com R^2 -ajustado de 0,95. Portanto a capacidade resistente da alvenaria solo cimento assentado em argamassa (AC ou ARG) pode ser calculada pela Equação 8.3:

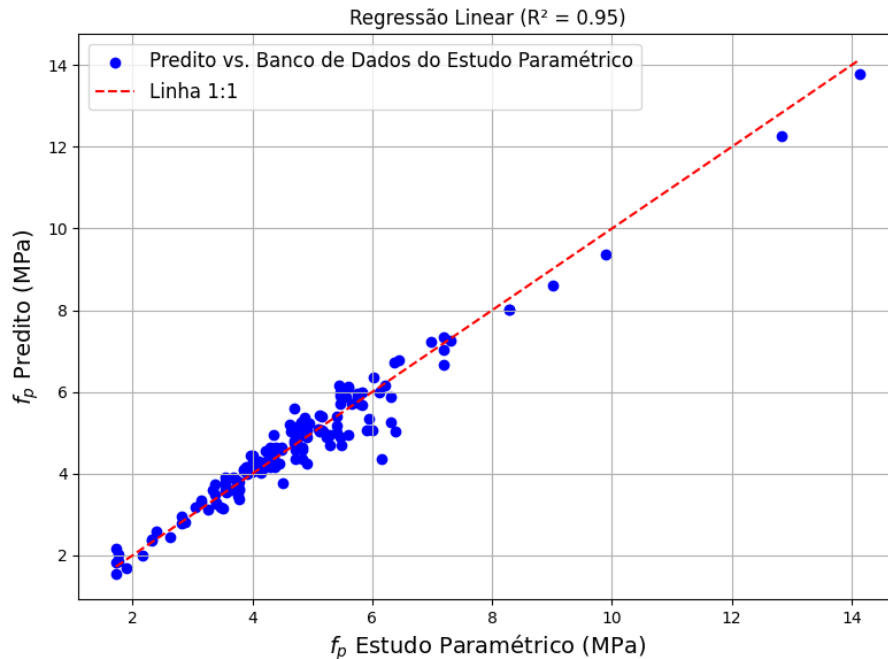
$$f_p = 1,2183 \cdot f_{cb}^{0,7532} \cdot f_{cm}^{0,2359} \cdot \left(\frac{t_{hm}}{h_b}\right)^{0,0621} \cdot \left(\frac{A_{liq,p}}{A_{Br,p}}\right)^{1,2308} \cdot \left(\frac{L_p}{H_p}\right)^{0,2319} \quad (8.4)$$

onde f_{cb} e f_{cm} (resistência à compressão dos tijolos e argamassas) devem ser fornecidos em Mega Pascal (MPa).

A Figura 8.1 apresenta os gráficos de capacidade resistente predita (f_p , predito) *versus* capacidade resistente obtida numericamente (f_p , estudo paramétrico) para os modelos ARG e AC do Capítulo 7. A linha 1:1 (linha identidade), com inclinação de 45°, representa uma função

linear e foi utilizada para comparar os valores preditos com os obtidos na simulação numérica. Observou-se que os coeficientes ajustados proporcionaram um bom ajuste à Equação 8.1, com coeficiente de determinação $R^2 = 0,95$.

Figura 8.1 – Valor predito *versus* banco de dados do estudo paramétrico.



Fonte: Autor.

8.4 ESTUDO DE CORRELAÇÃO NOS MODELOS DE REGRESSÃO

Neste item apresenta-se um estudo de correlação do modelo de cálculo proposto (Equação 8.3) com os resultados obtidos experimentalmente. Portanto, para se elaborar as curvas de correlação, foram selecionados a média dos resultados experimentais das pequenas paredes ARG e AC ensaiadas por Assis (2024). Em posse dessas informações, foi possível analisar o grau de correlação existente entre os resultados numéricos e os resultados teóricos obtidos a partir do modelo de regressão proposto no subitem 8.3, conforme apresenta-se na Tabela 8.2. Nota-se que os resultados teóricos foram próximos aos modelos numéricos e experimentais, com uma diferença máxima inferior a 3%.

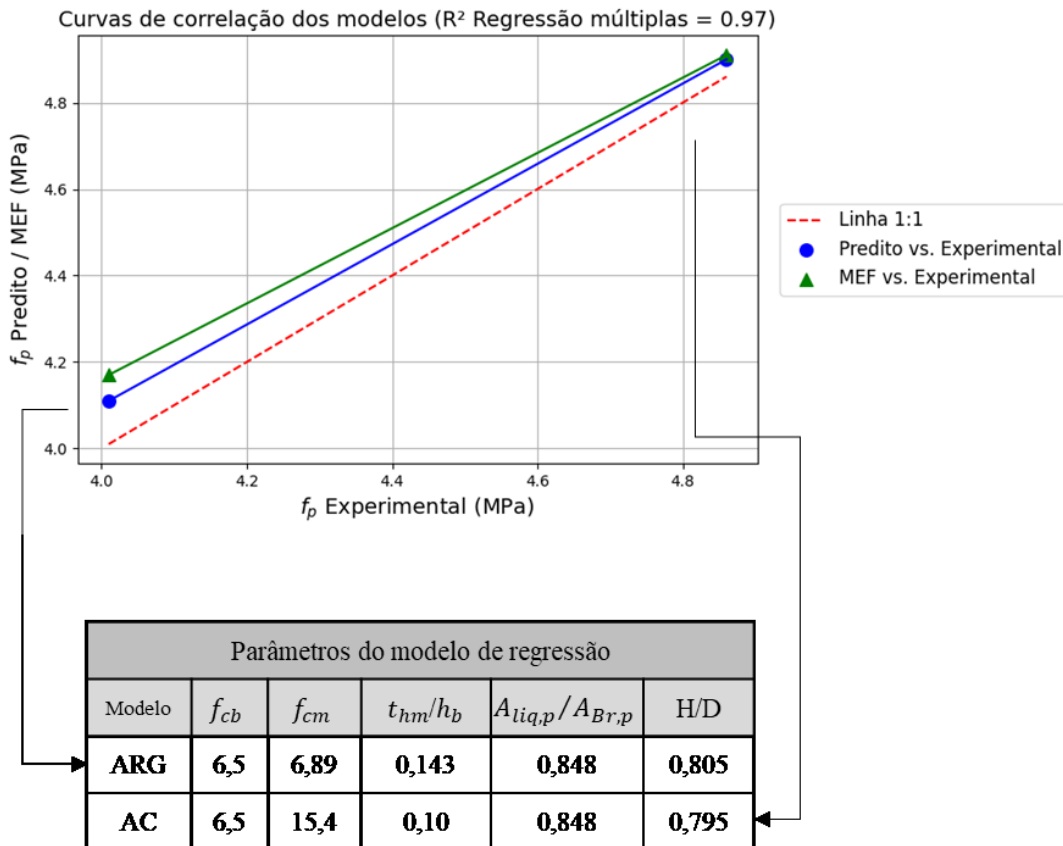
Tabela 8.2 – Correlação de modelos numéricos, regressão múltiplas e experimental.

Modelo	Resistência Pequena Parede (MPa)			Erro em relação ao experimental (%)	
	Experimental	MEF	Modelo proposto		
				MEF	Regressão Múltipla
ARG	4,01	4,06	4,11	1,3	0,72
AC	4,86	4,94	4,90	1,6	2,40

Fonte: Autor.

As curvas de correlação são apresentadas na Figura 8.2. A linha 1:1 (em vermelho), com inclinação de 45°, representa uma função linear e foi utilizada para comparar os valores obtidos a partir do modelo de cálculo proposto com os resultados experimentais dos estudos de Assis (2024). Observou-se que os pontos dos modelos de regressão (em azul) estão próximos da linha de igualdade (1:1), o valor de R^2 foi igual a 0,9. Portanto, foi possível concluir que para os modelos avaliados na formulação, houve um grau de correlação representativo dos resultados de regressão frente aos resultados experimentais.

Figura 8.2 – Correlação dos modelos – Regressão linear versus Experimental.



Fonte: Autor.

8.5 AJUSTE DO MODELO DE REGRESSÃO EM VALORES CARACTERÍSTICOS

O modelo de regressão proposto na Seção 8.3 representa valores médios de resistência à compressão obtidos por meio de simulações numéricas, a partir do banco de dados desenvolvido no estudo paramétrico. No entanto, para que sua aplicação esteja em conformidade com os critérios normativos de projeto estrutural, torna-se necessário ajustar a equação de forma que ela represente valores característicos de resistência. Esse ajuste envolve, primeiramente, a conversão dos valores médios em valores característicos por meio de tratamento estatístico. Em seguida, é necessário aplicar os coeficientes de segurança normativos que minoram a resistência do material, gerando os valores de cálculo (*design*). Assim, esta seção tem por finalidade apresentar o procedimento estatístico adotado para a transformação do modelo teórico em uma formulação compatível com os critérios de dimensionamento estrutural normativo.

O modelo de regressão foi convertido para o nível de resistência característico por meio do procedimento descrito no Anexo D da norma técnica EN 1990 (2002). Esse procedimento é fundamentado no método estatístico FORM (*First Order Reliability Method*), amplamente adotado em análises de confiabilidade estrutural por oferecer maior eficiência computacional.

De acordo EN 1990 (2002) estabelece que o modelo de resistência teórica (r_t) deve abranger as variáveis independente X_i que são estatisticamente relevantes para a capacidade estrutural (Equação 8.5). Essas variáveis devem ser estatisticamente independentes e são propostas em função das observações (experimentais, numéricas e teóricas) do comportamento mecânico do modelo. Assim, neste estudo considerou-se as Equações 8.4 como modelo de resistência teórica (r_t).

$$r_t = g_{rt}(\underline{X}) \quad (8.5)$$

sendo \underline{X} o vetor das variáveis básicas do modelo que recebe os valores médios. As etapas baseadas na EN 1990 (2002) são descritas a seguir.

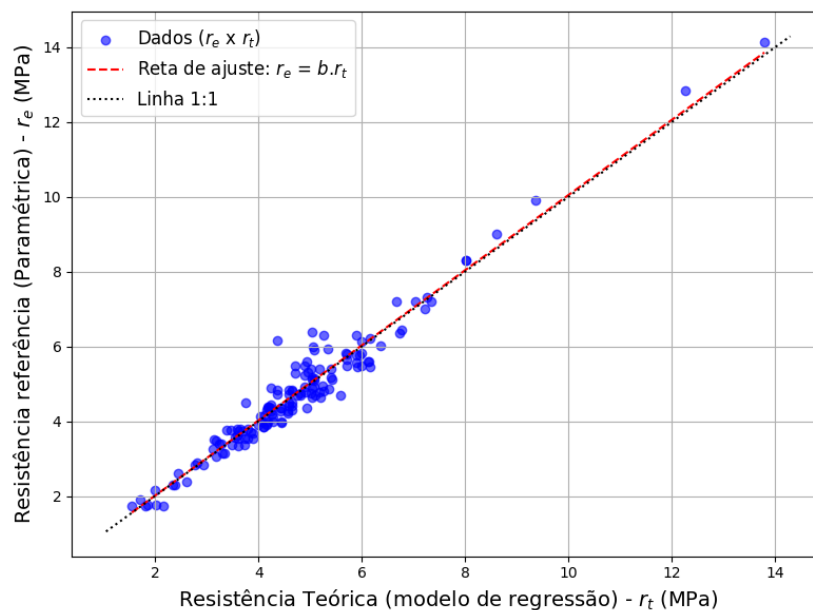
8.5.1 Fator de correlação b

O fator de correção b expressa a inclinação da linha de tendência obtida na análise de regressão entre os valores de resistência teórica (r_t) fornecidos pelo modelo analítico e os valores de resistência de referência (r_e), provenientes de resultados experimentais ou simulações numéricas. O fator de correção b é determinado a partir do método dos mínimos quadrados quando a interceptação da reta é assumida no montante zero-zero, conforme apresentada Equação 8.6 e a Figura 8.3. De acordo com essa equação, b corresponde à inclinação da reta de regressão forçada a passar pela origem. Em termos práticos, isso significa avaliar o quanto o modelo teórico se aproxima dos dados reais observados, quantificando o grau de alinhamento entre eles.

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n r_{e,i} \cdot r_{t,i}}{\sum_{i=1}^n r_{t,i}^2} \quad (8.6)$$

A aplicação dos valores de referência e teóricos conduziu a $b = 0,995$ para o modelo teórico, correspondendo praticamente à coincidência da inclinação entre as retas de ajuste (tracejada em vermelho) e a linha identidade 1:1 (tracejada em preto), conforme apresentado na Figura 8.3. Esses resultados reforçam a confiabilidade do modelo teórico, demonstrando que ele está bem ajustado em relação aos dados de referência

Figura 8.3 – Representação gráfica do fator de correlação b .



Fonte: Autor.

8.5.2 Coeficiente de variação dos erros

As incertezas associadas a um modelo estrutural estão diretamente relacionadas às variáveis que o compõem, podendo algumas exercer maior influência do que outras sobre os resultados finais. Essas incertezas refletem a complexidade dos fenômenos físicos representados e as simplificações inerentes aos modelos matemáticos utilizados.

Seguindo o procedimento estatístico estabelecido pelo Anexo D da norma técnica EN 1990 (2002), essas incertezas do modelo podem ser consideradas através de duas parcelas de distintas de incerteza. A primeira parcela está associada ao erro na representação dos dados de referência (banco de dados paramétricos) pelo modelo teórico da resistência, essa parcela é descrita pelo coeficiente de variação dos erros, V_δ . A segunda parcela está relacionada às incertezas dos coeficientes de variação das variáveis independentes, V_{X_i} , agrupadas no termo V_{rt} . As parcelas de incerteza V_δ e V_{rt} são incorporadas na estimativa do coeficiente de avaliação global V_r , conforme estabelecido na Equação 8.7.

$$V_r^2 = V_\delta^2 + V_{rt}^2 \quad (8.7)$$

O cálculo do coeficiente de variação dos erros V_δ é estimado a partir do termo de erro, δ_i , estimado para cada uma das n amostras (Equação 8.8).

$$\delta_i = r_e / (b \cdot r_t) \quad (8.8)$$

O logaritmo natural dos enésimos termos de erro (δ_i), é denominado como Δ_i (Equação 8.9), é aplicado no cálculo do erro global, $\ddot{\Delta}$, conforme apresentado na Equação 8.10.

$$\Delta_i = \ln \delta_i \quad (8.9)$$

$$\ddot{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (8.10)$$

Com base nesses valores, o desvio padrão dos erros global s_n é estimado pela Equação 8.11.

$$s_n = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot (\Delta_i - \ddot{\Delta})^2} \quad (8.11)$$

Aplicado as equações anteriores na Equação 8.12, obtém-se o coeficiente de variação do erro $V_\delta = 0,0796$ para a capacidade resistente de alvenaria em solo cimento.

$$V_\delta = \sqrt{e^{s_n^2} - 1} \quad (8.12)$$

A parcela de incerteza do coeficiente de variação das variáveis independente do modelo de resistência teórica, V_{rt} , com base na identificação das variáveis com maior influência na representação da resistência de referência. Conforme mostrado na Tabela 8.1, o Modelo 1 de regressão, que considera apenas a resistência à compressão dos tijolos (f_{cb}), explica cerca de 70% da capacidade resistente de referência. Isso indica que f_{cb} é a principal variável independente do modelo (X_i). Assim, o coeficiente de variação V_{rt} foi determinado pela Equação 8.13 (EN 1990, 2002).

$$V_{rt} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (V_{X_i})^2} = \sqrt{(V_{X_{f_{cb}}})^2} = V_{X_{f_{cb}}} \quad (8.13)$$

onde $V_{X_{f_{cb}}}$ é o coeficiente de variação associado à resistência à compressão dos tijolos de solo cimento. Segundo EN 1990 (2002) o coeficiente de variação V_{X_i} das variáveis independentes do modelo teórico de resistência pode ser determinado com base em dados experimentais. Para contemplar a incerteza relacionada à variação da resistência dos tijolos em diferentes condições de umidade, adotou-se o valor de $V_{X_{f_{cb}}} = 5,75\%$. Esse valor foi estimado com base na média dos coeficientes de variação (COV) obtidos em ensaios de resistência à compressão de tijolos solo cimento realizados por Assis (2024), conforme apresentado na Tabela 8.3.

Tabela 8.3 - Coeficiente de variação (COV) da resistência à compressão de tijolos solo cimento.

Designação	Tijolo condição ambiente	Corpos de prova submersos 6h	Tijolo 90% umidade relativa	Tijolo saturado
Média (MPa)	6,92	4,18	5,79	3,88
Desvio-padrão (MPa)	0,51	0,27	0,40	0,09
COV (%)	7,4	6,4	6,9	2,31

Fonte: Assis (2024).

8.5.3 Determinação dos valores característicos e de projeto

Nesta etapa, realiza-se a transformação dos valores médios de resistência para os valores característicos e, posteriormente, para os valores de projeto. Conforme amplamente discutido na literatura, os valores de cálculo, r_d , podem ser obtidos dividindo os valores característicos, r_k , por um coeficiente de ponderação parcial da resistência. Os valores característicos, por sua vez, são derivados dos valores médios ajustados por um tratamento estatístico. Esse procedimento está descrito na Equação 8.14.

$$r_d = \frac{r_k}{\gamma_M} = \frac{r_m - k_n \cdot \sigma_r}{\gamma_M} \quad (8.14)$$

onde k_n é o fator estatístico associado ao tamanho da amostra, σ_r é o desvio padrão da amostragem, e γ_M é o coeficiente de ponderação parcial que representa as incertezas do modelo e dos materiais.

O procedimento apresentado na EN 1990 (2002) segue uma formulação similar, voltada para a aplicação em modelos teóricos de resistência. Neste contexto, os valores de resistência característica, r_k , e de projeto, r_d , para modelos teóricos desenvolvidos com mais de 100 amostras, podem ser obtidos a partir das Equações 8.15 e 8.16, respectivamente.

$$r_k = b \cdot g_{rt}(\underline{X}) \cdot e^{(-k_{\infty}Q - 0,5Q^2)} \quad (8.15)$$

$$r_d = b \cdot g_{rt}(\underline{X}) \cdot e^{(-k_{d,\infty}Q - 0,5Q^2)} \quad (8.16)$$

onde valores de k_{∞} e $k_{d,\infty}$ são definidos de forma tabular para amostras com tamanho igual ou superior a 30, sendo definidos $k_{\infty} = 1,64$ e $k_{d,\infty} = 3,04$, conforme EN 1990 (2002). O parâmetro Q é calculado pela Equação 8.17.

$$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} \quad (8.17)$$

Em sequência a determinação das formulações de r_k e r_d , calcula-se o coeficiente de ponderação da resistência da amostragem avaliada $\gamma_{M,t}$, conforme o procedimento da EN 1990

(2002), por meio da razão entre essas resistências característica e de cálculo, conforme a apresentado na Equação 8.18:

$$\gamma_{M,t} = \frac{r_k}{r_d} \quad (8.18)$$

Para as alvenarias de solo-cimento estudadas, obteve-se $\gamma_{M,t} = 1,1471$. Contudo, conforme estabelecido pelo Eurocode 6 (2005), o valor de γ_M é padronizado como 2,00 para esse tipo de alvenaria, sendo este também o valor recomendado pela NBR 16868-1 (ABNT, 2020) para projetos de alvenaria estrutural. Desta forma, aplicou-se um fator de correção k_k , ajustando a resistência característica (r_k) à aplicação do coeficiente de ponderação em nível de projeto, conforme descrito na Equação 8.19.

$$f_k = k_k \cdot r_k = k_k \cdot (b \cdot e^{(-k_\infty Q - 0,5 \cdot Q^2)}) \cdot g_{rt}(X_m) = 1,4702 g_{rt}(X_m) \quad (8.19)$$

onde fator de correção k_k para alvenarias de solo cimento é determinado por:

$$k_k = \frac{\gamma_M}{\gamma_{M,t}} = 1,7435 \quad (8.20)$$

Dessa forma, para padronizar a formulação da resistência característica segundo a estrutura adotada no Eurocode 6 (2005), a capacidade resistente ao nível característico das alvenarias de solo cimento em juntas argamassa (AC e ARG) pode ser estimada por meio da Equação 8.21:

$$f_k = K_k \cdot f_{cb}^\alpha \cdot f_{cm}^\beta \quad (8.21)$$

onde para alvenarias em solo cimento os expoentes α e β são definidos 0,7532 e 0,2359, respectivamente. Sendo que o parâmetro K_k foi ajustado de forma a considerar os aspectos geométricos da alvenaria e as adaptações do modelo de regressão para representar valores característicos de resistência, conforme a apresentado na Equação 8.22.

$$K_k = 1,7911 \cdot \left(\frac{t_{hm}}{h_b}\right)^{0,0621} \cdot \left(\frac{A_{liq,p}}{A_{Br,p}}\right)^{1,2308} \cdot \left(\frac{L_p}{H_p}\right)^{0,2319} \quad (8.22)$$

9 CONCLUSÕES

9.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este estudo avaliou o comportamento das paredes de alvenaria de solo cimento utilizando abordagens numéricas, estocásticas e analíticas. Foram desenvolvidos modelos numéricos calibrados, foram conduzidos estudos paramétricos e realizada uma análise estocástica mediante Simulação de Monte Carlo para avaliar as incertezas na resposta estrutural. Adicionalmente, aplicou-se regressão linear aos dados provenientes da análise paramétrica.

A simulação numérica forneceu resultados calibrados com base em dados experimentais. Os modelos utilizados, incluindo o modelo constitutivo CDP, a curva de Guo e o modelo de dano de Birtel e Mark foram adequados para representar o comportamento mecânico de pequenas paredes de solo cimento com diferentes tipos de juntas. Embora o modelo numérico desenvolvido tenha simplificações geométrico-mecânicas em comparação às condições reais da análise experimental, ele forneceu uma aproximação válida do comportamento global da estrutura. Os resultados obtidos mostraram que o modelo numérico foi capaz de estimar a capacidade resistente das paredes, os modos de fissuração e a concentração de danos tanto à compressão quanto à tração.

O estudo estocástico apresentou-se eficaz na avaliação do impacto das imperfeições geométricas no comportamento estrutural de pequenas paredes. A inclusão das imperfeições de contato entre os tijolos, juntamente com a consideração da variabilidade das alturas dos tijolos na alvenaria, permitiu a simulação precisa dos modos de falha e do comportamento tensão-deformação das pequenas paredes utilizando cola PVA. Além disso, por meio da estratificação do espaço amostral, foi possível alcançar a convergência em apenas 30 simulações, evidenciando a eficiência da metodologia empregada.

Os estudos paramétricos realizados evidenciaram que a resistência da alvenaria foi muito influenciada pela resistência dos tijolos e, em menor grau, pela resistência da argamassa. Observou-se que, para evitar o risco de fissuração, a resistência da argamassa deve ser superior à 4 MPa, respeitando a razão f_{cm}/f_{cb} de 1,4 para argamassas convencionais e 1,5 para argamassas colantes. Além disso, verificou-se que a espessura das juntas de assentamento

influenciou na resistência final das alvenarias. Contudo, para valores de espessura de juntas superiores à 10 mm, este efeito se tornou menos significativo. A variação do diâmetro dos furos verticais, do comprimento e da largura dos tijolos influenciou significativamente a capacidade resistente das alvenarias. Contudo, apenas o aumento das dimensões externas dos tijolos (comprimento e largura) resultou no aumento da capacidade resistente da alvenaria, uma vez que proporciona acréscimo na área da seção transversal. Por outro lado, o aumento do diâmetro dos furos teve efeito oposto, reduzindo a capacidade resistente devido à diminuição da área efetiva de resistência.

Os dados obtidos da análise paramétrica foram utilizados na técnica de regressão múltipla para proposição de um modelo de cálculo específico para alvenarias de tijolos de solo cimento. Os parâmetros adotados e os coeficientes ajustados demonstraram alta precisão na previsão da capacidade resistente das pequenas paredes de alvenaria de solo cimento, apresentando um coeficiente $R^2 = 0,96$, o que confirma a boa representatividade das formulações propostas, dentro dos limites geométrico-mecânicos avaliados neste estudo. Adicionalmente, os procedimentos estatísticos estabelecidos da EN 1990 (2002) foram aplicados à formulação proposta do modelo de regressão (Equações 8.4), para ajuste do modelo na representação de valores característicos de resistência. A aplicação desse procedimento possibilitou a calibração do modelo de regressão para uma eventual utilização em normas técnicas de dimensionamento de alvenarias de solo cimento.

9.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A análise dos estudos experimentais, numéricos e analíticos desenvolvidos neste trabalho demonstra a necessidade de novas pesquisas para aprofundar o entendimento do comportamento estrutural de pequenas paredes. Dentre as investigações futuras recomendadas, destacam-se:

- Extensão da aplicação da Simulação de Monte Carlo para modelos de paredes com diferentes tipos de juntas de assentamento, incorporando um maior número de imperfeições geométricas e variações nas propriedades dos materiais;

- Expansão do modelo numérico para aplicações em análises de flexão e cisalhamento, visando avaliar a resposta estrutural das alvenarias sob diferentes condições de carregamento;
- Investigações experimentais complementares para validar os modelos numéricos desenvolvidos, ampliando a base de dados para diferentes geometrias e métodos construtivos;
- Aplicação de técnicas avançadas de aprendizado de máquina para aprimorar a predição da capacidade resistente e identificar padrões de falha com maior precisão.

10 REFERÊNCIAS

- ABIKO, Alex Kenya. *Tecnologias apropriadas: tijolos e paredes monolíticas de solo-cimento*. 1980. 107 f. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16868-1** – *Alvenaria estrutural - Parte 1 - Projeto*. Rio de Janeiro, 2020a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16868-3** - *Alvenaria estrutural - Parte 3 - Métodos de ensaio*. Rio de Janeiro, 2020b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13279** - *Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado*. Rio de Janeiro, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8491** – *Tijolo de solo-cimento - Requisitos*. Rio de Janeiro, 2012a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8492** – *Tijolo de solo-cimento*. Rio de Janeiro, 2012b.
- ASTERIS, P. G. *et al.* *Soft computing-based models for the prediction of masonry compressive strength*. **Engineering Structures**, v. 248, p. 113276, 1 dez. 2021.
- ASSIS, J. B. S. *Determinação experimental da resistência à tração na flexão em paredes construídas com blocos encaixáveis de solo-cimento*. 2006. **Tese** (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.
- ASSIS, F. L. *Influência do tipo de junta de assentamento no comportamento mecânico de alvenarias confeccionadas com tijolos ecológicos*. 2024. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2024.
- AYED, Hela Ben; LIMAM, Oualid; AIDI, Mohamed; JELIDI, Ahmed. *Experimental and numerical study of Interlocking Stabilized Earth Blocks mechanical behavior*. **Journal of Building Engineering**, v. 7, p. 207–216, 2016.
- BARBOSA, C. S. *Resistência e deformabilidade de blocos vazados de concreto e suas correlações com as propriedades mecânicas do material constituinte*. 2004. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

BIRTEL, V.; MARK, P. *Parameterised finite element modelling of RC beam shear failure*. In: **ABAQUS Users' Conference**, 2006. p. 95-108.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS EN 772-6**: *Methods of test for masonry units – Part 6: Determination of bending tensile strength of aggregate concrete masonry units*. London, 2001.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **EN 1996-1-1**. Eurocode 6 – *Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. BS 1996, London, BSI, 2005.

BUI, T. L.; BUI, T.T.; BUI, Q.B.; NGUYEN, X.H.; LIMAM, A. *Out-of-plane behavior of rammed earth walls under seismic loading: Finite element simulation*. **Structures**, v. 24, p. 191–208, 1 abr. 2020.

COTTRELL, J. A.; ALI, M.; TATARI, A.; MARTINSON, D. B. *An investigation into the influence of geometry on compressed earth building blocks using finite element analysis*. **Construction and Building Materials**, v. 273, 121997, 1 mar. 2021.

D'ALTRI, A. M.; MIRANDA, S.; CASTELLAZZI, G.; SARHOSIS, V. *A 3D detailed micro-model for the in-plane and out-of-plane numerical analysis of masonry panels*. **Computers & Structures**, [S. l.], v. 206, p. 18-30, nov. 2018.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN 18945:2018** – *Projektierung und Ausführung von Mauerwerkskonstruktionen* [Projeto e execução de estruturas de alvenaria]. Berlin: DIN, 2018.

FAGES, J. M.; TARQUE Ruiz, N.; RODRÍGUEZ-MARISCAL, J. D.; SOLÍS, M. *Calibration of a total strain crack model for adobe masonry based on compression and diagonal compression tests*. **Construction and Building Materials**, v. 352, p. 128965, 17 out. 2022.

FOURIE, J. *Characterisation and evaluation of the mechanical properties of alternative masonry units*. Stellenbosch, South Africa: Stellenbosch University, Faculty of Engineering, 2017. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia Estrutural) – Stellenbosch University, 2017.

FUNDI, S. I.; KALULI, J. W.; KINUTHIA, J. *Performance of interlocking laterite soil block walls under static loading*. **Construction and Building Materials**, v. 171, p. 75-82, 2018.

GHIASSI, B.; VERMELFOORT, A. T.; LOURENÇO, P. B. *Masonry mechanical properties. Em: Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures: From Theory to Application*. [s.l.] **Woodhead Publishing**, 2019. p. 239–261.

GONEN, S.; PULATSU, B.; ERDOGMUS, E.; LOURENÇO, P. B.; SOYOZ, S. *Effects of spatial variability and correlation in stochastic discontinuum analysis of unreinforced masonry walls*. **Construction and Building Materials**, v. 337, p. 127511, 27 jun. 2022.

GUO, Z. *Principles of reinforced concrete*. First edition. USA: **Elsevier**, 2014. 587p

HUAMANI, K. *et al. Experimental and numerical evaluation of a stackable compressed earth block masonry system: Characterization at cyclic shear loads*. **Journal of Building Engineering**, v. 60, p. 105139, 15 nov. 2022.

- JASOLIYA, Dhruvin; UNTAROIU, Alexandrina; UNTAROIU, Costin. *A review of soil modeling for numerical simulations of soil–tire/agricultural tools interaction*. **Journal of Terramechanics**, v. 111, p. 41–64, 2024.
- KASINIKOTA, P.; TRIPURA, D. D. *Prediction of physical-mechanical properties of hollow interlocking compressed unstabilized and stabilized earth blocks at different moisture conditions using ultrasonic pulse velocity*. **Journal of Building Engineering**, v. 48, p. 103961, 1 maio 2022.
- KIPÇAK, F.; ERDİL, B. *Effect of adobe wall shapes and openings on out-of-plane behavior*. **Structures**, v. 77, p. 109090, 2025.
- LEAL, D. F. *Análise experimental e numérica sobre alvenaria estrutural de blocos de concreto, com e sem revestimento, em situação de incêndio*. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.
- LEE, J.; FENVES, G. L. *Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures*. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.
- LOURENÇO, P. B. *Computational strategy for masonry structures*. 1996. Tese (Doutorado) – Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 1996.
- LOURENÇO, P. B.; ROTS, J. G. *Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures*. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 123, n. 7, p. 660–668, jul. 1997.
- LUBLINER, Jacob *et al.* *A plastic-damage model for concrete*. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.
- MA, H.; MA, Q.; GAIRE, P. *Development and mechanical evaluation of a new interlocking earth masonry block*. **Advances in Structural Engineering**, v. 23, n. 2, p. 234–247, 8 ago. 2019. DOI: <https://doi.org/10.1177/1369433219868931>.
- MICCOLI, L.; MÜLLER, U.; FONTANA, P. *Mechanical behaviour of earthen materials: A comparison between earth block masonry, rammed earth and cob*. **Construction and Building Materials**, v. 61, p. 327–339, 30 jun. 2014.
- MOREL, J. C.; PKLA, A.; WALKER, P. *Compressive strength testing of compressed earth blocks*. **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 2, p. 303–309, 1 fev. 2007.
- NALON, G. H. *et al.* *Review of recent progress on the compressive behavior of masonry prisms*. **Construction and Building Materials**, v. 320, p. 126181, 21 fev. 2022.
- NASTRI, E.; TENORE, M.; TODISCO, P. *Calibration of concrete damaged plasticity materials parameters for tuff masonry types of the Campania area*. **Engineering Structures**, v. 283, p. 15, maio 2023.
- OLLER, S. *Masonry-Homogenized Composite*. In: *Numerical Simulation of Mechanical Behavior of Composite Materials*. Lecture Notes on Numerical Methods in Engineering and Sciences. Cham: **Springer International Publishing**, 2014. p. 154–183.
- PARSEKIAN, Guilherme Aris; MEDEIROS, Wallison Angelim. *Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto*. 2. ed. rev. e atual. conforme NBR 16868:2020. São Carlos: **EdUFSCar**, 2021. 147 p. ISBN 978-65-86768-23-7.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. *Projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. 1. ed. São Paulo: **Editora Pini**, 2003. 174 p.

SARHAT, S. R.; SHERWOOD, E. G. *The prediction of compressive strength of ungrouted hollow concrete block masonry*. **Construction and Building Materials**, v. 58, p. 111–121, 15 maio 2014.

SARHOSIS, V.; LEMOS, J. V. *A detailed micro-modelling approach for the structural analysis of masonry assemblages*. **Computers & Structures**, v. 206, p. 66–81, 15 ago. 2018.

SIMULIA (2014). *Software Abaqus 6.14*. Dassault Systemes, USA.

SIPP, G. et al. *Alvenaria de junta fina com utilização de argamassa polimérica – Principais características*. **Workshop De Tecnologia de Processos e Sistemas Construtivos**, Porto Alegre: ANTAC, 2021. p. 1–6, 18 out. 2021.

SHI, T.; ZHANG, X.; HAO, H.; XIE, G. *Influences of random imperfection distribution on the compressive properties of interlocking block wall*. **Structures**, v. 56, p. 104875, 2023.

TARQUE, N. et al. *Rope mesh as a seismic reinforcement for two-storey adobe buildings*. **Bulletin of Earthquake Engineering**, v. 20, n. 8, p. 3863–3888, 1 jun. 2022.

TRIPURA, D., KASINIKOTA, P. *Axial load behavior of unreinforced and reinforced hollow interlocking compressed stabilized earth block masonry walls*. **Construction and Building Materials**, v. 407, 01 dez. 2023. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.133451>.

VILLIERS, W. I. *Computational and experimental modelling of masonry walling towards performance-based standardisation of alternative masonry units for low-income housing*. Stellenbosch, South Africa: Stellenbosch University, Faculty of Engineering, 2019. Tese (Doutorado em Engenharia) – Stellenbosch University, 2019.

YANG, X.; WANG, H. *Strength of Hollow Compressed Stabilized Earth-Block Masonry Prisms*. **Advances in Civil Engineering**, v. 2019, 2019.

WEED, D. A.; TENNANT, A. G.; MOTAMEDI, M. H.; GOURAV, K.; FOSTER, C. D.; REDDY, B. V. V. *Finite element model application to flexural behavior of cement stabilized soil block masonry*. **Materials and Structures**, v. 53, n. 1, p. 61, 2020.

ZHAO, Z.; KWON, S. H.; SHAH, S. P. *Effect of specimen size on fracture energy and softening curve of concrete: Part I. Experiments and fracture energy*. **Cement and Concrete Research**, v. 38, n. 8–9, p. 1049–1060, 1 ago. 2008.

ZHU, F. et al. *Spatial variability and sensitivity analysis on the compressive strength of hollow concrete block masonry wallettes*. **Construction and Building Materials**, v. 140, p. 129–138, 1 jun. 2017.