UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Anderson Albino Ferreira

MODELAGEM COMPUTACIONAL PARA AVALIAÇÃO DO EFEITO DO NÃO PREENCHIMENTO DAS JUNTAS VERTICAIS NA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Natal
2017

Anderson Albino Ferreira

MODELAGEM COMPUTACIONAL PARA AVALIAÇÃO DO EFEITO DO NÃO PREENCHIMENTO DAS JUNTAS VERTICAIS NA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel
Coorientador: Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes

Natal
2017

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Ferreira, Anderson Albino.
Modelagem computacional para avaliação do efeito do não preenchimento das juntas verticais na resistência da alvenaria estrutural / Anderson Albino Ferreira. - 2017.
171 f.: il.

Mestrado (Dissertação) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Natal, RN, 2017.
Orientador: Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel.
Coorientador: Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes.

1. Alvenaria estrutural - Dissertação. 2. Junta vertical não preenchida - Dissertação. 3. Simulação numérica - Dissertação. 4. Método dos elementos finitos - Dissertação. 5. Micro-modelagem simplificada - Dissertação. 6. Elementos de interface - Dissertação. I. Maciel, Daniel Nelson. II. Diógenes, Hidelbrando José Farkat. III. Título.

RN/UF/BCZM CDU 624.012.2

ANDERSON ALBINO FERREIRA

MODELAGEM COMPUTACIONAL PARA AVALIAÇÃO DO EFEITO DO NÃO PREENCHIMENTO DAS JUNTAS VERTICAIS NA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

_____

Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel – Orientador
(UFRN)

_____

Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes – Coorientador
(UFPB)

_____

Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto – Examinador Interno
(UFRN)

_____

Prof.ª Dr.ª Andrea Brasiliano Silva – Examinadora Externa
(UFPB)

Natal, 03 de março de 2017.

MODELAGEM COMPUTACIONAL PARA AVALIAÇÃO DO EFEITO DO NÃO PREENCHIMENTO DAS JUNTAS VERTICAIS NA RESISTÊNCIA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Anderson Albino Ferreira

Orientador: Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel
Coorientador: Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes

RESUMO

A alvenaria é um material compósito, constituído basicamente por unidades e juntas de argamassa (vertical e horizontal), podendo estar associada também a outros materiais, como o aço e o graute. No Brasil, a partir da década de 80, a alvenaria estrutural acabou se consolidando como um sistema construtivo altamente produtivo, racional e econômico devido a características como: simplificação das técnicas de execução, menor diversidade de materiais empregados, redução da mão de obra e rapidez na execução. Em alvenaria estrutural, uma das possibilidades de execução que pode ser explorada é o não preenchimento das juntas verticais, também chamada de juntas secas. A adoção desta prática gera certas vantagens como a diminuição no tempo de execução da obra, a redução do consumo de materiais e a minimização da fissuração provocada pelas deformações intrínsecas, como retração e deformações térmicas. No entanto, apesar de ser empregada a alguns anos no país, as implicações decorrentes de seu uso muitas vezes não têm sido consideradas de forma apropriada nos projetos, isto se deve ao fato de existirem poucas pesquisas que tratam deste assunto. Além disso, as pesquisas existentes, por vezes, apresentam resultados que divergem entre si, principalmente no que se refere à resistência à compressão e ao cisalhamento. Neste trabalho foram efetuadas simulações numéricas de pequenas paredes de unidades cerâmicas e de concreto, com e sem juntas verticais, ensaiadas com as prescrições da NBR 15812-2 (ABNT, 2010), NBR 15961-2 (ABNT, 2011) e

NBR 14321 (ABNT, 1999), com a finalidade de avaliar a influência do não preenchimento das juntas verticais na resistência à compressão e ao cisalhamento da alvenaria. Para a realização das análises numéricas foi utilizado o Método dos Elementos Finitos a partir do *software* DIANA®. De acordo com os resultados numéricos obtidos nos modelos em compressão, e da comparação entre estes e os resultados experimentais, foi possível concluir que a ausência das juntas verticais não influenciou na resistência à compressão da alvenaria. Contudo, a partir dos resultados obtidos nos modelos em cisalhamento, conclui-se que não foi possível avaliar quantitativamente a influência das juntas verticais na resistência ao cisalhamento da alvenaria.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural, junta vertical não preenchida, simulação numérica, método dos elementos finitos, micro-modelagem simplificada, modelos constitutivos, elementos de interface.

COMPUTATIONAL MODELING FOR EVALUATION OF THE NON-FILL EFFECT OF VERTICAL JOINTS IN THE STRENGTH OF STRUCTURAL MASONRY

Anderson Albino Ferreira

Advisor: Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel
Coadvisor: Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes

ABSTRACT

Masonry is a composite material, consisting basically of units and mortar joints (vertical and horizontal), and may also be associated with other materials, such as steel and grout. In Brazil, from the 1980s, structural masonry consolidated itself as a highly productive, rational and economical construction system due to characteristics as: simplification of execution techniques, less diversity of materials employed, reduction of labor and speed execution. In structural masonry, one of the execution possibilities that can be explored is the non-filling of vertical joints, also called dry joints. The adoption of this practice generates certain advantages as the reduction in the execution time of the construction, the reduction of the consumption of materials and the minimization of the cracking caused by the intrinsic deformations, such as retraction and thermal deformations. However, despite be employed to some years in country, the implications of its use often has been not properly considered in the projects, this is due to the fact that there is few research that deals with this subject. Moreover, the existing researches sometimes present results that diverge from each other, mainly with respect to the resistance to compression and shear. In this work, numerical simulations of small walls of ceramic and concrete units, with and without vertical joints, tested with the requirements of NBR 15812-2 (ABNT, 2010), NBR 15961-2 (ABNT, 2011) and NBR 14321 (ABNT, 1999). The purpose of this work was to evaluate the influence of non-filling of vertical joints on the compressive strength and

shear strength of the masonry. For the numerical analyzes, the Finite Element Method was used from DIANA® software. According to the numerical results obtained in the models in compression, and the comparison between these and the experimental results, it was possible to conclude that the absence of the vertical joints did not influence the compressive strength of the masonry. However, from the results obtained in the shear models, it was concluded that it was not possible to quantitatively evaluate the influence of the vertical joints on the shear strength of the masonry.

Keywords: Structural masonry, unfilled vertical joint, numerical simulation, finite element method, simplified micro-modeling, constitutive models, interface elements.

“Consagre ao Senhor tudo o que você faz, e os seus planos serão bem-sucedidos. ”
Provérbios 16:3

AGRADECIMENTOS

À Deus, pelo Seu cuidado em minha vida e por me dar força e sabedoria para concluir mais essa etapa.

À minha esposa, Jhardanny Brenda, pelo amor, carinho, compreensão e auxílio dedicados a mim durante toda essa jornada.

Aos meus pais, Walmir Fernandes e Elizabete Albino, pelo amor, educação e ensinamentos que me deram ao longo da vida e que fizeram de mim o que sou hoje.

Aos meus irmãos, Leandro Albino e Ellen Pessoa, aos meus sogros João Batista e Maria Ângela, às minhas cunhadas Jhardianny Glenda, Jhoycy Anny e Késia Luna, aos amigos Renato Silva, Lucas Herculano, Thiago Morais, Bruno Olímpio, Thayná Braga, Arthur da Silva, Lucas Teixeira, Rayanne Nayara, Winderson Rógenes, Joyce Palhares, Arthur de Jesus e Kallynne P. pelo carinho, amizade e incentivo durante este desafio.

À minha filha Letícia Albino que, mesmo não tendo nascido ainda, me motiva a ser uma pessoa cada vez melhor.

A todos os professores do PEC que contribuíram na minha formação durante esse período, em especial, aos meus orientadores Prof. Dr. Daniel Nelson Maciel e Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes, por serem mais que orientadores, verdadeiros amigos.

Ao Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto, Profª. Orieta Soto Izquierdo e a MSc. Larissa de Almeida Miranda pelas contribuições feitas a esta pesquisa.

À Fundação de Apoio à Pesquisa do RN (FAPERN) e a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de estudos concedida.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS xiv

LISTA DE TABELAS xxii

LISTA DE SÍMBOLOS xxiii

CAPÍTULO 1 - Introdução 1

1.1 Justificativa 2

1.2 Objetivos da pesquisa 3

1.2.1 Objetivo geral 3

1.2.2 Objetivos específicos 3

1.3 Organização do Trabalho 3

CAPÍTULO 2 - Alvenaria Estrutural e Seus Componentes 5

2.1 Histórico e Evolução da Alvenaria 5

2.2 Evolução dos Materiais da Alvenaria 8

2.2.1 Unidades 10

2.2.1.1 Blocos Cerâmicos 11

2.2.1.2 Blocos de Concreto 12

2.2.2 Junta de argamassa 13

2.3 Comportamento Mecânico e Propriedades da Alvenaria e Seus Componentes 15

2.3.1 Comportamento Mecânico e Propriedades das Unidades e da Junta 15

2.3.2 Comportamento Mecânico e Propriedades da Interface Unidade/Junta 18

2.3.3 Comportamento Mecânico e Propriedades da Alvenaria 24

2.4 Influência do Não Preenchimento da Junta Vertical 27

2.4.1 Cavalheiro *et al.* (2000) 27

2.4.2 Santos (2001) 29

2.4.3 Passos *et al.* (2002) 32

2.4.4 Capozucca (2002) 33

2.4.5 Vilató (2004) 34
2.4.6 Gomes (2008) 37
2.4.7 Haach (2009) 38
2.4.8 Miranda (2012) 40
2.5 Mecanismos de Ruptura Usual 41
2.6 Comentários do Capítulo 42
CAPÍTULO 3 - Modelagem Numérica em Alvenaria Estrutural 46
3.1 Considerações Iniciais 46
3.2 Técnicas de Modelagem das Estruturas de Alvenaria 46
3.2.1 Micro-modelagem Detalhada 47
3.2.2 Micro-modelagem Simplificada 48
3.2.3 Macro-modelagem 49
3.3 Aspectos da Micro-modelagem 50
3.4 Modelos Constitutivos para Micro-modelagem 51
3.5 Trabalhos Sobre Análise Numérica da Alvenaria Estrutural 52
3.5.1 Santos (2001) 53
3.5.2 Gomes (2001) 55
3.5.3 Peleteiro (2002) 57
3.5.4 Nascimento Neto (2003) 60
3.5.5 Capuzzo Neto (2005) 64
3.5.6 Freitas (2008) 68
3.5.7 Haach (2009) 71
3.5.8 Mata (2011) 75
3.5.9 Oliveira (2014) 77
3.5.10 Santos (2014) 82
3.5.11 Izquierdo (2015) 86
CAPÍTULO 4 - Modelagem Numérica das Pequenas Paredes 92

4.1 Considerações Iniciais 92
4.2 Descrição dos Modelos Desenvolvidos 93
4.3 Elementos Finitos Adotados 95
4.4 Discretização dos Modelos Numéricos 97
4.4.1 Modelos em Compressão 100
4.4.2 Modelos em Cisalhamento 101
4.5 Modelos Constitutivos e Parâmetros Adotados 102
4.5.1 Unidades Cerâmicas e de Concreto 103
4.5.1.1 Parâmetros das Unidades Não Grauteadas 105
4.5.1.2 Parâmetros das Unidades Grauteadas 108
4.5.2 Fissura Potencial da Unidade 113
4.5.2.1 Parâmetros da Fissura Potencial das Unidades 114
4.5.3 Junta de Argamassa e Interfaces Unidade/Junta 115
4.5.3.1 Parâmetros da Junta de Argamassa e Interfaces Unidade/Junta 116
4.6 Condições de Contorno e Carregamento 122
4.6.1 Ensaio de Compressão 122
4.6.2 Ensaio de Cisalhamento 124
4.7 Estudo de Sensibilidade dos Parâmetros da Análise Numérica 127
4.7.1 Método de Solução 127
4.7.2 Critério de Convergência e Tolerância 132
4.7.3 Incremento de Deslocamento 134
CAPÍTULO 5 - Resultados e Análises 138
5.1 Considerações Iniciais 138
5.2 Ensaios de Compressão em Pequenas Paredes Cerâmicas 139
5.2.1 Resultados Numéricos - Modelo I (C-CER-CJV) x Modelo II (C-CER-SJV) 139
5.2.2 Comparação entre os Resultados Numéricos e Experimentais 141
5.2.2.1 Modelo I – C-CER-CJV 141
5.2.2.2 Modelo II – C-CER-SJV 143

5.3 Ensaios de Compressão em Pequenas Paredes de Concreto 144
5.3.1 Resultados Numéricos - Modelo III (C-CON-CJV) x Modelo IV (C-CON-SJV) 144
5.3.2 Comparação entre os Resultados Numéricos e Experimentais 147
5.3.2.1 Modelo III – C-CON-CJV 147
5.4 Ensaios de Cisalhamento em Pequenas Paredes Cerâmicas 148
5.4.1 Resultados Numéricos - Modelo V (CI-CER-CJV) x Modelo VI (CI-CER-SJV) 148
5.4.2 Comparação entre os Resultados Numéricos e Experimentais 151
5.4.2.1 Modelo V – CI-CER-CJV 151
5.4.2.2 Modelo VI – CI-CER-SJV 152
5.5 Ensaios de Cisalhamento em Pequenas Paredes de Concreto 153
5.5.1 Resultados Numéricos - Modelo VII (CI-CON-CJV) x Modelo VIII (CI-CON-SJV) 153
5.6 Análise Paramétrica 155
5.6.1 Modelos em Compressão 155
5.6.2 Modelos em Cisalhamento 158
CAPÍTULO 6 - Conclusões 162
6.1 Recomendações para Trabalhos Futuros 165
Referências Bibliográficas 166

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Construções antigas em alvenaria: (a) Catedral de Notre Dame (Paris-1250); (b) Muralha da China (China-1644) 5
Figura 2.2 – Edifício Monadnock 6
Figura 2.3 – Conjunto Central Parque da Lapa: (a) edifício com quatro pavimentos; (b) edifício com doze pavimentos 7
Figura 2.4 – Composição da alvenaria ao longo dos anos 9
Figura 2.5 – Tipos de unidades: (a) tijolo maciço; (b) tijolo perfurado; (c) bloco vazado 10
Figura 2.6 – Blocos Cerâmicos 11
Figura 2.7 – Blocos de Concreto 13
Figura 2.8 – Posicionamento das juntas verticais e horizontais: (a) assentamento parcial; (b) assentamento total 14
Figura 2.9 – Diagrama tensão x deformação característico de materiais semi-frágeis submetidas à tração, representativo do comportamento de amostras de unidades ou de argamassa 16
Figura 2.10 – Diagrama tensão x deformação característico de materiais semi-frágeis submetidas à compressão, representativo do comportamento de amostras de unidades ou de argamassa 16
Figura 2.11 – Comportamento da interface à tração: (a) ensaio de ruptura por tração; (b) diagrama tensão (σ) x deslocamento normal da interface (u_n) e energia de fratura do modo I (G_f^I) 19
Figura 2.12 – Comportamento da interface sob cisalhamento: (a) ensaio de ruptura por cisalhamento; (b) diagrama tensão de cisalhamento (τ) x deslizamento da interface (u_s), onde σ indica a tensão de confinamento e c_r a coesão residual 19
Figura 2.13 – Energia de fratura do modo de ruptura II (G_f^{II}) x Tensão de confinamento (σ) 20
Figura 2.14 – Superfície de ruptura de Coulomb: relação entre tensão de cisalhamento (τ) e a tensão de compressão (σ) 21

Figura 2.15 – Definição dos ângulos de atrito e dilatância: (a) Lei de atrito de Coulomb, com a coesão (c), ângulo de atrito inicial (ϕ_0) e residual (ϕ_r); (b) ângulo de dilatância (Ψ), onde u_n é o deslocamento normal e u_s é o deslocamento de cisalhamento (ou deslizamento)..... 22
Figura 2.16 – Comportamento da dilatância: (a) tangente do ângulo de dilatância ($\tan\Psi$) em função do nível de tensão de confinamento (σ); (b) relação entre o deslocamento normal (u_n) e o deslocamento tangencial (u_s) sob carregamento..... 23
Figura 2.17 – Região da interface entre argamassa e unidade 24
Figura 2.18 – Comportamento do prisma: (a) prisma sob compressão; (b) comportamento da alvenaria para E_u/E_a > 1; (c) comportamento da alvenaria para E_u/E_a < 1 25
Figura 2.19 – Tensão de tração nas unidades que caracteriza a ruptura do prisma. 26
Figura 2.20 – Diagrama tensão (σ_c) x deformação (κ) de prismas sob compressão 26
Figura 2.21 – Esquema de ensaio de compressão diagonal em paredes de alvenaria 28
Figura 2.22 – Posicionamento das juntas verticais e horizontais em pequenas paredes sob compressão diagonal: (a) série de pequenas paredes com juntas verticais preenchidas; (b) série de pequenas paredes com juntas verticais secas 29
Figura 2.23 – Esquema de ensaio de cisalhamento em paredes de alvenaria: método Racking Test..... 31
Figura 2.24 – Estruturas testadas: (a) vista frontal; (b) planta baixa; (c) configuração do ensaio 32
Figura 2.25 – Esquema de ensaio de compressão em paredes de alvenaria segundo a NBR 8949 (1985) 33
Figura 2.26 – Fluxograma de ensaios para avaliar a resistência à compressão..... 35
Figura 2.27 – Fluxograma de ensaios para avaliar a resistência ao cisalhamento de pequenas paredes com nível de pré-compressão mantido constante 35
Figura 2.28 – Fluxograma de ensaios para avaliar a resistência ao cisalhamento de paredes variando o nível de pré-compressão 36
Figura 2.29 – Blocos de concreto utilizados nos ensaios 37
Figura 2.30 – Geometria das unidades de concreto utilizadas: (a) com três vazados internos; (b) com dois vazados internos..... 39
Figura 2.31 – Modo de ruptura das pequenas paredes submetidas à compressão: (a) com junta vertical; (b) sem junta vertical 41

Figura 2.32 – Modo de ruptura das pequenas paredes submetidas ao cisalhamento: (a) com junta vertical; (b) sem junta vertical 42
Figura 3.1 – Micro-modelagem detalhada 47
Figura 3.2 – Micro-modelagem simplificada 48
Figura 3.3 – Macro-modelagem 49
Figura 3.4 – Mecanismos de ruptura da alvenaria: (a) tração direta na junta; (b) escorregamento da junta; (c) fissuração da unidade por tração; (d) fissuração diagonal da unidade; (e) esmagamento da alvenaria 51
Figura 3.5 – Discretização da malha utilizada no modelo computacional 53
Figura 3.6 – Elementos finitos utilizados na discretização dos prismas: (a) elemento sólido de 20 nós; (b) elemento de interface de 16 nós 56
Figura 3.7 – Discretização adotada para as pequenas paredes 58
Figura 3.8 – Representação dos painéis ensaiados: (a) painel isolado com armadura vertical e graute; (b) painel com abertura de porta, armadura vertical e graute (c) painel com abertura de janela, armadura vertical e graute 60
Figura 3.9 – Configuração da unidade: (a) vazada com espessura nominal; (b) maciça com espessura equivalente 61
Figura 3.10 – Tipos de corpos-de-prova de cisalhamento em escala reduzida: (a) sem cinta de amarração; (b) com cinta de amarração no topo; (c) com cinta de amarração intermediária 65
Figura 3.11 – Tipos de painéis ensaiados: (a) painel H1 sem laje de topo; (b) painel H2 com laje de topo; (c) painel H2 com dois pavimentos 67
Figura 3.12 – Discretização dos elementos executados com unidades de concreto: (a) prismas de duas unidades; (b) prismas de três unidades; (c) miniparedes 69
Figura 3.13 – Elementos estruturais analisados: (a) geometria da parede; (b) malha representativa da parede; (c) geometria da viga; (d) malha representativa da viga .. 71
Figura 3.14 – Painel de contraventamento analisado: (a) geometria; (b) malha 76
Figura 3.15 – Disposição geral dos painéis de unidades cerâmicas com ligação direta: (a) vista frontal; (b) vista superior das fiadas 1, 3 e 5; (c) vista superior das fiadas 2 e 4 78
Figura 3.16 – Disposição geral dos painéis de unidades cerâmicas com ligação indireta: (a) vista frontal; (b) vista superior das fiadas 1, 3 e 5; (c) vista superior das fiadas 2 e 4 78

Figura 3.17 – Elementos utilizados na discretização dos painéis “H”: (a) elemento sólido HX24L; (b) elemento de interface Q24IF; (c) elemento de viga L12BE 79
Figura 3.18 – Molas consideradas na representação da interface unidade/junta de elementos do tipo Q8: (a) simulação da rigidez normal da interface; (b) simulação da rigidez tangencial da interface 83
Figura 3.19 – Esquema de vinculação de graus de liberdade dos nós escravos ao nó mestre 84
Figura 3.20 – Elemento estrutural analisado 84
Figura 3.21 – Estudo de convergência no ponto analisado: (a) curva deslocamento em *x versus* discretização do meio bloco; (b) curva deslocamento em *y versus* discretização do meio bloco 85
Figura 3.22 – Esquema dos ensaios efetuados: (a) “*push-out*”; (b) “*pull-out*” 87
Figura 3.23 – Elementos utilizados na discretização dos modelos com unidades de concreto: (a) elemento sólido TE12L; (b) elemento de interface T18IF 88
Figura 3.24 – Modelo numérico do ensaio “*push-out*”: (a) para unidades cerâmicas; (b) para unidades de concreto 89
Figura 3.25 – Modelo numérico do ensaio “*pull-out*”: (a) para unidades cerâmicas; (b) para unidades de concreto 90
Figura 4.1 – Fluxograma das etapas executadas na modelagem computacional de estruturas 92
Figura 4.2 – Sequência das simulações numéricas: (a) ensaios de compressão; (b) ensaios de cisalhamento. 94
Figura 4.3 – Esquema de ensaios em pequenas paredes para a determinação: (a) da resistência à compressão; (b) da resistência ao cisalhamento 94
Figura 4.4 – Tipologia do elemento CQ16M 95
Figura 4.5 – Elemento CL12I: (a) tipologia; (b) graus de liberdade 96
Figura 4.6 – Exemplo de discretização de modelo básico com elementos CL12I e CQ16M 99
Figura 4.7 – Malha de elementos finitos definida para uma unidade 99
Figura 4.8 – Malha da pequena parede no ensaio de compressão: (a) com junta vertical preenchida (representativo dos modelos C-CER-CJV e C-CON-CJV); (b) sem junta vertical preenchida (representativo dos modelos C-CER-SJV e C-CON-SJV). 100

Figura 4.9 – Malha da pequena parede no ensaio de cisalhamento: (a) com junta vertical preenchida (representativo dos modelos CI-CER-CJV e CI-CON-CJV); (b) sem junta vertical preenchida (representativo dos modelos CI-CER-SJV e CI-CON-SJV). 101
Figura 4.10 – Comportamento pré-definido pelo modelo de Deformação Total com Fissuras Fixas: (a) curva tensão x deformação – tração exponencial; (b) curva tensão x deformação – compressão parabólica; (c) curva tensão cisalhante x distorção... 104
Figura 4.11 – Ensaio de resistência à compressão em unidades: (a) cerâmicas; (b) de concreto. 105
Figura 4.12 – Ensaio de resistência à tração indireta em unidades cerâmicas: (a) configuração do ensaio; (b) esquema de aplicação da carga na unidade. 106
Figura 4.13 – Ensaio de resistência à tração indireta em unidades de concreto: (a) configuração do ensaio; (b) esquema de aplicação da carga na unidade. 107
Figura 4.14 – Bloco grauteado de dimensões (l x h x c) submetido à compressão: (a) vista superior; (b) corte. 109
Figura 4.15 – Ensaio de resistência à compressão de corpo de prova de graute... 112
Figura 4.16 – Ensaios para a determinação da área líquida: (a) determinação da massa aparente da unidade; (b) determinação da massa saturada da unidade..... 112
Figura 4.17 – Lei de amolecimento exponencial na tração que relaciona as tensões de tração (t_n) e os deslocamentos relativos (Δu_n) no modelo de fissuração discreta.. 114
Figura 4.18 – Superfície de ruptura do modelo constitutivo combinado: tensão de cisalhamento (τ) x tensão normal (σ). 116
Figura 4.19 – Esquema do ensaio *Bond Wrench*: (a) vista superior; (b) vista lateral. 117
Figura 4.20 – Ensaio de tração na flexão de juntas de argamassa (*Bond Wrench*): (a) antes da ruptura; (b) após a ruptura. 117
Figura 4.21 – Esquema do ensaio de cisalhamento direto da junta de assentamento adotado pela EM 1052-3:2002 118
Figura 4.22 – Ensaio de cisalhamento direto da junta de assentamento: (a) primas de unidades de concreto; (b) prismas de unidades cerâmicas. 118
Figura 4.23 – Ensaio de resistência à compressão em prismas: (a) de unidades cerâmicas; (b) de unidades de concreto..... 120
Figura 4.24 – Condições de apoio da base da pequena parede. 123

Figura 4.25 – Condições de vinculação e aplicação de carga no topo da pequena parede. 124
Figura 4.26 – Condições de apoio na unidade inferior esquerda da pequena parede. 125
Figura 4.27 – Condições de vinculação e aplicação de carga na unidade superior direita das pequenas paredes. 126
Figura 4.28 – Diagramas força x deslocamento do modelo C-CER-SJV para diferentes métodos de solução. 128
Figura 4.29 – Diagramas força x deslocamento resultantes do modelo CI-CER-SJV para diferentes métodos de solução. 129
Figura 4.30 – Diagramas força x deslocamento do modelo C-CER-SJV para diferentes valores de tolerância. 134
Figura 4.31 – Diagramas força x deslocamento resultantes do modelo CI-CER-SJV para diferentes valores de tolerância. 134
Figura 4.32 – Diagramas força x deslocamento do modelo C-CER-SJV para diferentes incrementos de deslocamento. 135
Figura 4.33 – Diagramas força x deslocamento resultantes do modelo CI-CER-SJV para diferentes incrementos de deslocamento. 136
Figura 5.1 – Diagramas tensão x deformação dos modelos numéricos de pequenas paredes cerâmicas com e sem juntas verticais preenchidas. 139
Figura 5.2 – Tensões principais máximas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo C-CER-CJV; (b) do modelo C-CER-SJV 140
Figura 5.3 – Tensões principais mínimas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo C-CER-CJV; (b) do modelo C-CER-SJV. 141
Figura 5.4 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos referente ao modelo C-CER-CJV: (a) diagramas tensão x deformação; (b) valores de tensão de ruptura 142
Figura 5.5 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos referente ao modelo C-CER-SJV: (a) diagramas tensão x deformação; (b) valores de tensão de ruptura 143
Figura 5.6 – Diagramas tensão x deformação dos modelos numérico de pequenas paredes de concreto com e sem juntas verticais preenchidas 145
Figura 5.7 – Tensões principais máximas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo C-CON-CJV; (b) do modelo C-CON-SJV 145

Figura 5.8 – Tensões principais mínimas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo C-CON-CJV; (b) do modelo C-CON-SJV 146
Figura 5.9 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos referente ao modelo C-CON-CJV: (a) diagramas tensão x deformação; (b) valores de tensão de ruptura 147
Figura 5.10 – Diagramas tensão cisalhante x distorção dos modelos numéricos de pequenas paredes cerâmicas com e sem juntas verticais 148
Figura 5.11 – Tensões principais máximas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo CI-CER-CJV; (b) do modelo CI-CER-SJV 150
Figura 5.12 – Tensões principais mínimas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo CI-CER-CJV; (b) do modelo CI-CER-SJV 150
Figura 5.13 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos referente ao modelo CI-CER-CJV: (a) diagramas tensão cisalhante x distorção; (b) valores de tensão de ruptura 151
Figura 5.14 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos referente ao modelo CI-CER-SJV: (a) diagramas tensão cisalhante x distorção; (b) valores de tensão de ruptura 153
Figura 5.15 – Diagramas tensão cisalhante x distorção dos modelos numéricos de pequenas paredes de unidades de concreto com e sem juntas verticais 154
Figura 5.16 – Tensões principais máximas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo CI-CON-CJV; (b) do modelo CI-CON-SJV 154
Figura 5.17 – Tensões principais mínimas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo CI-CON-CJV; (b) do modelo CI-CON-SJV 155
Figura 5.18 – Análise paramétrica: (a) diagramas numéricos de tensão x deformação do modelo C-CER-CJV para diferentes valores de k_n; (b) diagramas experimentais e numérico de tensão x deformação do modelo C-CER-CJV para k_n 15 vezes superior ao valor original; (c) diagramas numéricos de tensão x deformação do modelo C-CER-CJV para diferentes valores de k_t. 157
Figura 5.19 – Análise paramétrica: (a) diagramas numéricos de tensão x distorção do modelo CI-CER-CJV para diferentes valores de f_{v0} e $\tan\varphi_0$; (b) diagramas experimentais e numérico de tensão x distorção do modelo CI-CER-CJV para valores de f_{v0} e $\tan\varphi_0$ prescritos pela BS 5628:2005 159

Figura 5.20 – Análise paramétrica: (a) diagramas numéricos de tensão x distorção do modelo CI-CER-SJV para diferentes valores de f_{v0} e $\tan\varphi_0$; (b) diagramas experimentais e numérico de tensão x distorção do modelo CI-CER-SJV para valores de f_{v0} e $\tan\varphi_0$ prescritos pela BS 5628:2005. 160
Figura 5.21 – Análise paramétrica: (a) diagramas numéricos de tensão x distorção dos modelos CI-CER-SJV e CI-CER-SJV para valores de f_{v0} e $\tan\varphi_0$ de acordo com a BS 5628:2005. 161

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Quadro comparativo entre as pesquisas desenvolvidas acerca do comportamento da alvenaria à compressão. 43
Tabela 2.2 – Quadro comparativo entre as pesquisas desenvolvidas acerca do comportamento da alvenaria ao cisalhamento. 44
Tabela 3.1 – Características dos prismas modelados por Gomes (2001). 55
Tabela 4.1 – Propriedades da unidade não grauteada para os modelos Elástico Linear Isotrópico e Deformação Total com Fissuras Fixas. 108
Tabela 4.2 – Propriedades do bloco grauteado para o modelo constitutivo Elástico Linear Isotrópico. 113
Tabela 4.3 – Propriedades da fissura potencial da unidade para os modelos Linear Elástico de Interface e Fissuração Discreta.. 115
Tabela 4.4 – Propriedades da interface unidade/junta para o modelo Linear Elástico de Interface e modelo Combinado 121
Tabela 4.5 – Tensões máximas de cisalhamento (τ_{max}) e tensões normais de compressão (σ) atuantes na interface unidade/junta no modelo CI-CER-SJV para os diferentes métodos de cálculo, em MPa. 131
Tabela 4.6 – Resistência ao cisalhamento da interface unidade/junta (τ_u) no modelo CI-CER-SJV para os diferentes métodos de cálculo, em MPa.. 132

LISTA DE SÍMBOLOS

C_s – Fator de controle das tensões de cisalhamento

E – Módulo de elasticidade

E_a – Módulo de elasticidade da argamassa

E_u – Módulo de elasticidade da unidade

$G_c \; e \; G_{fc}$ – Energia de fratura na compressão

G_f – Energia de fratura

G_f^I – Energia de fratura na tração – Modo de ruptura I

G_f^{II} – Energia de fratura no cisalhamento – Modo de ruptura II

f_c – Resistência à compressão

f_t – Resistência à tração

$f_{v0} \; ou \; c$ – Resistência ao cisalhamento inicial; coesão

k_n – Rigidez normal da interface

k_t – Rigidez tangencial da interface

u_p – Deslocamento normal plástico

v_p – Deslocamento tangencial plástico

β – Fator de retenção de cisalhamento

σ_u – Tensão de pré-compressão quando a dilatância é nula

ϕ_0 – Ângulo de atrito interno inicial

ϕ_r – Ângulo de atrito interno residual

Ψ – Ângulo de dilatância

δ – Coeficiente de degradação da dilatância

σ – Tensão de pré-compressão

τ – Tensão de cisalhamento

v – Coeficiente de Poisson

κ – Deformação plástica

κ_p – Deformação plástica equivalente

CAPÍTULO 1

Introdução

No Brasil, o processo construtivo em alvenaria estrutural teve início no fim da década de 60 (Gomes, 2001), contudo, foi a partir da década de 80 que este sistema acabou se consolidando no país como um sistema construtivo altamente produtivo, racional e econômico, devido a características como: simplificação das técnicas de execução, menor diversidade de materiais empregados, redução da mão de obra e rapidez na execução. Isso foi possível devido à grande quantidade de pesquisas desenvolvidas nesse período, relacionadas tanto com o comportamento estrutural da alvenaria – visando o desenvolvimento de normas técnicas – quanto com o aumento da produtividade, da qualidade dos materiais e do custo/benefício do sistema.

Desde então, este sistema construtivo tem se consagrado no país, principalmente, como solução para construção de habitações de interesse popular, uma vez que o déficit habitacional ainda é grande no país (Miranda, 2012).

Com a difusão da alvenaria estrutural, mudanças em seu processo construtivo vem ocorrendo, uma delas é a execução da alvenaria sem o preenchimento das juntas verticais. Segundo Vilató (2004), esta técnica foi introduzida no mercado brasileiro em 1991 com o processo construtivo denominado EPUSP-ENCOL, desenvolvido a partir de pesquisas realizadas pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) em parceria com a construtora ENCOL. Neste processo construtivo, a técnica de não preenchimento da junta vertical tinha como principal objetivo reduzir a possibilidade de ocorrência de manifestações patológicas decorrentes de movimentações de origem térmica e higroscópica.

A partir das pesquisas que originaram o processo construtivo EPUSP-ENCOL verificou-se que, mesmo sendo esperada uma redução na resistência ao cisalhamento ou flexão da alvenaria, a técnica de não preenchimento da junta vertical não causaria nenhum prejuízo ao processo construtivo desenvolvido, uma vez que o limite de altura

dos edifícios neste processo era de 8 pavimentos, onde a compressão é a solicitação predominante.

Desde então esta técnica se difundiu no mercado, sendo usada por diversas empresas, no entanto, em muitas destas, seu emprego ocorreu sem que as implicações decorrentes do contexto de sua utilização fossem consideradas nos projetos (Miranda, 2012).

Ao se observar a literatura, verifica-se que as pesquisas que tratam desse assunto apresentam, por vezes, conclusões conflitantes acerca da influência da utilização desta técnica no comportamento da alvenaria, principalmente no que se refere à resistência à compressão e ao cisalhamento.

É nesse contexto que este trabalho procura abordar, dentro de um enfoque numérico-computacional, a influência do não preenchimento da junta vertical na alvenaria estrutural.

1.1 Justificativa

O fato da alvenaria estrutural ser um material constituído por unidades e juntas de argamassa, podendo estar associada também ao aço e ao graute, faz com que o mesmo apresente propriedades mecânicas anisotrópicas, o que torna complexa a análise do comportamento dessas estruturas.

Associado a isto, a utilização de novas técnicas de execução, como o não preenchimento das juntas verticais, tem gerado divergências quanto ao entendimento do comportamento estrutural da alvenaria.

Em razão disso, fica evidente a necessidade do desenvolvimento de pesquisas que avaliem a influência da utilização dessa técnica no comportamento da alvenaria estrutural, contribuindo desta maneira para uma melhor compreensão acerca do assunto, possibilitando sua consideração de forma adequada na elaboração de projetos em alvenaria. Além disso, a adoção da modelagem numérica como ferramenta de investigação se apresenta bastante adequada, já que são poucas as pesquisas que tratam deste assunto no âmbito computacional.

1.2 Objetivos da pesquisa

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo avaliar o efeito do não preenchimento das juntas verticais na resistência à compressão e ao cisalhamento de pequenas paredes constituídas por unidades cerâmicas e de concreto. Esta avaliação será feita por meio de simulações computacionais executadas no software DIANA®, a partir de modelos numéricos desenvolvidos segundo as prescrições estabelecidas pela NBR 15812-2 (ABNT, 2010), NBR 15961-2 (ABNT, 2011) e NBR 14321 (ABNT, 1999).

1.2.2 Objetivos específicos

- Identificar, na literatura, as propriedades mecânicas necessárias para a modelagem computacional das pequenas paredes;
- Desenvolver modelos computacionais que permitam, por meio de simulações numéricas, representar adequadamente o comportamento das pequenas paredes tanto à compressão quanto ao cisalhamento;
- Analisar, a partir dos valores obtidos numericamente, a influência do não preenchimento da junta vertical na resistência das pequenas paredes de unidades cerâmicas e de concreto;
- Comparar os resultados numéricos obtidos com os resultados experimentais contidos na literatura, a fim de validar os modelos desenvolvidos.

1.3 Organização do Trabalho

Este trabalho está descrito em seis capítulos. O capítulo 1 consiste na introdução, justificativa e objetivos.

No capítulo 2 é descrita a evolução histórica da alvenaria e seus componentes, em seguida apresenta-se o comportamento mecânico das estruturas em alvenaria e dos seus componentes e finalmente são apresentados resultados e conclusões obtidas por diversos pesquisadores sobre o tema de estudo deste trabalho.

No capítulo 3 descreve-se as técnicas de modelagem numérica aplicadas à alvenaria estrutural, bem como suas respectivas características. Também são apresentadas considerações e características de análises numéricas em alvenaria estrutural realizadas por diversos autores, bem como suas respectivas conclusões.

No capítulo 4 são descritas todas as características adotadas para o desenvolvimento dos modelos numéricos de pequenas paredes no software DIANA®, como: tipos de elementos finitos, modelos constitutivos, condições de contorno e carregamento, método de solução, critério de convergência e descrição das propriedades utilizadas.

No capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos a partir das simulações numéricas dos modelos desenvolvidos no software DIANA®, em seguida esses resultados são analisados e posteriormente comparados com os resultados experimentais obtidos na literatura.

Finalmente, no capítulo 6 são apresentadas as conclusões da pesquisa e as sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

Alvenaria Estrutural e Seus Componentes

2.1 Histórico e Evolução da Alvenaria

A história mostra que grande parte das edificações construídas pelo homem foi feita em alvenaria. Tais edificações foram erguidas à base da intuição e da experiência prévia, porém continuam existindo após séculos, constituindo uma enorme herança histórica à humanidade. Construções da antiguidade como o Ziggurat mesopotâmico em Ur (2600 a.C.), a Grande Pirâmide de Quéops no Egito (2580 a.C.), e outras mais modernas como a Catedral de Estrasburgo na França (1439), são marcos da história e símbolos da engenharia em alvenaria estrutural. Na Figura 2.1 são apresentadas algumas dessas construções antigas em alvenaria.

(a) (b)

Figura 2.1 – Construções antigas em alvenaria: (a) Catedral de Notre Dame (Paris-1250); (b) Muralha da China (China-1644). **Fonte:** Castro (2015).

Por volta do século XVII, a alvenaria estrutural passou a ser tratada como uma tecnologia de construção civil, embora os projetos ainda fossem elaborados de acordo

com métodos empíricos de cálculo, o que continuou a acontecer até meados do século XX (Hendry, 2002). Neste período foram construídos edifícios de maior porte com grande espessura de paredes, como por exemplo o edifício Monadnock em Chicago, com 65 metros de altura (16 pavimentos) e paredes do térreo com espessura de aproximadamente 1,80 metros (Figura 2.2).

Figura 2.2 – Edifício Monadnock. **Fonte:** Medeiros (2015).

O uso empírico da alvenaria associado à perda de espaço (em decorrência da grande espessura das paredes), à baixa velocidade de construção e o elevado consumo de materiais resultaram, segundo Hendry (2002), na baixa aceitação deste sistema construtivo. Aliado a isso, a pouca divulgação do tema em universidades e o crescente domínio da tecnologia do concreto armado, fizeram com que a utilização da alvenaria ficasse restringida às construções de pequeno porte ou à utilização somente como elemento de vedação (Medeiros, 2015).

Somente na década de 50, devido à escassez dos materiais de construção na Europa – principalmente do aço – decorrente da segunda guerra mundial (1939-1945), a alvenaria ressurgiu como alternativa de construção para a crescente demanda da época (Hendry, 2002).

Foi neste contexto que em 1951 foi construído na Basiléia, Suíça, um edifício com 13 pavimentos que se tornou um marco da alvenaria estrutural não armada, devido à utilização de paredes com espessura variando entre 15 e 37,5cm (Ramalho & Corrêa, 2003). A partir desse período, as pesquisas sobre o comportamento estrutural da alvenaria foram ampliadas e os edifícios em alvenaria passaram a ser construídos com base em normas técnicas, desenvolvidas a partir de conceitos validados cientificamente, e seguindo princípios mais racionais, possibilitando a execução de estruturas mais esbeltas e com um maior aproveitamento dos materiais (Medeiros, 2015).

Segundo Gomes (2001), a utilização da alvenaria estrutural no Brasil teve origem em São Paulo no fim da década de 60, com a construção do Conjunto Habitacional Central Parque da Lapa (Figura 2.3).

(a) (b)

Figura 2.3 – Conjunto Central Parque da Lapa: (a) edifício com quatro pavimentos; (b) edifício com doze pavimentos. **Fonte:** Alves (2006).

No entanto, o pouco conhecimento da técnica construtiva, associado à inexperiência dos profissionais envolvidos e a baixa qualidade dos materiais utilizados, impediu a aplicação deste sistema de forma adequada, ocasionando vários problemas para as edificações. Acrescenta-se a isto o fato de que, à época, várias

manifestações patológicas verificadas nas edificações em alvenaria terem sido erroneamente atribuídas à problemas intrínsecos a este sistema estrutural. A soma de todos estes fatores acabou contribuindo para disseminação de uma imagem negativa da alvenaria estrutural, fazendo com que grande parte das construtoras optasse por buscar sistemas construtivos mais difundidos e consolidados (Mata, 2011).

Segundo Sabatini (2003), a partir da década de 80 foram desenvolvidas pesquisas relacionadas ao comportamento estrutural da alvenaria visando o desenvolvimento de normas técnicas. Além disso, foram realizados diversos estudos com a finalidade de obter aumento de produtividade no canteiro de obras, melhoria na qualidade dos materiais e aumento no custo/benefício do sistema. Assim, após anos de adaptação e desenvolvimento do sistema construtivo no país, e com o estabelecimento de uma normatização oficial consistente e razoavelmente ampla no final da década de 80, a alvenaria estrutural acabou se consolidando como um sistema construtivo produtivo, racional e econômico devido a características como: simplificação das técnicas de execução, menor diversidade de materiais empregados, redução da mão de obra e rapidez na execução (Medeiros, 2015).

2.2 Evolução dos Materiais da Alvenaria

A alvenaria é um material compósito, sua constituição tem sofrido alterações ao longo dos anos devido ao desenvolvimento científico e tecnológico relacionado aos materiais e às técnicas construtivas. Segundo van Noort (2012), estas mudanças compreendem: o tipo de unidade utilizada (pedra, de argila, sílico-calcário, de concreto), a utilização ou não de juntas de argamassa e o tipo de material que compõe esta argamassa. Essa evolução pode ser vista na Figura 2.4, onde:

- Período I: alvenaria de pedra;
- Período II: alvenaria com unidades de argila cozida e junta de argamassa a base de cal;

- Período III: alvenaria com unidades de argila cozida e junta de argamassa a base de cimento Portland;
- Período IV: alvenaria com unidades sílico-cálcárias e junta de argamassa a base de cimento;
- Período V: alvenaria com unidades de concreto e junta de argamassa a base de cimento;

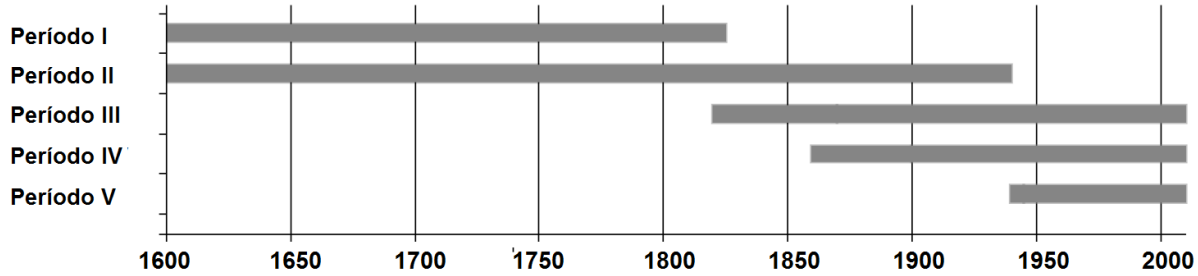


Figura 2.4 – Composição da alvenaria ao longo dos anos.

Fonte: adaptado de van Noort (2012).

Segundo Freitas (2008) a alvenaria, na atualidade, é definida como um conjunto coeso e rígido de unidades conectadas por juntas de argamassa no plano horizontal e vertical, podendo estar associada também a outros materiais como graute e aço.

É importante ressaltar que neste trabalho serão analisados somente elementos de alvenaria estrutural não-armada, constituídos de juntas de argamassa e unidades cerâmicas ou de concreto. Segundo a NBR 15812-1 (ABNT, 2010) e NBR 15961-1 (ABNT, 2011) estes elementos de alvenaria são compostos pela reunião de dois ou mais componentes, nos quais não há armadura dimensionada para resistir aos esforços solicitantes.

Desta maneira, por não serem objeto de estudo nesta pesquisa, as unidades sílico-calcárias, o graute e o aço não serão abordados nos próximos itens.

2.2.1 Unidades

A unidade é o componente básico da alvenaria estrutural ou não estrutural, podendo ser cerâmica, de concreto, sílico-calcário (areia e cal), pedra ou vidro, sendo mais comuns as unidades cerâmicas e de concreto (Parsekian *et al.*, 2012).

Segundo Freitas (2008), as unidades podem ser classificadas quanto a área útil em tijolo maciço, tijolo perfurado e bloco vazado.

Os tijolos maciços possuem área líquida da seção transversal igual à 100% da área bruta (Figura 2.5a) e são normalmente assentados sobre sua maior face. Esses tijolos podem ainda possuir rebaixos na parte central para diminuir seu peso ou para possibilitar encaixes em sistemas modernos.

Os tijolos perfurados possuem área líquida da seção transversal entre 75% e 100% da área bruta (Figura 2.5b). Normalmente são assentados sobre sua face intermediária, o que proporciona um aumento na produtividade da alvenaria.

Já os blocos vazados, objeto de estudo desta pesquisa, possuem área líquida da seção transversal inferior à 75% da área bruta (Figura 2.5c). Normalmente são assentados com a maior dimensão na horizontal (comprimento) e com os furos na vertical.

(a) (b) (c)

Figura 2.5 – Tipos de unidades: (a) tijolo maciço; (b) tijolo perfurado; (c) bloco vazado. **Fonte:** adaptado de Parsekian *et al.* (2012).

A seguir será vista a composição e a forma de fabricação dos tijolos e blocos cerâmicos e de concreto.

2.2.1.1 Blocos Cerâmicos

Os tijolos e blocos cerâmicos possuem como matéria prima básica a argila. A fabricação e utilização destes elementos remonta a milhares de anos, quando os primeiros tijolos eram feitos a partir da prensagem de torrões de barro ou argila, que em seguida eram deixados para secar ao vento e ao sol, e posteriormente eram assentados em paredes.

Segundo Parsekian *et al.* (2012), por volta do ano 3000 a.C., os tijolos passaram a ser confeccionados manualmente a partir de moldes e misturados a outros materiais como palha, com a finalidade de se obter maiores resistências. Descobriu-se nessa época que o ato de queimar os tijolos conferia ao mesmo maior durabilidade e resistência. A partir daí surgiram os primeiros fornos, que com o passar dos anos foram sendo aprimorados a fim de se obter melhor qualidade e menor variabilidade do material produzido.

A boa durabilidade e resistência, aliada à abundância de jazidas de argila em diferentes regiões do mundo, fez com que a utilização deste material perdurasse até os dias de hoje, sendo empregado principalmente em alvenaria estrutural e de vedação (Figura 2.6).

Figura 2.6 – Blocos Cerâmicos. **Fonte:** Oliveira (2014).

Nos últimos anos, o processo básico de fabricação de tijolos e blocos cerâmicos não sofreu grandes alterações, no entanto, foram verificadas melhorias principalmente

no processo de seleção e preparação da matéria prima, no processo de queima e na mecanização e automação das fábricas (Parsekian *et al.*, 2012).

No Brasil, a fabricação de tijolos cerâmicos ocorre desde o século XVII, porém os blocos cerâmicos surgem apenas na década de 1980.

2.2.1.2 Blocos de Concreto

Segundo Sabbatini & Medeiros (1993), os blocos de concreto são unidades produzidas basicamente pela mistura homogênea e adequadamente proporcionada de cimento Portland, agregado miúdo, agregado graúdo e água, conformada através de vibração e prensagem. Como o aglomerante desta mistura é o cimento, os blocos possuem resistência garantida a partir da boa hidratação do mesmo. Além disso, a resistência das unidades de concreto também é influenciada pela resistência mecânica dos agregados utilizados, desta forma a qualidade dos agregados usados na mistura também interfere na qualidade e nas propriedades do produto final.

Relatos da produção dos primeiros blocos de concreto datam do século XIX, na Europa, contudo, por serem inicialmente maciços, pesados e de difícil manuseio, os mesmos não tinham grande aceitação na época. Posteriormente, por volta de 1890, surge nos Estados Unidos o bloco vazado, que por ser mais leve, confere maior produtividade (Parsekian *et al.*, 2012).

Ao longo dos anos a melhoria das técnicas, a inserção de novos procedimentos – como a utilização de aditivos plastificantes para permitir a redução do fator água/cimento – associado ao aumento da mecanização da produção, tem resultado num processo de fabricação cada vez mais automatizado e produtivo.

Segundo Parsekian *et al.* (2012), no Brasil, as primeiras fábricas voltadas para a produção de blocos de concreto surgiram por volta de 1875, porém estes eram vendidos a um valor bem mais caro que os tijolos cerâmicos vendidos na época, o que levou inicialmente à pouca utilização deste produto no país. Somente a partir de 1960 que esses componentes começaram a ser largamente utilizados, tanto para alvenaria de vedação quanto estrutural.

Segundo Cunha (2001), a utilização de blocos de concreto foi um marco no início do desenvolvimento do método racional no país, pois a grande variedade de dimensões e formatos (Figura 2.7) possibilitou a prática da modulação do projeto.

Figura 2.7 – Blocos de Concreto. **Fonte:** Oliveira (2014).

2.2.2 Junta de argamassa

A junta de argamassa é constituída essencialmente por aglomerantes minerais, agregados granulares e água, podendo ser usado ainda aditivos específicos. Segundo Santos (2014), as principais funções da argamassa são: unir as unidades da alvenaria, transmitir e uniformizar as tensões atuantes ao longo das seções dos blocos, acomodar as pequenas deformações provenientes de carregamentos externos e promover ajustes das tolerâncias geométricas dos blocos.

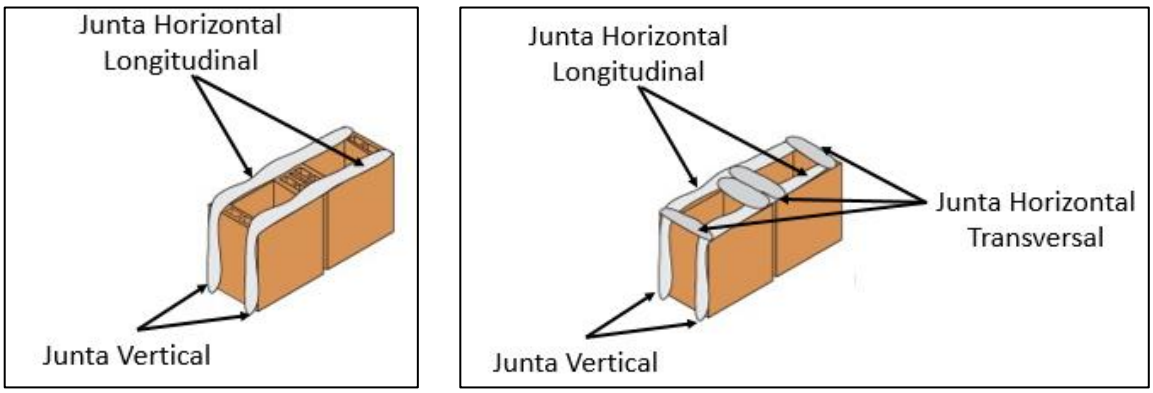
As primeiras argamassas que se tem registro foram desenvolvidas por civilizações antigas como os persas e os egípcios. Esse material tinha constituição variada, podendo ser feita de argila, betume, gesso, cal, entre outros. Segundo Freitas (2008), no Império Romano houve um aprimoramento significativo das argamassas, pois nesse período descobriu-se que a mistura de cinzas vulcânicas (pozolanas) com a cal, poderia produzir o que seria chamado de cimento pozolana, que seria a base das argamassas de pozolana.

Segundo Parsekian *et al.* (2012), até meados do século XVIII poucas mudanças haviam ocorrido na constituição das argamassas quando John Smeaton misturou pozolona ao calcário, com elevada taxa de argila, para produzir uma argamassa durável de endurecimento hidráulico, esse material ficou conhecido como cimento Portland. Outro grande avanço, obtido a partir do desenvolvimento do cimento Portland, ocorreu no século XIX, na Inglaterra, quando se misturou cimento Portland, areia, cal e água, produzindo uma argamassa ainda mais forte, também de endurecimento hidráulico.

Atualmente, as argamassas utilizadas para o assentamento das unidades podem ser classificadas de acordo com os materiais presentes em sua constituição, são elas: argamassa com base de cal, argamassa de cimento, argamassa mista de cimento e cal e argamassa industrializada (Castro, 2015). Estes materiais que compõem a argamassa conferem a ela propriedades especificas como, por exemplo, resistência (cimento) e trabalhabilidade (cal).

A argamassa aplicada às paredes do bloco caracteriza a junta, que pode ser classificada de acordo com seu posicionamento em (ver Figura 2.8):

- Junta Horizontal: caracterizada pela aplicação da argamassa sobre as paredes longitudinais do bloco (assentamento parcial), podendo ser também aplicada sobre os septos transversais (assentamento total);
- Junta Vertical: caracterizada pela aplicação da argamassa na parede lateral do bloco;



(a) (b)

Figura 2.8 – Posicionamento das juntas verticais e horizontais: (a) assentamento parcial; (b) assentamento total. **Fonte:** http://www.selectablocos.com.br (2017).

2.3 Comportamento Mecânico e Propriedades da Alvenaria e Seus Componentes

A combinação de elementos distintos na constituição da alvenaria proporciona melhorias em suas propriedades mecânicas globais e confere ainda outros benefícios, tais como: qualidade térmica, acústica, estética, solidez, durabilidade e versatilidade. Contudo, devido a associação desses elementos, as estruturas em alvenaria acabam apresentando um comportamento mecânico bastante complexo.

Fatores como propriedades mecânicas da unidade e da junta de argamassa, disposição das juntas verticais e horizontais, dimensões das unidades, espessura das juntas, entre outros, influenciam significativamente no comportamento global da alvenaria. Logo, para que seja possível entender tal comportamento é necessário o estudo dos componentes da alvenaria de forma individual, e posteriormente do compósito (Santos, 2016).

Desta forma, serão apresentadas a seguir as características mecânicas da alvenaria, bem como de seus componentes, destacando-se as propriedades mais relevantes para o desenvolvimento deste trabalho. Serão apresentadas ainda as características da interface unidade/junta, que segundo Lourenço (1996), é a região de maior fragilidade da alvenaria, exercendo, desta maneira, grande influência sobre o comportamento do compósito, em especial, em estágios próximos à ruptura.

2.3.1 Comportamento Mecânico e Propriedades das Unidades e da Junta

Segundo Lourenço (1996), tanto a unidade quanto a argamassa são materiais que podem ser considerados semi-frágeis. O comportamento característico desses materiais à tração e à compressão pode ser visto a partir dos gráficos de tensão x deformação apresentados nas Figuras 2.9 e 2.10 respectivamente.

É importante ressaltar que nas figuras a seguir, os corpos de prova (CP) apresentados ao lado de cada um dos diagramas são representativos de amostras de unidades ou de argamassa.

Desta maneira, ambos os diagramas representam, respectivamente, o comportamento individual à tração (Figura 2.9) e à compressão (Figura 2.10) tanto da unidade quanto da argamassa.

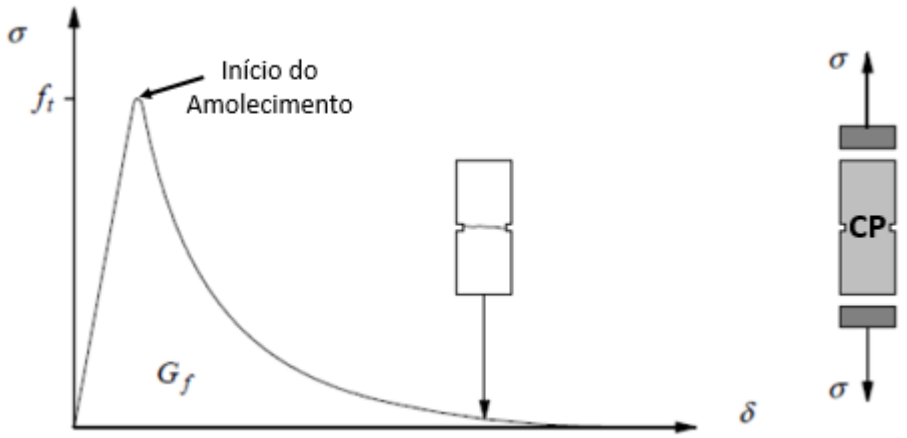


Figura 2.9 – Diagrama tensão x deformação característico de materiais semi-frágeis submetidas à tração, representativo do comportamento de amostras de unidades ou de argamassa. **Fonte:** adaptado de van Noort (2012).

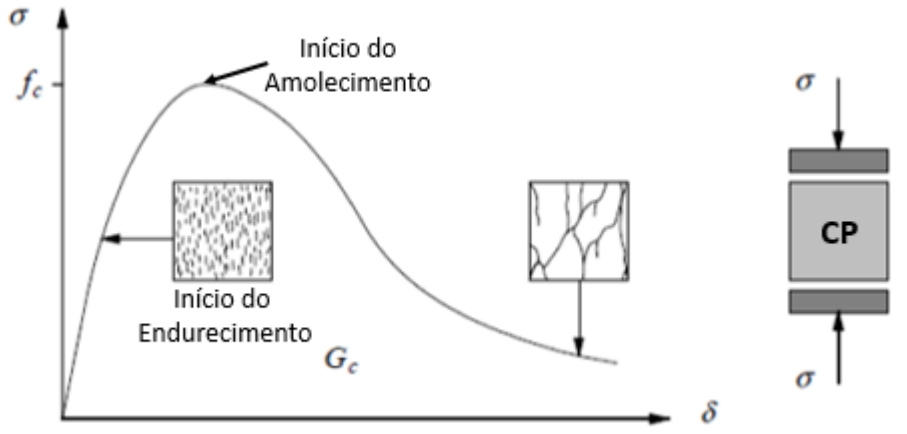


Figura 2.10 – Diagrama tensão x deformação característico de materiais semi-frágeis submetidas à compressão, representativo do comportamento de amostras de unidades ou de argamassa. **Fonte:** adaptado de van Noort (2012).

Verifica-se que, quando estes materiais são submetidos à tensão de tração axial, eles apresentam inicialmente um comportamento elástico-linear até a resistência à tração do material (f_t) ser atingida, ocorrendo a primeira fissura. A partir daí inicia-se o fenômeno de amolecimento (*softenning*), caracterizado pelo decréscimo da resistência com o aumento contínuo das deformações. A energia de fratura na tração (G_f) pode ser obtida através do diagrama tensão-deformação na tração (Figura 2.9) por meio do cálculo da área abaixo da curva do diagrama, mediante integração. Segundo Freitas (2008), a quantificação experimental da energia de fratura na tração pode ser realizada de acordo com os procedimentos da RILEM (Comitê Técnico n. 50, 1990).

Quando os materiais são submetidos à tensão de compressão axial, verifica-se que eles também apresentam inicialmente um comportamento elástico-linear que permanece até o surgimento das primeiras microfissuras. A partir deste momento, ocorre o fenômeno de endurecimento (*hardening*), caracterizado pelo acréscimo da resistência com o aumento contínuo das deformações. Este comportamento continua até a resistência à compressão do material (f_c) ser atingida. Neste momento inicia-se o fenômeno de amolecimento do material, com o aumento do tamanho e do número de fissuras. A energia de fratura na compressão (G_c) pode ser obtida através do diagrama tensão-deformação em compressão (Figura 2.10), também por integração da curva do diagrama.

Segundo Lourenço (1994), a energia de fratura tanto na tração (G_f) quanto na compressão (G_c) podem ser entendidas fisicamente como sendo a quantidade de energia necessária para gerar uma fissura, sendo assim, é a partir da dissipação desta energia que se desenvolvem as fissuras no material. Desta forma, segundo o autor, o comportamento pós-pico do material na tração e na compressão pode ser descrito por estas propriedades.

Segundo van Noort (2012), a energia de fratura tem grande influência sobre os resultados das análises numéricas da alvenaria estrutural, no entanto, ainda são poucas as pesquisas que tratam de seus valores para diferentes tipos de alvenaria. Uma destas pesquisas, desenvolvida por Feenstra e Borst (1993), aponta que em ensaios experimentais a energia de fratura na compressão (G_c) apresenta valores

entre 50 e 100 vezes superiores à energia de fratura na tração (G_f), no entanto, de acordo com Diógenes (2013), estes valores devem ser considerados com cuidado, sendo recomendado que os mesmos sejam ratificados por uma abordagem experimental.

2.3.2 Comportamento Mecânico e Propriedades da Interface Unidade/Junta

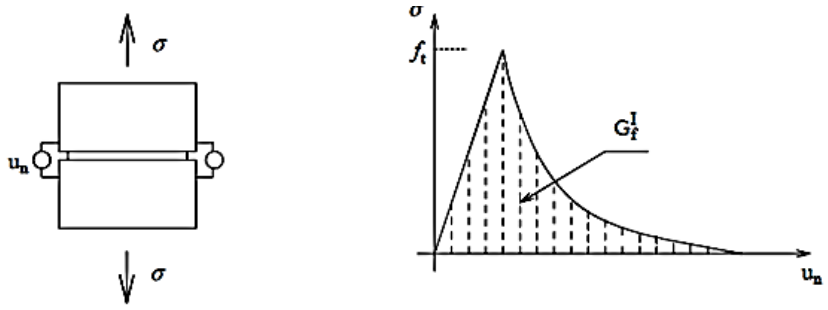
Segundo Santos (2014), a interface unidade/junta de certa forma não constitui um material da alvenaria, e sim uma região formada pela união da argamassa com a unidade, logo as propriedades dessa região são influenciadas tanto por características da unidade quanto da argamassa.

De acordo com Lourenço e Rots (1997), a região da interface é a que apresenta maior fragilidade na alvenaria, logo possui grande influência no comportamento da mesma, sendo fundamental conhecê-la detalhadamente.

Para que seja possível modelar com precisão a interface unidade/junta – e consequentemente a alvenaria – são necessários parâmetros que só podem ser obtidos a partir de ensaios. Segundo van Noort (2012), a partir de análises experimentais na interface unidade/junta foi possível constatar dois comportamentos distintos desta região da alvenaria, o primeiro está relacionado com a ruptura por tração (Modo I) e o segundo com a ruptura por cisalhamento (Modo II).

Os ensaios de ruptura por tração direta (Modo I) com deformação controlada realizados em amostras de alvenaria, em geral fornecem o diagrama tensão (σ) x deslocamento normal da interface (u_n) apresentado na Figura 2.11.

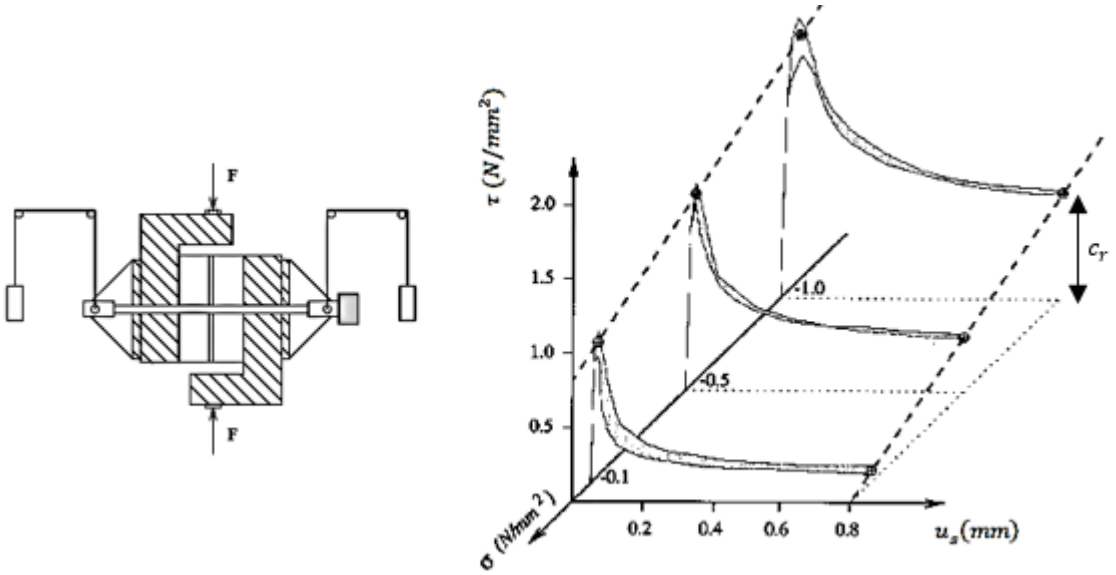
Neste diagrama observa-se que o comportamento da interface, quando submetido à tração com controle de abertura de fissura, é caracterizado pela ocorrência do amolecimento (*softenning*), de forma similar ao que ocorre com os componentes da alvenaria quando submetidos à tração, sendo obtidos valores de resistência à tração da interface (f_t) e de energia de fratura do modo I (G_f^I), que aqui é entendida como sendo a quantidade de energia necessária para gerar uma área unitária de fissura ao longo da interface unidade/junta (Lourenço, 1994).



(a) (b)

Figura 2.11 – Comportamento da interface à tração: (a) ensaio de ruptura por tração; (b) diagrama tensão (σ) x deslocamento normal da interface (u_n) e energia de fratura do modo I (G_f^I). **Fonte:** Lourenço (1994)

Os ensaios de ruptura por cisalhamento (Modo II), também com deformações controladas, em geral fornecem o diagrama tensão de cisalhamento (τ) x deslizamento da interface (u_s) apresentado na Figura 2.12.



(a) (b)

Figura 2.12 – Comportamento da interface sob cisalhamento: (a) ensaio de ruptura por cisalhamento; (b) diagrama tensão de cisalhamento (τ) x deslizamento da interface (u_s), onde σ indica a tensão de confinamento e c_r a coesão residual. **Fonte:** adaptado de Van Zijl (2000).

A partir do diagrama apresentado na Figura 2.12 é possível observa-se que o comportamento da interface sob cisalhamento também é caracterizado pelo amolecimento (*softenning*). É possível observar ainda que quando a amostra é submetida de forma simultânea a tensão de cisalhamento (τ) e a tensão de compressão na direção normal à junta, chamada de tensão de confinamento (σ), a coesão da interface após a ruptura, também chamada de coesão residual (c_r), torna-se diferente de zero. Isso ocorre porque após a ruptura, as superfícies adjacentes à fissura – que possuem certa rugosidade – dão origem à uma coesão residual na interface proporcionada pela tensão de confinamento atuante.

A energia de fratura do Modo II (G_f^{II}) é determinada pela área entre a curva do diagrama tensão de cisalhamento (τ) x deslizamento (u_s) e o nível de coesão residual (c_r) do mesmo. Conforme mostra a Figura 2.13, a energia de fratura dependerá diretamente do nível de tensão de confinamento, já que o último tem relação com o nível de coesão residual.

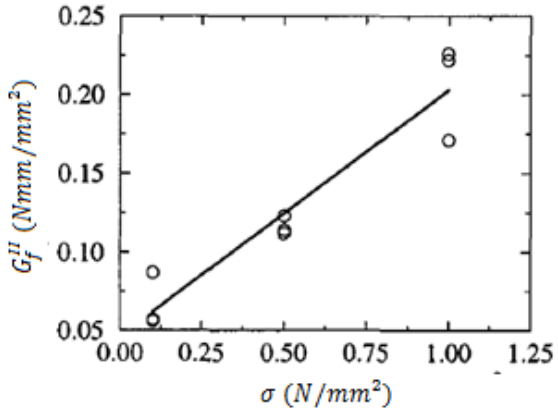


Figura 2.13 – Energia de fratura do modo de ruptura II (G_f^{II}) x Tensão de confinamento (σ). **Fonte:** adaptado de Lourenço (1996).

Segundo Nascimento Neto (2003), o critério de atrito de Coulomb representa de forma adequada o comportamento das juntas de alvenaria no que se refere à relação entre tensões de cisalhamento (τ) e de compressão (σ), como mostra a Figura

2.14, descrevendo, portanto, o modo de ruptura por cisalhamento da interface unidade/junta.

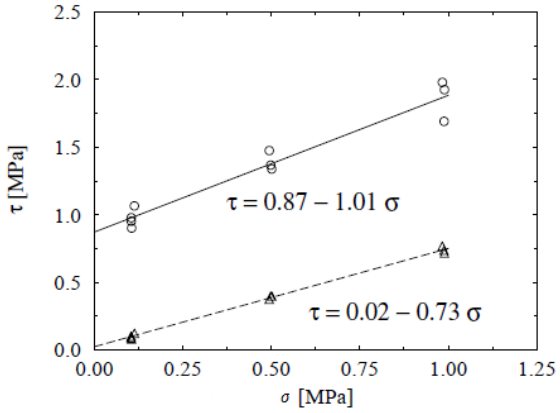


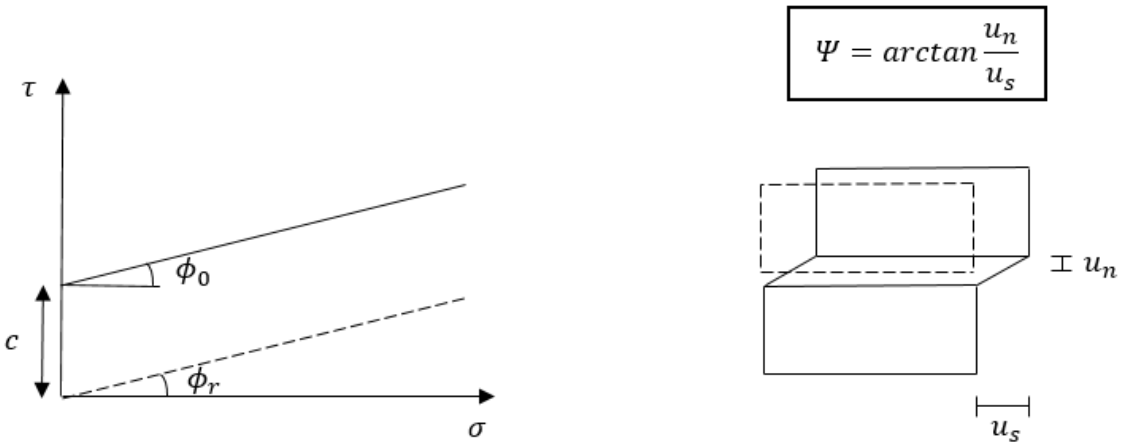
Figura 2.14 – Superfície de ruptura de Coulomb: relação entre tensão de cisalhamento (τ) e a tensão de compressão (σ). **Fonte:** adaptado de Lourenço (1994).

A partir desta superfície de ruptura podem ser obtidos, de forma direta, parâmetros adicionais que caracterizam o comportamento da interface em cisalhamento, conforme mostra a Figura 2.15a, tais como:

- coesão (c ou f_{v0}) – obtido a partir de ensaios em prismas sem tensão de confinamento;
- ângulo de atrito interno inicial (ϕ_0) – obtido por aproximação linear dos resultados em prismas com tensão de confinamento;
- ângulo de atrito interno residual (ϕ_r) – obtido por aproximação linear dos resultados em prismas com tensão de confinamento, para valores de resistências após a fase de amolecimento exponencial;

Outro fenômeno que caracteriza o comportamento da interface em cisalhamento é a dilatância. Segundo Nascimento Neto (2003), este fenômeno pode ser atribuído à argamassa e está associado à uma tendência de aumento do volume

quando a mesma se deforma sob solicitações tangenciais, Figura 2.15b. O parâmetro usado para considerar tal fenômeno é chamado de ângulo de dilatância (Ψ).

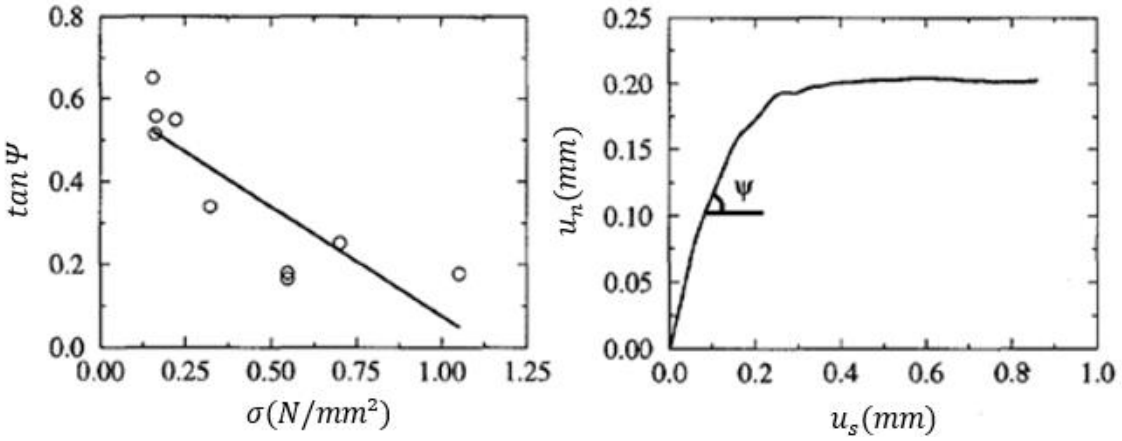


(a) (b)

Figura 2.15 – Definição dos ângulos de atrito e dilatância: (a) Lei de atrito de Coulomb, com a coesão (c), ângulo de atrito inicial (ϕ_0) e residual (ϕ_r); (b) ângulo de dilatância (Ψ), onde u_n é o deslocamento normal e u_s é o deslocamento de cisalhamento (ou deslizamento). **Fonte:** adaptado de Lourenço (1996).

Segundo pesquisa realizada por Pluijm (1992) *apud* Lourenço (1996), o ângulo de dilatância tenderá a zero com o acréscimo das tensões normais de confinamento, como mostra a Figura 2.16a, e com o acréscimo do deslocamento tangencial plástico, como mostra a Figura 2.16b. Assim, é esperada que a atuação combinada desses dois fenômenos produza uma degradação (δ) rápida da dilatância.

A consideração apropriada da dilatância tem fundamental importância na modelagem do problema, pois foi verificado que a adoção de um valor inadequado deste parâmetro pode superestimar a resistência do painel, podendo, inclusive, alterar o mecanismo de ruptura do mesmo (Lourenço, 1996). Caso não seja possível considerar adequadamente tal efeito, recomenda-se a utilização de ângulos de dilatância igual à zero como uma aproximação segura, de modo à desconsiderar o ganho de resistência e de rigidez (Nascimento Neto, 2003).



(a) (b)

Figura 2.16 – Comportamento da dilatância: (a) tangente do ângulo de dilatância ($\tan \Psi$) em função do nível de tensão de confinamento (σ); (b) relação entre o deslocamento normal (u_n) e o deslocamento tangencial (u_s) sob carregamento.
Fonte: adaptado de Lourenço (1996).

Do ponto de vista da microestrutura, um fator de grande relevância para o desempenho da alvenaria estrutural é a capacidade de absorção de água pela unidade, que está diretamente relacionada com a porosidade da mesma.

Segundo Parsekian *et al.* (2012), este fenômeno se inicia no processo de execução da alvenaria, quando as unidades passam a absorver – através de seus poros – parte da água de hidratação do cimento presente na argamassa fresca. Nesse deslocamento, a água transporta partículas de cimento da argamassa para o interior da unidade, formando – após a secagem – ligações cimentícias entre a unidade e a argamassa (Figura 2.17), o que confere maior aderência à ligação unidade/junta. Contudo, é importante ressaltar que, se a quantidade de água contida na argamassa for baixa, a quantidade de cimento transportada pela água para o interior dos poros da unidade também será baixa, consequentemente a aderência da ligação será menor. Deste modo, mesmo que a unidade e a argamassa possuam elevadas resistências, se a aderência da interface for baixa, a resistência global da alvenaria também será relativamente baixa.

Por outro lado, uma elevada absorção de água pela unidade provoca a hidratação incompleta do cimento contido na argamassa, o que leva ao endurecimento precoce da mesma e ao desenvolvimento de uma baixa resistência, prejudicando, desta forma, a aderência da ligação.

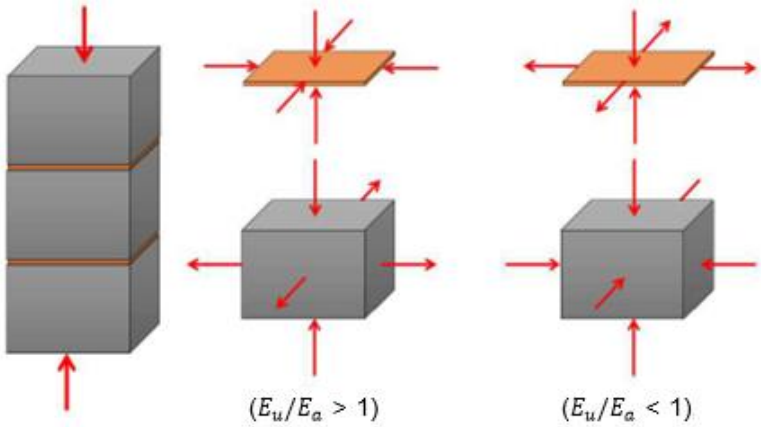
Em todo caso, é fundamental que as propriedades dos materiais – tanto da argamassa quanto da unidade – sejam compatibilizadas, a fim de garantir que o mecanismo de aderência seja capaz de resistir tanto às tensões de tração (Modo I) quanto às tensões de cisalhamento (Modo II) desenvolvidas na interface (Miranda, 2012).

Figura 2.17 – Região da interface entre argamassa e unidade. **Fonte:** adaptado de Freitas (2008)

2.3.3 Comportamento Mecânico e Propriedades da Alvenaria

Nos itens anteriores, analisou-se o comportamento e as propriedades mecânicas tanto dos materiais básicos usados na alvenaria estrutural – unidade e junta – quanto da região de interface, caracterizada pela ligação entre ambos. Contudo, quando a alvenaria é solicitada, esses três componentes passam a trabalhar em conjunto, apresentando comportamento e propriedades específicas.

Quando a alvenaria se encontra submetida à um estado de compressão, a junta de argamassa passa a trabalhar sob um confinamento, que pode levar a unidade a sofrer tração ou compressão. Essa distribuição de tensões ao longo dos materiais é regida pela relação entre o módulo de elasticidade da unidade (E_u) e o módulo de elasticidade da junta de argamassa (E_a). Caso o módulo de elasticidade da argamassa seja inferior ao da unidade (E_u/E_a > 1) – situação mais usual, ver Figura 2.18b – a aplicação de uma carga de compressão tende a gerar uma expansão lateral da junta de argamassa. A unidade por sua vez restringe esta expansão, o que ocasiona o surgimento de um estado triaxial de compressão na junta. Para manter o equilíbrio, tensões horizontais de tração são induzidas à unidade na região da interface, fazendo com que surja na mesma uma combinação de compressão uniaxial e de tração biaxial. Quando esta combinação atinge o limite de resistência das unidades, surgem fissuras verticais ao longo do prisma, caracterizando assim a sua ruptura (Figura 2.19).



(a) (b) (c)

Figura 2.18 – Comportamento do prisma: (a) prisma sob compressão; (b) comportamento da alvenaria para E_u/E_a > 1; (c) comportamento da alvenaria para E_u/E_a < 1. **Fonte:** Santos (2014).

Na situação menos usual (Figura 2.18c), quando o módulo de elasticidade da argamassa é superior ao da unidade (E_u/E_a < 1) o mecanismo se inverte, ou seja, a argamassa passa a ficar submetida à uma combinação de compressão uniaxial e de

tração biaxial, enquanto que a unidade passa a ficar submetida a um estado de compressão triaxial,.

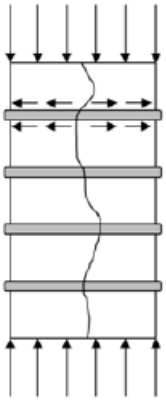


Figura 2.19 – Tensão de tração nas unidades que caracteriza a ruptura do prisma.
Fonte: van Noort (2012).

Para a determinação da resistência à compressão da alvenaria (f_c), utiliza-se o ensaio de resistência à compressão em prismas. Em geral, este ensaio fornece o diagrama tensão-deformação apresentado na Figura 2.20, a partir do qual são obtidas a resistência à compressão de pico (f_c), a energia de fratura na compressão (G_{fc}) e a deformação plástica (κ_p).

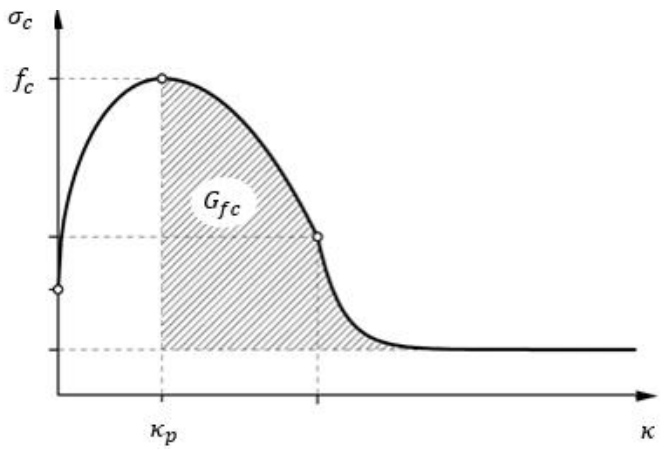


Figura 2.20 – Diagrama tensão (σ_c) x deformação (κ) de prismas sob compressão.
Fonte: adaptado do Diana *User's Manual* (2007).

2.4 Influência do Não Preenchimento da Junta Vertical

Em alvenaria estrutural, uma das possibilidades de execução que pode ser explorada é o não preenchimento das juntas verticais, também chamada de junta seca. Segundo Santos (2014), a adoção desta prática gera certas vantagens, tais como a diminuição no tempo de execução da obra, a redução no consumo de materiais e a minimização da fissuração provocada pelas deformações intrínsecas como retração e deformações térmicas.

Miranda (2012) relata que, apesar desta prática está sendo empregada no Brasil a alguns anos, as implicações decorrentes de seu uso muitas vezes não têm sido consideradas de forma apropriada nos projetos, isto se deve ao fato de existirem poucas pesquisas que tratam deste assunto. Soma-se a isso o fato de que as poucas pesquisas existentes sobre o efeito do não preenchimento das juntas verticais no comportamento da alvenaria estrutural, principalmente no que se refere à resistência à compressão e ao cisalhamento, apresentam resultados e, por vezes, conclusões divergentes.

A seguir serão apresentados os trabalhos de alguns pesquisadores que avaliaram a influência do não preenchimento das juntas verticais na resistência à compressão e ao cisalhamento da alvenaria estrutural. Com exceção de Santos (2001) e Haach (2009), os demais autores apresentados a seguir desenvolveram trabalhos com um enfoque unicamente experimental, no entanto diversos autores – inclusive os citados acima – desenvolveram estudos que abordaram a modelagem numérica da alvenaria estrutural, tema central do próximo capítulo. Desta forma, estes últimos estudos serão apresentados no próximo capítulo que trata especificamente da modelagem numérica em alvenaria estrutural.

2.4.1 Cavalheiro *et al.* (2000)

Neste trabalho, os autores avaliaram o comportamento de pequenas paredes com juntas verticais preenchidas e secas ao cisalhamento a partir do ensaio de

compressão diagonal (Figura 2.21) recomendado pela NBR 14321 (ABNT, 1999) e ASTM E 519 (1981).

Foi ressaltado pelos autores que este ensaio pode não representar a real resistência ao cisalhamento da alvenaria por ser este um material não isotrópico. Além disso, os autores afirmaram ainda que a dimensão das pequenas paredes é outro fator que afeta o resultado no ensaio de compressão diagonal, no entanto, eles destacaram que a utilização do mesmo é válida para se determinar a tendência do comportamento da alvenaria na resistência ao cisalhamento.

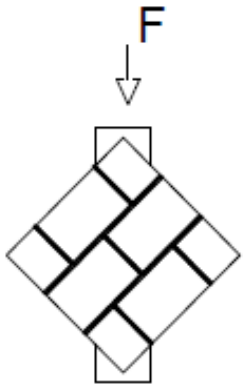
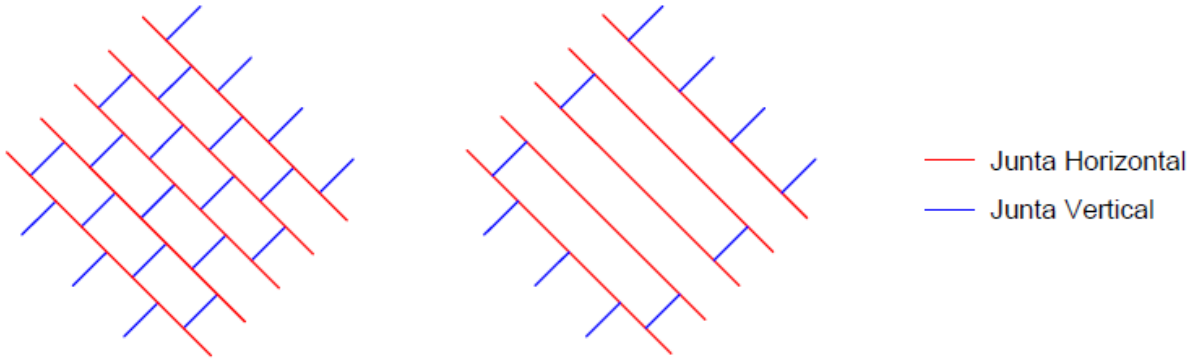


Figura 2.21 – Esquema de ensaio de compressão diagonal em paredes de alvenaria.
Fonte: Miranda (2012).

Neste trabalho, foram ensaiadas 18 pequenas paredes de 120 cm de comprimento por 120 cm de altura com junta horizontal disposta sob as paredes longitudinais (assentamento parcial), nas quais variou-se: o tipo de junta vertical – seca ou preenchida; o tipo de unidade – de concreto (8,5 MPa) e cerâmica (9,5 MPa) em escala natural; e o traço da argamassa – 1:1:6, 1:0,5;4,5 e 1:0,25:3,75 em volume.

Para que fosse possível a realização do ensaio, os autores destacaram que foi necessário grautear as unidades que ficaram em contato com os suportes da máquina de ensaio, visando assim, evitar a ruptura dos mesmos devido à concentração de tensões. Além disso, nas séries com junta vertical seca foi necessário o preenchimento das juntas verticais no contorno das pequenas paredes para fins de

transporte e posicionamento das mesmas no laboratório, conforme mostra a Figura 2.22.



(a) (b)

Figura 2.22 – Posicionamento das juntas verticais e horizontais em pequenas paredes sob compressão diagonal: (a) série de pequenas paredes com juntas verticais preenchidas; (b) série de pequenas paredes com juntas verticais secas. **Fonte:** adaptado de Cavalheiro *et al.* (2000).

.

De acordo com os resultados obtidos, os autores chegaram à conclusão que a resistência média ao cisalhamento das paredes com juntas verticais secas foi inferior à resistência das paredes com juntas verticais preenchidas. Esta redução ocorreu de forma distinta para cada tipo de unidade e argamassa utilizada.

Para pequenas paredes de unidades cerâmicas a redução da resistência ao cisalhamento para as argamassas de traço 1:1:6, 1:0,5:4,5 e 1:0,25:3,25, respectivamente, foi de 45%, 63%, 54%. Já nas pequenas paredes de unidades de concreto a redução foi de 51%, 57% e 68%, respectivamente.

2.4.2 Santos (2001)

O objetivo deste trabalho foi verificar, através de análises experimentais e numéricas, o comportamento e a resistência da alvenaria com e sem juntas verticais

preenchidas submetidas à compressão e ao cisalhamento. É importante ressaltar que neste item serão apresentados apenas os aspectos pertinentes a investigação experimental realizada por Santos (2001), enquanto que os aspectos da investigação numérica serão abordados no próximo capítulo.

Em seu programa experimental, Santos (2001) ensaiou pequenas paredes de alvenaria à compressão simples e paredes de contraventamento ao cisalhamento, utilizando unidades cerâmicas em escala reduzida 1/3, com resistência à compressão de 16 MPa, conectadas por uma junta horizontal totalmente preenchida (assentamento total), variando-se o tipo de junta vertical utilizada (seca ou preenchida) e os níveis de pré-compressão aplicados (nos ensaios de cisalhamento). O traço da argamassa utilizada em todos os ensaios realizados foi de 1:1:6 em volume.

Para os ensaios de compressão perpendicular às juntas de assentamento foram construídas 6 pequenas paredes com aproximadamente 20 cm de comprimento por 32 cm de altura. De acordo com os resultados obtidos nos ensaios de compressão, Santos (2001) chegou à conclusão que houve perda de resistência à compressão das pequenas paredes na ordem de 21% quando as juntas verticais não foram preenchidas.

Para simular o comportamento das paredes de contraventamento ao cisalhamento, foi utilizado como método de ensaio o *Racking Test,* ver Figura 2.23. Segundo Roman (1993) *apud* Miranda (2012), este é o método que mais se aproxima do comportamento real de uma parede na estrutura quando submetida a tensões cisalhantes.

Neste método a aplicação das cargas é feita em duas etapas. Na primeira, a força vertical é aplicada sobre um elemento de elevada rigidez, em geral uma viga metálica ou de concreto, com a finalidade de distribui-la em todo o topo da parede, caracterizando a pré-compressão da mesma. Na segunda etapa, uma força horizontal é aplicada na lateral do elemento de elevada rigidez, fazendo com que a parede fique submetida de forma simultânea a esforços de compressão e cisalhamento. Esta força horizontal é aplicada até que ocorra a ruptura total da parede ensaiada.

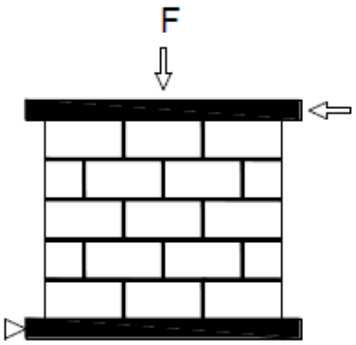


Figura 2.23 – Esquema de ensaio de cisalhamento em paredes de alvenaria: método *Racking Test.* **Fonte:** Miranda (2012).

Para a realização deste ensaio, foram construídas 9 paredes de contraventamento contendo aberturas – com a finalidade de simular a abertura de portas – e enrijecidas por flanges, conforme mostra a Figura 2.24. Nestas estruturas, para cada série ensaiada variou-se as dimensões *H*, *h*, *L*, *x*, *y* e *z*.

Com o objetivo de simular um diafragma rígido foram projetadas lajes de concreto com armadura dupla, construídas e curadas em laboratório antes da execução das paredes de contraventamento. Estas lajes foram posteriormente assentadas sobre as paredes 3 dias após a construção destas.

De acordo com os resultados obtidos, Santos (2001) concluiu que a resistência das paredes de contraventamento ao cisalhamento depende do nível de pré-compressão aplicado, tanto para paredes com junta vertical preenchida quanto para paredes com junta vertical seca.

Além disso, concluiu-se que para estruturas com juntas verticais não preenchidas a resistência ao cisalhamento foi menor que aquela obtida para estruturas com juntas verticais preenchidas, para um mesmo nível de pré-compressão. Segundo o autor, esta redução variou de 25% a 5% à medida que se aumentou a pré-compressão.

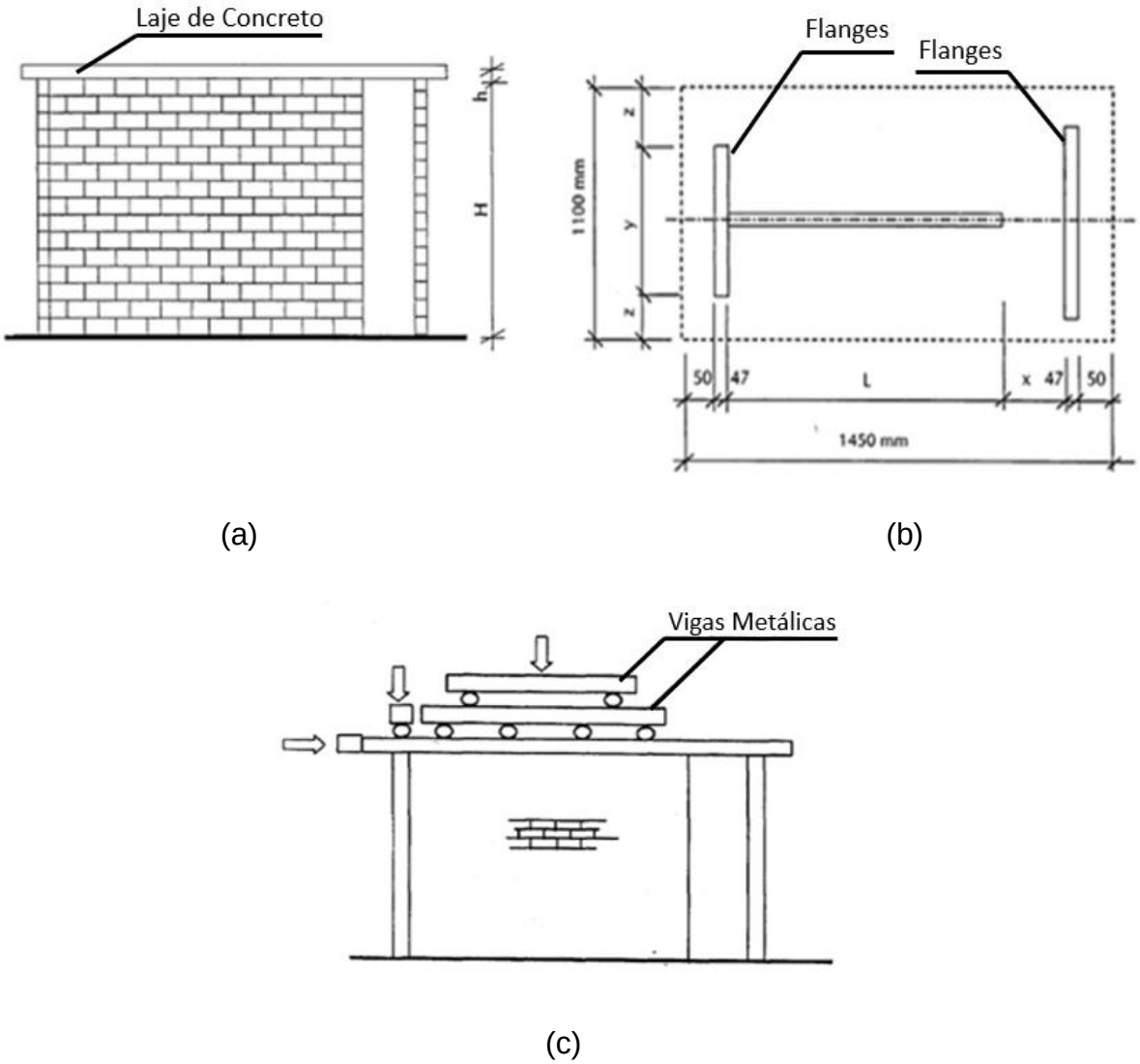


Figura 2.24 – Estruturas testadas: (a) vista frontal; (b) planta baixa; (c) configuração do ensaio. **Fonte:** adaptado de Santos (2001).

2.4.3 Passos *et al.* (2002)

Neste trabalho os autores ensaiaram à compressão simples 6 paredes de alvenaria conforme recomendações da NBR 8949 (ABNT, 1985), ver Figura 2.25. Estas paredes foram executadas com 120 cm de comprimento por 260 cm de altura, com unidades de concreto em escala natural de 9 MPa de resistência média à compressão, conectadas por uma junta horizontal totalmente preenchida (assentamento total), variando-se apenas o tipo de junta vertical, preenchida ou seca.

O traço da argamassa utilizada em todos as paredes foi de 1:1:6 em volume além disso, as faces normais ao carregamento foram capeadas com gesso, promovendo a distribuição da carga aplicada pelo sistema hidráulico de forma homogênea.

De acordo com os resultados experimentais obtidos, os autores chegaram à conclusão que houve perda de resistência à compressão da parede de alvenaria da ordem de 17%, quando se adotou a junta vertical seca.

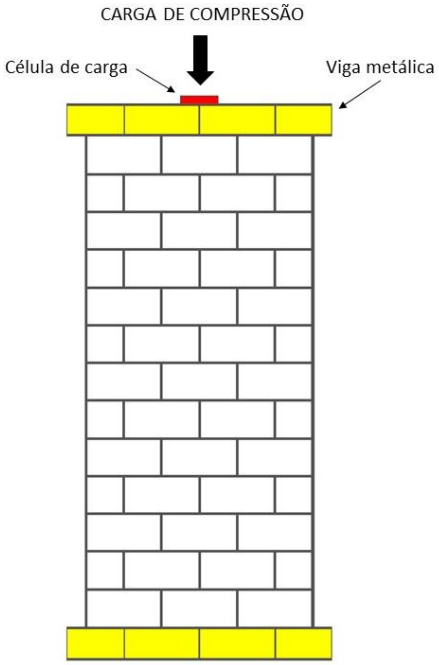


Figura 2.25 – Esquema de ensaio de compressão em paredes de alvenaria segundo a NBR 8949 (1985). **Fonte:** adaptado de Passos *et al.* (2002).

2.4.4 Capozucca (2002)

Neste trabalho foram ensaiadas 36 pequenas paredes com 100 cm de comprimento por 100 cm de altura, executadas com unidades cerâmicas em escala natural de 21 MPa de resistência à compressão, nas quais variou-se: o tipo de assentamento – parcial e total; o tipo de junta vertical – preenchida e seca; e o tipo de unidade cerâmica – com superfície lateral lisa e dentado.

O traço da argamassa utilizada na execução das juntas verticais e horizontais foi de 1:4:9,28 em volume, especificado pela Norma Italiana de Alvenaria Estrutural (1987).

O comportamento à compressão foi obtido através do ensaio de compressão normal de acordo com as prescrições da ENV 1996 1-1 (ECS, 1995), enquanto que o comportamento ao cisalhamento foi obtido pelo ensaio de compressão diagonal prescrito pela ASTM E 519-74, o qual o autor considerou pouco representativo devido à distribuição de tensões normais e cisalhantes pouco uniforme.

A partir dos resultados obtidos, o autor concluiu que, quando as juntas verticais não foram preenchidas, houve uma diminuição na resistência tanto à compressão quanto ao cisalhamento. Adotando como referência a série de pequenas paredes com blocos de superfície lateral lisa e assentamento parcial, verificou-se que o não preenchimento da junta vertical foi responsável por uma redução de 13% na resistência à compressão e 70% na resistência ao cisalhamento.

2.4.5 Vilató (2004)

Vilató (2004) ensaiou paredes e pequenas paredes, compostas por unidades de concreto em escala natural conectadas por uma argamassa de assentamento disposta sob as paredes longitudinais da mesma (assentamento parcial), nas quais variou-se: o tipo de junta vertical – seca ou preenchida; a resistência das unidades – 4,5, 8 e 12 MPa; o traço da argamassa – 1:2:9, 1:1:6 e 1:0,5:4,5 (em volume); e os níveis de pré-compressão – apenas no ensaio de cisalhamento.

No ensaio de compressão perpendicular à junta horizontal foram ensaiadas pequenas paredes de 80 cm de altura por 80 cm de comprimento, conforme fluxograma de experimentos mostrado na Figura 2.26.

A partir dos resultados obtidos neste ensaio, o autor concluiu que o tipo de junta vertical utilizada não influenciou significativamente a resistência à compressão da alvenaria em nenhum dos casos estudados.

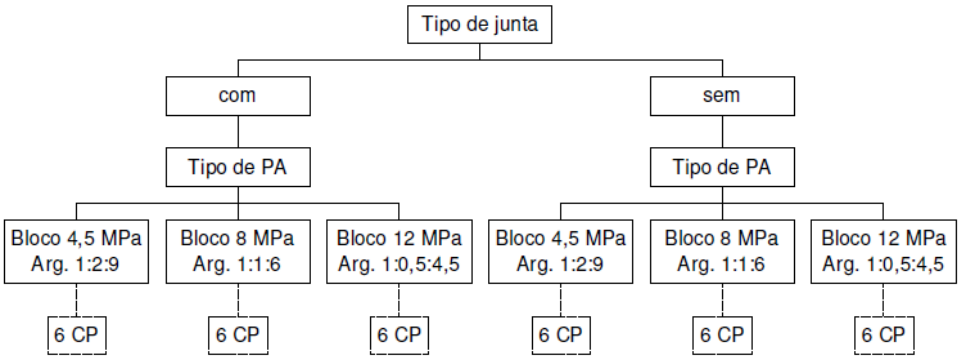


Figura 2.26 – Fluxograma de ensaios para avaliar a resistência à compressão.

Fonte: Vilató (2004).

Quanto aos ensaios de cisalhamento, além das pequenas paredes citadas acima, também foram ensaiadas paredes de 120 cm de comprimento por 260 cm de altura, ambas pelo método *Racking Test*.

O ensaio de cisalhamento realizado em pequenas paredes teve a finalidade de avaliar a influência do tipo de bloco (sempre associado a um tipo de argamassa) e do tipo de junta vertical na resistência ao cisalhamento, para tanto o autor manteve constante o nível pré-compressão aplicado (12,3 tf/m). Na Figura 2.27 é possível observar o fluxograma dos experimentos realizados com as pequenas paredes.

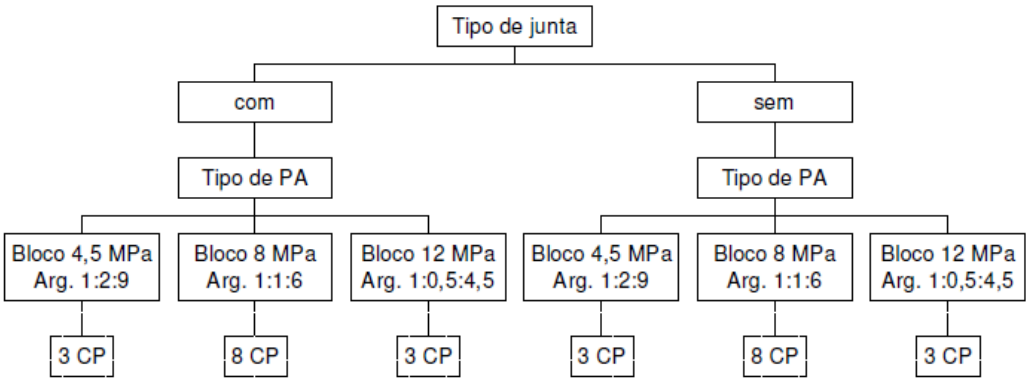


Figura 2.27 – Fluxograma de ensaios para avaliar a resistência ao cisalhamento de pequenas paredes com nível de pré-compressão mantido constante.

Fonte: Vilató (2004).

A partir dos resultados de máxima resistência ao cisalhamento apresentados pelo autor, foi observado que a resistência das pequenas paredes com juntas verticais secas foi inferior a resistência das pequenas paredes com juntas verticais preenchidas. Esta redução foi de 7%, 1% e 16% para pequenas paredes executadas com unidades de 4,5 MPa, 8 MPa e 12 MPa, respectivamente. No entanto, após análise de variância dos valores de resistência obtidos no ensaio, o autor concluiu que em todas as séries de pequenas paredes ensaiadas, o tipo de junta vertical utilizada não influenciou de forma significativa a resistência ao cisalhamento.

O ensaio de cisalhamento realizado em paredes teve a finalidade de avaliar a influência do nível de pré-compressão e do tipo de junta vertical na resistência ao cisalhamento. Para tanto o autor aplicou três níveis de pré-compressão – 8,2 tf/m (NP-1), 12,3 tf/m (NP-2) e 16,4 tf/m (NP-3) – em paredes executadas com blocos de 8 MPa e argamassa com traço 1:1:6. A Figura 2.28 apresenta o fluxograma dos experimentos em paredes.

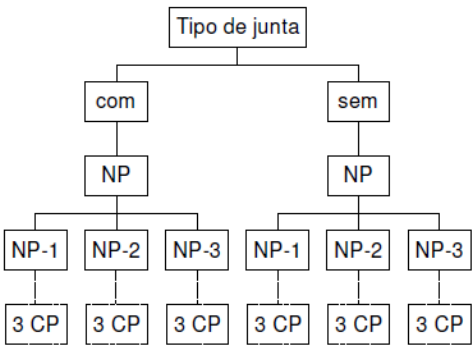


Figura 2.28 – Fluxograma de ensaios para avaliar a resistência ao cisalhamento de paredes variando o nível de pré-compressão. **Fonte:** Vilató (2004).

Após análise dos valores de resistência obtidos, o autor chegou a duas conclusões. A primeira refere-se à avaliação do efeito do não preenchimento da junta vertical. Neste caso observou-se que houve redução de 9%, 2% e 5% para as paredes submetidas, respectivamente, a uma pré-compressão de 8,2 tf/m, 12,3 tf/m e 16,4 tf/m. A segunda refere-se à influência do nível de pré-compressão para paredes com um mesmo tipo de junta vertical. Neste caso observou-se que nas paredes com junta

vertical preenchida praticamente não existiu influência desse fator, por outro lado nas paredes com junta seca houve um aumento de resistência com o aumento da pré-compressão de no máximo 5%.

O autor afirmou ainda que a pouca influência do nível de pré-compressão na resistência final deve-se à geometria dos corpos de prova, no entanto, ele destaca que essa influência é melhor explicada analisando o momento do ensaio em que aparece a primeira fissura e a magnitude da força que produz esta fissura. Desta maneira, o autor concluiu que a medida que se aumentou a pré-compressão aumentou também a influência do tipo de junta na definição do valor da força lateral que leva ao aparecimento da primeira fissura.

2.4.6 Gomes (2008)

Neste trabalho, Gomes (2008) ensaiou à compressão diagonal segundo a ASTM E 519-02. Foram ensaiadas 8 pequenas paredes de alvenaria com 80 cm de comprimento por 80 cm de altura, executadas com unidades de concreto (Figura 2.29) em escala natural de 3 MPa de resistência à compressão, conectadas por uma argamassa de assentamento disposta sob as paredes longitudinais (assentamento parcial), variando-se apenas o tipo de junta vertical: preenchida ou seca. Para a confecção das juntas foi utilizada argamassa pré-dosada.

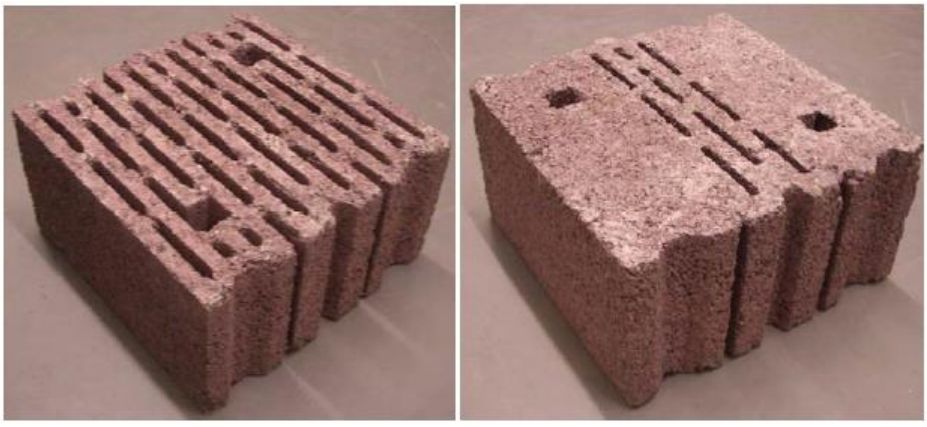


Figura 2.29 – Blocos de concreto utilizados nos ensaios. **Fonte:** Gomes (2008).

A partir dos resultados obtidos no ensaio de compressão diagonal o autor concluiu que a resistência ao cisalhamento das pequenas paredes com juntas verticais secas foi inferior a resistência das pequenas paredes com juntas verticais preenchidas, esta redução observada foi da ordem de 39%.

2.4.7 Haach (2009)

O estudo desenvolvido por Haach (2009) teve como objetivo principal propor um método de dimensionamento de elementos estruturais em alvenaria (armada e não armada) submetidos a ações no plano. Para tanto, o autor desenvolveu um extenso programa experimental e numérico a fim de avaliar o comportamento de paredes de contraventamento submetidas a ação combinada de forças verticais e horizontais cíclicas, bem como de vigas de alvenaria submetidas à flexão e ao cisalhamento.

Mais uma vez é importante ressaltar que neste item serão apresentados apenas os aspectos pertinentes a investigação experimental realizada por Haach (2009), enquanto que os aspectos da investigação numérica serão abordados no próximo capítulo.

Uma das etapas do programa experimental desenvolvido por Haach (2009) compreendeu a caracterização mecânica dos materiais constituintes dos elementos estruturais. Nesta fase, uma das investigações realizadas pelo autor foi a influência do não preenchimento das juntas verticais no comportamento à compressão e ao cisalhamento de pequenas paredes compostas por unidades de concreto em escala reduzida 1/2, conectadas por uma junta horizontal totalmente preenchida (assentamento total).

Com este objetivo foram realizados ensaios de compressão perpendicular às juntas horizontais em 6 pequenas paredes com 40 cm de comprimento por 50 cm de altura de acordo com a EN 1052-1 (1999), e ensaios de compressão diagonal em 6 pequenas paredes de 50 cm de comprimento por 50 cm de altura de acordo com a ASTM E519-02 (2000).

As unidades de concreto utilizadas foram de dois tipos (Figura 2.30): a primeira possuía dois vazados internos, resistência à compressão de 6,5 MPa e foram usadas para executar pequenas paredes de alvenaria com juntas verticais preenchidas, já a segunda possuía três vazados internos, resistência à compressão de 7,6 MPa e foram usadas para executar pequenas paredes de alvenaria sem juntas verticais preenchidas. O traço da argamassa utilizada em todos as pequenas paredes foi 1:3 (cimento:areia, em volume).

(a) (b)

Figura 2.30 – Geometria das unidades de concreto utilizadas: (a) com três vazados internos; (b) com dois vazados internos. **Fonte:** adaptado de Haach (2009).

A partir dos resultados obtidos no ensaio de compressão perpendicular às juntas horizontais, o autor observou que houve diferença nos valores de resistência à compressão em pequenas paredes com e sem junta vertical (aproximadamente de 10%), no entanto, em razão da semelhança entre os módulos de elasticidade encontrados para os dois tipos de pequenas paredes ensaiadas, o autor concluiu que a presença das juntas verticais exerceu pouca influência em termos de comportamento à compressão.

Quanto aos resultados obtidos no ensaio de cisalhamento por compressão diagonal, o autor concluiu que o fator tipo de junta vertical exerceu grande influência na resistência ao cisalhamento das pequenas paredes. A partir dos dados apresentados constatou-se que houve uma redução de aproximadamente 68% no valor de resistência ao cisalhamento, além de um comportamento mais frágil das pequenas paredes com junta vertical seca, se comparadas àquelas com juntas verticais preenchidas. Esse comportamento foi explicado pelo fato de, em paredes

com junta vertical, a maior área de contato entre as unidades ter proporcionado uma melhor distribuição de tensões.

2.4.8 Miranda (2012)

Um dos objetivos de Miranda (2012) foi avaliar a influência do não-preenchimento das juntas verticais em pequenas paredes sob compressão e cisalhamento. Para tanto, foram ensaiadas pequenas paredes de alvenaria em escala natural, compostos por unidades cerâmicas, de resistência média à compressão de 10 MPa, com junta horizontal totalmente preenchida variando-se apenas o tipo de junta vertical, preenchida ou seca. O traço da argamassa utilizada na execução de todas as pequenas paredes foi 1:0,5:4,5 em volume.

Os ensaios de compressão foram realizados com 12 pequenas paredes de 79 cm de comprimento por 99 cm de altura, de acordo com o procedimento de ensaio descrito na NBR 15812-2 (ABNT, 2010).

Já os ensaios de cisalhamento por compressão diagonal foram realizados com 6 pequenas paredes de 119 cm de comprimento por 119 cm de altura, de acordo com o procedimento de ensaio descrito na NBR 14321 (ABNT, 1999).

De forma similar ao que foi feito por Carvalheiro *et. al.* (2000), nas pequenas paredes ensaiadas ao cisalhamento, foram grauteadas as unidades que ficaram em contato com o sistema de aplicação de carga. Além disso, nas séries de pequenas paredes com juntas verticais secas foi necessário efetuar o preenchimento das juntas verticais na primeira e última fiada para garantir a transmissão de carga por toda a parede durante o ensaio.

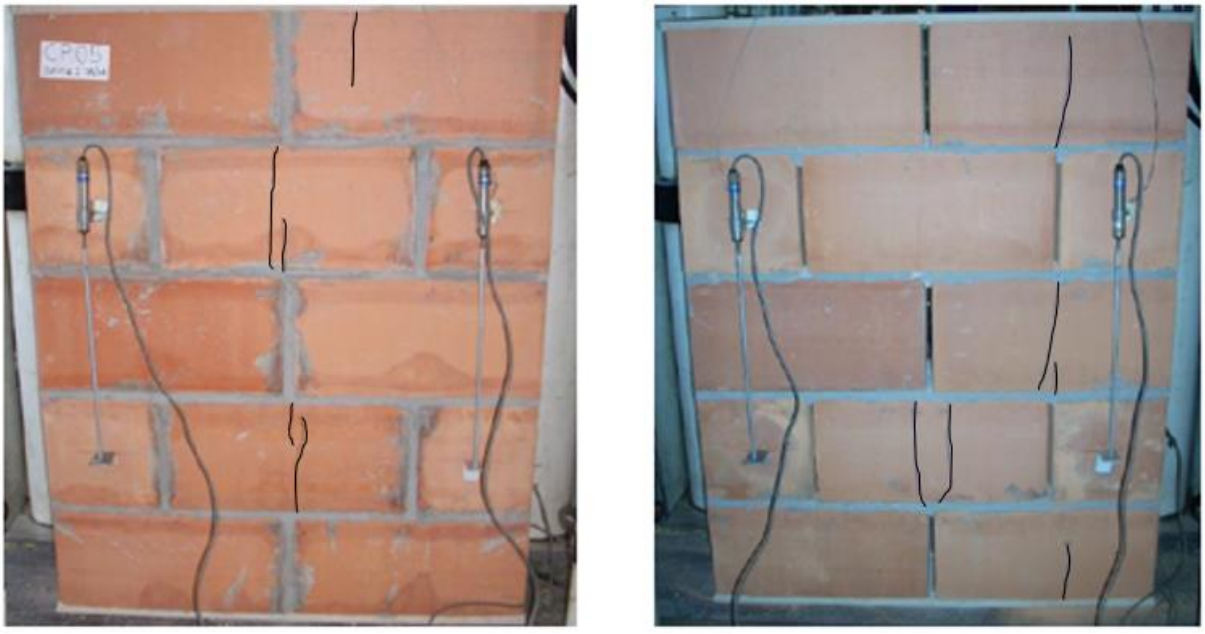
De acordo com os resultados obtidos nos ensaios de compressão, verificou-se que o não preenchimento das juntas verticais não exerceu influência na resistência à compressão das pequenas paredes, pois, não houve diferenças significativas nos valores de resistência encontrados.

Quanto ao cisalhamento, de acordo com os resultados obtidos, verificou-se uma diminuição da resistência da ordem de 50% nas pequenas paredes sem as juntas

verticais. Logo, concluiu-se que o fator tipo de junta tem influência expressiva sobre a resistência ao cisalhamento da alvenaria.

2.5 Mecanismos de Ruptura Usual

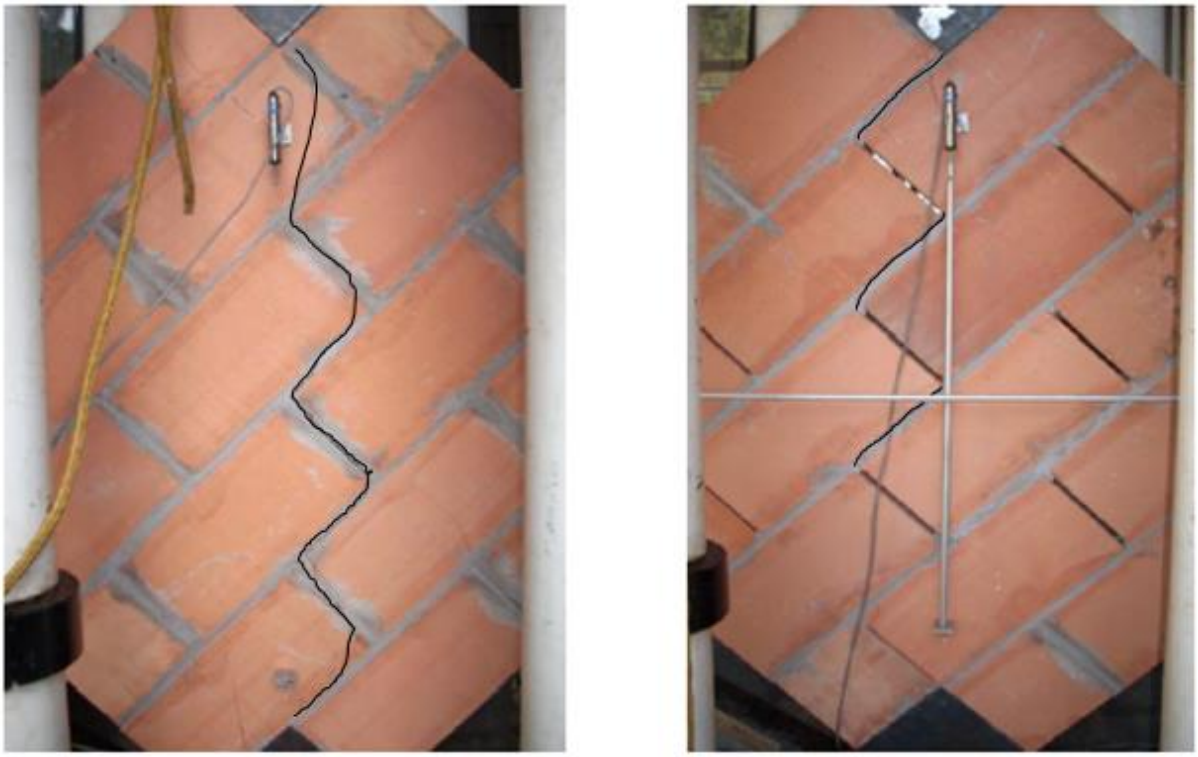
Segundo Miranda (2012), os ensaios de compressão perpendicular à junta horizontal em pequenas paredes com juntas verticais preenchidas, apresentam modo de ruptura caracterizado pelo surgimento de fissuras verticais nas unidades do trecho central, que se propagam através das juntas verticais, até a ruína (Figura 2.31a). Já nas pequenas paredes sem junta vertical, as fissuras iniciais ocorrem nas unidades sob as juntas não preenchidas, propagando-se na direção da carga, até a ruína (Figura 2.31b). Em ambos os casos, esse comportamento se deve ao desenvolvimento de tensões de tração na direção perpendicular à carga aplicada.



(a) (b)

Figura 2.31 – Modo de ruptura das pequenas paredes submetidas à compressão: (a) com junta vertical; (b) sem junta vertical. **Fonte:** adaptado de Miranda (2012).

Já os ensaios de cisalhamento por compressão diagonal em pequenas paredes com juntas verticais preenchidas apresentam modo de ruptura caracterizado pelo surgimento de uma fissura central que percorre a interface unidade/junta no sentido de aplicação do carregamento, chegando a atravessar as unidades em determinados pontos (Figura 2.32a). Já nas pequenas paredes sem junta vertical, as fissuras percorrem a interface unidade/junta horizontal e a junta vertical seca no sentido de aplicação do carregamento, sem atravessar as unidades (Figura 2.32b).



(a) (b)

Figura 2.32 – Modo de ruptura das pequenas paredes submetidas ao cisalhamento: (a) com junta vertical; (b) sem junta vertical. **Fonte:** adaptado de Miranda (2012).

2.6 Comentários do Capítulo

O propósito deste capítulo inicialmente foi apresentar, através de uma contextualização histórica, a evolução da alvenaria como sistema construtivo e de

seus materiais constituintes. Em seguida foram discutidas as características e propriedades mecânicas dos componentes da alvenaria – unidade, junta de argamassa e interface unidade/junta – visando uma melhor compreensão acerca da influência de cada um destes no comportamento estrutural do compósito.

Posteriormente foram apresentadas pesquisas realizadas com o intuito de avaliar a influência do não preenchimento da junta vertical no desempenho da alvenaria tanto à compressão quanto ao cisalhamento. Em cada uma das investigações apresentadas foram apontadas as principais características como os materiais e métodos utilizados, bem como as conclusões obtidas em cada uma delas.

Por meio da revisão bibliográfica apresentada, percebe-se que os diferentes autores obtiveram resultados e, por vezes, conclusões distintas quanto a influência do não preenchimento da junta vertical no comportamento da alvenaria à compressão e ao cisalhamento. Essa divergência ocorre em partes pela utilização de diferentes materiais e métodos de ensaio em cada uma das investigações realizadas.

Na Tabela 2.1 são apresentadas de forma resumida as características e conclusões dos ensaios de compressão realizados pelos diferentes autores.

Tabela 2.1 – Quadro comparativo entre as pesquisas desenvolvidas acerca do comportamento da alvenaria à compressão. **Fonte:** autoria própria.

AUTOR	UNIDADE	ARGAMASSA			MÉTODO DE ENSAIO	CONCLUSÃO
	MATERIAL	ESCALA	TRAÇO	ASSENT.		
Santos (2001)	Cerâmico (16 MPa)	Reduzida 1/3	1:1:6	Total	Compressão Normal à Junta Horizontal	Redução da resistência (21%)
Passos *et al.* (2002)	Concreto (9 MPa)	Natural	1:1:6	Total	Compressão Simples (NBR 8949)	Redução da resistência (17%)
Capozucca (2002)	Cerâmico (21 MPa) plana e dentada	Natural	1:4:9,28	Parcial Total	Compressão Normal (ENV 1996 1-1)	Redução da resistência (13%)
Vilató (2004)	Concreto (4,5, 8 e 12 MPa)	Natural	1:2:9, 1:1:6 e 1:0,5:4,5	Parcial	Compressão Normal à Junta Horizontal	Não houve redução da resistência
Haach (2009)	Concreto (6,5 e 7,6 MPa)	Reduzida 1/2	1:3	Total	Compressão Normal à Junta Horizontal (EN 1052-1)	Pouca influência
Miranda (2012)	Cerâmico (10 MPa)	Natural	1:0,5:4,5	Total	Compressão Normal (NBR 15812-2)	Não houve redução da resistência

A partir da Tabela 2.1 é possível observar que, apesar de terem sido utilizados materiais e métodos distintos, Santos (2001) e Passos *et al.* (2002) obtiveram as

mesmas conclusões quanto a influência da junta vertical no comportamento à compressão da alvenaria, além de percentuais de redução de resistência muito próximos. Da mesma forma Capozucca (2002) verificou, mesmo que num percentual um pouco menor, que houve uma redução da resistência quando da utilização de juntas verticais secas. Já Vilató (2004), Haach *et al.* (2010) e Miranda (2012) obtiveram unanimidade quanto a pouca influência da junta vertical na resistência à compressão da alvenaria, mesmo tendo sido utilizados materiais e métodos bem distintos em suas investigações. Desta maneira, no que tange a influência da junta vertical na resistência à compressão da alvenaria, é possível constatar que as conclusões obtidas pelos diferentes pesquisadores são conflitantes.

Quanto aos ensaios de cisalhamento, na Tabela 2.2 são apresentadas as características e conclusões das investigações realizadas pelos diferentes autores.

Tabela 2.2 – Quadro comparativo entre as pesquisas desenvolvidas acerca do comportamento da alvenaria ao cisalhamento. **Fonte:** autoria própria.

AUTOR	UNIDADE		ARGAMASSA		MÉTODO DE ENSAIO	CONCLUSÃO
	MATERIAL	ESCALA	TRAÇO	ASSENT.		
Cavalheiro (2000)	Concreto (8,5 MPa) Cerâmico (9,5 MPa)	Natural	1:1:6, 1:0,5:4,5 e 1:0,25:3,75	Parcial	Compressão Diagonal (ASTM E519)	Redução da resistência (45% à 68%)
Santos (2001)	Cerâmico (16 MPa)	Reduzida 1/3	1:1:6	Total	*Racking Test*	Redução da resistência (25% a 5%)
Capozucca (2002)	Cerâmico (21 MPa) plana e dentada	Natural	1:4:9,28	Parcial Total	Compressão Diagonal (ASTM E519)	Redução da resistência (70%)
Vilató (2004)	Concreto (4,5, 8 e 12 MPa)	Natural	1:2:9, 1:1:6 e 1:0,5:4,5	Parcial	*Racking Test*	Redução da resistência (9% a 2%)
Gomes (2008)	Concreto (3 MPa)	Natural	Pré-dosada	Parcial	Compressão Diagonal (ASTM E519)	Redução da resistência (39%)
Haach (2009)	Concreto (6,5 e 7,6 MPa)	Reduzida 1/2	1:3	Total	Compressão Diagonal (ASTM E519)	Redução da resistência (68%)
Miranda (2012)	Cerâmico (10 MPa)	Natural	1:0,5:4,5	Total	Compressão Diagonal (NBR 14321)	Redução da resistência (50%)

A partir da observação da Tabela 2.2 é possível constatar que há uma certa unanimidade entre os pesquisadores quanto aos efeitos negativos do não preenchimento da junta vertical na resistência ao cisalhamento da alvenaria estrutural. No entanto, verifica-se que há uma variação muito grande entre os percentuais de redução de resistência ao cisalhamento sugeridos pelos autores.

Estas constatações reforçam a necessidade, evidenciada no início deste trabalho, da elaboração de pesquisas experimentais e numéricas que busquem contribuir para um melhor entendimento acerca da influência da utilização de juntas verticais secas no comportamento da alvenaria estrutural.

Na presente pesquisa espera-se que o fator tipo de junta vertical não exerça influência significativa nos valores de resistência à compressão de pequenas paredes tanto de unidades cerâmicas quanto de concreto, pois, de acordo com o que foi visto neste capítulo, verifica-se que a unidade, a junta horizontal e a interface unidade/junta horizontal são os componentes do compósito que governam a ruptura das pequenas paredes quando submetidas à compressão. Este fato pode ser constatado no modo de ruptura das pequenas paredes (item 2.5), sendo explicado pelo estado de confinamento no qual a junta horizontal passa a trabalhar e pela interação entre esta junta e a unidade quando da compressão da alvenaria (item 2.3.3). Desta forma se espera que a unidade, a junta horizontal e a interface entre elas exerçam maior influência nos valores finais de resistência à compressão da alvenaria do que a junta vertical.

Quanto ao comportamento das pequenas paredes submetidas ao cisalhamento por compressão diagonal, espera-se nesta pesquisa – em concordância com os resultados já apresentados – que o fator tipo de junta vertical exerça influência significativa na resistência ao cisalhamento das pequenas paredes tanto de unidades cerâmicas quanto de concreto. Essa expectativa se justifica pelo fato da presença da junta vertical promover um aumento na área de contato entre as unidades, o que permite uma melhor distribuição das tensões ao longo das pequenas paredes, a redução da concentração de tensões numa determinada região e a diminuição da possibilidade de ocorrência de rupturas localizadas que levariam à obtenção de valores de resistência abaixo do esperado. Além disso, de acordo com o observado no item 2.5 deste capítulo, a região da interface unidade/junta (horizontal e vertical) governa a ruptura por cisalhamento da pequena parede submetida à compressão diagonal. Logo, percebe-se que esta região possui fundamental importância no comportamento das pequenas paredes submetidas ao cisalhamento, exercendo grande influência no valor final da resistência.

CAPÍTULO 3

Modelagem Numérica em Alvenaria Estrutural

3.1 Considerações Iniciais

O desenvolvimento dos métodos numéricos e o avanço computacional tornaram possível a utilização de modelos constitutivos mais completos e precisos voltados para a análise numérica de estruturas em alvenaria (Oliveira, 2014), o que permitiu a obtenção de soluções com um grau de aproximação satisfatório em relação ao comportamento real das mesmas.

Um dos métodos mais utilizados para simular o comportamento da alvenaria é o Método dos Elementos Finitos (MEF). A grande utilização deste se deve à sua flexibilidade na representação de geometrias, carregamentos e condição de contorno, aliada à uma implementação computacional relativamente fácil (Mata, 2011).

Segundo Santos (2014), um modelo numérico representativo da alvenaria, necessita de uma descrição detalhada do comportamento mecânico individual de cada um dos componentes da alvenaria, garantindo a representação suficientemente precisa do comportamento do compósito, no entanto, isso pode demandar um enorme custo computacional, atingindo um elevado grau de complexidade. Diante desses fatores, pode-se adotar diferentes estratégias ou técnicas de modelagem para simulação de estruturas em alvenaria.

3.2 Técnicas de Modelagem das Estruturas de Alvenaria

Segundo Lourenço (1996), existem três técnicas de modelagem de estruturas em alvenaria, são elas: micro-modelagem detalhada, micro-modelagem simplificada e macro-modelagem.

Ainda segundo Lourenço (1996), não se pode dizer que uma técnica é melhor que outra, pois existem diferentes campos de aplicação para cada uma delas. A escolha da técnica a ser adotada deve levar em consideração os seguintes fatores: objetivos e resultados a serem alcançados, nível de precisão necessário, capacidade computacional e tempo de processamento.

3.2.1 Micro-modelagem Detalhada

Na micro-modelagem detalhada, as unidades e as juntas de argamassa são representadas por elementos contínuos, enquanto que a interface unidade/junta é representada por elementos de interface ou descontínuos (Figura 3.1).

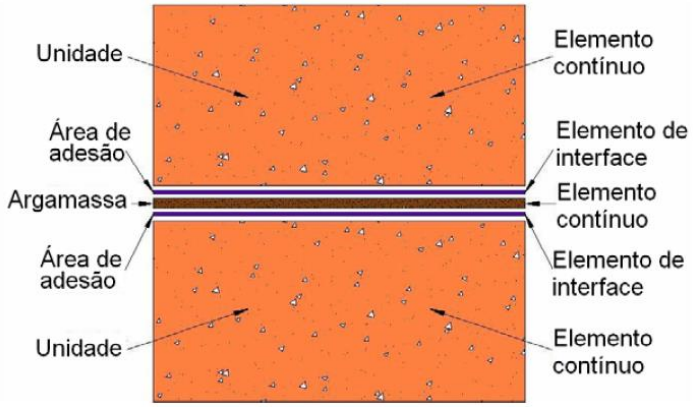


Figura 3.1 – Micro-modelagem detalhada. **Fonte:** Freitas (2008).

O elemento de interface representa um plano potencial de fissuração/deslizamento, que pode ocorrer ao longo das áreas de adesão superior e/ou inferior.

Neste tipo de modelagem são considerados o módulo de elasticidade (E), o coeficiente de Poisson (v) e as propriedades não lineares da unidade e da argamassa. Segundo Van Noort (2012), esta é uma representação mais precisa, pois considera as propriedades de cada componente da estrutura de alvenaria de forma individual.

A grande vantagem deste tipo de modelagem é que permite avaliar, de forma minuciosa, a ação combinada da unidade, da argamassa e da interface (Izquierdo, 2015), o que gera resultados numéricos com ótima precisão. No entanto, esta técnica requer elevado custo computacional e tempo de processamento devido ao alto nível de detalhamento da malha, além de uma grande quantidade de parâmetros dos materiais. Lotfi & Shing (1994) afirmam que esta técnica é indicada para simular o comportamento de fratura de pequenas amostras de alvenaria.

3.2.2 Micro-modelagem Simplificada

Na micro-modelagem simplificada, a junta de argamassa e as duas interfaces unidade/junta são representadas por elementos de interface de espessura nula. Sendo assim, a unidade – representada por elementos contínuos – deve ter sua geometria expandida a fim de incluir a espessura da junta e manter as dimensões do modelo inalteradas (Figura 3.2).

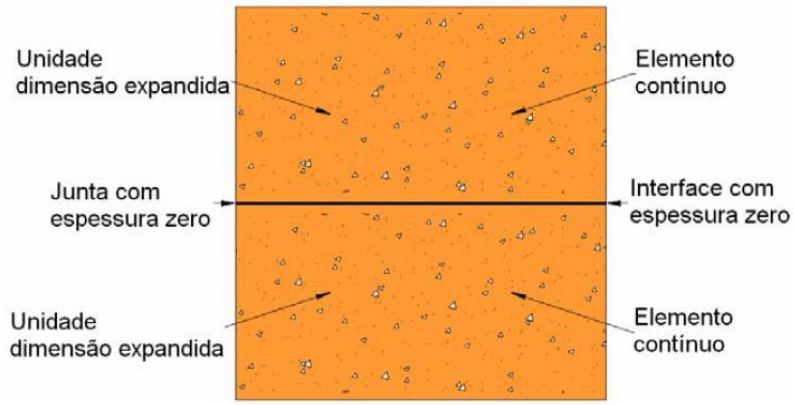


Figura 3.2 – Micro-modelagem simplificada. **Fonte:** Freitas (2008).

Desta forma, a alvenaria é considerada como um conjunto de unidades elásticas ou elasto-plásticas unidas por linhas potenciais de fratura/deslizamento, de modo que toda não linearidade do problema é atribuída à junta (Nascimento Neto, 2003). É importante observar que nesta estratégia, a rigidez elástica do elemento de

interface tem de ser calculada levando em conta as propriedades de ambos os componentes da alvenaria, unidade e junta (Lourenço, 1994).

Uma desvantagem desse método é que se perde precisão devido o efeito de Poisson na argamassa ser desprezado, além disso, nesta estratégia o custo computacional ainda é relativamente elevado, porém inferior ao da micro-modelagem detalhada (Freitas,2008).

Segundo Lourenço (1996), o uso desta estratégia é bastante apropriado para elementos estruturais sujeitos à distribuição de tensões e deformações muito heterogêneas, no qual se deseja compreender melhor o comportamento local das estruturas de alvenaria, desde o estágio linear, passando pelo início da fissuração, até a perda total da resistência.

Segundo Lotfi e Shing (1994), este tipo de modelagem é computacionalmente inviável para análise de grandes estruturas, porém é certamente uma valiosa ferramenta de pesquisa para simulação de experimentos realizados em laboratório.

3.2.3 Macro-modelagem

Na macro-modelagem, as porções da alvenaria - unidades, juntas de argamassa e interface unidade/junta – são representadas por elementos contínuos que levam em consideração as propriedades anisotrópicas do compósito (Figura 3.3).

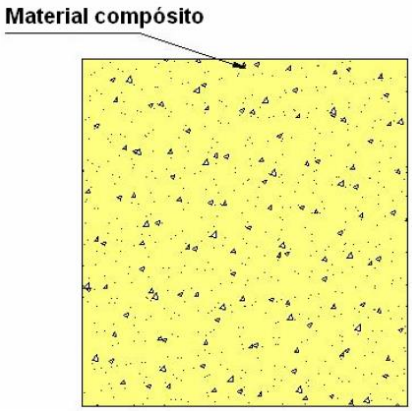


Figura 3.3 – Macro-modelagem. **Fonte:** Freitas (2008).

Uma desvantagem desse método é que a interação entre os componentes da alvenaria não pode ser incorporada no modelo, estabelecendo-se, desta forma, uma relação entre tensões e deformações médias. Dentre as vantagens deste método estão a facilidade na geração de malha, o menor custo computacional e o menor tempo de processamento.

Este tipo de modelagem é apropriado em situações nas quais o conhecimento da interação entre a unidade e a junta é minorado em função do comportamento global da estrutura, como por exemplo, na análise de estruturas de dimensões suficientemente grandes, em que as tensões podem ser consideradas razoavelmente uniformes (Mata, 2011).

3.3 Aspectos da Micro-modelagem

Neste trabalho, para a investigação do comportamento das pequenas paredes, foi adotado a técnica de micro-modelagem simplificada.

Segundo Lourenço (1996), para que tal modelagem possa ser considerada precisa, devem ser incluídos todos os tipos básicos de mecanismos de ruptura característicos da alvenaria, como mostra a Figura 3.4. Tais mecanismos são: (a) fissuração da junta por tração direta; (b) escorregamento ao longo das juntas horizontal ou vertical sob baixos valores de tensões normais; (c) fissuração das unidades por tração; (d) fissuração diagonal das unidades quando há valores de tensão normal suficientes para desenvolver atrito nas juntas; (e) esmagamento da alvenaria, geralmente identificada com a separação das unidades sob tração, como resultado da dilatação da argamassa submetida a elevados valores de tensão normal.

Observa-se, que os mecanismos de ruptura por tração direta na junta (Figura 3.4-a) e escorregamento da junta (Figura 3.4-b) estão diretamente relacionados com o comportamento da interface, enquanto que os mecanismos de ruptura por fissuração diagonal da unidade (Figura 3.4-d) e esmagamento da alvenaria (Figura 3.4-e) estão relacionados tanto com o comportamento da interface quanto com o comportamento da alvenaria, pois esses envolvem tanto a unidade quanto a junta, ou seja, envolvem o compósito. Além disso, observa-se também que o mecanismo de

ruptura por fissuração das unidades por tração (Figura 3.4-c) está relacionado apenas com o comportamento da unidade.

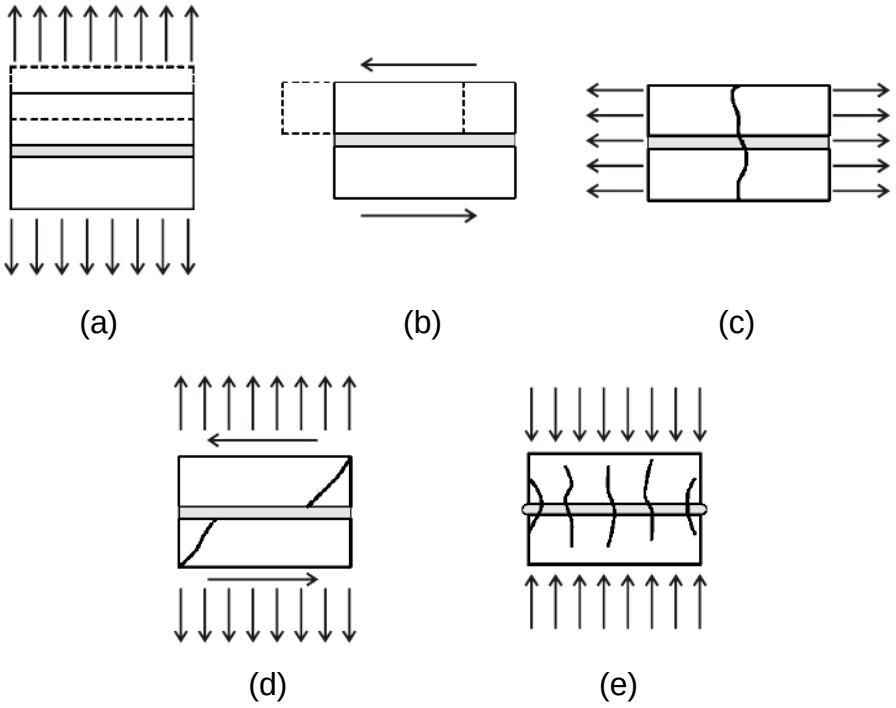


Figura 3.4 – Mecanismos de ruptura da alvenaria: (a) tração direta na junta; (b) escorregamento da junta; (c) fissuração da unidade por tração; (d) fissuração diagonal da unidade; (e) esmagamento da alvenaria. **Fonte:** Lourenço (1994).

Diante do exposto fica claro que, para que seja possível a modelagem da alvenaria usando a técnica de micro-modelagem simplificada, faz-se necessário a utilização de modelos constitutivos apropriados que levem em consideração os fenômenos que ocorrem na unidade, na interface unidade/junta e no compósito.

3.4 Modelos Constitutivos para Micro-modelagem

Os modelos constitutivos devem ser vistos como simplificações matemáticas que aproximam um comportamento físico complexo dentro de certas circunstâncias (Freitas, 2008).

É fato que não existem modelos capazes de reproduzir de forma exata o comportamento das estruturas, no entanto, a escolha de um modelo adequado é fundamental para a obtenção de resultados capazes de determinar não só a carga de ruptura, mas todo o comportamento pós-pico de uma estrutura. Além da escolha do modelo a ser adotado, para que a simulação numérica possa ser representativa, deve haver ainda uma representação adequada das condições de contorno e carregamento do problema, além de ser necessária a utilização de parâmetros confiáveis obtidos por meio de ensaios experimentais.

Os modelos constitutivos fornecem relações tensão-deformação que simulam o comportamento da estrutura. Desta forma, para as simulações em que são utilizados elementos contínuos, as leis adotadas devem ser capazes de representar satisfatoriamente o meio contínuo no qual estes elementos estão inseridos. De igual modo, para os modelos em que são utilizados elementos de interface ou descontínuos, as leis adotadas devem ser capazes de representar de forma satisfatória o comportamento descontínuo da região em que estão inseridos.

Atualmente encontram-se vários modelos caracterizados por diferentes níveis de complexidade para a aproximação do comportamento da alvenaria. No Capítulo 4 deste trabalho são descritos os modelos utilizados na micro-modelagem das pequenas paredes desta pesquisa.

3.5 Trabalhos Sobre Análise Numérica da Alvenaria Estrutural

Nos próximos itens serão apresentados alguns trabalhos que abordaram a modelagem computacional da alvenaria estrutural. Com exceção do trabalho desenvolvido por Santos (2001), os demais não tiveram como foco principal a investigação da influência do não preenchimento da junta vertical no comportamento da alvenaria, no entanto, estes se constituem um importante referencial para o desenvolvimento dos modelos numéricos que serão apresentados nesta pesquisa. Deste modo, a revisão bibliográfica apresentada a seguir irá se ater, em especial, aos aspectos relacionados a modelagem numérica da alvenaria estrutural desenvolvida por cada autor.

3.5.1 Santos (2001)

Além da análise experimental, descrita no item 2.4.2 do Capítulo 2, Santos (2001) também realizou a análise numérica de paredes de contraventamento submetidas a combinação de força horizontal e pré-compressão. Nestas análises o autor buscou não somente avaliar o efeito do não preenchimento das juntas verticais no desempenho da alvenaria, mas também a influência da adoção de diferentes modelos do material nos resultados numéricos.

Estas análises foram feitas através da utilização do software ABAQUS (1999), baseado no Método dos Elementos Finitos. A estratégia de modelagem utilizada foi a macro-modelagem. O autor justificou sua escolha em razão do interesse de se avaliar o comportamento global das paredes de contraventamento.

Para a representação da estrutura foi adotado um modelo bidimensional composto por elementos retangulares (ou quadriláteros) que possuem formulação baseada na descrição de Lagrange e quatro pontos de integração por elemento. O autor ressaltou que para a determinação da malha final foi realizado um estudo de convergência, a partir do qual foi vista a necessidade de se aumentar a densidade da malha nas regiões de altos gradientes de deformação. A configuração final da malha utilizada por Santos (2001) pode ser vista na Figura 3.5.

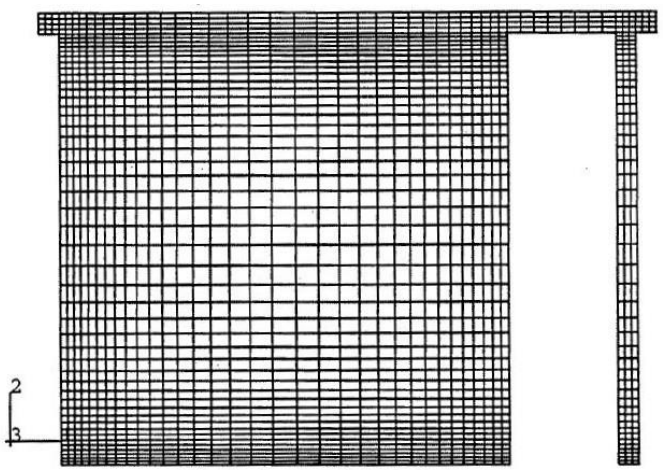


Figura 3.5 – Discretização da malha utilizada no modelo computacional.

Fonte: Santos (2001).

O comprimento da flange, a largura da laje e a espessura da parede de contraventamento foram fornecidos ao programa como dados de entrada já que os mesmos não puderam ser representados no modelo bidimensional. Quanto as condições de contorno e carregamento, aplicou-se – na base das paredes – restrições de translação tanto na direção vertical quanto na horizontal, além de forças nos nós relativos aos pontos de aplicação de carga nos ensaios experimentais.

A análise numérica das paredes de contraventamento foi realizada considerando o comportamento linear e não linear dos materiais. Para a análise não linear foi utilizado o método iterativo no qual a estrutura é submetida ao carregamento total a cada iteração. Para satisfazer as condições de equilíbrio, as iterações foram combinadas e um valor constante de rigidez aproximada foi usado para a solução do problema numérico.

Para a representação do comportamento da alvenaria foram utilizados dois modelos para o material, o isotrópico e o ortotrópico, com a finalidade de avaliar qual deles apresenta melhor concordância com os resultados experimentais. Em ambos os modelos foram necessários parâmetros – definidos na área bruta – para a flange grauteada, paredes com juntas verticais preenchidas, paredes com juntas verticais não-preenchidas e laje de concreto. Estes parâmetros foram obtidos a partir de ensaios de caracterização realizados pelo autor em pequenas paredes.

Em uma de suas análises Santos (2001) observou que para estruturas em alvenaria com juntas verticais preenchidas, quando o material foi considerado isotrópico, os deslocamentos ao longo da altura da parede foram subestimados em 30% se comparados aos deslocamentos observados experimentalmente. Já para estruturas em alvenaria com juntas verticais não preenchidas este valor chegou a 48%. No entanto, quando o material foi considerado ortotrópico, foi obtida uma boa aproximação entre os resultados numéricos e experimentais para ambos os tipos de paredes, com e sem juntas verticais preenchidas.

Desta maneira, quanto as análises numéricas o autor concluiu que a consideração das propriedades ortotrópicas na modelagem numérica da alvenaria melhoraram consideravelmente a concordância entre os resultados obtidos nos modelos computacional e experimental, contudo o autor afirmou que esta conclusão

é válida nas situações em que as deformações por cisalhamento são preponderantes, tendo menos relevância quando da predominância das deformações por flexão.

3.5.2 Gomes (2001)

Gomes (2001) realizou um trabalho de caráter numérico, baseado no método dos elementos finitos, que teve como objetivo desenvolver modelos computacionais capazes de simular o ensaio de compressão uniaxial de prismas. Para tanto foram efetuadas a modelagem de seis prismas de três blocos com características distintas, apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Características dos prismas modelados por Gomes (2001).

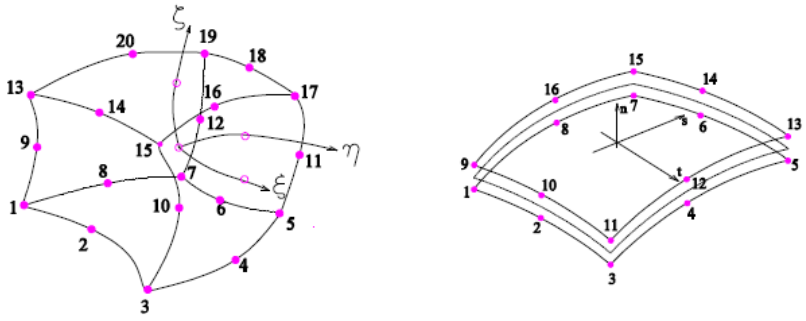
Fonte: autor.

MODELO	TIPO DE PRISMA	TIPO DE UNIDADE	TIPO DE ASSENTAMENTO
1	Simples	Concreto	Total
2			Parcial
3		Cerâmico	Total
4	Grauteado	Concreto	Total
5			Parcial
6		Cerâmico	Total

Para a geração da malha de elementos finitos, aplicação das condições de contorno e cargas, atribuição das características elásticas dos materiais e representação de tensões e deformações foi utilizado software FEMGV, denominado de pré/pós processador. Já para a definição das características plásticas dos materiais, do tipo de análise e critérios de controles sobre o processo não-linear foi utilizado o software DIANA 6.1.

Para a representação dos prismas foram desenvolvidos modelos tridimensionais, a estratégia de modelagem utilizada para a geração da malha foi a micro-modelagem detalhada e o tipo de análise efetuada foi não-linear.

Para discretizar as unidades, o graute e a argamassa foram utilizados elementos finitos tridimensionais de 20 nós (Figura 3.6a), estes são elementos isoparamétricos que possuem função interpoladora de ordem quadrática. Já para as interfaces unidade/argamassa foram utilizados elementos tridimensionais de interface de 16 nós (ver Figura 3.6b), que também possuem função interpoladora de ordem quadrática.



(a) (b)

Figura 3.6 – Elementos finitos utilizados na discretização dos prismas: (a) elemento sólido de 20 nós; (b) elemento de interface de 16 nós. **Fonte:** Gomes (2001).

O modelo constitutivo utilizado para representar o comportamento mecânico das unidades, da argamassa e do graute sob compressão foi o critério de plastificação de Drucker-Prager com a consideração do endurecimento isotrópico, enquanto que para a tração foi utilizado o modelo de fissuração distribuída. Para representar o comportamento não-linear das interfaces foi utilizado o critério de atrito de Coulomb. O autor ressaltou que os parâmetros experimentais necessários para alimentar o modelo teórico desenvolvido foram obtidos por meio da literatura especifica da área com valores compatíveis com as análises realizadas. Devido a representação dos vazados das unidades nos modelos computacionais, foi adotada a espessura real das unidades e suas propriedades referentes a área líquida.

Para representar a carga distribuída atuando no topo dos prismas utilizou-se a opção *pressure* no software DIANA. Esta carga foi incrementada até a ruptura final dos prismas, sendo que o tamanho dos incrementos foi variável (incremento de carga

adaptativo). Esta variação foi controlada pelo software com a finalidade de manter os resultados obtidos dentro de uma precisão pré-estabelecida.

As condições de contorno dos prismas foram estabelecidas considerando a simetria do problema e as restrições devido às placas da prensa. Para simular a restrição total gerada pela placa da base, aplicou-se nos nós pertencentes a base dos prismas uma restrição total. Já no topo dos prismas, os nós foram submetidos apenas a restrições de simetria. Para a resolução do problema não-linear foram adotados o método incremental-iterativo, o método de Newton-Raphson convencional, o método do arco e o método das bisseções (*linear search*). Foi adotado ainda o critério de energia sendo utilizado como tolerância o valor de 10^{-4}.

Para validar os modelos matemáticos de ensaio de compressão uniaxial de prismas, foram comparados os resultados numéricos com os resultados experimentais obtidos por meio da literatura especifica. Observou-se que os valores de resistência obtidos numericamente apresentaram diferença percentual na faixa de 5% a 12% em relação aos valores experimentais. Além disso, foi constatado que houve boa concordância entre as curvas tensão x deformação obtidas numérica e experimentalmente.

Desta maneira, o autor concluiu que o modelo matemático proposto, de maneira geral, apresentou boa aproximação em relação ao comportamento à compressão dos prismas, para todas as combinações de materiais utilizadas.

3.5.3 Peleteiro (2002)

Peleteiro (2002) desenvolveu um estudo de caráter numérico que teve como principal objetivo apresentar as ferramentas computacionais mais adequadas a serem utilizadas no suporte teórico a pesquisas experimentais, visando desta forma a redução dos custos e o aumento da eficiência na obtenção de resultados nos ensaios em alvenaria estrutural.

Em seu trabalho, a autora realizou diversas análises utilizando vários recursos de modelagem numérica disponíveis nos softwares comerciais ANSYS e ABAQUS, baseados no Método dos Elementos Finitos.

Uma dessas análises diz respeito a pequenas paredes de alvenaria – com 80 cm de comprimento por 80 cm de altura por 14 cm de espessura – submetidas à compressão perpendicular à junta horizontal e constituídas por unidades vazadas de concreto. Estas pequenas paredes foram ensaiadas originalmente em laboratório por Juste (2001).

A análise das pequenas paredes foi efetuada com o software ABAQUS, em que foram desenvolvidos modelos tridimensionais considerando o comportamento não linear dos materiais. Foi utilizada a estratégia de micro-modelagem na qual foram adotados elementos sólidos do tipo C3D8 – que possuem 8 nós e 3 graus de liberdade por nó – para a discretização das unidades e da argamassa. Na Figura 3.7 pode ser observada a malha adotada nesta análise.

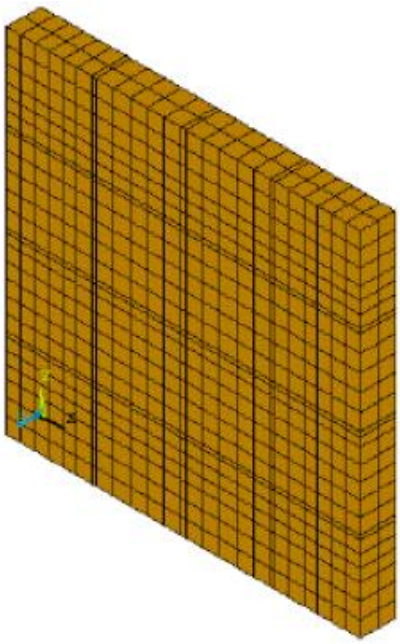


Figura 3.7 – Discretização adotada para as pequenas paredes

Fonte: Peleteiro (2002)

Na discretização das pequenas paredes a autora não considerou os vazados das unidades, desta maneira a parede foi modelada com uma espessura equivalente e propriedades da unidade referente a área líquida.

Para representar as condições de contorno e carregamento do ensaio de compressão perpendicular à junta horizontal, foram restringidas as translações dos nós na base das paredes enquanto que no topo das mesmas foi aplicado um carregamento uniformemente distribuído.

Os modelos constitutivos não lineares usados para representar o comportamento mecânico das unidades e da argamassa foram o elastoplástico clássico (*Plastic*) e o elastoplástico para o concreto (*Concrete*). As propriedades da unidade e da argamassa utilizadas nas simulações foram obtidas experimentalmente por Juste (2001), com exceção das resistências à tração da unidade e da argamassa que foram consideradas iguais a 10% de suas respectivas resistências à compressão.

A partir da comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais obtidos por Juste (2001), Peleteiro (2002) concluiu que os dois modelos constitutivos, de maneira geral, apresentaram bons resultados em relação à força de ruptura. A autora ressaltou ainda que o modelo *Concrete* apresentou valores de força de ruptura menores do que os observados experimentalmente, em média 15%. Já o modelo *Plastic* apresentou valores de força de ruptura em média 18% maiores que os obtidos experimentalmente.

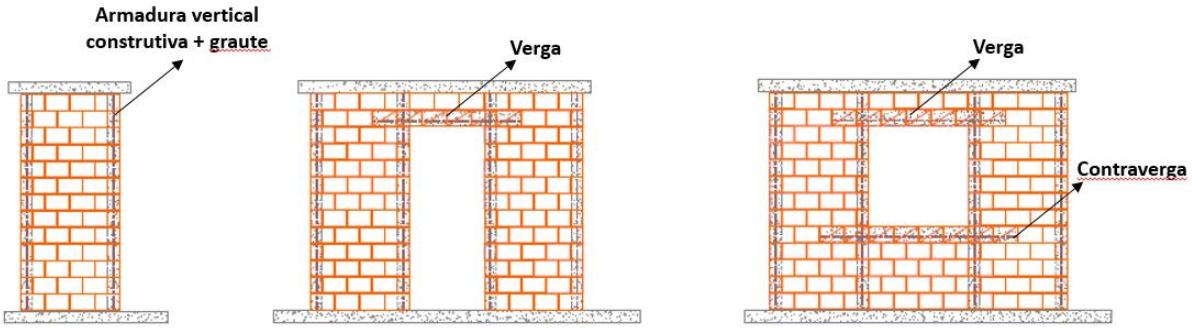
Desta forma, a autora concluiu que o primeiro modelo aparentou ser mais adequado para a determinação da força de ruptura, por apresentar resultados a favor da segurança. Contudo, ao analisar as curvas tensão x deformação a autora observou que o segundo modelo representou de forma mais adequada o comportamento das pequenas paredes quanto à rigidez. Desta maneira, ela concluiu que o último modelo foi o mais apropriado para a análise da relação tensão x deformação da estrutura.

Finalmente a autora ressaltou que na modelagem das pequenas paredes, a interface entre a argamassa e as unidades foi simulada com aderência perfeita, não havendo a possibilidade de escorregamento entre as juntas de argamassa e os blocos. Porém observou-se que, como o carregamento aplicado ao modelo foi de compressão, a não consideração do escorregamento teve pouca influência nos resultados da análise numérica. Contudo, ela afirmou que nos casos em que as tensões cisalhantes são preponderantes, a consideração do escorregamento é fundamental para a obtenção de resultados consistentes.

3.5.4 Nascimento Neto (2003)

Nascimento Neto (2003) realizou um trabalho de caráter experimental e numérico, cujo objetivo principal foi avaliar o comportamento de painéis de alvenaria com abertura, em especial, o efeito de acoplamento causado pela presença de lintéis no painel.

A investigação experimental consistiu na realização de ensaios em modelos de painéis constituídos por unidades cerâmicas em escala reduzida 1:3, nos quais variou-se: a configuração de abertura – sem abertura, com abertura de porta e com abertura de janela; a intensidade de pré-compressão; e a utilização de amaduras verticais em conjunto com o graute. Na Figura 3.8 é possível visualizar algumas das séries ensaiadas pelo autor.



(a) (b) (c)

Figura 3.8 – Representação dos painéis ensaiados: (a) painel isolado com armadura vertical e graute; (b) painel com abertura de porta, armadura vertical e graute (c) painel com abertura de janela, armadura vertical e graute.

Fonte: adaptado de Nascimento Neto (2003)

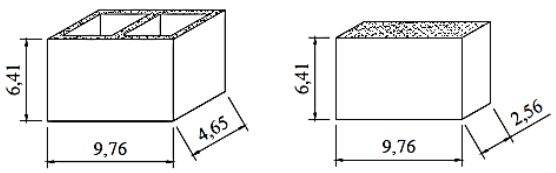
Na análise numérica desenvolvida foram utilizadas as ferramentas do pré-processador do software ANSYS v. 5.5, enquanto que os modelos de ruptura e plasticidade foram utilizados a partir do software ABAQUS/STANDARD v. 5.8, 6.2 e 6.3.

O autor ressaltou que a opção por utilizar os modelos constitutivos do ABAQUS teve como base o estudo desenvolvido por Peleteiro (2002), no qual foram avaliados alguns desses modelos em análises numéricas de pequenas paredes submetidas à compressão simples.

A investigação numérica realizada por Nascimento Neto (2003) foi desenvolvida em três etapas. A primeira consistiu na calibração do modelo numérico a partir da comparação com os resultados experimentais, obtidos em ensaios de compressão simples e compressão diagonal de pequenas paredes realizados pelo autor. A segunda etapa consistiu na análise numérica do modelo físico de painel isolado sem armadura vertical e graute. A terceira etapa consistiu na análise numérica do modelo físico de painel com porta sem armadura vertical e graute.

Em todas as análises o autor optou por desenvolver modelos tridimensionais usando uma estratégia de modelagem intermediária entre à micro-modelagem detalhada e à micro-modelagem simplificada. Segundo o autor, esta escolha foi feita com a finalidade de representar os planos preferenciais de ruptura constituídos pelas juntas de argamassa, bem como para possibilitar uma melhor avaliação dos cantos da abertura e da base das paredes.

Uma das simplificações adotadas no modelo de Nascimento Neto (2003) foi a não consideração dos vazados das unidades (ver Figura 3.9), de forma similar ao que foi feito por Peleteiro (2002). Desta forma, a alvenaria foi modelada com espessura equivalente – obtida a partir do produto entre a espessura nominal e a relação área líquida e área bruta (A_{liq}/A_{bruta}) da unidade – e propriedades relativas a área líquida.



(a) (b)

Figura 3.9 – Configuração da unidade: (a) vazada com espessura nominal; (b) maciça com espessura equivalente. **Fonte:** Nascimento Neto (2003).

Para a determinação da malha o autor realizou um estudo preliminar com a finalidade de avaliar várias configurações de malha, desde a mais refinada, constituída por 6 x 9 (altura x largura) elementos, até a menos refinada, constituída por 3 x 5 elementos em cada unidade. Devido o menor custo computacional apresentado e a proximidade dos valores de deslocamento e tensões em comparação com o modelo mais refinado, adotou-se a malha com 3 x 5 elementos em todas as análises numéricas desenvolvidas.

Para a realização da etapa de calibração (etapa 1) foram desenvolvidos modelos tridimensionais de pequenas paredes em escala reduzida 1:3, submetidas à compressão simples e diagonal, de dimensões iguais a 40 cm x 40 cm (comprimento x altura). Nestes modelos adotou-se o critério de ruptura (ou modelo constitutivo) *Concrete* para representar os mecanismos de ruptura relacionados ao esmagamento e à fissuração diagonal da unidade, enquanto que para as juntas de argamassa foi utilizado o critério de *Mohr-Coulomb* para representar o mecanismo de escorregamento da junta.

Parte das propriedades da unidade e da junta de argamassa necessárias nas simulações foram obtidas experimentalmente a partir de ensaios de caracterização dos materiais, as demais foram obtidas por meio de calibração ou foram definidas com valores estabelecidos pelo software.

A partir dos resultados obtidos na análise das pequenas paredes o autor concluiu que as cargas de ruptura obtidas com o modelo numérico apresentaram boa aproximação com os resultados experimentais, tanto para a compressão simples, com uma diferença de 6% em relação à média experimental, quanto para a compressão diagonal, com uma diferença de 19% em relação à média experimental. No entanto, notou-se que os modelos numéricos apresentaram uma maior rigidez inicial quando comparados com os valores experimentais.

O autor afirmou que essa diferença pode ter sido influenciada pela não consideração dos vazados do bloco na modelagem, desta forma o modelo numérico não simulou a concentração de tensões e, por conseguinte, a separação entre os septos do bloco vazado causada pelas tensões de tração horizontais que surgem do efeito de Poisson.

No entanto, Nascimento Neto (2003) ressalta que mesmo com essa diferença, o aspecto das curvas tensão x deformação dos modelos numéricos mostrou-se semelhante ao das curvas experimentais.

Na segunda etapa (ou etapa 2) da análise numérica, para representar o painel isolado sem graute e armadura vertical, o autor utilizou três formas distintas de modelagem. Na primeira foram considerados os critérios *Concrete* para as unidades e *Mohr-Coulomb* para as juntas de argamassa. No entanto, observou-se que o modelo foi incapaz de representar a perda de rigidez verificada no ensaio, perda esta decorrente da propagação da fissura ao longo da junta horizontal entre a primeira e a segunda fiada. Além disso, os valores de carga de ruptura obtidos numericamente apresentaram uma diferença de aproximadamente 42% em relação à média experimental, sendo considerados insatisfatórios pelo autor.

A segunda forma de modelagem foi similar a primeira, com exceção da adição de superfícies de contato entre a argamassa da primeira junta horizontal e o bloco da segunda fiada do painel. Esta consideração foi tomada para permitir a separação física entre os blocos e a argamassa, visando assim representar a fissuração e a perda de rigidez verificada experimentalmente. Comparando os resultados numéricos e os experimentais verificou-se uma melhora na representação da perda de rigidez, porém com relação a carga de ruptura observou-se uma diferença de 25% em relação à média experimental.

Desta maneira foi efetuada uma terceira modelagem na qual foi atribuído o modelo material *Elastic* às juntas de argamassa. Assim, toda não linearidade do problema foi atribuída à fissuração na base do painel através da adoção de superfícies de contato na primeira junta horizontal, conforme descrito acima. Para as unidades foi adotado o modelo *Concrete.*

A partir da comparação entre os resultados numéricos e experimentais o autor observou, a partir da semelhança entre os diagramas tensão x deformação, que o modelo foi capaz de representar a perda de rigidez inerente ao ensaio. Diante dessa constatação o autor concluiu que para os painéis isolados sem graute e armadura vertical, a parcela mais importante da não-linearidade pode ser atribuída à fissuração horizontal na base. Com relação a carga de ruptura, o autor verificou uma diferença

de 6% do valor numérico em relação à média experimental, o que indicou boa aproximação do modelo teórico.

Na terceira etapa (ou etapa 3) da análise numérica, referente ao painel com porta sem armadura vertical e graute, foram utilizadas superfícies de contato entre a argamassa e as unidades da 1ª a 11ª fiadas da parede. Além disso, para as unidades e a argamassa foram utilizados o critério *Concrete* e *Mohr-Coulomb* respectivamente. O autor ressaltou que, apesar do critério *Mohr-Coulomb* não ter apresentado resultados satisfatórios na modelagem do painel isolado (etapa 2), decidiu-se usá-lo no painel com porta devido à ocorrência da fissuração diagonal observada durante o ensaio em laboratório.

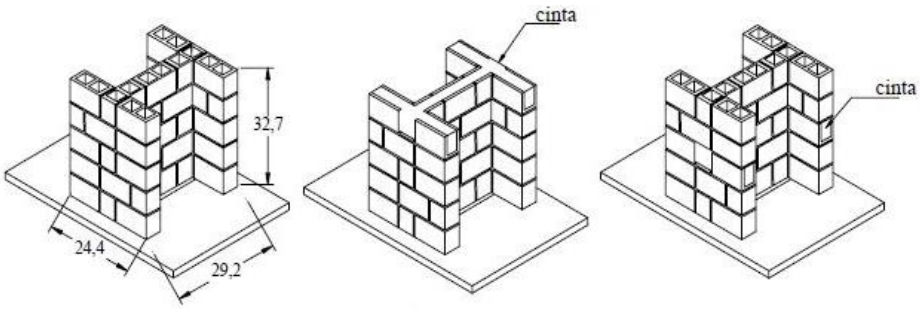
A partir dos resultados obtidos nesta análise, verificou-se que a carga de ruptura obtida numericamente ficou 65% abaixo daquela obtida experimentalmente, logo o autor concluiu que o modelo adotado não simulou de modo adequado o comportamento do painel. Uma das deficiências do modelo apontadas pelo autor foi a concentração das deformações plásticas na junta horizontal do lintel, que pode ter prejudicado a convergência do critério de *Mohr-Coulomb*.

Logo, recomendou-se uma reavaliação dos parâmetros considerados para as juntas de argamassa do lintel. Além disso, o autor recomendou a reavaliação dos parâmetros considerados para as interações de contato, pois neste caso pode haver alguma penetração entre as superfícies de contato no canto comprimido da abertura, o que prejudicaria a solução numérica do problema. Finalmente, outra recomendação sugerida pelo autor foi à utilização de elementos finitos de junta que permitam a simulação numérica dos efeitos de escorregamento e separação das juntas de argamassa.

3.5.5 Capuzzo Neto (2005)

Em seu trabalho, Capuzzo Neto (2005) buscou esclarecer a interação de paredes em alvenaria estrutural cerâmica com amarração direta submetidas a ações verticais, através de análises experimentais e numéricas.

A análise experimental foi dividida em duas etapas, a primeira teve como objetivo verificar a resistência ao cisalhamento vertical da ligação de paredes em planos ortogonais. Para tanto foram ensaiados corpos-de-prova em escala reduzida 1:3 com seção em planta em formato “H”, com cinco fiadas de altura e parede central não apoiada. Em paralelo, avaliou-se a influência da presença da cinta de amarração em três situações distintas: sem cinta, com cinta de amarração na última fiada e com cinta de amarração na fiada intermediária do corpo-de-prova, ver Figura 3.10.



(a) (b) (c)

Figura 3.10 – Tipos de corpos-de-prova de cisalhamento em escala reduzida: (a) sem cinta de amarração; (b) com cinta de amarração no topo; (c) com cinta de amarração intermediária. **Fonte:** Capuzzo Neto (2005)

A análise numérica desses corpos-de-prova foi efetuada a partir do software ABAQUS, no qual foram desenvolvidos modelos tridimensionais. Para a escolha da melhor estratégia de modelagem (macro ou micro-modelagem) e do tipo de análise (linear ou não-linear física e de contato), o autor realizou diversos testes numéricos preliminares para o corpo-de-prova sem cinta de amarração, por considerar este o ensaio mais simples de se modelar numericamente. A partir da comparação entre os resultados numéricos e experimentais verificou-se que o modelo em que se utilizou a macro-modelagem, associada a consideração da não-linearidade física, foi o que levou a níveis de carregamento próximos aos obtidos nos ensaios em laboratório.

Desta maneira, para todos os corpos-de-prova de cisalhamento utilizou-se a estratégia de macro-modelagem, admitindo as unidades com sua seção bruta. Desta

forma, para representar a alvenaria foram usados elementos sólidos do tipo C3D8R que possuem 8 nós e 3 graus de liberdade por nó. Adotou-se uma malha em que a dimensão máxima dos elementos foi de 1 cm.

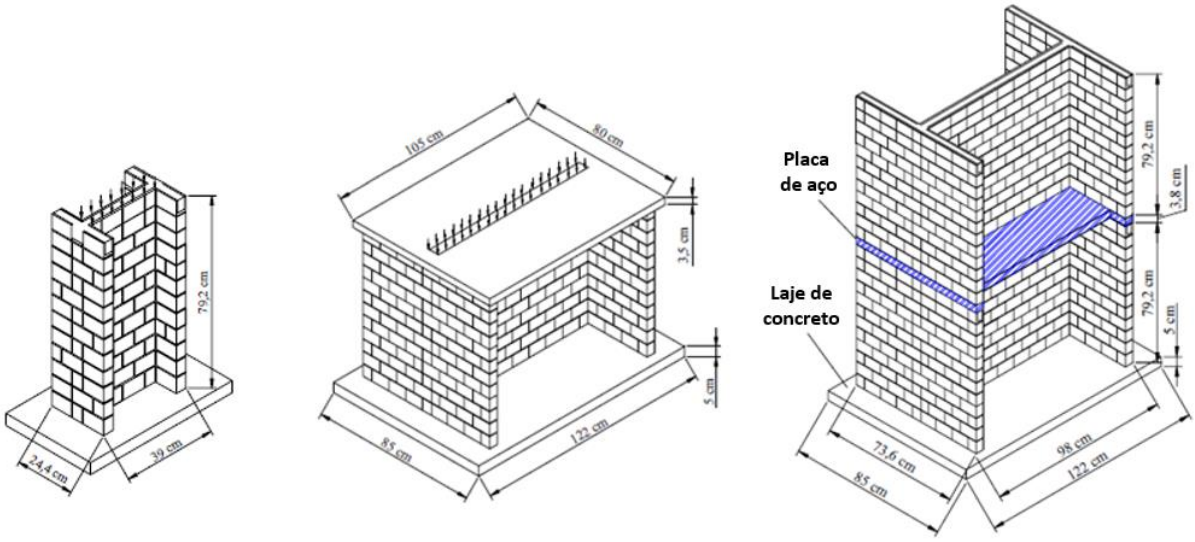
O modelo constitutivo não linear adotado para a alvenaria foi o elastoplástico para concreto, já para as cintas de amarração adotou-se o modelo elástico-linear por considerar que a ruptura desta não ocorre antes da ruptura das demais partes da alvenaria. As propriedades desses modelos foram obtidas por meio de calibração dos dados adquiridos a partir dos ensaios de caracterização realizados pelo autor.

Para diminuir o esforço computacional considerou-se a condição de simetria para se modelar apenas metade dos corpos-de-prova de cisalhamento. Com relação as condições de contorno, todos os nós na base das flanges tiveram restrição de deslocamento em x, y e z, enquanto que os nós na base da parede central ficaram livres (sem apoios). No topo da parede central foi aplicado uma pressão uniformemente distribuída.

A partir dos resultados obtidos o autor observou que os modelos numéricos representaram melhor a tendência de comportamento da parede central do que das flanges. No entanto, o mesmo ressaltou que nenhum dos modelos desenvolvidos foi capaz de representar as perturbações verificadas nas leituras experimentais das deformações. Apesar disto, o autor concluiu que os modelos numéricos adotados foram capazes de representar, qualitativamente, o comportamento global dos diferentes corpos-de-prova de cisalhamento.

Como alternativa para o problema citado acima, o autor sugeriu a utilização de elementos de contato para reproduzir as diferenças de resistência e permitir o surgimento das fissuras observadas na interface de interseção das paredes.

A segunda etapa da análise experimental teve como objetivo verificar a influência das dimensões do painel em planta, da presença das lajes de concreto e do número de pavimentos na transferência de forças verticais entre paredes interconectadas. Para tanto foram ensaiados três grupos de painéis em escala reduzida 1:3. Na Figura 3.11 é possível observar alguns dos painéis ensaiados nessa etapa.



(a) (b) (c)

Figura 3.11 – Tipos de painéis ensaiados: (a) painel H1 sem laje de topo; (b) painel H2 com laje de topo; (c) painel H2 com dois pavimentos.

Fonte: adaptado de Capuzzo Neto (2005).

A análise numérica desses painéis teve as mesmas características da análise realizada para os corpos-de-prova de cisalhamento citados anteriormente, com exceção da dimensão máxima dos elementos finitos, que neste caso foi de 2,5 cm. Além disso, para representar o comportamento das lajes de concreto e da placa de aço foi adotado o modelo elástico-linear para cada material.

A partir dos resultados obtidos o autor concluiu, de forma análoga aos corpos-de-prova de cisalhamento, que os modelos numéricos desenvolvidos representaram qualitativamente o comportamento dos painéis ensaiados, no entanto, ele afirmou que estes modelos não foram capazes de obter valores de carga de ruptura próximos aos obtidos experimentalmente, já que foi observado – em alguns casos – valores numéricos em torno de 43% dos valores experimentais.

O autor ressaltou a necessidade do desenvolvimento de modelos que considerem o comportamento das interfaces das paredes de forma apropriada para a obtenção de resultados mais precisos.

3.5.6 Freitas (2008)

Freitas (2008) desenvolveu um trabalho numérico-experimental que teve como objetivo principal prever numericamente o comportamento de prismas e miniparedes – paredes com dimensões reduzidas, não normalizadas – quando submetidos à compressão axial, baseando-se exclusivamente no comportamento de seus componentes – unidades e argamassa – em ensaios de compressão axial.

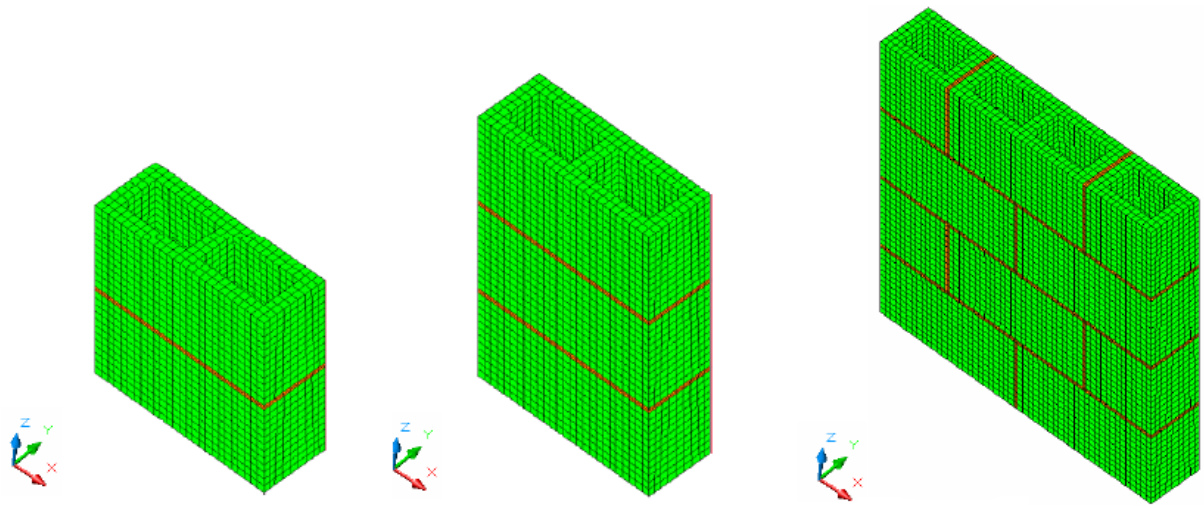
O programa experimental consistiu na realização de ensaios de compressão axial em componentes e elementos de alvenaria, sendo os componentes as unidades cerâmicas, de concreto e sílico-calcárias, além de dois tipos de argamassa de traços 1:0,5:4,5 e 1:1:6 em volume. Já os elementos ensaiados foram prismas e miniparedes executadas com os componentes já citados.

Para a definição da geometria, da malha de elementos finitos e das condições de contorno utilizou-se o programa GID versão 7.2. Para os processamentos numéricos utilizou-se o programa em elementos finitos *FEAP* (*Finite Element Analysis Program*, versão 7.4), no qual foi implementado um modelo de dano não-local para elementos tridimensionais.

Segundo o autor, este programa apresenta-se como um código aberto escrito em linguagem *FORTRAN* que possui rotinas para entrada de dados, solução de problemas não-lineares e saída gráfica para visualização de resultados, que pode ser utilizado para aplicações estruturais, problemas térmicos e termodinâmicos.

A análise numérica consistiu na modelagem tridimensional de prismas de dois blocos, prismas de três blocos e miniparedes. Em todas as modelagens adotou-se a micro-modelagem detalhada, nas quais utilizou-se elementos finitos contínuos isoparamétricos de 8 nós para representar as unidades e as juntas de argamassa. O autor ressaltou que não foram utilizados elementos de interface para representar as áreas de adesão unidade/junta.

Os modelos foram representados com as dimensões reais das unidades e a consideração de seus vazados. Na Figura 3.12 é possível visualizar a discretização da malha para os elementos executados com unidades de concreto.



(a) (b) (c)

Figura 3.12 – Discretização dos elementos executados com unidades de concreto: (a) prismas de duas unidades; (b) prismas de três unidades; (c) miniparedes.
Fonte: adaptado de Freitas (2008).

Com relação as condições de contorno, em todas os nós na base dos prismas e pequenas paredes considerou-se os deslocamentos restritos nas direções *x*, *y* e *z*, enquanto que no topo foi restrito apenas os deslocamentos no plano *xy*.

Quanto ao carregamento, para representar o ensaio experimental aplicou-se deslocamento na direção *z* no topo dos prismas e miniparedes de forma a se representar a compressão axial.

Foi utilizado o modelo de dano não-local para simular o comportamento não-linear das unidades e da argamassa à compressão, sendo que foram utilizados apenas os parâmetros de dano ligados ao esforço de compressão, por ser este o ensaio adotado na investigação experimental. Estes parâmetros foram obtidos por meio de calibração da resposta experimental obtida nos ensaios de caracterização das unidades e da argamassa.

A partir dos resultados obtidos nas análises de prismas de duas unidades, o autor observou que a diferença percentual da força de pico obtida numericamente em relação a obtida experimentalmente variou de 2,8% a 49% para os diferentes tipos de

componentes (unidades e argamassas), sendo a maior diferença observada para o prisma executado com unidades cerâmicas. Já com relação ao deslocamento máximo observou-se que todos os valores numéricos ficaram abaixo dos experimentais, no entanto, a maior diferença percentual ocorreu para o prisma executado com unidades de concreto de 8MPa, 54% em relação à média experimental.

Com relação aos resultados obtidos nas análises de prismas de três unidades, observou-se que a diferença percentual da força de pico obtida numericamente em relação a obtida experimentalmente variou de 2,2% a 38,8% para os diferentes tipos de componentes, sendo a maior diferença também observada nos prismas executados com unidades cerâmicas. Quanto ao deslocamento máximo, de forma análoga ao que foi observado para os prismas de duas unidades, a maior diferença percentual ocorreu em prismas executados com unidades de concreto de 8 MPa, 50% em relação à média experimental.

Finalmente, com relação aos resultados obtidos nos ensaios de miniparedes, o autor observou que a diferença percentual observada entre os valores de força de pico numéricos e experimentais variou de 5,2% a 40,6%, sendo a maior diferença observada em miniparedes executadas com unidades sílico-calcárias de 10 MPa. Quanto ao deslocamento máximo, as maiores diferenças percentuais ocorreram em prismas executados com unidades de concreto de 8 MPa e sílico-calcárias de 10 MPa, respectivamente 56% e 28% em relação à média experimental.

Diante dessas observações o autor ressaltou que em algumas miniparedes os resultados numéricos e experimentais não se ajustaram tão bem devido, entre outros fatores, a problemas ocorridos durante o procedimento experimental de obtenção do comportamento desses elementos, prejudicando o ajuste esperado entre resultados.

Desta maneira, o autor concluiu que, de modo geral, os modelos numéricos desenvolvidos se mostraram satisfatórios na previsão de curvas teóricas força x deslocamento para a maioria dos prismas e algumas miniparedes, principalmente em trechos do regime linear-elástico e não-linear (até a força e deslocamento de pico), sendo desta maneira capazes de definir tanto a resistência quanto os parâmetros elásticos da alvenaria.

3.5.7 Haach (2009)

Além da investigação experimental, descrita no item 2.4.7 deste trabalho, Haach (2009) também realizou uma investigação numérica com o intuito de avaliar a influência do não preenchimento da junta vertical no comportamento da alvenaria.

No entanto, é importante ressaltar que nesta investigação numérica foram analisadas unicamente paredes submetidas a força lateral bem como vigas de alvenaria submetidas à flexão e ao cisalhamento (ver Figura 3.13), diferente da análise experimental descrita no item 2.4.7 em que foram ensaiadas pequenas paredes à compressão perpendicular à junta horizontal e à compressão diagonal.

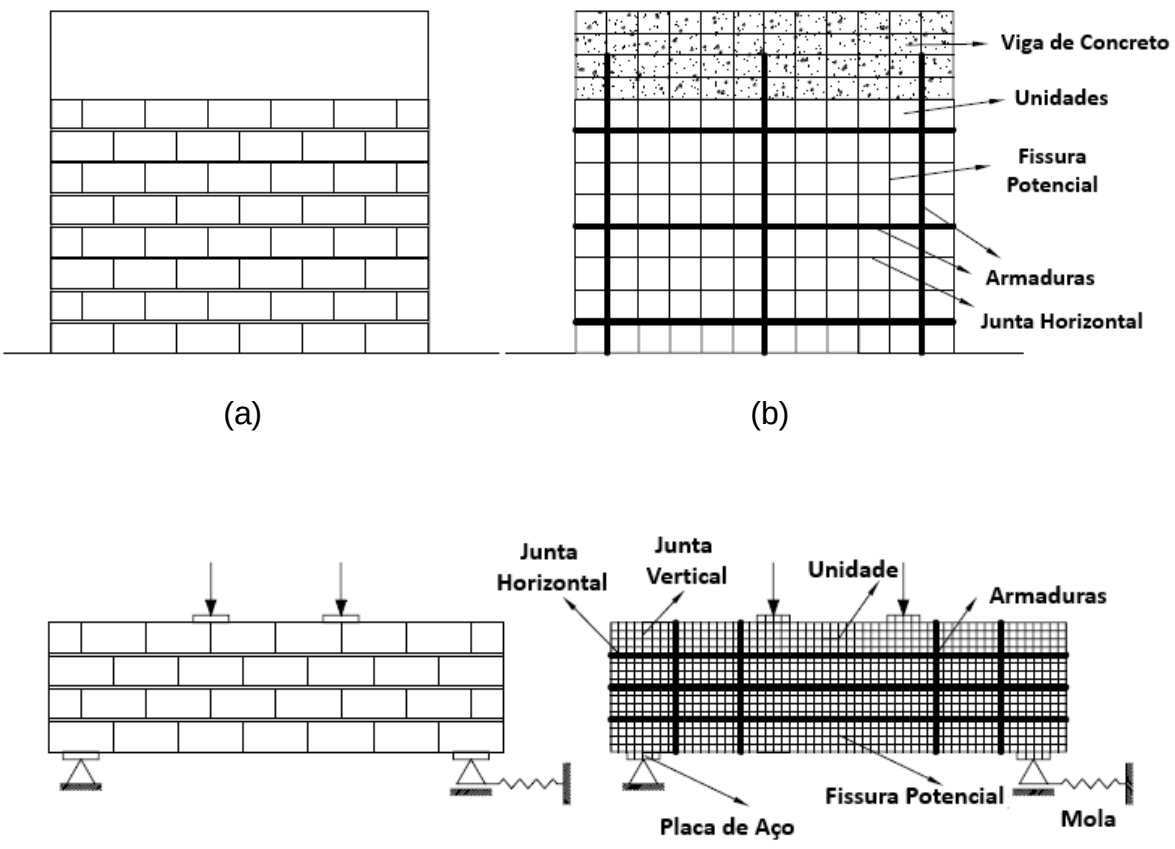


Figura 3.13 – Elementos estruturais analisados: (a) geometria da parede; (b) malha representativa da parede; (c) geometria da viga; (d) malha representativa da viga.
Fonte: adaptado de Haach (2009).

A simulação numérica das paredes e vigas foi realizada com base na técnica de micro-modelagem simplificada em que se utilizou o software DIANA. Para a composição da malha foram utilizados elementos finitos bidimensionais. As unidades foram representadas por elementos contínuos do tipo CQ16M que são elementos isoparamétricos com 8 nós e dois graus de liberdade por nó. As juntas de argamassa e as fissuras potenciais no meio das unidades foram representadas por elementos de interface do tipo CL12I que possuem duas camadas, 3 nós por camada e 2 graus de liberdade por nó. Ambos os elementos possuem função interpoladora de ordem quadrática.

O autor ressaltou que as potenciais fissuras verticais no meio das unidades foram modeladas, pois verificou-se que a ausência das mesmas provocou uma resposta mais rígida das estruturas quando comparadas com os ensaios experimentais, o que refletiu na obtenção de valores de carga de ruptura superestimados.

Para a representação da viga de concreto acima da parede de alvenaria (Figura 3.13a e Figura 3.13b) também foram utilizados elementos contínuos CQ16M. Segundo Haach (2009), esta viga foi considerada na modelagem pois sobre a mesma foram aplicados os carregamentos conforme efetuado nos ensaios experimentais. Contudo, a viga abaixo da parede de alvenaria não foi modelada pois nos ensaios experimentais a mesma teve apenas a função de ancorar as armaduras verticais.

Nas vigas de alvenaria (Figura 3.13c e Figura 3.13d), as placas de aço utilizadas nos apoios e pontos de aplicação de carga também foram representadas através de elementos contínuos CQ16M para evitar a concentração de tensões nestas regiões.

Tanto os elementos contínuos da viga de concreto quanto das placas de aço foram conectados à alvenaria através de elementos de interface elástico com rigidez infinita para simular a ligação perfeita entre esses dois elementos, de acordo com o que foi observado experimentalmente.

As armaduras foram modeladas através de barras que foram incorporadas a malha, o que conferiu rigidez ao modelo de elementos finitos. Desta forma, as deformações na armadura foram calculadas a partir do campo de deslocamentos dos

elementos contínuos que receberam a barra, isso ocorreu devido a consideração de que a ligação entre a armadura e o material ao seu redor foi perfeita.

Para as vigas de alvenaria (Figura 3.13c e Figura 3.13d), verificou-se experimentalmente que no apoio de primeiro gênero surgiu certo nível de rigidez, logo, para representar a rigidez dessa condição de contorno foi introduzida na modelagem numérica uma mola de translação de um nó (SP1TR). A rigidez da mola foi calibrada de acordo com os resultados experimentais.

Para as paredes, as unidades foram modeladas com dois elementos contínuos, ou seja, cada metade da unidade foi modelada com um elemento contínuo (Figura 3.13b). Já para as vigas de alvenaria, as unidades foram modeladas com oito elementos contínuos no comprimento por quatro na altura, ou seja, cada metade da unidade foi modelada com 32 elementos contínuos (Figura 3.13d). Segundo o autor, o nível de refinamento da malha da viga de alvenaria foi maior para que fosse possível obter uma malha representativa do comportamento desses elementos.

Todos os modelos foram representados com a espessura real da unidade, desta maneira todas as propriedades dos materiais foram definidas considerando a área bruta das unidades.

Para representar o comportamento não-linear das unidades de concreto foi utilizado o modelo de deformação total com fissuras fixas, que descreve o comportamento do material em tração e compressão com uma relação tensão x deformação em um sistema de coordenadas que permanece fixo após o início da fissura.

Já para representar o comportamento da interface unidade/junta foi utilizado o modelo de interface do compósito, também conhecido como modelo combinado de fissuração-cisalhamento-esmagamento, que segundo o autor é apropriado para simular fratura por tração, deslizamento por atrito e esmagamento ao longo da interface unidade/junta de argamassa.

O comportamento das fissuras potenciais no meio das unidades foi representado por um modelo de fissuração discreta, baseado na teoria da deformação total, que expressa as tensões de tração em função dos deslocamentos relativos totais dos nós separados.

O comportamento da viga de concreto acima da parede, bem como das placas de aço nos apoios e pontos de aplicação de carga das vigas de alvenaria, foi representado pelo modelo constitutivo elástico isotrópico. Foi atribuído ainda um comportamento elastoplástico às armaduras através do modelo de Von Mises.

As propriedades mecânicas adotadas na modelagem foram obtidas através dos ensaios de caracterização realizados pelo autor e por calibração entre os resultados numéricos e experimentais. Para a análise numérica foi adotado o procedimento de iteração de Newton-Raphson com o critério de convergência de energia e uma tolerância de 10^{-3}.

A partir dos resultados das análises das paredes de alvenaria, o autor observou que a diferença percentual máxima entre os valores de resistência lateral obtidos numérica e experimentalmente foi de 10%.

Além disso, com base nos diagramas carga x deslocamento foi possível constatar uma boa concordância entre o comportamento numérico e experimental das paredes de alvenaria, principalmente em regime linear e não-linear pré-pico. Constatou-se ainda que o comportamento pós-pico foi melhor representado em paredes sem armadura submetidas a maiores níveis de pré-compressão.

No que diz respeito a influência do preenchimento da junta vertical no comportamento das paredes de alvenaria, a partir das análises numéricas constatou-se que a resistência lateral chegou a ser 20% maior em paredes com juntas verticais preenchidas.

Já para as vigas de alvenaria, foi observado que a diferença percentual entre os valores de carga de ruptura obtidos numérica e experimentalmente foi inferior a 15% para a maioria das vigas analisadas, sendo as maiores diferenças observadas em modelos sem armadura.

Com base nos diagramas carga x deslocamento constatou-se que os modelos sem armadura e com padrão de ruptura por flexão apresentaram concordância razoável entre o comportamento experimental e numérico em regime pré-pico. Contudo, nos modelos com padrão de ruptura por cisalhamento, exceto para aqueles com armadura de cisalhamento, não houve boa concordância entre a resposta numérica e experimental.

Quanto a influência das juntas verticais preenchidas no comportamento das vigas de alvenaria o autor observou que, devido a melhor distribuição de tensões proporcionada pela junta vertical, houve um aumento na capacidade de carga da viga de até 200%. Desta maneira, concluiu-se que a utilização das juntas verticais proporcionou um aumento da resistência da viga, em especial nos casos em que o mecanismo resistente ao cisalhamento foi preponderante.

3.5.8 Mata (2011)

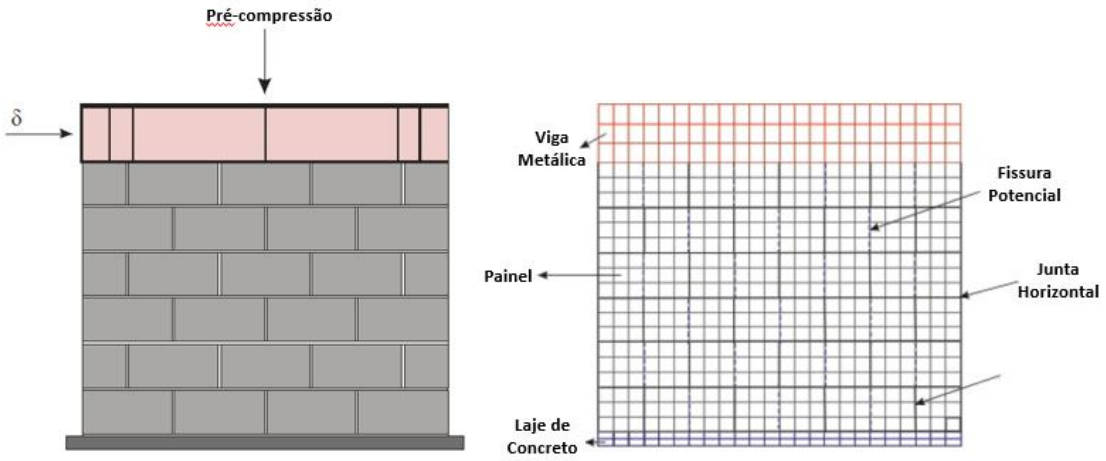
Mata (2011) desenvolveu um trabalho que teve como objetivo principal quantificar a influência da junta de argamassa no comportamento estrutural de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural submetidos a pré-compressão e a uma força lateral. Para tanto foram realizadas análises experimentais e numéricas em painéis de contraventamento executados com unidades de concreto, nos quais variou-se o traço da argamassa de assentamento, 1:0,5:4,5 (A1) e 1:1:6 (A2) em volume.

As análises numéricas foram realizadas utilizando o software DIANA. A estratégia de modelagem utilizada foi a micro-modelagem simplificada por incluir todos os tipos básicos de mecanismos de ruptura da alvenaria. A malha desenvolvida foi composta por elementos finitos bidimensionais. Para representar as unidades foram utilizados elementos do tipo CQ16M, enquanto que para representar as fissuras potenciais das unidades e as juntas verticais e horizontais de argamassa foram utilizados elementos de interface do tipo CL 12I, ambos utilizados por Haach (2009).

O autor ressaltou que as unidades foram modeladas no plano bidimensional como blocos maciços, desta forma as propriedades necessárias para descrever o comportamento mecânico dos materiais em regime linear e não-linear foram em relação a área bruta, isto é, desconsiderando os furos existentes nos blocos.

Para a viga metálica no topo da parede e a laje de concreto armado na base da mesma foram adotados elementos contínuos bidimensionais, de acordo com a configuração dos ensaios experimentais. Com relação à disposição da malha, cada metade da unidade foi discretizada por três elementos no comprimento e três elementos na altura. Além disso, entre cada metade de unidade foram colocados três

elementos de interface. Na Figura 3.14 é apresentada a geometria bem como à disposição da malha de elementos finitos adotada por Mata (2011).



(a) (b)

Figura 3.14 – Painel de contraventamento analisado: (a) geometria; (b) malha.
Fonte: adaptado de Mata (2011).

Para representar o comportamento não-linear das unidades foi utilizado o modelo de deformação total com fissuras fixas. Para representação do comportamento das fissuras potenciais no meio das unidades foi utilizado o modelo de fissuração discreta, enquanto que para as juntas de argamassa foi utilizado o modelo de interface do compósito. Finalmente, para representar a viga metálica e a laje de concreto armado foi utilizado o modelo elástico isotrópico, já que os mesmos foram utilizados apenas como condições de contorno do painel analisado. Todos os modelos constitutivos descritos acima também foram utilizados por Haach (2009) em suas análises numéricas.

Quanto ao carregamento, foi aplicada à viga metálica uma carga de pré-compressão e posteriormente uma carga do tipo deslocamento lateral a fim de se obter o comportamento pós-pico do modelo ensaiado.

Segundo o autor, grande parte das propriedades necessárias para prever o comportamento mecânico dos materiais descritos acima foram obtidas a partir dos

ensaios de caracterização realizados em seu trabalho, no entanto, algumas destas foram obtidas a partir de resultados apresentados na literatura ou a partir de calibrações realizadas através da comparação entre os resultados numéricos e experimentais.

Para o processamento foi adotado o procedimento de iteração linear e critério de convergência de energia com tolerância de 10^{-3}.

A partir da comparação entre os resultados numéricos e experimentais obtidos nos ensaios em painéis de contraventamento observou-se que, nos painéis executados com argamassa do tipo A1, o valor de força horizontal máxima de ruptura obtido numericamente foi 14,16% maior que a média experimental. Já para painéis executados com argamassa do tipo A2, este valor foi 6,55% maior que a média experimental.

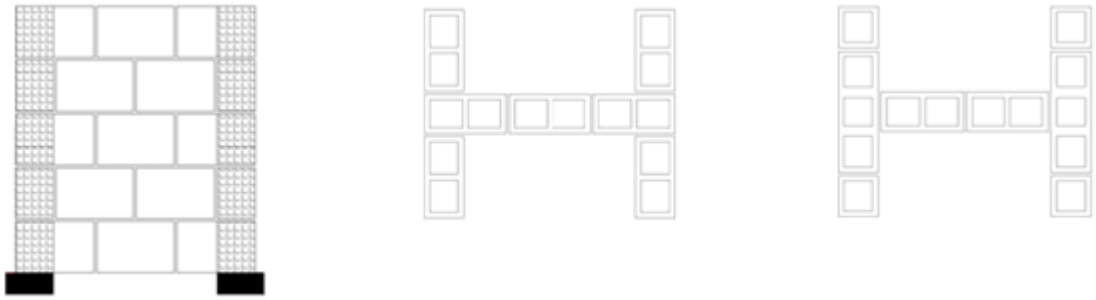
Observou-se ainda que para os dois tipos de painéis, as curvas força horizontal x deslocamento horizontal obtidas numericamente apresentaram características similares as curvas experimentais, tanto no trecho inicial quanto no trecho pós-pico. Desta maneira, o autor concluiu que os resultados obtidos na modelagem numérica representaram adequadamente o comportamento dos painéis ensaiados.

3.5.9 Oliveira (2014)

Oliveira (2014) desenvolveu um estudo experimental e numérico que teve como objetivo principal analisar o comportamento das interfaces de paredes de alvenaria estrutural executadas com amarração direta e indireta, considerando a presença de armaduras na região de interface.

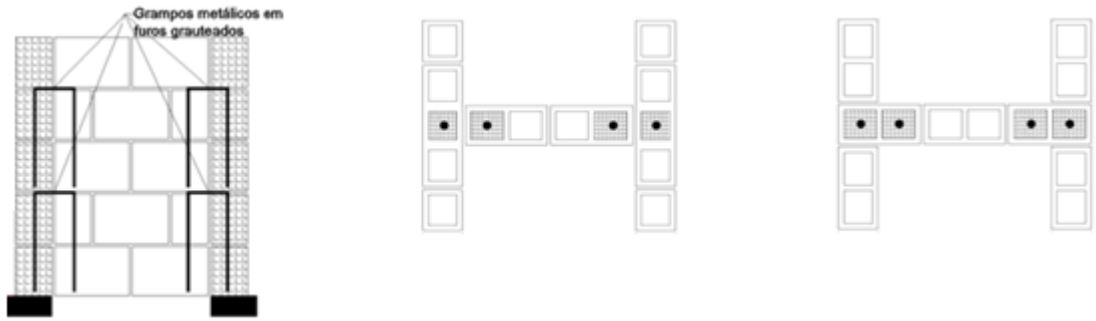
A investigação experimental consistiu, num primeiro momento, na caracterização das unidades, da argamassa, da interface unidade/junta e da alvenaria. Num segundo momento, esta investigação consistiu na realização de ensaios de cisalhamento direto em painéis com formato “H”, conforme modelo proposto por Capuzzo Neto (2005), nos quais variou-se: o tipo de unidade adotada – cerâmica ou de concreto; e o tipo de ligação – direta, em que as unidades

proporcionaram intertravamento da parede central com as flanges (ver Figura 3.15), ou indireta, em que os grampos metálicos associados ao graute proporcionaram o travamento da parede central com as flanges (ver Figura 3.16).



(a) (b) (c)

Figura 3.15 – Disposição geral dos painéis de unidades cerâmicas com ligação direta: (a) vista frontal; (b) vista superior das fiadas 1, 3 e 5; (c) vista superior das fiadas 2 e 4. **Fonte:** adaptado de Oliveira (2014).



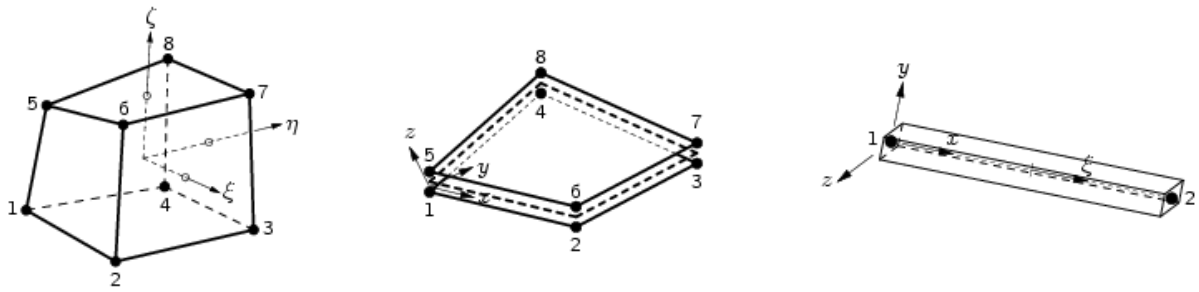
(a) (b) (c)

Figura 3.16 – Disposição geral dos painéis de unidades cerâmicas com ligação indireta: (a) vista frontal; (b) vista superior das fiadas 1, 3 e 5; (c) vista superior das fiadas 2 e 4. **Fonte:** adaptado de Oliveira (2014).

Na investigação numérica, a modelagem computacional dos painéis foi realizada através do software Fx + DIANA 9.4.4, utilizando uma abordagem tridimensional.

Para análises preliminares foi realizada uma macro-modelagem elástica linear com o intuito de se avaliar a intensidade de pré-compressão a ser aplicada nas flanges nos ensaios experimentais. No entanto, para avaliar o comportamento das interfaces verticais dos painéis utilizou-se a micro-modelagem simplificada.

Na micro-modelagem, para representar as unidades e o graute foram utilizados elementos sólidos isoparamétricos de 8 nós e 3 graus de liberdade nodais denominados HX24L, que possuem função interpoladora linear. Já para representar as juntas horizontais e verticais de argamassa foram utilizados elementos de interface do tipo Q24IF que possuem 2 camadas, 4 nós por camada, 3 graus de liberdade por nó e função interpoladora linear. Finalmente, para representar os grampos de aço foram utilizados elementos tridimensionais de viga L12BE que possuem 2 nós. Os elementos adotados na modelagem podem ser vistos na Figura 3.17.



(a) (b) (c)

Figura 3.17 – Elementos utilizados na discretização dos painéis “H”: (a) elemento sólido HX24L; (b) elemento de interface Q24IF; (c) elemento de viga L12BE.
Fonte: Diana User’s Manual (2007).

A autora ressaltou que o DIANA possui um recurso que permite representar as armaduras embutidas em sólidos ou planos. Este recurso, denominado *reinforce*, permite alterar a matriz de rigidez do elemento atravessado por ele, de modo a representar o efeito da armadura no elemento finito. Contudo, em análises iniciais o recurso foi utilizado sem sucesso, pois observou-se que o mesmo não foi capaz de representar o efeito pino que se mostrou importante nos ensaios experimentais. Desta maneira optou-se por utilizar elementos de viga para representar os grampos de aço.

Para representar o comportamento não-linear das unidades e do graute foi utilizado o modelo constitutivo de deformação total com fissuras fixas.

Já para representar o comportamento das interfaces unidade/junta foi utilizado o modelo de interface do compósito. Contudo, a autora ressaltou que devido o critério de esmagamento por compressão do modelo de interface ainda não ter sido implementado para modelos tridimensionais, os parâmetros referentes a este critério de ruptura foram atribuídos de acordo com os dados experimentais, porém não tiveram influência nos resultados numéricos.

Finalmente, para representar o comportamento dos grampos de aço foi utilizado o modelo elastoplástico de Von Mises. Os modelos constitutivos citados também foram utilizados por Haach (2009) e Mata (2011) em suas respectivas análises numéricas.

As propriedades mecânicas adotadas nos modelos constitutivos citados acima foram obtidas por meio dos ensaios de caracterização realizados em laboratório e, nos casos em que não foi possível obter as propriedades experimentalmente, por calibração a partir do ajuste dos resultados numéricos com os experimentais.

Foi ressaltado pela autora que todas as unidades não grauteadas foram representadas com seção maciça e espessura real, desta forma para esses elementos foram atribuídas propriedades relativas à área bruta. Já as unidades grauteadas, foram representadas com espessura real e seção vazada, desta forma para esses elementos foram atribuídas propriedades relativas à área líquida. Além disso, os vazios das unidades grauteadas foram posteriormente preenchidos no modelo computacional com o material representativo do graute.

Em todos os modelos analisados, a dimensão máxima adotada para cada elemento finito utilizado foi de 40 mm, com exceção do modelo constituído por unidades cerâmicas e ligação indireta, que teve dimensão máxima para cada elemento de 25 mm.

Devido a simetria dos modelos físicos, apenas metade do modelo foi representado computacionalmente. Para aplicar a condição de simetria, os nós dos elementos pertencentes ao plano de simetria foram restringidos em x e os nós do eixo de simetria foram restringidos na direção x e y.

Quanto aos apoios, na base das flanges foi restringido o deslocamento na direção z, enquanto que a base da parede central teve liberdade de deslocamento em todas as direções, conforme ocorreu no ensaio experimental. Quanto ao carregamento, primeiramente foi aplicada uma pré-compressão nas flanges, em seguida foram impostos deslocamentos verticais a todos os nós do topo da parede central em incrementos que variaram de 0,1 mm à 0,001 mm, de acordo com o modelo analisado.

O método utilizado para resolver o sistema de equações não-lineares foi o BFGS, um método quase-Newton tipo Secante. Para acelerar a convergência adotou-se a rotina interna de busca linear. Além disso, a análise numérica foi realizada com controle de deslocamentos em que a tolerância adotada foi de 10^{-2}, valor sugerido pelo DIANA.

A autora ressaltou que no modelo de painel com unidades de concreto e ligação indireta, para obter comportamento numérico similar à curva obtida experimentalmente, foi necessário majorar a energia de fratura na tração e na compressão dos elementos imediatamente abaixo dos grampos com a finalidade de evitar ruptura localizada dos mesmos. Já no modelo de painel com unidade cerâmica e ligação indireta essa consideração não foi necessária, pois nesse modelo os grampos não desenvolveram concentração de tensões nas unidades.

A partir da obtenção dos resultados das simulações numéricas e posterior comparação com os resultados experimentais, a autora observou que todos os modelos numéricos – tanto de unidades cerâmicas quanto de concreto com ligação direta ou indireta – foram capazes de predizer com precisão a média das forças máximas de cisalhamento experimentais. As diferenças percentuais observadas entre os valores numéricos e as respectivas médias experimentais foram inferiores a 8%.

Com relação ao comportamento dos painéis, a partir da comparação entre os diagramas força x deslocamento vertical da parede central observou-se que a resposta experimental das paredes foi bem representada tanto no regime linear quanto no regime não-linear. Deste modo, a autora concluiu que os modelos numéricos desenvolvidos representaram satisfatoriamente o comportamento das paredes interconectadas ensaiadas em laboratório.

3.5.10 Santos (2014)

Santos (2014) desenvolveu um trabalho de caráter experimental e numérico no qual o objetivo principal foi avaliar a influência das propriedades elásticas da interface unidade/junta no comportamento elástico global de paredes de alvenaria.

Na etapa experimental o autor realizou uma série de ensaios de caracterização dos componentes da alvenaria – unidade, argamassa e interface unidade/junta – a partir de procedimentos estáticos. Ensaios não-destrutivos também foram realizados a fim de identificar as propriedades dinâmicas dos mesmos.

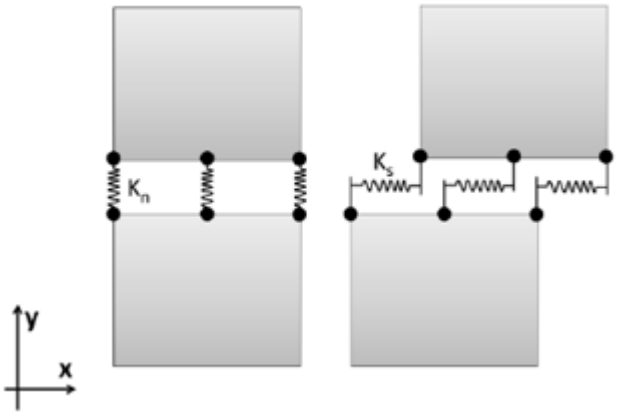
Na etapa numérica o autor desenvolveu um programa computacional em linguagem de programação C++ para análise estática linear e não linear de estruturas de alvenaria bidimensionais, considerando o comportamento da interface à tração e à compressão. Neste código, a estratégia de modelagem considerada foi a micro-modelagem simplificada, pois, segundo o autor, esta se mostrou a alternativa mais viável devido a considerável redução no custo computacional e reprodução adequada do comportamento da alvenaria.

Para a representação das unidades o autor abordou dois tipos de elementos de chapa: o primeiro, denominado Q4, possuiu 4 nós, 8 graus de liberdade e aproximação linear para os deslocamentos; o segundo, denominado Q8, possuiu 8 nós, 16 graus de liberdade e aproximação quadrática para os deslocamentos. A formulação adotada para estes elementos levou em consideração o estado plano de tensões e um material isotrópico com comportamento elástico linear.

Para representação da interface unidade/junta foram idealizadas duas molas atreladas a cada nó, uma para fornecer rigidez ao deslocamento normal (direção y) e outra para fornecer rigidez ao deslocamento tangencial (direção x). Desta forma, os elementos de chapa representativos das unidades foram interligados entre si por molas, conforme pode ser observado na Figura 3.18.

A formulação adotada para estes elementos considerou uma curva tensão-deformação com dois trechos lineares de declividades diferentes, cada uma destas representando, respectivamente, o comportamento à tração e à compressão da

interface. Desta forma, esta consideração introduziu uma não linearidade física tornando o sistema de equações não-linear.



(a) (b)

Figura 3.18 – Molas consideradas na representação da interface unidade/junta de elementos do tipo Q8: (a) simulação da rigidez normal da interface; (b) simulação da rigidez tangencial da interface. **Fonte:** adaptado de Santos (2014).

O método de resolução do sistema de equações adotado no programa computacional foi o método dos gradientes conjugados pré-condicionado, que segundo o autor é um procedimento iterativo que geralmente conduz a um custo computacional inferior ao do método direto. Além disso, os critérios de convergência adotados foram baseados em termos de deslocamentos e forças, para os quais adotou-se o valor de tolerância igual a 10^{-5}.

Os resultados do processamento foram fornecidos pelo programa através de um arquivo de saída de dados compatível com o AcadView v.1.0, que foi utilizado neste trabalho para visualização dos resultados. Como dados de saída o programa forneceu deslocamentos, esforços, deformações e tensões

Foi implementado no programa um sistema de vinculação de graus de liberdade que permitiu a introdução de trechos rígidos simulando, desta maneira, os efeitos de uma laje sobre uma parede de alvenaria. Este sistema consiste em considerar que um conjunto de nós, chamados de nós escravos, possui seus graus

de liberdade vinculados a um nó específico, chamado de nó mestre. Desta maneira, se um nó escravo possuir o grau de liberdade em x vinculado ao nó mestre, então o deslocamento em x do nó escravo está condicionado a ser igual ao deslocamento em x do nó mestre, ver Figura 3.19.

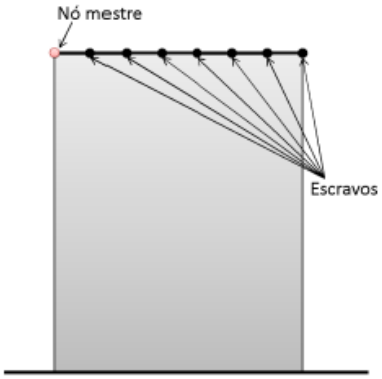


Figura 3.19 – Esquema de vinculação de graus de liberdade dos nós escravos ao nó mestre. **Fonte:** Santos (2014).

Para comprovar a consistência do programa o autor realizou alguns exemplos, que também foram desenvolvidos no software DIANA v.9. O primeiro consistiu num estudo de convergência, onde uma parede (Figura 3.20) foi simulada com a finalidade de analisar os deslocamentos de um ponto para diferentes níveis de discretização.

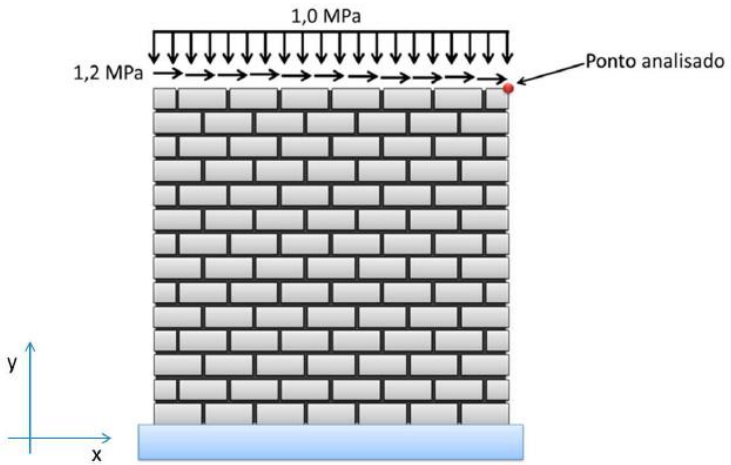
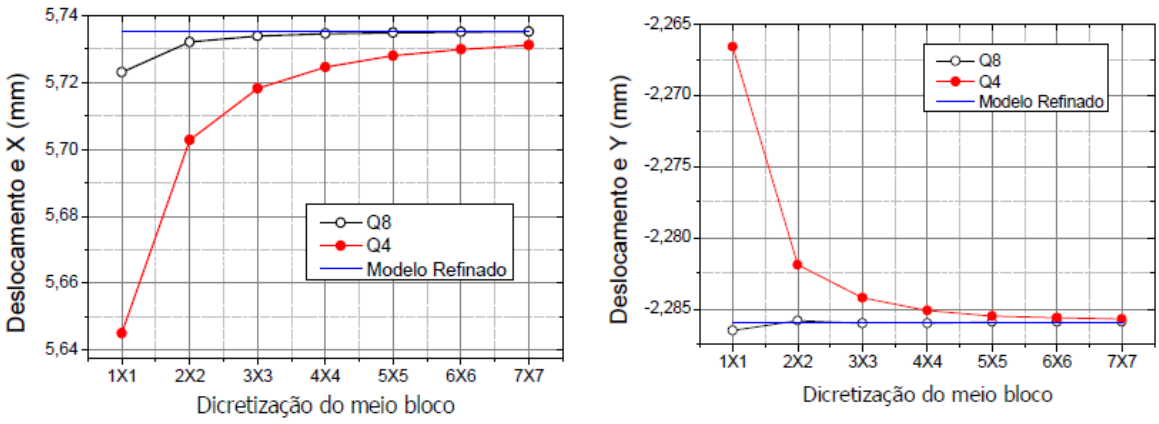


Figura 3.20 – Elemento estrutural analisado. **Fonte:** adaptado de Santos (2014).

Duas situações foram analisadas no programa desenvolvido, uma com elementos Q8 e outra com elementos Q4. Em ambas variou-se o nível de discretização de 1 x 1, em que cada metade de unidade foi representada por um elemento, até 7 x 7, em que cada metade de unidade foi discretizada por 49 elementos.

Para fins de comparação foi adotado no software DIANA o modelo refinado, em que as unidades foram representadas por elementos do tipo CQ16M enquanto as interfaces foram representadas por elementos do tipo CL12I, ambos os elementos também utilizados por Haach (2009) e Mata (2011). Neste modelo, a discretização adotada foi a mais elevada (7 x 7), sendo sua solução utilizada como referência para o estudo de convergência. No topo da parede foi efetuada a compatibilização de graus de liberdade – nó mestre e nós escravos – garantindo assim que o deslocamento em x de todos os nós do topo fosse igual.

A partir dos resultados obtidos nas diversas simulações efetuadas, o autor observou que o modelo com elementos quadráticos apresentou convergência mais rápida em relação ao modelo refinado que o modelo com elementos lineares. Além disso, o autor observou ainda que a discretização do tipo 3 x 3 representou o modelo refinado com uma boa aproximação, conforme pode ser constatado na Figura 3.21.



(a) (b)

Figura 3.21 – Estudo de convergência no ponto analisado: (a) curva deslocamento em *x versus* discretização do meio bloco; (b) curva deslocamento em *y versus* discretização do meio bloco. **Fonte:** Santos (2014).

Com o tipo de elemento (Q8) e o nível de discretização (3 x 3) definidos, o autor realizou o mesmo exemplo no software DIANA, porém com a mesma discretização adotada no programa desenvolvido, ou seja, com 3 x 3 elementos.

Observou-se que a diferença relativa entre os valores de deslocamento do ponto analisado, bem como das tensões máximas e mínimas ficou abaixo de 1%, demonstrando que o modelo proposto no programa desenvolvido foi representativo do comportamento da estrutura analisada.

Após o estudo de convergência, o autor buscou avaliar a adoção de diferentes comportamentos da interface (linear e não-linear), bem como testar a utilização de diferentes condições de contorno com a finalidade de explorar todas as ferramentas desenvolvidas no programa. Em todos os casos, os resultados obtidos tiveram boa aproximação em relação àqueles obtidos através do software DIANA v.9, indicando a coerência do código numérico desenvolvido.

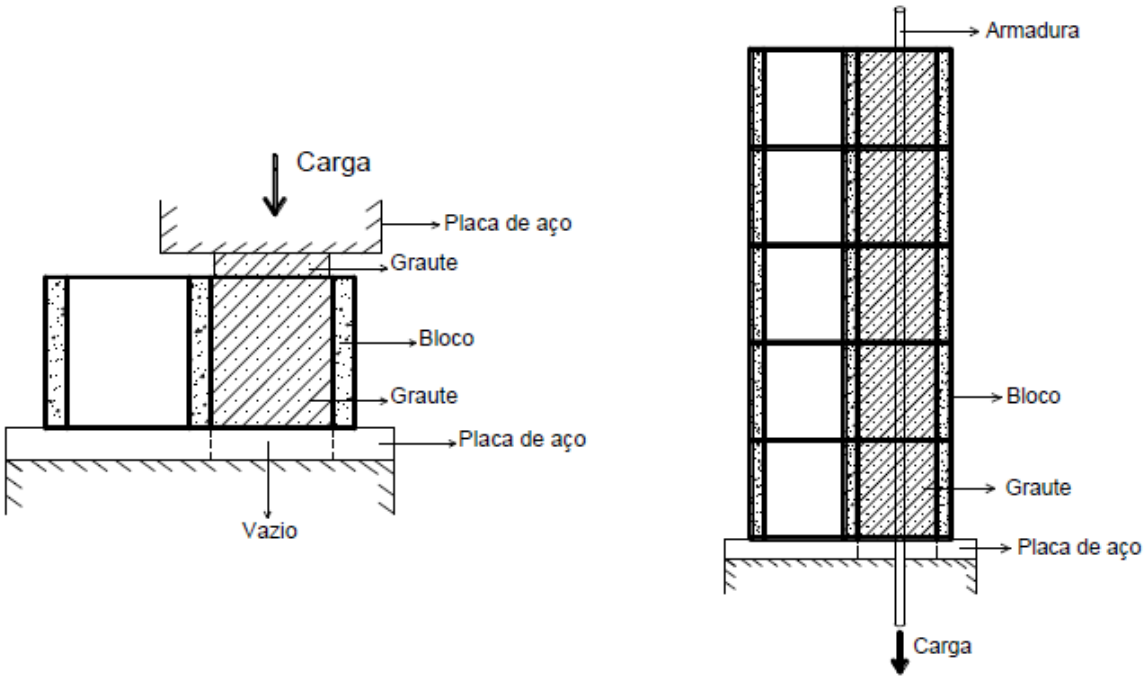
3.5.11 Izquierdo (2015)

Izquierdo (2015) desenvolveu uma investigação experimental e numérica com a finalidade de estudar o comportamento da interface unidade/graute em elementos de alvenaria estrutural submetidos a solicitações que provocam tração e compressão.

Na etapa experimental a autora realizou uma série de ensaios de caracterização dos componentes (unidades, argamassa, graute) e da alvenaria. Além disso, também foram realizados ensaios denominados "*push-out*" (empurramento) para determinar a resistência de aderência na interface graute/unidade, bem como ensaios "*pull-out*" (arrancamento) para avaliar o comportamento do conjunto graute/unidade/armadura.

Nestes ensaios variou-se: o tipo de unidade – cerâmica ou de concreto; o traço do graute – 1:3,06:2,94 (denominado G14) e 1:1,9:2,21 (denominado G30) em massa; e o diâmetro das armaduras – 12,5mm e 16 mm.

O esquema dos ensaios "*push-out*" e "*pull-out*" podem ser observados na Figura 3.22.



(a) (b)

Figura 3.22 – Esquema dos ensaios efetuados: (a) "*push-out*"; (b) "*pull-out*".
Fonte: Izquierdo (2015).

A etapa numérica consistiu na simulação dos modelos nos ensaios "*push-out*" e "*pull-out*" através do software Fx + DIANA v. 9.4.4, utilizando uma abordagem tridimensional. A estratégia de modelagem adota foi a micro-modelagem simplificada.

Para os modelos com unidades cerâmicas, as unidades e o graute foram discretizados por elementos sólidos do tipo HX24L, também usado por Oliveira (2014), enquanto que a armadura foi discretizada por elementos sólidos do tipo TP18L, que são elementos isoparamétricos de 6 nós e 3 graus de liberdade por nó.

Já para a representação das interfaces unidade/graute, graute/armadura e argamassa foram utilizados elementos de interface do tipo Q24IF, também utilizados por Oliveira (2014) em seu trabalho.

Nos modelos com unidades de concreto, tanto as unidades quanto o graute e a armadura foram discretizados por elementos sólidos do tipo TE12L. Este é um elemento piramidal, isoparamétrico, de 4 nós e 3 graus de liberdade por nó, ver Figura 3.23a.

Já para discretizar as interfaces unidade/graute, graute/aço e argamassa foram utilizados elementos de interface do tipo T18IF. Este é um elemento de interface de 2 camadas, cada uma com 3 nós e 3 graus de liberdade por nó, ver Figura 3.23b.

(a) (b)

Figura 3.23 – Elementos utilizados na discretização dos modelos com unidades de concreto: (a) elemento sólido TE12L; (b) elemento de interface T18IF.
Fonte: Diana User's Manual (2007).

Segundo a autora, nos modelos com unidades de concreto optou-se por utilizar elementos finitos diferentes dos indicados nos modelos com unidades cerâmicas, pois foi observado que a malha com os elementos piramidais proporcionou um melhor ajuste à geometria afunilada das unidades de concreto.

Para representar o comportamento não linear de ambas as unidades (cerâmicas e de concreto) e do graute foi utilizado o modelo constitutivo de deformação total com fissuras fixas.

O modelo constitutivo adotado para representar o comportamento da armadura foi o elasto-plástico perfeito com critério de plastificação de Von Mises. Já para a representação do comportamento das interfaces unidade/graute e unidade/junta horizontal utilizou-se o modelo de interface do compósito. Todos os modelos apresentados acima também foram utilizados por Haach (2009), Mata (2011) e Oliveira (2014) em seus respectivos trabalhos.

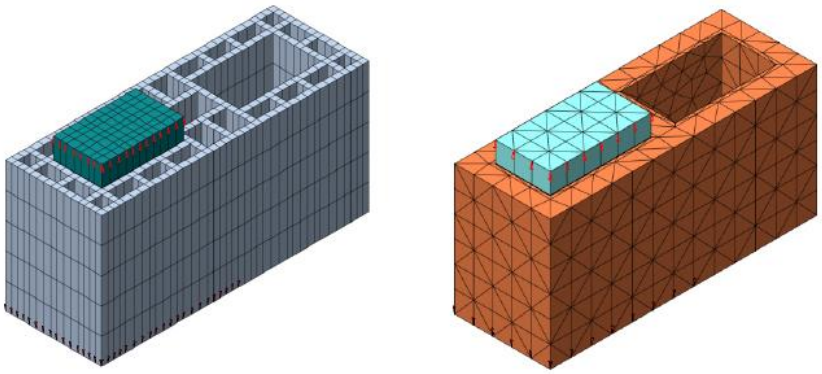
A autora observou que para representar a interface graute/armadura decidiu-se adotar o modelo linear, pois através dos resultados do ensaio "*pull-out*" verificou-

se que este tipo de interface não influenciou no comportamento dos corpos-de-prova de ambos os materiais (cerâmicos e de concreto).

As propriedades mecânicas adotadas nos modelos constitutivos citados acima foram obtidas previamente através dos ensaios de caracterização. Nos casos em que não foi possível obter as propriedades experimentalmente, procedeu-se com a calibração através do ajuste dos resultados numéricos com os experimentais.

Devido a representação da unidade com espessura real e seção vazada, todas as propriedades inerentes a este componente foram consideradas em relação a área líquida.

A Figura 3.24 apresenta o modelo numérico do ensaio "*push-out*" para unidades cerâmicas e de concreto.



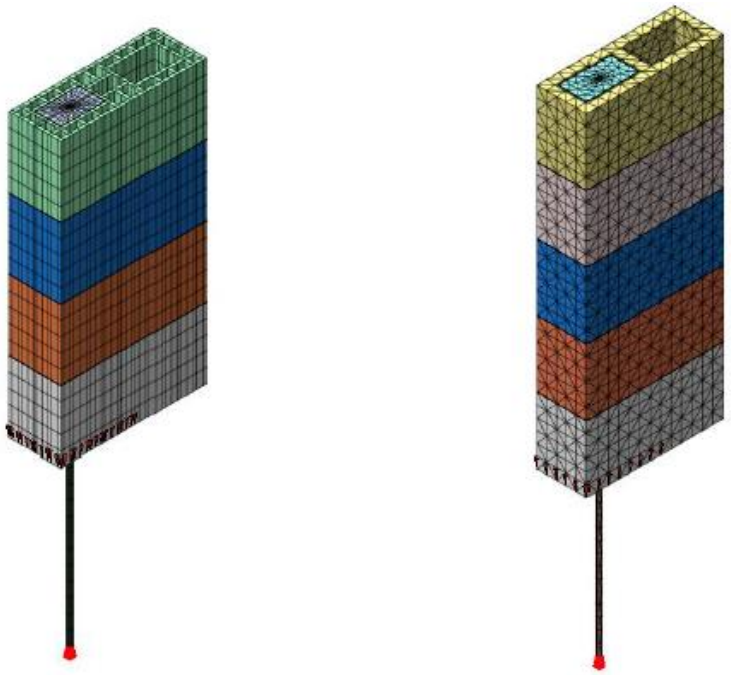
(a) (b)

Figura 3.24 – Modelo numérico do ensaio "*push-out*": (a) para unidades cerâmicas; (b) para unidades de concreto. **Fonte:** Izquierdo (2015).

Como condição de contorno dos modelos no ensaio "*push-out*", metade dos nós na base das unidades tiveram sua translação restringida na direção z. Além disso, para evitar problemas de instabilidade numérica, dois nós do eixo de simetria das unidades foram restringidos na direção x, y e z.

Quanto ao carregamento, deslocamentos verticais foram impostos a todos os nós do topo do graute em incrementos de 0,02 mm.

O modelo numérico do ensaio “*pull-out*” para unidades cerâmicas e de concreto pode ser visto na Figura 3.25.



(a) (b)

Figura 3.25 – Modelo numérico do ensaio “*pull-out*”: (a) para unidades cerâmicas; (b) para unidades de concreto. **Fonte:** Izquierdo (2015).

As condições de contorno para o ensaio de “*pull-out*” foram as mesmas adotadas no ensaio de “*push-out*”. Quanto ao carregamento, deslocamentos verticais foram impostos a todos os nós da base da armadura em incrementos 0,01 mm, para os modelos com unidades cerâmicos, e 0,1 mm, para os modelos com unidades de concreto.

Para a solução do sistema de equações não-lineares de ambos os ensaios adotou-se o método secante BFGS. Além disso, o critério de convergência adotado foi o de deslocamentos, com tolerância igual a 10^{-2}. Além disso, para acelerar a convergência foi utilizada a rotina interna de burca linear (*linear search*). Tais procedimentos também foram adotados por Oliveira (2014) em seu trabalho.

A partir da comparação feita entre os resultados numéricos e experimentais observou-se que nos ensaios de “*push-out*” as curvas força x descolamento vertical apresentaram comportamentos semelhantes, principalmente no trecho linear-elástico. Além disso, nos modelos com unidades cerâmicas observou-se que os valores de força máxima obtidos numericamente foram inferiores às respectivas médias experimentais, sendo a maior diferença – de aproximadamente 1,28% – observada nos modelos com graute G30. Já nos modelos com unidades de concreto, os valores de força máxima obtidos numericamente foram superiores às respectivas médias experimentais, sendo a maior diferença – de aproximadamente 9,6% – observada nos modelos com graute G14.

Desta maneira, a autora concluiu que o modelo numérico referente ao ensaio de “*push-out*” conseguiu representar de maneira adequada os resultados dos ensaios físicos tanto com unidades cerâmicas quanto com unidades de concreto.

Já nos ensaios de “pull-out”, a partir da comparação feita entre os resultados numéricos e experimentais observou-se que as curvas força x deslocamento vertical apresentaram comportamentos semelhantes. Além disso, nos modelos com unidades cerâmicas observou-se que os valores de força máxima obtidos numericamente foram inferiores às respectivas médias experimentais, sendo a maior diferença – de aproximadamente 4,92% – observada nos modelos com graute G30 e armadura de 16mm. Já nos modelos com unidades de concreto, os valores de força máxima obtidos numericamente foram superiores às respectivas médias experimentais, sendo a maior diferença – de aproximadamente 3,0% – também observada nos modelos com graute G30 e armadura de 16mm.

Desta maneira, a autora concluiu que o modelo numérico referente ao ensaio de “*pull-out*” também conseguiu representar de maneira satisfatória os resultados dos ensaios físicos tanto com unidades cerâmicas quanto com unidades de concreto.

CAPÍTULO 4

Modelagem Numérica das Pequenas Paredes

4.1 Considerações Iniciais

Este capítulo apresenta as características da modelagem em elementos finitos adotada para a realização das simulações numéricas, com o objetivo de avaliar o efeito do não preenchimento das juntas verticais na resistência à compreensão e ao cisalhamento em pequenas paredes.

Para a realização da modelagem computacional de estruturas em geral são executadas as seguintes etapas apresentadas na Figura 4.1.

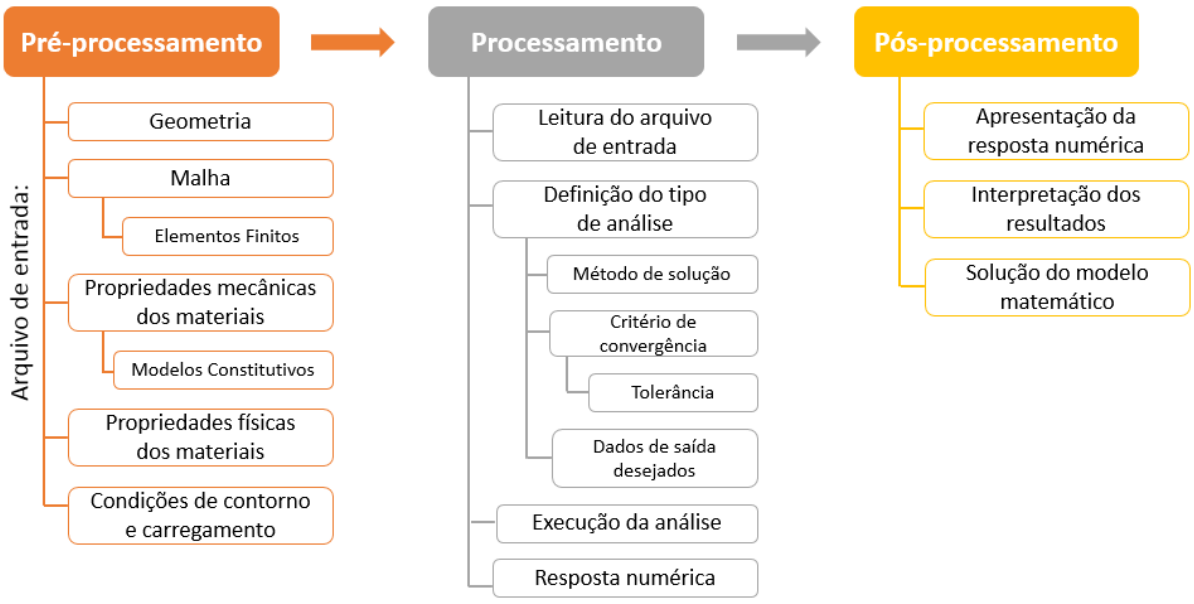


Figura 4.1 – Fluxograma das etapas executadas na modelagem computacional de estruturas. **Fonte:** autoria própria.

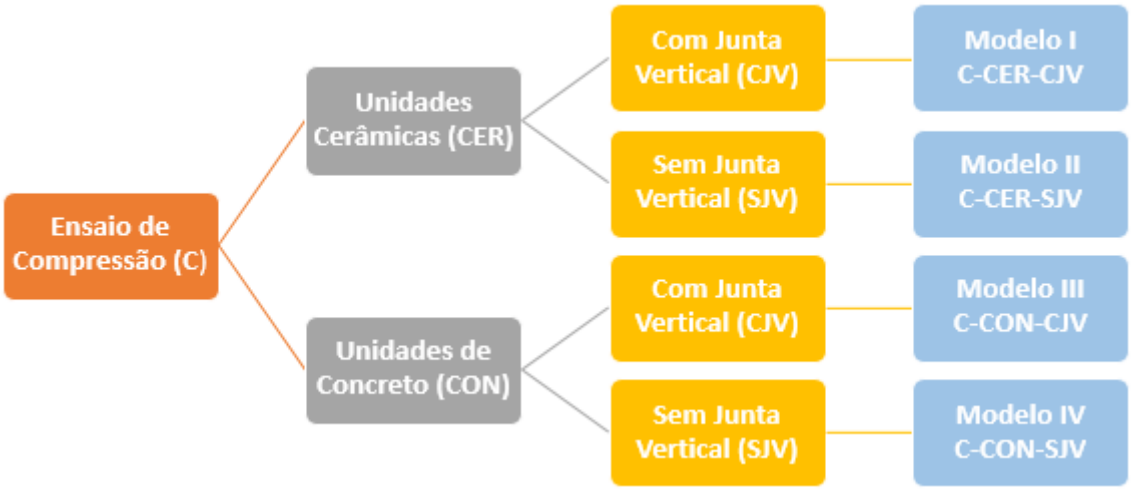
A modelagem numérica realizada nesta pesquisa teve uma abordagem bidimensional, na qual foi utilizada a técnica de micro-modelagem simplificada, uma vez que inclui todos os tipos básicos de mecanismos de ruptura característicos da alvenaria.

Para a simulação numérica dos ensaios de pequenas paredes utilizou-se o Método dos Elementos Finitos a partir do *software* DIANA®, que segundo Izquierdo (2015) é o mais indicado para aplicações em alvenaria estrutural. A versão utilizada foi o *Teacher Edition* v. 9.2.

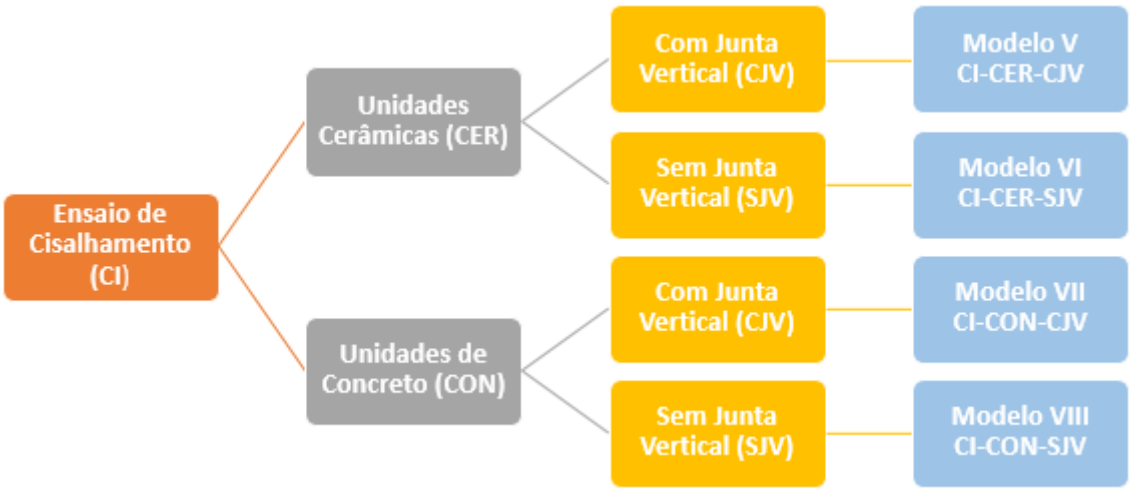
4.2 Descrição dos Modelos Desenvolvidos

Para a avaliação da influência do não preenchimento da junta vertical na resistência da alvenaria de blocos cerâmicos e de concreto, foram desenvolvidos oito modelos numéricos nos quais considerou-se as dimensões, condições de contorno e condições de aplicação de carregamento dos modelos físicos de pequenas paredes ensaiados à compressão e ao cisalhamento, conforme a norma brasileira.

Para melhor visualização, na Figura 4.2 é apresentada a sequência das simulações numéricas efetuadas com a respectiva identificação de cada um dos modelos.

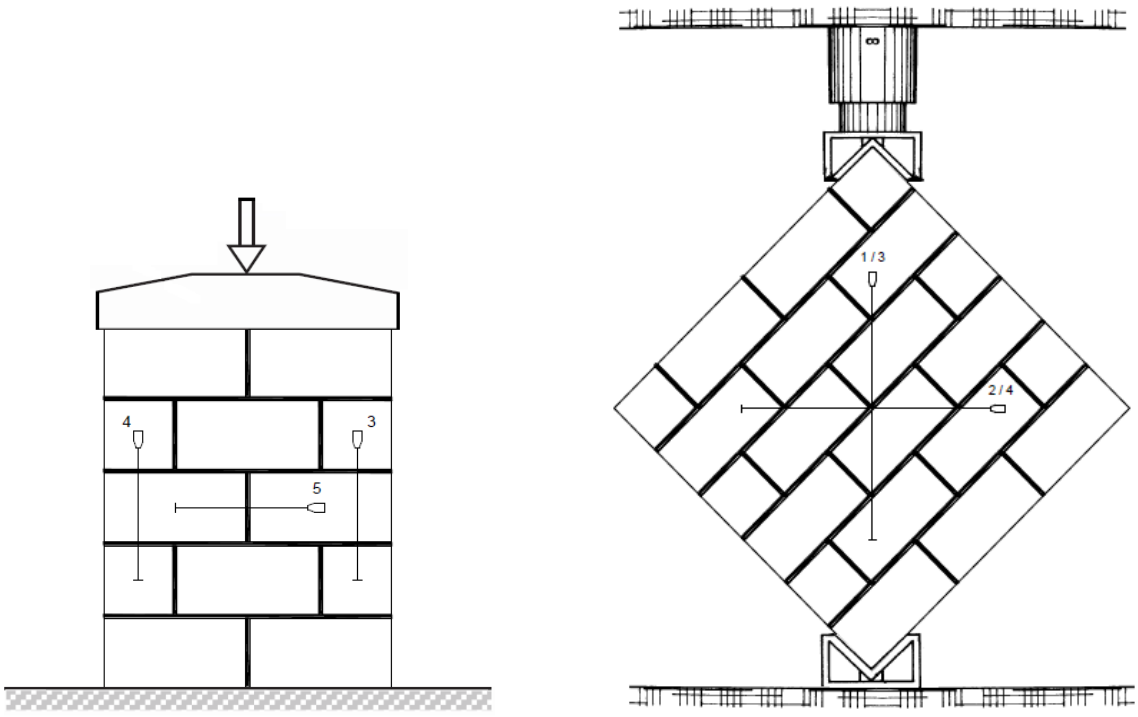


(a)



(b)

Figura 4.2 – Sequência das simulações numéricas: (a) ensaios de compressão; (b) ensaios de cisalhamento. **Fonte:** autoria própria.



(a) (b)

Figura 4.3 – Esquema de ensaios em pequenas paredes para a determinação: (a) da resistência à compressão; (b) da resistência ao cisalhamento. **Fonte:** adaptado da NBR 15812-2 (ABNT, 2010) e NBR 14321 (ABNT, 1999).

Os modelos de compressão, tanto de unidades cerâmicas quanto de unidades de concreto, tiveram dimensões de 790 mm de comprimento (equivalente à duas unidades) por 990 mm de altura (equivalente a cinco fiadas), de acordo com o prescrito na NBR 15812-2 (ABNT, 2010) e NBR 15961-2 (ABNT, 2011), ver Figura 4.3a. Já os modelos de cisalhamento, tanto de unidades cerâmicas quanto de concreto, tiveram dimensões de 1190 mm de comprimento (equivalente a três unidades) por 1190 mm de altura (equivalente a seis fiadas), de acordo com o prescrito na NBR 14321 (ABNT, 1999), ver Figura 4.3b. As dimensões nominais das unidades cerâmicas e de concreto utilizadas como referência para a modelagem numérica das pequenas paredes foram de 140 x 190 x 390 mm.

É importante destacar que nos modelos numéricos de pequenas paredes ensaiadas ao cisalhamento considerou-se ainda o grauteamento das unidades que ficaram em contato com o sistema de suporte e aplicação de carga. Esta medida foi tomada com o propósito de tornar o comportamento desses modelos mais próximo do comportamento experimental, já que nos ensaios em laboratório – realizados segundo a NBR 14321 (ABNT, 1999) – foi observada a necessidade do grauteamento dessas unidades para que não houvesse a ruptura localizada da pequena parede nesta região, conforme explicado por Miranda (2012).

4.3 Elementos Finitos Adotados

Para a geração da malha de elementos finitos dos modelos de compressão e cisalhamento, foram utilizados elementos contínuos bidimensionais do tipo CQ16M (Figura 4.4) para a discretização das unidades grauteadas e não-grauteadas.

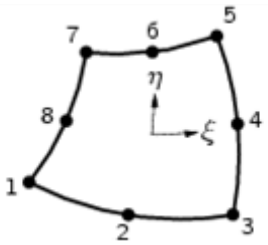


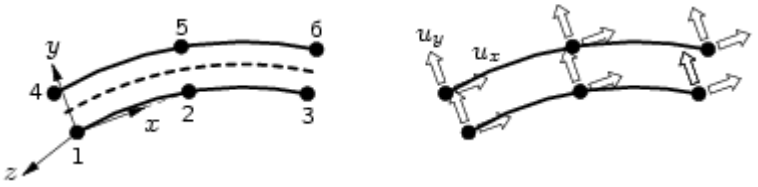
Figura 4.4 – Tipologia do elemento CQ16M. **Fonte:** DIANA User's Manual (2007).

Este é um elemento quadrilátero isoparamétrico que possui 8 nós e 2 graus de liberdade por nó para a representação das translações nas direções x e y. Este elemento é baseado em interpolações de ordem quadrática e integração de Gauss. O polinômio que expressa as translações u_x e u_y é apresentado na Equação 4.1.

$$u_i(\xi,\eta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\xi\eta + a_4\xi^2 + a_5\eta^2 + a_6\xi^2\eta + a_7\xi\eta^2 \qquad (4.1)$$

Por padrão o DIANA aplica a integração numérica de Gauss com 2 x 2 ($n_\xi = 2$, $n_\eta = 2$) pontos de integração.

Para a discretização das juntas de argamassa e interfaces unidade/junta além das fissuras potenciais das unidades por tração, foram utilizados elementos de interface de linha do tipo CL12I (Figura 4.5), que permitem descontinuidades no campo de deslocamentos.



(a) (b)

Figura 4.5 – Elemento CL12I: (a) tipologia; (b) graus de liberdade. **Fonte:** DIANA User's Manual (2007).

Este é um elemento bidimensional de duas camadas, cada uma com 3 nós e 2 graus de liberdade por nó para a representação das translações relativas nas direções x e y. Este elemento é baseado em interpolações de ordem quadrática e integração de Newton-Cotes de 4 pontos ($n_\xi = 4$). Os elementos de interface relacionam as tensões (t) que agem na interface com os deslocamentos relativos (Δu) que ocorrem através das linhas adjacentes a esta interface (Equação 4.2).

$$\Delta u = \begin{Bmatrix}\Delta u_x \\ \Delta u_y\end{Bmatrix} \qquad t = \begin{Bmatrix}t_x \\ t_y\end{Bmatrix} \qquad (4.2)$$

Nos modelos numéricos desta pesquisa optou-se por utilizar elementos finitos (contínuos e descontínuos) isoparamétricos baseados em interpolações de ordem quadrática por serem mais apropriados para análises não-lineares, de acordo com as recomendações apresentadas pelo DIANA *User's Manual* (2007).

Além disso, por serem elementos de interpolação quadrática os mesmos proporcionam ao modelo numérico uma convergência mais rápida se comparada à modelos com elementos de interpolação linear, conforme observou Santos (2014).

Finalmente, é possível contatar que ambos os elementos finitos citados anteriormente têm sido utilizados com bastante sucesso na modelagem bidimensional da alvenaria estrutural, conforme observado nos trabalhos desenvolvidos por Haach (2009), Mata (2011) e Santos (2014), apresentados no Capítulo 3 deste trabalho.

4.4 Discretização dos Modelos Numéricos

O software utilizado nesta pesquisa possui a limitação de analisar modelos com um número máximo de 1000 elementos. Desta forma, para se estabelecer a quantidade de elementos finitos por bloco, e consequentemente por junta e fissura, foram executadas diversas tentativas de geração de malha para diferentes níveis de discretização do meio bloco, desde 1 x 1, em que cada meio bloco foi representado por um elemento contínuo, a 10 x 10, em que cada meio bloco foi representado por 100 elementos contínuos.

Essas tentativas foram efetuadas para o modelo de cisalhamento por ser este o que possui a maior quantidade de blocos e, por conseguinte, o que demanda a maior quantidade de elementos finitos. Desta maneira, procurou-se determinar o maior nível de discretização possível que gerasse uma quantidade de elementos finitos menor ou igual ao limite imposto pelo *software*.

A partir das tentativas efetuadas constatou-se que a discretização do meio bloco com 4 x 4 elementos (comprimento x altura), ou seja, 16 elementos contínuos, foi o que proporcionou uma quantidade total de elementos – contínuos e de interface – inferior ao limite do *software*, sendo esta a discretização adota para os modelos de

pequenas paredes tanto de blocos cerâmicos quanto de concreto submetidos ao cisalhamento.

A fim de manter o mesmo nível de precisão da resposta numérica, adotou-se para os modelos de compressão a mesma discretização empregada nos modelos de cisalhamento.

Percebe-se que a discretização adotada neste trabalho é compatível com aquela adotada em pesquisas que trataram da análise bidimensional da alvenaria, como por exemplo: em Haach (2009), em que o meio bloco em escala reduzida foi representado com 1 x 1 elemento para as paredes e 4 x 4 elementos para as vigas; em Mata (2011), em que o meio bloco em escala natural foi representado com 3 x 3 elementos; e em Santos (2009), em que o meio bloco foi representado com 3 x 3 elementos.

Diante do exposto anteriormente, cada bloco inteiro foi discretizado por 8 elementos contínuos no comprimento e 4 elementos contínuos na altura, ou seja, 32 elementos contínuos por bloco.

Devido a adoção de elementos de interface de linha para representar a junta de argamassa, foi necessário expandir as dimensões reais dos blocos a fim de incluir a espessura da junta e manter as dimensões do modelo numérico inalteradas em relação ao modelo físico, conforme explicado no item 3.2.2 deste trabalho. Logo, a dimensão máxima dos elementos contínuos CQ16M nos modelos numéricos de pequenas paredes foi de 49,5 mm.

Seguindo a recomendação apresentada por Haach (2009) no item 3.5.7 deste trabalho, foram colocados no meio de cada bloco quatro elementos de interface a fim de representar as fissuras potenciais por tração, evitando assim uma resposta muito rígida da estrutura analisada e a consequente superestimação dos valores de carga de ruptura.

É importante ressaltar que esta quantidade de elementos de interface foi adotada para garantir a conectividade entre os nós dos elementos contínuos CQ16M e os nós dos elementos de interface CL12I, conforme mostra o exemplo apresentado na Figura 4.6.

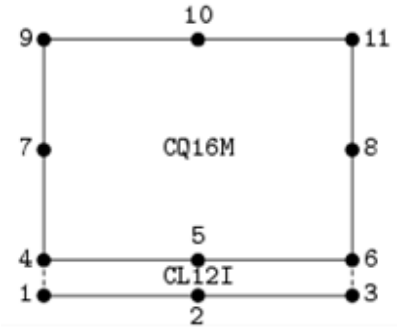


Figura 4.6 – Exemplo de discretização de modelo básico com elementos CL12I e CQ16M. **Fonte:** DIANA *User's Manual* (2007).

A junta vertical de um bloco foi discretizada por quatro elementos de interface enquanto que a junta horizontal por oito elementos de interface. Ambas as quantidades também foram adotadas para garantir a conectividade entre os nós dos elementos contínuos CQ16M e os nós dos elementos de interface CL12I. Na Figura 4.7 é apresentada a malha de elementos finitos para um bloco inteiro e suas respectivas juntas (horizontal e vertical) e fissura potencial.

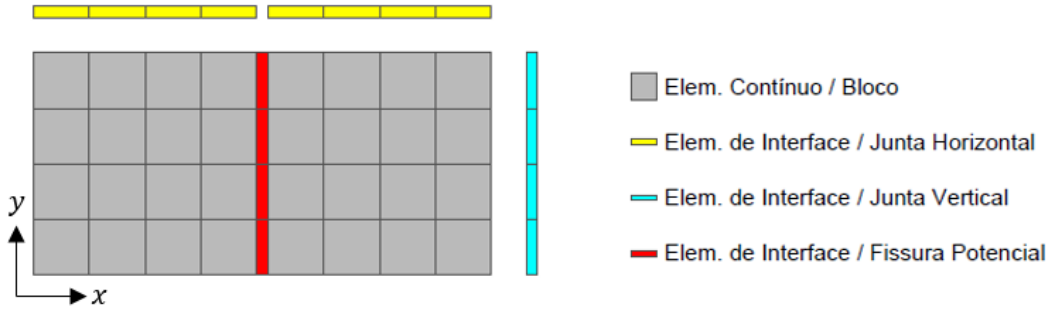
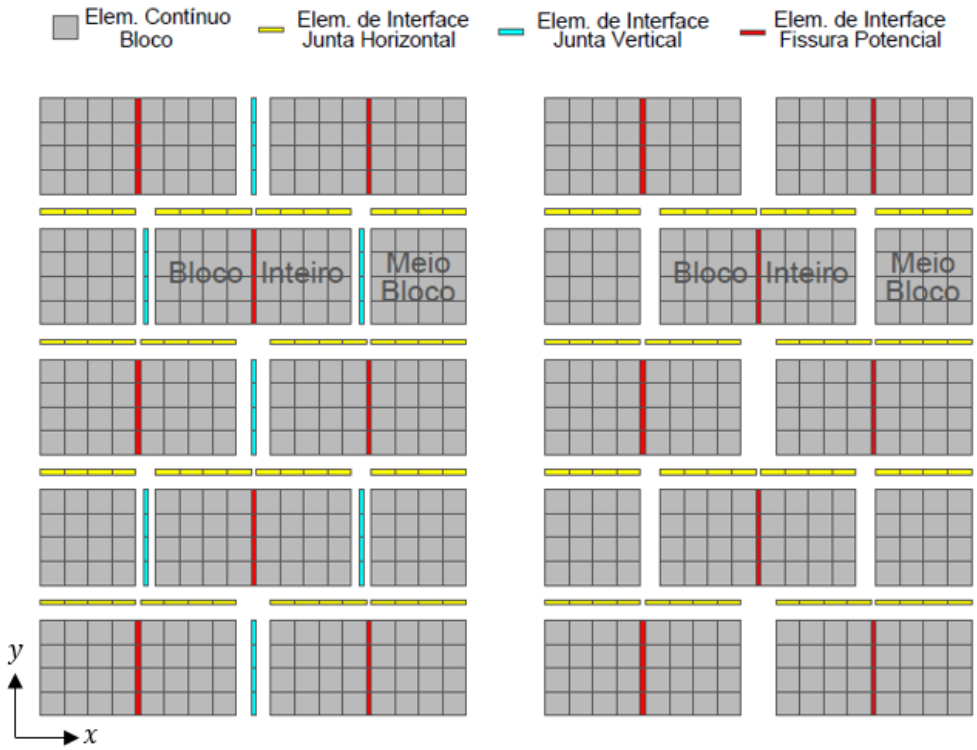


Figura 4.7 – Malha de elementos finitos definida para uma unidade.
Fonte: autoria própria.

É importante ressaltar que na modelagem efetuada todos os elementos de interface tiveram espessura aproximadamente nula, no entanto, para possibilitar ao leitor uma melhor visualização, estes elementos foram representados na imagem acima com certa espessura. A seguir são apresentadas as malhas de cada um dos modelos simulados nesta pesquisa.

4.4.1 Modelos em Compressão

A partir do nível de descritização definido no item anterior, a malha de elementos finitos gerada para as pequenas paredes de blocos cerâmicos e de concreto com junta vertical preenchida resultou num total de 1372 nós e 476 elementos, conforme apresentado na Figura 4.8a. Já para as pequenas de ambos os materiais sem junta vertical preenchida, a malha de elementos finitos gerada também resultou num total de 1372 nós, contudo a quantidade de elementos gerada foi inferior, 448 elementos, devido à ausência das juntas verticais, como pode ser observado na Figura 4.8b.

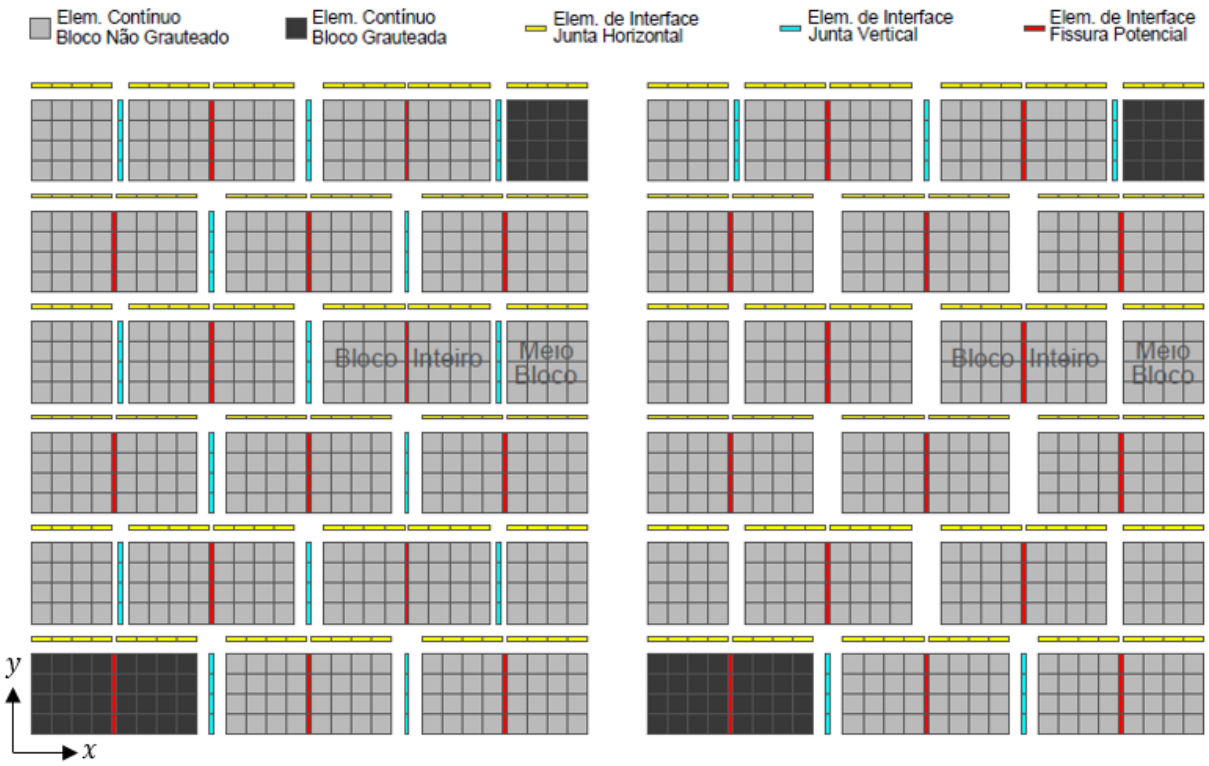


(a) (b)

Figura 4.8 – Malha da pequena parede no ensaio de compressão: (a) com junta vertical preenchida (representativo dos modelos C-CER-CJV e C-CON-CJV); (b) sem junta vertical preenchida (representativo dos modelos C-CER-SJV e C-CON-SJV). **Fonte:** autoria própria.

4.4.2 Modelos em Cisalhamento

A malha de elementos finitos gerada para pequenas paredes com junta vertical preenchida resultou em 2340 nós e 816 elementos, ver Figura 4.9a. Já para as pequenas paredes sem junta vertical preenchida a malha de elementos finitos resultou em 2340 nós e 776 elementos, ver Figura 4.9b.



(a) (b)

Figura 4.9 – Malha da pequena parede no ensaio de cisalhamento: (a) com junta vertical preenchida (representativo dos modelos CI-CER-CJV e CI-CON-CJV); (b) sem junta vertical preenchida (representativo dos modelos CI-CER-SJV e CI-CON-SJV). **Fonte:** autoria própria.

É importante observar que nos modelos sem juntas verticais preenchidas (Figura 4.9b) todos os elementos de interface representativos das juntas verticais foram retirados, com exceção daqueles localizados na primeira e última fiada das

pequenas paredes. Isto foi feito pois verificou-se, a partir dos ensaios experimentais realizados por Miranda (2012), que tais juntas foram preenchidas com a finalidade de garantir uma melhor distribuição de carga por toda a parede durante o ensaio de cisalhamento, evitando assim uma ruptura localizada.

Outra observação importante é que, conforme mencionado no item 4.2, nos modelos numéricos em cisalhamento os blocos em contato com o sistema de suporte e aplicação de carga foram considerados grauteados, neste caso o meio bloco na parte superior do modelo e o bloco inteiro na parte inferior.

4.5 Modelos Constitutivos e Parâmetros Adotados

Além da definição da geometria, do tipo de elementos finitos e da discretização a ser adotada, para que seja possível a realização de simulações numéricas de elementos estruturais é necessária também a definição de modelos constitutivos capazes de descrever de forma adequada o comportamento de tais elementos.

A utilização de modelos constitutivos em simulações numéricas requer um conjunto de propriedades dos materiais que constituem a estrutura. Conforme discutido no Capítulo 3, estas propriedades podem ser obtidas a partir de ensaios experimentais de caracterização dos materiais ou por calibração através do ajuste dos resultados numéricos com os experimentais.

A seguir serão apresentados os modelos constitutivos adotados nas simulações numéricas desta pesquisa bem como os parâmetros utilizados em cada um desses modelos e os ensaios necessárias para a obtenção desses parâmetros.

É importante destacar que por se tratar de uma investigação de caráter exclusivamente numérico, os parâmetros utilizados no presente trabalho foram obtidos a partir de investigações experimentais realizadas por alguns dos autores apresentados na revisão bibliográfica desta pesquisa.

É importante destacar ainda que todos os modelos numéricos desenvolvidos no presente trabalho foram representados com a espessura real da unidade (140 mm), a qual foi fornecida ao software DIANA como dado de entrada devido a impossibilidade

de representa-la no modelo bidimensional. Desta maneira, nas simulações numéricas foram consideradas as propriedades mecânicas dos materiais em relação a área bruta. Vale lembrar que esta consideração também foi adotada por Haach (2009), Mata (2011) e Oliveira (2014), conforme apresentado no Capítulo 3.

4.5.1 Unidades Cerâmicas e de Concreto

Para representar o comportamento das unidades não grauteadas em regime linear foi utilizado o modelo Linear Elástico Isotrópico, que considera o comportamento das unidades da alvenaria isotrópico.

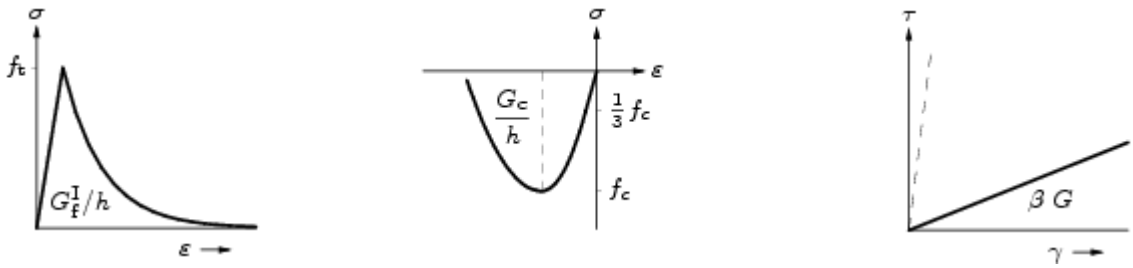
Já para representar o comportamento não linear destas unidades foi utilizado o modelo de fissuração distribuída denominado Deformação Total (*Total Strain*). Segundo o DIANA *User's Manual* (2007), os modelos de Deformação Total se baseiam na Teoria de Campo de Compressão Modificada, originalmente proposta por Vecchio & Collins (1986). O conceito básico desses modelos consiste no fato de que a tensão é avaliada nas direções dadas pelas direções da fissura.

O DIANA fornece dois modelos do tipo Deformação Total: no primeiro, denominado de Fissuras Fixas (*Fixed Crack*), a relação tensão-deformação é calculada num sistema de coordenadas que é fixado na direção da primeira fissura, isso significa que este modelo mantém o mesmo ângulo da primeira fissura, permitindo que esta mude de direção apenas nos casos em que a variação do ângulo da fissura for igual a 90º em relação ao ângulo inicial (Izquierdo, 2015); no segundo, denominado de Fissuras Rotativas (*Rotate Crack*), a relação tensão-deformação é avaliada num sistema de coordenadas que varia continuamente de acordo com a direção principal da fissura, isso significa que este modelo permite que a abertura da fissura mude de direção à medida que a mesma se propaga (DIANA *User's Manual*, 2007).

Nesta pesquisa optou-se por utilizar o modelo de Deformação Total com Fissuras Fixas por ser este capaz de representar a fissuração e a ruptura por tração e/ou compressão por esmagamento em materiais frágeis ou quase-frágeis (Izquierdo,

2015). Além disso, a partir da revisão bibliográfica apresentada no Capítulo 3, verifica-se que este modelo tem sido comumente empregado na representação do comportamento não-linear de unidades cerâmicas e de concreto em painéis de alvenaria submetidos a diferentes tipos de solicitações.

Segundo o DIANA *User's Manual* (2007), para a descrição do comportamento dos materiais tanto à tração quanto à compressão, o software disponibiliza diversas leis constitutivas baseadas na energia de fratura. Deste modo, devido ao comportamento pós-pico da unidade à tração, visto no Capítulo 2, foi especificada a lei constitutiva de amolecimento exponencial da curva tensão x deformação na tração (Figura 4.10a). Na compressão, devido ao comportamento de endurecimento e amolecimento da unidade à compressão, foi especificado o modelo parabólico para o trecho ascendente e descendente da curva tensão x deformação (Figura 4.10b).



(a) (b) (c)

Figura 4.10 – Comportamento pré-definido pelo modelo de Deformação Total com Fissuras Fixas: (a) curva tensão x deformação – tração exponencial; (b) curva tensão x deformação – compressão parabólica; (c) curva tensão cisalhante x distorção. **Fonte:** DIANA *User's Manual* (2007).

O modelo de Deformação Total com Fissuras Fixas também considera a redução da rigidez ao cisalhamento da unidade após iniciada à fissuração da mesma. Este comportamento, denominado de retenção de cisalhamento, é representado pelo fator de retenção de cisalhamento (β), que segundo Farias (2008) possui maior influência em problemas cuja ruptura está relacionada ao cisalhamento. Desta forma, foi especificado o modelo de retenção de cisalhamento constante (Figura 4.10c).

Já para representar o comportamento das unidades grauteadas nos modelos de cisalhamento foi utilizado apenas o modelo Linear Elástico Isotrópico, pois, conforme observado por Miranda (2012), estas unidades permanecem integras durante todo o ensaio de cisalhamento.

4.5.1.1 Parâmetros das Unidades Não Grauteadas

Para que fosse possível a utilização dos modelos Elástico Linear Isotrópico e Deformação Total com Fissuras Fixas, foram adotados parâmetros obtidos através de ensaios de caracterização realizados por Izquierdo (2015) em unidades cerâmicas e de concreto – não grauteadas – de dimensões nominais de 140 x 190 x 390 mm. Estes parâmetros, bem como os ensaios para obtenção dos mesmos, serão apresentados a seguir.

Para a determinação da resistência à compressão (f_c) das unidades cerâmicas e de concreto foram realizados ensaios de compressão com controle de deslocamentos conforme o procedimento descrito na NBR 12118 (ABNT, 2007) e NBR 15961-2 (ABNT, 2011), respectivamente. Para garantir a aplicação de um carregamento uniformemente distribuído nas unidades foi utilizada uma prancha de aço no topo da mesma, com rigidez e dimensões suficientes para uniformizar a carga aplicada pela máquina servo-hidráulica universal (Figura 4.11).

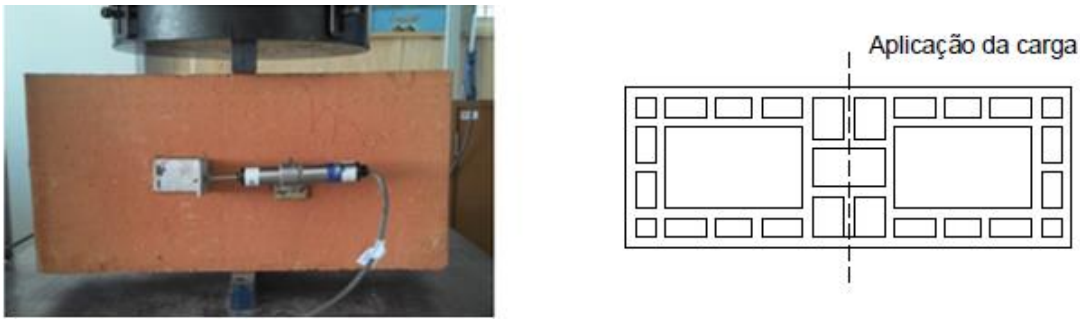
(a) (b)

Figura 4.11 – Ensaio de resistência à compressão em unidades: (a) cerâmicas; (b) de concreto. **Fonte:** Izquierdo (2015).

A partir das curvas tensão x deformação obtidas nos ensaios supracitados, calculou-se o módulo de elasticidade (E) das unidades de acordo com as prescrições do ACI 530-92:1995. Nesse código, o módulo é definido pela inclinação da reta secante na curva tensão x deformação entre 5% e 33% da tensão de ruptura.

A resistência à tração (f_t) das unidades cerâmicas e de concreto foi determinada a partir do ensaio de compressão diametral com controle de deslocamentos, de acordo com o procedimento prescrito pela norma americana ASTM C1006-7 (2010). Esta norma foi utilizada por não existir nenhuma norma brasileira similar.

O ensaio de compressão diametral descrito pela norma americana consiste na aplicação do carregamento no meio da unidade através de barras de aço de forma cilíndrica. Contudo, no ensaio em unidades cerâmicas foi necessário substituir as barras cilíndricas de apoio e aplicação de força por barras prismáticas (ver Figura 4.12), pois as primeiras provocaram esmagamento das unidades ao invés de tracioná-las, mesmo em regiões onde havia apenas paredes ortogonais ao carregamento.

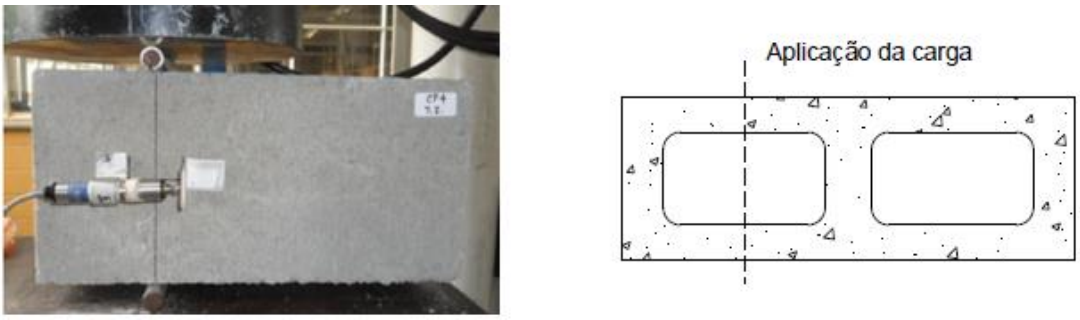


(a) (b)

Figura 4.12 – Ensaio de resistência à tração indireta em unidades cerâmicas: (a) configuração do ensaio; (b) esquema de aplicação da carga na unidade.
Fonte: Izquierdo (2015).

Quanto ao ensaio em unidades de concreto, foram utilizadas barras cilíndricas para o apoio e a aplicação de forças. Observou-se que, ao aplicar a força no centro da unidade, também ocorreu ruptura por esmagamento ao invés da ruptura por tração

indireta. Atribuiu-se esta ruptura à presença da parede interna na mesma direção do carregamento. Desta forma, optou-se por deslocar o apoio e a aplicação da força para uma região formada apenas por paredes ortogonais ao carregamento, conforme mostra a Figura 4.13.



(a) (b)

Figura 4.13 – Ensaio de resistência à tração indireta em unidades de concreto: (a) configuração do ensaio; (b) esquema de aplicação da carga na unidade.
Fonte: Izquierdo (2015).

Nos ensaios de compressão diametral foram realizadas tentativas de se obter a energia de fratura à tração (G_{fI}) das unidades cerâmicas e de concreto através da utilização de transdutores de deslocamentos na região de formação da fissura prevista, contudo, devido à ruptura brusca das unidades, não foi possível obter o trecho pós-pico da curva força x abertura da fissura, impossibilitando assim a obtenção da energia de fratura. ‘

Desta maneira, para o cálculo da energia de fratura à tração (G_{fI}) das unidades cerâmicas e de concreto utilizou-se a Equação 4.3, definida no CEB-FIP Model Code (1990) para concretos com diâmetro máximo do agregado graúdo (d_{max}) menor que 8 mm, em que f_c é a resistência à compressão da unidade, em MPa.

$$G_{fI} = 0{,}025 \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0{,}7} \quad (4.3)$$

A energia de fratura na compressão (G_c) das unidades cerâmicas e de concreto foi adotada 100 vezes superior à respectiva energia de fratura à tração (G_{fI}), conforme indicado por Feenstra e Borst (1993) e comentado no item 2.3.1 deste trabalho. Esta aproximação também utilizada por Diógenes (2013). O fator de retenção de cisalhamento (β) e o coeficiente de Poisson (v) adotados para ambas as unidades foram, respectivamente, 0,5 e 0,2.

Na Tabela 4.1 são apresentadas as propriedades da unidade não grauteada, obtidas por Izquierdo (2015), que foram utilizadas como dados de entrada nos modelos Elástico Linear Isotrópico e Deformação Total com Fissuras Fixas.

Tabela 4.1 – Propriedades da unidade não grauteada para os modelos Elástico Linear Isotrópico e Deformação Total com Fissuras Fixas. **Fonte:** autoria própria.

Elástico Linear Isotrópico		
Propriedade	**Bloco Cerâmico**	**Bloco de Concreto**
$E\ (GPa)$	3,48	9,91
v	0,20	0,20

Deformação Total com Fissuras Fixas		
Propriedade	**Bloco Cerâmico**	**Bloco de Concreto**
$f_t\ (MPa)$	0,77	0,37
$G_{fI}\ (MPa.mm)$	0,0267	0,0253
$f_c\ (MPa)$	10,89	10,21
$G_c\ (MPa.mm)$	2,67	2,53
β	0,50	0,50

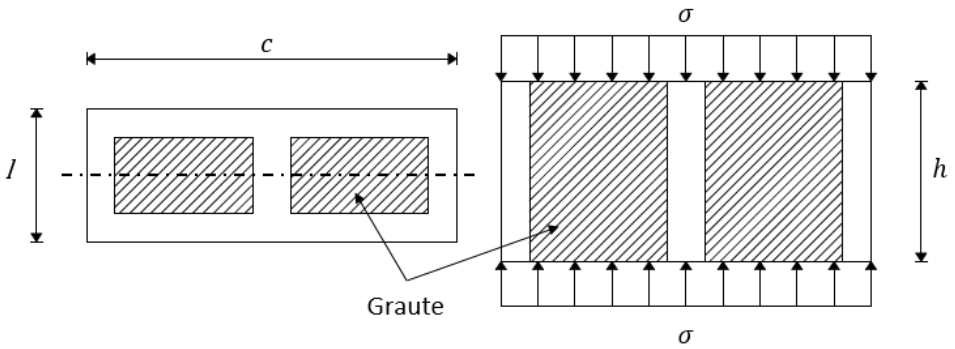
4.5.1.2 Parâmetros das Unidades Grauteadas

Como dito anteriormente, as unidades grauteadas dos modelos de cisalhamento foram representadas apenas pelo modelo Linear Elástico Isotrópico, desta forma os únicos parâmetros necessários como dados de entrada neste modelo

foram o coeficiente de Poisson (v) e o módulo de elasticidade do bloco grauteado (E_{bg}). Contudo, não foi possível obter diretamente este último parâmetro a partir do trabalho experimental desenvolvido por Izquierdo (2015).

Isto ocorreu, pois na modelagem efetuada pela autora – apresentada no item 3.5.11 – as unidades e o graute foram representados num modelo tridimensional de forma individualizada. Desta maneira, mesmo tendo sido utilizado o mesmo tipo de modelo constitutivo para descrever o comportamento individual da unidade e do graute, as propriedades mecânicas usadas como dados de entrada neste modelo foram relativas a cada um dos materiais separadamente. No caso das unidades, as propriedades mecânicas foram obtidas conforme já apresentado no item 4.5.1.1. Já para o graute, estas propriedades foram obtidas através de ensaios de resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos de graute.

Diferente da modelagem efetuada por Izquierdo (2015), no presente trabalho a unidade e o graute foram representados num modelo bidimensional de forma conjunta. Desta forma, o modelo constitutivo adotado teve a finalidade de descrever o comportamento conjunto desses materiais. Sendo assim, as propriedades mecânicas necessárias como dados de entrada no modelo constitutivo foram relativas ao conjunto denominado bloco grauteado. Desta maneira, para se obter o valor aproximado do módulo de elasticidade (E_{bg}) foi desenvolvida uma expressão a partir do equilíbrio de forças no bloco grauteado submetido a tensão uniforme de compressão (Figura 4.14).



(a) (b)

Figura 4.14 – Bloco grauteado de dimensões (l x h x c) submetido à compressão: (a) vista superior; (b) corte. **Fonte:** autoria própria.

A partir da Figura 4.14 percebe-se que a carga sobre o bloco grauteado pode ser decomposta nas cargas atuantes no bloco e no graute, ou seja:

$$\sigma_{bg}.A_b = \sigma_b.A_l + \sigma_g.(A_b - A_l) \tag{4.4}$$

Onde σ_{bg}, σ_b e σ_g são, respectivamente, a tensão atuante no bloco grauteado, a tensão atuante no bloco e a tensão atuante no graute; e A_b e A_l são, respectivamente, a área bruta e área líquida da seção transversal do bloco (Figura 4.14a). Dividindo a Equação (4.4) por A_b, tem-se:

$$\sigma_{bg} = \sigma_b.\frac{A_l}{A_b} + \sigma_g.\left(1 - \frac{A_l}{A_b}\right) \tag{4.5}$$

Definindo $\eta = A_l/A_b$ e substituindo na Equação (4.5), se obtém:

$$\sigma_{bg} = \sigma_b.\eta + \sigma_g.(1 - \eta) \tag{4.6}$$

Da Resistência dos Materiais tem-se:

$$\sigma_{bg} = E_{bg}.\frac{\delta_{bg}}{h} \tag{4.7}$$

$$\sigma_b = E_b.\frac{\delta_b}{h} \tag{4.8}$$

$$\sigma_g = E_g.\frac{\delta_g}{h} \tag{4.9}$$

Onde δ_{bg}, δ_b e δ_g são, respectivamente, a deformação do bloco grauteado, a deformação do bloco e a deformação do graute; E_{bg}, E_b e E_g são o módulo de elasticidade do bloco grauteado, o módulo de elasticidade do bloco referente a área líquida e o módulo de elasticidade do graute, respectivamente; e h é a altura do bloco.

Substituindo as Equações (4.7), (4.8) e (4.9) em (4.6), tem-se:

$$E_{bg}.\frac{\delta_{bg}}{h} = E_b.\frac{\delta_b}{h}.\eta + E_g.\frac{\delta_g}{h}.(1 - \eta) \tag{4.10}$$

Considerando a compatibilidade de deformações entre o bloco e o graute, tem-se:

$$\delta_{bg} = \delta_b = \delta_g \tag{4.11}$$

Desta forma, a Equação (4.10) pode ser escrita da seguinte forma:

$$E_{bg}.\frac{\delta_{bg}}{h} = E_b.\frac{\delta_{bg}}{h}.\eta + E_g.\frac{\delta_{bg}}{h}.(1-\eta) \tag{4.12}$$

Logo, o módulo de elasticidade do bloco grauteado será dado pela seguinte expressão:

$$E_{bg} = E_b.\eta + E_g.(1-\eta) \tag{4.13}$$

Assim, a partir do trabalho experimental desenvolvido por Izquierdo (2015) foi possível obter os valores de módulo de elasticidade do bloco na área líquida (E_b), módulo de elasticidade do graute (E_g) e da razão entre a área líquida e a área bruta (η). É importante ressaltar que tais propriedades referem-se a unidades cerâmicas e de concreto de dimensões nominais de 140 x 190 x 390 mm e ao graute de traço em massa de 1:3,06:2,94 (cimento, areia e brita 0).

A determinação do módulo de elasticidade dos blocos na área líquida (E_b) foi feita de acordo com as prescrições do ACI 530-92:1995 a partir das curvas tensão x deformação obtidas nos ensaios de compressão de blocos cerâmicos e de concreto, conforme já explicado no item 5.5.1.1.

Para a determinação do módulo de elasticidade do graute (E_g) foi efetuado o ensaio de resistência à compressão com controle de deslocamento em corpos de prova de graute (Figura 4.15).

A partir do diagrama tensão x deformação obtido neste ensaio foi traçada uma linha de tendência sobre o trecho linear da curva deste diagrama, desta maneira, a partir do cálculo da inclinação desta linha, determinou-se o módulo de elasticidade do graute (E_g).

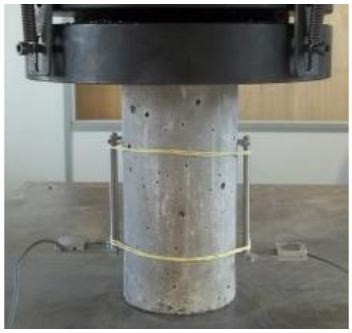


Figura 4.15 – Ensaio de resistência à compressão de corpo de prova de graute.
Fonte: Izquierdo (2015).

A determinação da área bruta dos blocos cerâmicos e de concreto foi realizada a partir do produto entre a largura (l) e o comprimento (c) dos respectivos blocos.

Para o cálculo da área líquida foi necessário determinar inicialmente a massa aparente do bloco, obtida a partir da pesagem do mesmo após imergi-lo em água (Figura 4.16a). Posteriormente determinou-se a massa saturada do bloco a partir da pesagem do mesmo após retirá-lo da água (Figura 4.16b).

(a)

(b)

Figura 4.16 – Ensaios para a determinação da área líquida: (a) determinação da massa aparente da unidade; (b) determinação da massa saturada da unidade.
Fonte: Izquierdo (2015).

A partir destes valores, a área liquida do bloco cerâmico e de concreto foi calculada de acordo com a fórmula definida em norma para cada tipo de material.

É importante observar que os procedimentos para a determinação da massa aparente e saturada dos blocos, bem como a fórmula para o cálculo da área líquida, seguiram as recomendações estabelecidas pela NBR 12118 (ABNT, 2007) para blocos de concreto, e NBR 15270-3 (ABNT, 2005) para blocos cerâmicos.

Com os valores de área líquida (A_l), área bruta (A_b), módulo de elasticidade do graute (E_g) e módulo de elasticidade do bloco (E_b) obtidos por Izquierdo (2015) para ambos os blocos, foi possível determinar – a partir da Equação (4.13) – o módulo de elasticidade do bloco grauteado (E_{bg}). O coeficiente de Poisson (v) adotado para os blocos grauteados também foi de 0,2.

Na Tabela 4.2 são apresentadas as propriedades do bloco grauteado utilizadas como dados de entrada no modelo Elástico Linear Isotrópico.

Tabela 4.2 – Propriedades do bloco grauteado para o modelo constitutivo Elástico Linear Isotrópico. **Fonte:** autoria própria.

Elástico Linear Isotrópico		
Propriedade	**Bloco Cerâmico**	**Bloco de Concreto**
$E\ (GPa)$	16,53	18,61
v	0,20	0,20

4.5.2 Fissura Potencial da Unidade

O modelo usado para representar o comportamento em regime linear da fissura potencial da unidade por tração foi o Linear Elástico de Interface.

Já o modelo constitutivo usado para representar o comportamento não linear da fissura potencial da unidade por tração foi o modelo de Fissuração Discreta (*Discrete Cracking*), também utilizado por Haach (2009) e Mata (2011) para a representação da fissura potencial.

Segundo o DIANA *User's Manual* (2007), este modelo é baseado na teoria da deformação total, que expressa as tensões de tração (t_n) em função dos deslocamentos relativos totais (Δu_n) dos nós separados. A lei de amolecimento exponencial que representa o comportamento pós-pico à tração das unidades encontra-se apresentada na Figura 4.17.

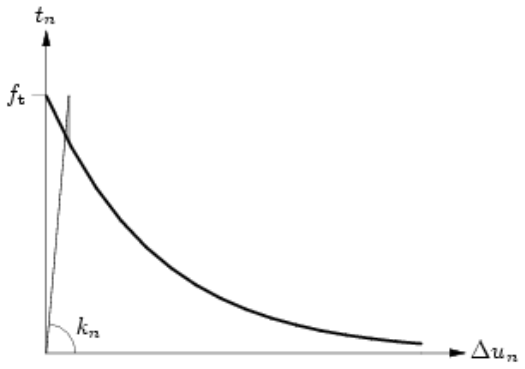


Figura 4.17 – Lei de amolecimento exponencial na tração que relaciona as tensões de tração (t_n) e os deslocamentos relativos (Δu_n) no modelo de fissuração discreta.
Fonte: DIANA *User's Manual* (2007).

4.5.2.1 Parâmetros da Fissura Potencial das Unidades

Os parâmetros necessários para a utilização do modelo Linear Elástico de Interface são a rigidez normal (k_n) e tangencial (k_t) da fissura potencial da unidade por tração.

Conforme indicado por Rots (1997), a rigidez da fissura potencial deve ser considerada elevada para que a mesma não fique sujeita a deformações em regime linear. Desta maneira, a fissura potencial começará a abrir gradualmente apenas a partir do momento em que a resistência à tração da fissura for excedida, pois é nesta ocasião que a lei de amolecimento exponencial começa a atuar. Desta forma, a rigidez normal (k_n) e tangencial (k_t) da fissura potencial foram assumidas iguais à $10^6\ N/mm^3$. Esse valor também foi utilizado por Haach (2009) e Mata (2011) em suas respectivas análises numéricas.

Para o modelo de Fissuração Discreta são necessárias a resistência à tração (f_t) e a energia de fratura à tração (G_{fI}) da fissura potencial da unidade. Conforme adotado por Haach (2009), os dois parâmetros citados acima foram assumidos iguais a resistência à tração (f_t) e a energia de fratura à tração (G_{fI}) da unidade, valores estes apresentados no item 4.5.1.1 para ambas as unidades.

Na Tabela 4.3 são apresentadas as propriedades da fissura utilizadas como dados de entrada nos modelos Linear Elástico de Interface e Fissuração Discreta.

Tabela 4.3 – Propriedades da fissura potencial da unidade para os modelos Linear Elástico de Interface e Fissuração Discreta. **Fonte:** autoria própria.

Linear Elástico de Interface		
Propriedade	**Bloco Cerâmico**	**Bloco de Concreto**
$k_n\ (N/mm^3)$	10^6	10^6
$k_t\ (N/mm^3)$	10^6	10^6

Fissuração Discreta		
Propriedade	**Bloco Cerâmico**	**Bloco de Concreto**
$f_t\ (MPa)$	0,77	0,37
$G_{fI}\ (MPa.mm)$	0,0267	0,0253

4.5.3 Junta de Argamassa e Interfaces Unidade/Junta

O modelo usado para representar o comportamento em regime linear da junta de argamassa e das interfaces unidade/junta foi o Linear Elástico de Interface.

Já o modelo constitutivo usado para representar o comportamento não linear desta região foi o Modelo de Interface do Compósito (*Composite Interface Model*), também utilizado por Haach (2009), Mata (2011), Oliveira (2014) e Izquierdo (2015). Segundo o Diana *User's Manual* (2007), este modelo é apropriado para simular

fratura, deslizamento por cisalhamento e esmagamento ao longo das juntas da alvenaria.

O Modelo de Interface do Compósito, também conhecido como modelo Combinado de Fissuração-Deslizamento-Cisalhamento (*Cracking-Shearing-Crushing*), foi formulado inicialmente por Lourenço e Rots (1997) e posteriormente aprimorado por Van Zijl (2000). Este modelo baseia-se numa superfície de ruptura que considera a ruptura por tração no Modo I de fraturamento, o critério de Mohr-Coulomb para ruptura por cisalhamento no Modo II e o critério de "capa" para ruptura por compressão, conforme mostra a Figura 4.18. Os parâmetros apresentados nesta superfície de ruptura serão discutidos no item a seguir.

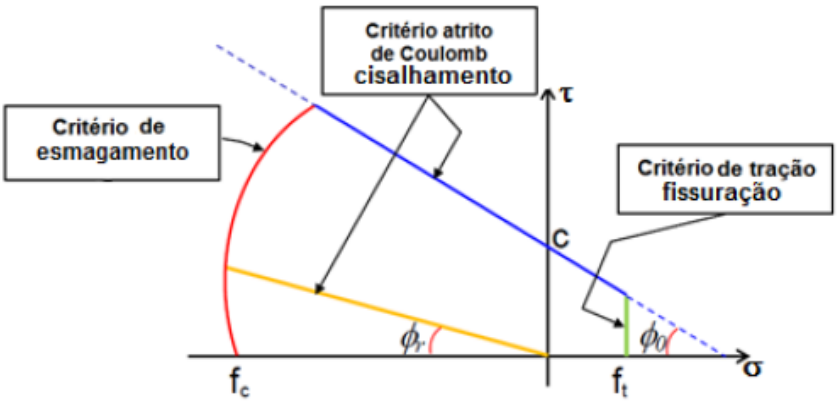
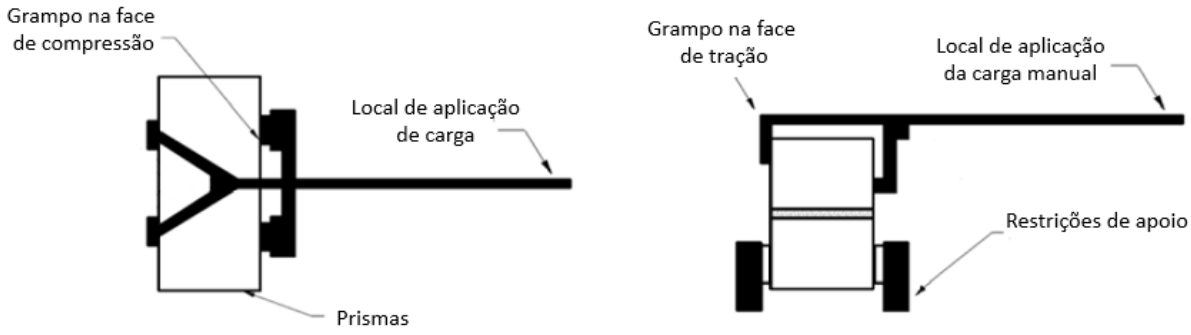


Figura 4.18 – Superfície de ruptura do modelo constitutivo combinado: tensão de cisalhamento (τ) x tensão normal (σ). **Fonte:** Oliveira (2014).

4.5.3.1 Parâmetros da Junta de Argamassa e Interfaces Unidade/Junta

Para que fosse possível a utilização do modelo Linear Elástico de Interface e do modelo Combinado, foram adotados parâmetros obtidos através de ensaios de caracterização realizados por Oliveira (2014) em prismas de unidades cerâmicas e de concreto com juntas de argamassa de traço 1:0,5:4,5 em volume. É importante ressaltar que estes parâmetros também foram utilizados por Izquierdo (2015) em sua modelagem numérica, por se tratar do mesmo tipo de argamassa.

Para a determinação da resistência à tração da junta de argamassa (f_t) foi realizado o ensaio de alavanca denominado *Bond Wrench*, conforme as recomendações da AS 3700:2001. O equipamento utilizado neste ensaio consiste num braço de alavanca em que uma das extremidades é fixada à unidade imediatamente acima da junta de argamassa que se deseja ensaiar. A outra extremidade fica livre para aplicação manual de uma força pelo operador do dispositivo, até a ruptura da junta ser atingida. O sistema de apoio consiste na fixação da unidade imediatamente abaixo da junta de argamassa a ser ensaiada em uma estrutura de apoio. O ensaio *Bond Wrench* pode ser visto na Figura 4.19 e Figura 4.20.



(a) (b)

Figura 4.19 – Esquema do ensaio *Bond Wrench*: (a) vista superior; (b) vista lateral. **Fonte:** adaptado de Oliveira (2014).

(a) (b)

Figura 4.20 – Ensaio de tração na flexão de juntas de argamassa (*Bond Wrench*): (a) antes da ruptura; (b) após a ruptura. **Fonte:** Oliveira (2014).

A partir de extensômetros elétricos fixados na alavanca foi possível registrar o pico de deformação deste dispositivo, a partir do qual foi possível calcular a força que produziu a ruptura da junta e, posteriormente, a resistência à tração na flexão da junta (f_t).

Para a determinação dos parâmetros da interface unidade/argamassa relacionados a ruptura por cisalhamento, foi realizado o ensaio de cisalhamento direto da junta de assentamento em prismas de três blocos de ambos os materiais (cerâmico e concreto), conforme as recomendações da EN 1052-3:2002, ver Figura 4.21 e Figura 4.22.

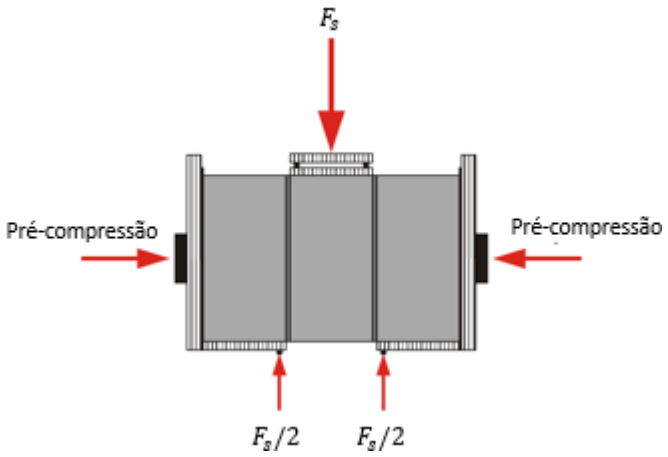
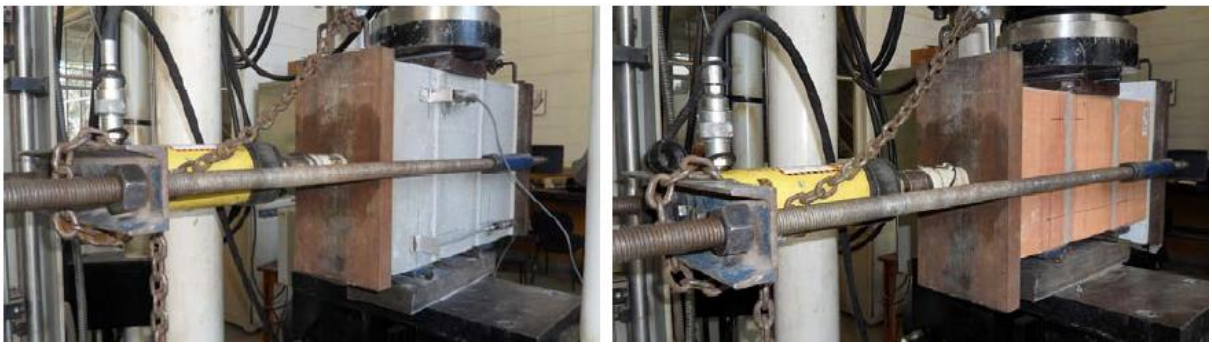


Figura 4.21 – Esquema do ensaio de cisalhamento direto da junta de assentamento adotado pela EM 1052-3:2002. **Fonte:** adaptado de Mata (2011).



(a) (b)

Figura 4.22 – Ensaio de cisalhamento direto da junta de assentamento: (a) primas de unidades de concreto; (b) prismas de unidades cerâmicas. **Fonte:** Oliveira (2014).

Este ensaio consistiu inicialmente na aplicação de uma determinada intensidade de pré-compressão na direção normal a junta de assentamento, num sistema formado por duas placas de aço rígidas. Com o intuito de evitar a concentração de tensões na região de contato entre as placas de aço e o corpo-de-prova foram colocadas faixas de forro de fibra mineral.

Após ser atingida a intensidade de pré-compressão requerida para o ensaio, foi aplicada uma carga (F_s) paralela à junta de assentamento do prisma, próximo as ligações unidade/junta, a fim de provocar uma solicitação de cisalhamento na junta de argamassa.

Deste ensaio foi possível obter o diagrama tensão de cisalhamento (τ) x deslocamento de cisalhamento (u_s), a partir do qual foi possível determinar a rigidez tangencial da interface unidade/junta (k_t) através da regressão linear da curva em um intervalo de dados entre 5% e 33% da tensão máxima de cisalhamento. Por meio deste diagrama também foi possível determinar a energia de fratura do modo de ruptura II (G_{fII}), através do cálculo da área entre a curva do diagrama e o nível de coesão residual ($f_{v0,res}$ ou c_r).

Do ensaio de cisalhamento direto da junta ainda foi possível obter os gráficos tensão de cisalhamento inicial (f_{v0} ou c) x pré-compressão (σ) e tensão de cisalhamento residual ($f_{v0,res}$ ou c_r) x pré-compressão (σ), através dos quais foi possível determinar a tangente do ângulo de atrito interno inicial ($\tan\varphi_0$) e residual ($\tan\varphi_r$) além da coesão (f_{v0} ou c).

Deste ensaio também foi possível obter a curva deslocamento normal plástico (u_p) x deslocamento de cisalhamento plástico (v_p). A partir desta curva determinou-se a tangente do ângulo de dilatância ($\tan\Psi$). Por meio da regressão dos dados de dilatância e tensão de confinamento foi possível obter ainda uma relação linear entre estes dois parâmetros. A partir desta relação determinou-se a tensão normal de confinamento em que a dilatância torna-se zero (σ_u) e a dilatância quando a tensão de confinamento é nula (Ψ_0).

Finalmente, o coeficiente de degradação exponencial da dilatância (δ) foi calculado a partir da Equação 4.14. Esta função exponencial, apresentada por Van

Zijl (2004), representa a relação entre os deslocamentos plásticos normal (u_p) e de cisalhamento (v_p).

$$u_p = \frac{\Psi_0}{\delta}\left\langle 1 - \frac{\sigma}{\sigma_u}\right\rangle (1 - e^{-\delta v_p}) \tag{4.14}$$

Para a determinação dos parâmetros da interface relacionados a ruptura por esmagamento, foi realizado o ensaio de compressão com controle de deslocamentos em prismas de unidades cerâmicas e de concreto (ver Figura 4.23) conforme as recomendações da NBR 15812-2 (ABNT, 2010) e NBR 15961-2 (ABNT, 2011), respectivamente.

(a) (b)

Figura 4.23 – Ensaio de resistência à compressão em prismas: (a) de unidades cerâmicas; (b) de unidades de concreto. **Fonte:** Oliveira (2014).

A partir do diagrama tensão x deformação obtido neste ensaio foi possível determinar a resistência à compressão dos prismas (f_c), bem como a deformação plástica equivalente ou deformação de pico (κ_p).

Segundo Oliveira (2014), não foi possível obter experimentalmente a rigidez normal da interface (k_n), a energia de fratura do modo de ruptura I (G_{fI}), o fator de

controle das tensões de cisalhamento (C_s) e a energia de fratura na compressão (G_{fc}). Desta forma, estes parâmetros foram calibrados por meio do ajuste dos resultados numéricos com os experimentais. Na Tabela 4.4 são apresentadas as propriedades da interface unidade/junta utilizadas como dados de entrada no modelo Linear Elástico de Interface e no modelo Combinado.

Tabela 4.4 – Propriedades da interface unidade/junta para o modelo Linear Elástico de Interface e modelo Combinado. **Fonte:** autoria própria.

Linear Elástico de Interface		
Propriedade	**Bloco Cerâmico**	**Bloco de Concreto**
$k_n (MPa/mm)$	11,71	5,00
$k_t (MPa/mm)$	11,71	27,13

Modelo Combinado de Fissuração-Cisalhamento-Esmagamento		
Propriedade	**Bloco Cerâmico**	**Bloco de Concreto**
$f_{vo}\ (MPa)$	0,20	0,23
$tan\ \varphi_0$	0,25	0,51
$tan\ \Psi$	1,72	0,82
$tan\ \varphi_r$	0,29	0,50
$\sigma_u\ (MPa)$	-1,37	-1,37
δ	0,00	4,33
$f_t\ (MPa)$	0,29	0,17
$G_{fI}\ (MPa.mm)$	0,02	0,05
$G_{fII}\ (MPa.mm)$	0,22	0,22
$f_c\ (MPa)$	3,05	5,16
C_s	4,00	4,00
$G_{fc}\ (MPa.mm)$	5,00	11,64
κ_p	1.10^{-3}	$2,21.10^{-3}$

Segundo Oliveira (2014) não existe uma norma especifica com procedimentos para a determinação da resistência ao cisalhamento das juntas verticais. Desta maneira, para obter os parâmetros relativos a esta junta a autora optou por realizar o ensaio de cisalhamento direto em prismas de três meio-blocos conectados lateralmente, seguindo as recomendações da norma que trata das juntas de

assentamento (EN 1052-3:20020). Contudo, vale ressaltar que o traço da argamassa utilizada na execução destes prismas foi diferente daquele adotado nesta pesquisa.

Desta maneira, na modelagem numérica da presente pesquisa optou-se por utilizar as mesmas propriedades para ambas as juntas de argamassa, horizontal e vertical. Esta consideração também foi adotada por Mata (2011) em sua análise numérica, com exceção do parâmetro de rigidez normal da interface (k_n) ao qual atribuiu-se valor igual a zero para a junta vertical, diferente do valor adotado para a junta horizontal.

4.6 Condições de Contorno e Carregamento

4.6.1 Ensaio de Compressão

A NBR 15812-2 (ABNT, 2010) e NBR 15961-2 (ABNT, 2011) tratam do ensaio de compressão em pequenas paredes cerâmicas e de concreto, respectivamente, definindo o esquema de ensaio conforme a Figura 4.3a, apresentada no item 4.2 deste capítulo.

É importante ressaltar que em diversos trabalhos acadêmicos, a fim de se evitar o efeito de confinamento gerado pelo contato entre a parede e o suporte metálico, utiliza-se capeamentos deformáveis. Segundo Miranda (2012), um exemplo de capeamento usado com bastante sucesso em ensaios experimentais desenvolvidos pelo Departamento de Estruturas da EESC-USP é o forro pacote por ser bastante deformável.

Desta forma, para representar as condições de apoio observadas nos ensaios de compressão de modelos físicos, o conjunto de nós na base das pequenas paredes teve deslocamento restringido na direção y. Já na direção x, apenas o nó central da base foi restringido (Figura 4.24). Estas condições foram adotadas com a finalidade de permitir que a alvenaria, quando submetida à compressão, tivesse liberdade de se expandir lateralmente, evitando assim o efeito de confinamento citado anteriormente e a consequente obtenção de valores de resistência superestimados.

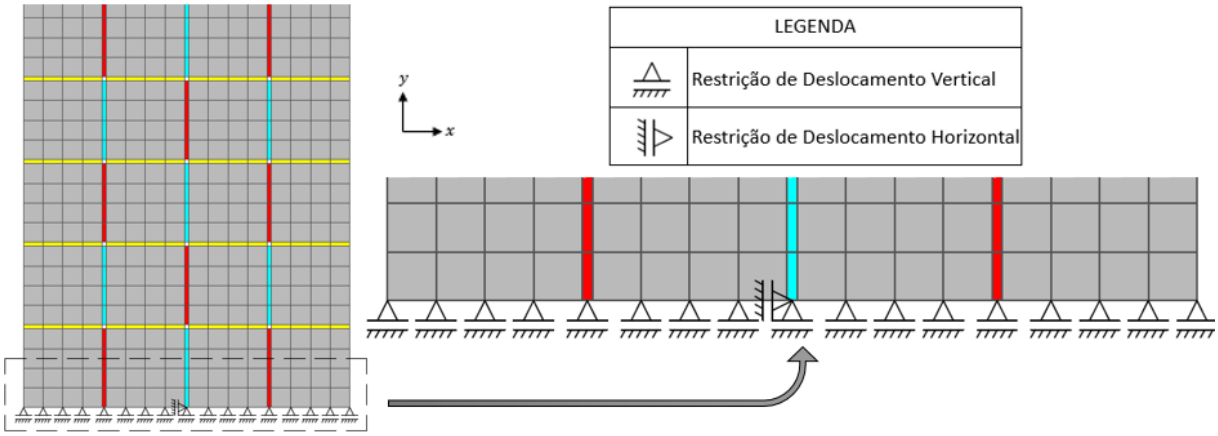


Figura 4.24 – Condições de apoio da base da pequena parede.

Fonte: autoria própria.

Além disso, no conjunto de nós no topo das pequenas paredes foi definida uma vinculação do tipo Viga Rígida (*Rigid Beam Multi-Point Constraint*) na direção y, representada na Figura 4.25 pela linha espessa na cor cinza. Esta vinculação permite que todos os nós definidos como nós escravos tenham deslocamento vertical igual ao de um nó especifico, denominado nó mestre. Esta condição foi adotada com o intuito de simular o deslocamento de corpo rígido da viga de aplicação de carga no topo dos modelos físicos ensaiados em laboratório.

O nó definido como mestre foi o nó central do topo da pequena parede, sobre o qual também foi aplicada uma carga vertical do tipo deslocamento prescrito (δ_v). Já os nós escravos foram definidos como sendo os demais nós pertencentes ao topo da pequena parede, ver Figura 4.25. A consideração de nós escravos e nó mestre também foi adotada por Santos (2014) em sua modelagem numérica.

Na direção x, todos os nós pertencentes ao topo das pequenas paredes ficaram livres para sofrer translações na horizontal. Esta condição foi adotada com a finalidade de evitar o efeito de confinamento no topo das pequenas paredes, de forma análoga ao que foi feito na base das pequenas paredes.

A definição dos incrementos de deslocamento para as simulações dos modelos em compressão foi realizada a partir do estudo de sensibilidade dos parâmetros da análise numérica, efetuado no item 4.7 deste capítulo.

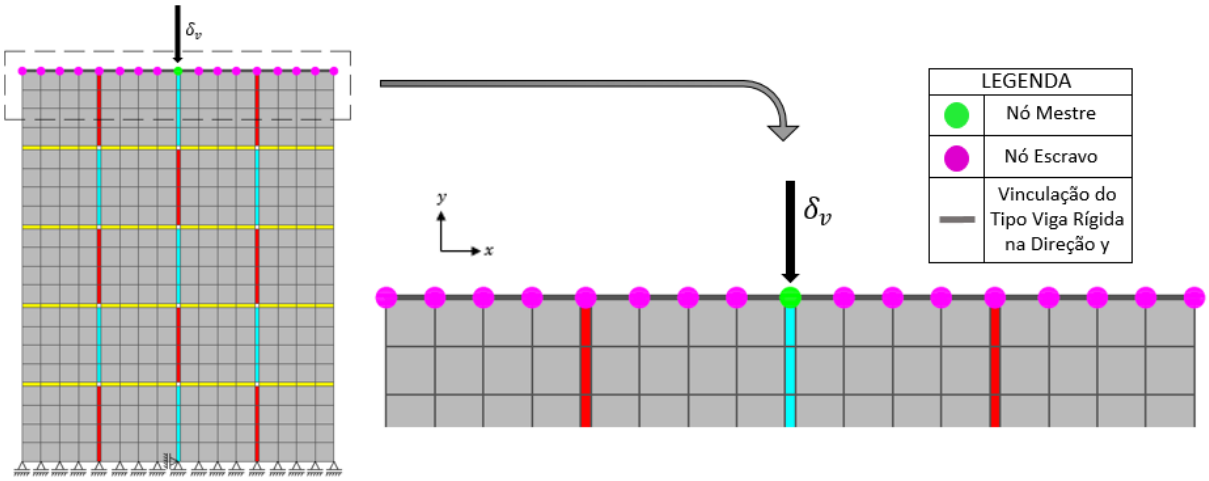


Figura 4.25 – Condições de vinculação e aplicação de carga no topo da pequena parede. **Fonte:** autoria própria.

4.6.2 Ensaio de Cisalhamento

A NBR 14321 (ABNT, 1999) trata do ensaio de cisalhamento em pequenas paredes cerâmicas e de concreto, definindo o esquema de ensaio conforme a Figura 4.3b, apresentada no item 4.2 deste trabalho.

É importante ressaltar que, da mesma forma que para os ensaios de compressão, nos ensaios de cisalhamento conduzidos em laboratório é comum a utilização de forros deformáveis no contato entre a parede e os suportes metálicos a fim de evitar o efeito de confinamento já mencionado no item anterior. Desta maneira, as restrições e vinculações apresentadas a seguir também buscaram atender esta consideração.

Para representar o suporte metálico de apoio (ou base rígida) utilizado nos ensaios de cisalhamento realizados em laboratório, as duas faces laterais da pequena parede que possuem contato com a base rígida tiveram seus deslocamentos restringidos na direção ortogonal a cada uma das respectivas faces.

Para um melhor entendimento, as faces citadas acima foram representadas na Figura 4.26 por linhas com cores distintas.

A face I, representada pela linha na cor azul, refere-se a face vertical da pequena parede que fica em contato com a base rígida. Desta maneira, os nós pertencentes a esta face (pontos na cor azul) tiveram deslocamentos restringidos na direção x.

A face II, representada pela linha na cor verde, refere-se a face horizontal da pequena parede que fica em contato com a base rígida. Desta maneira, os nós pertencentes a esta face (pontos na cor verde) tiveram deslocamento restringido na direção y.

É importante destacar que por fazer parte das duas faces citadas acima, o nó da extremidade inferior esquerda da pequena parede (ponto na cor magenta) teve os deslocamentos restringidos tanto na direção x quanto na direção y, conforme pode ser observado na Figura 4.26.

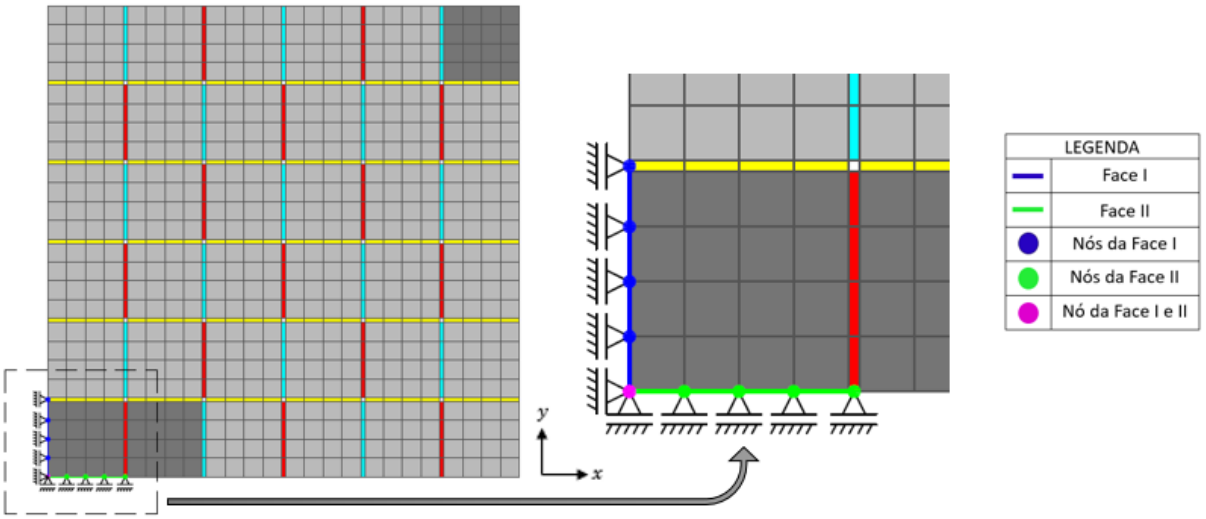


Figura 4.26 – Condições de apoio na unidade inferior esquerda da pequena parede.

Fonte: autoria própria.

Para representar o deslocamento de corpo rígido do suporte metálico de aplicação de carga (ou distribuidor de carga) utilizado nos ensaios de cisalhamento realizados em laboratório, as duas faces laterais da pequena parede que possuem contato com o distribuidor de carga tiveram vinculações do tipo Viga Rígida, uma na direção x e outra na direção y.

Para um melhor entendimento, as faces citadas foram representadas na Figura 4.27 por linhas com cores distintas. A face III, representada pela linha na cor azul, refere-se a face vertical da pequena parede que fica em contato com o distribuidor de carga. Nesta face adotou-se a vinculação do tipo Viga Rígida na direção x, na qual o nó da extremidade superior desta face (ponto na cor magenta) foi definido como nó mestre. Sobre este nó também foi aplicada uma carga horizontal do tipo deslocamento prescrito (δ_h). Os demais nós pertencentes a esta face (pontos na cor azul) foram definidos como nós escravos.

A face IV, representada pela linha na cor verde, refere-se a face horizontal da pequena parede que fica em contato com o distribuidor de carga. Nesta face adotou-se a vinculação do tipo Viga Rígida na direção y, na qual o nó da extremidade direita desta face (ponto na cor magenta) foi definido como nó mestre. Sobre este nó também foi aplicada uma carga vertical do tipo deslocamento prescrito (δ_v). Os demais nós pertencentes a esta face (pontos na cor verde) foram definidos como nós escravos.

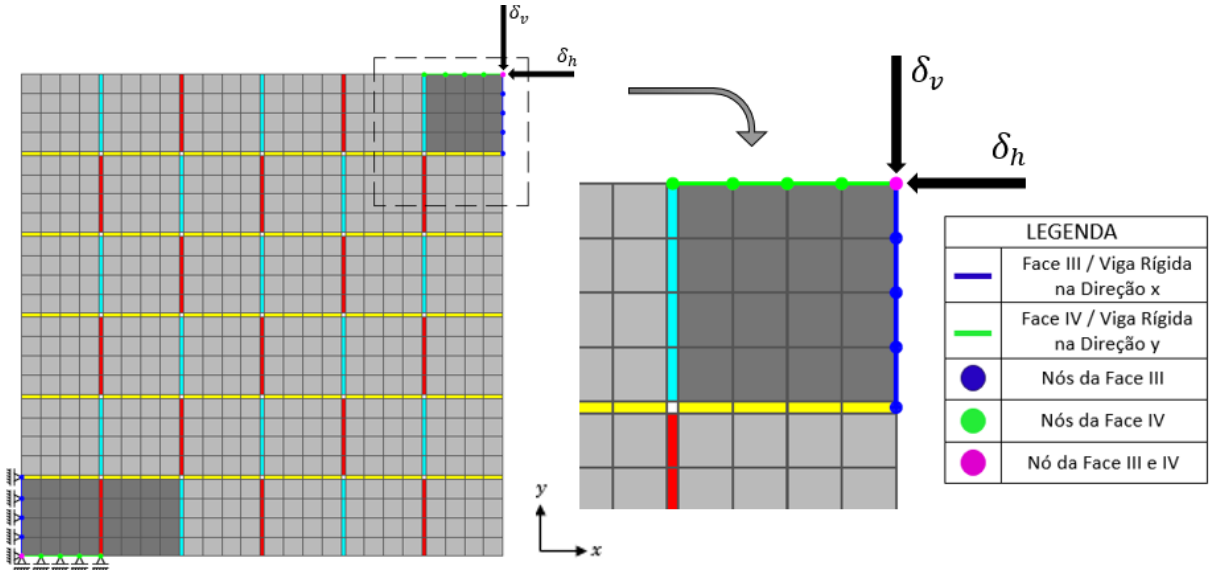


Figura 4.27 – Condições de vinculação e aplicação de carga na unidade superior direita das pequenas paredes. **Fonte:** autoria própria.

A definição dos incrementos de deslocamento para as simulações dos modelos em cisalhamento foi realizada a partir do estudo de sensibilidade dos parâmetros da análise numérica, efetuado no item 4.7 deste capítulo.

4.7 Estudo de Sensibilidade dos Parâmetros da Análise Numérica

Nos próximos itens foram avaliados os principais métodos, critérios e parâmetros de cálculo envolvidos na etapa de processamento da resposta numérica, com a finalidade determinar aqueles mais adequados para a obtenção – de maneira simples e confiável – da resposta estrutural dos modelos numéricos de pequenas paredes desenvolvidos na presente pesquisa.

4.7.1 Método de Solução

Nas análises numéricas linear e não linear, o principal objetivo é determinar um vetor de deslocamentos que equilibra as forças internas e externas que atuam numa determinada estrutura. No caso linear o vetor solução do problema pode ser calculado de maneira direta, no entanto no caso não linear isto não é possível.

Desta maneira, para determinar o estado de equilíbrio da estrutura é necessário tornar o problema discreto no tempo (com incrementos), a partir da aplicação da carga total em um certo número de etapas (ou passos). Além disso, para alcançar o equilíbrio no final de cada incremento é necessário usar um algoritmo de solução iterativa. A combinação de ambos os procedimentos é denominada de procedimento de solução incremental-iterativo.

O DIANA fornece diversos métodos de solução baseados no procedimento incremental-iterativo. A partir da revisão bibliográfica apresentada no Capítulo 3, contatou-se que os principais métodos utilizados neste software para a solução de problemas relacionados a estruturas de alvenaria são: o método de Newton-Raphson Regular – adotado por Gomes (2001) e Haach (2009); o método de Iteração Linear – adotado por Mata (2011); e o método BFGS (Broyden, Fletcher, Goldfarb, Shanno) – usado por Oliveira (2014) e Izquierdo (2015).

Para avaliar o método mais apropriado para a solução dos modelos numéricos da presente pesquisa, foram realizadas análises preliminares no modelo de compressão e cisalhamento de pequenas paredes de unidades cerâmicas sem juntas

verticais (modelos C-CER-SJV e CI-CER-SJV respectivamente). Estes modelos foram escolhidos por serem os que apresentam maior dificuldade de convergência em regime não linear pós-pico. Isto se deve ao não preenchimento das juntas verticais e à fragilidade inerente ao material cerâmico.

Nesta análise preliminar, para o modelo em compressão (C-CER-SJV) o incremento de deslocamento foi dividido em 200 passos de 0,1mm. Já para o modelo em cisalhamento (CI-CER-SJV) o incremento de deslocamento foi dividido em 150 passos de 0,01mm. Além disso, em ambas as análises foi adotado o critério de convergência de energia e uma tolerância de 10^{-4}, valor sugerido automaticamente pelo software DIANA.

É importante ressaltar que em todas as análises efetuadas nesta pesquisa foi habilitada a rotina interna de busca linear (*Linear Search*) que, segundo Diógenes (2013), tem como função corrigir a solução encontrada nos métodos de solução tradicionais, de maneira a acelerar a taxa de convergência e diminuir o tempo de processamento das análises numéricas.

Na Figura 4.28 são apresentados os diagramas força x deslocamento dos modelos C-CER-SJV para os três métodos de solução analisados.

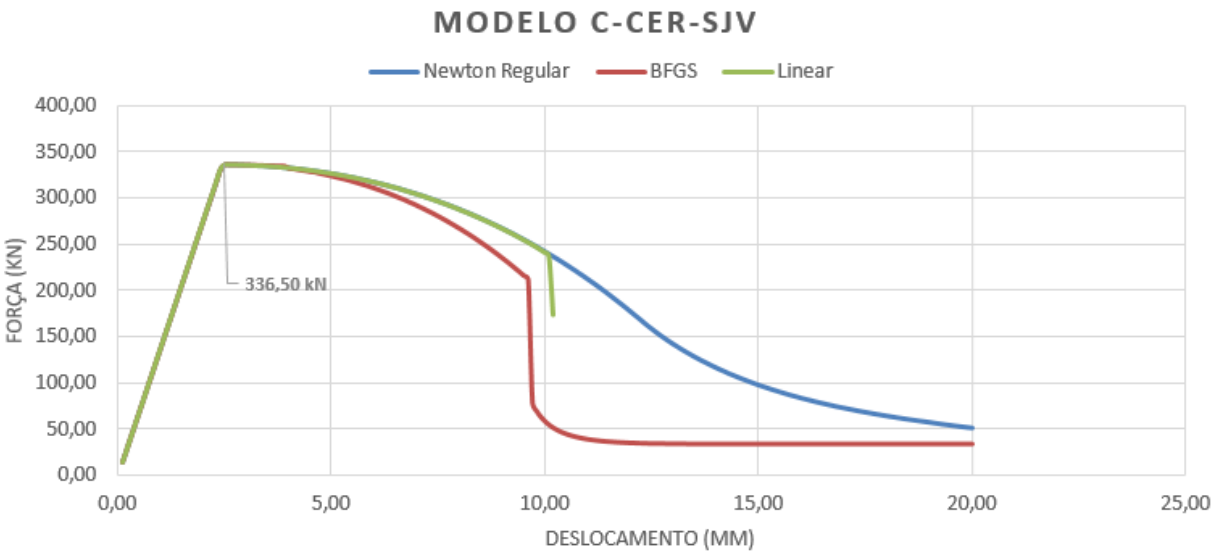


Figura 4.28 – Diagramas força x deslocamento do modelo C-CER-SJV para diferentes métodos de solução. **Fonte:** autoria própria.

A partir dos diagramas contidos na Figura 4.28 é possível constatar que a utilização de diferentes métodos de cálculo não provocou alterações no valor de força de ruptura dos modelos em compressão, sendo o valor encontrado igual a 336,50 kN.

Quanto ao comportamento dos diagramas é possível constatar que a rotina de cálculo do método de Interação Linear foi interrompida no trecho descendente da curva força x deslocamento, não sendo possível desta maneira obter todo o comportamento pós-pico da pequena parede em compressão. A partir do relatório de cálculo fornecido pelo software foi possível verificar que no passo de carga 102 a resposta numérica obtida não atendeu a norma de energia estabelecida para a análise, o que provocou a interrupção da rotina de cálculo neste passo.

No diagrama força x deslocamento do método BFGS é possível constatar um declínio acentuado no trecho descendente da curva. Ao verificar o relatório de cálculo, foi possível constatar que no passo de carga 97 a resposta numérica obtida atendeu a norma estabelecida para a análise, porém isto ocorreu após um número significativo de iterações, o que provocou o declínio acentuado da curva neste passo de carga.

Na Figura 4.29 são apresentados os diagramas força x deslocamento resultantes dos modelos CI-CER-SJV para os três métodos de solução analisados.

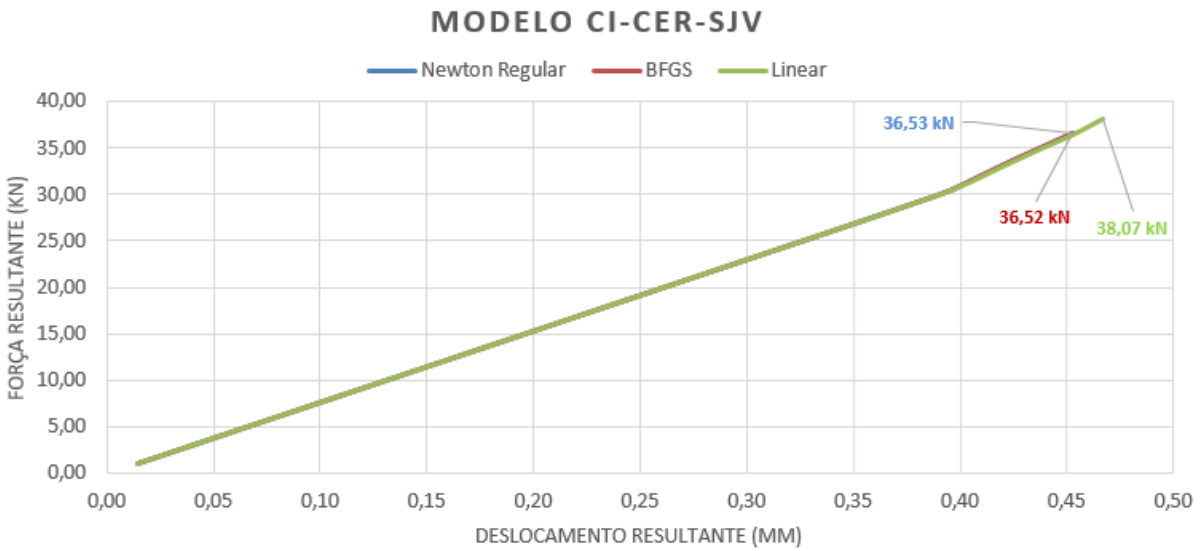


Figura 4.29 – Diagramas força x deslocamento resultantes do modelo CI-CER-SJV para diferentes métodos de solução. **Fonte:** autoria própria.

A partir dos diagramas contidos na Figura 4.29 é possível constatar que a utilização de diferentes métodos de cálculo não provocou alterações significativas no valor de força de ruptura dos modelos em cisalhamento, sendo encontrada uma diferença percentual máxima de 4%.

Quanto ao comportamento dos diagramas, por meio da superposição das curvas é possível constatar que não ocorreram alterações expressivas.

Diante das observações apresentadas adotou-se nas demais análises numéricas desta pesquisa o método de Newton-Raphson Regular, pois, mesmo não sendo observadas diferenças significativas na resposta do modelo em cisalhamento, no modelo em compressão verificou-se que a curva força x deslocamento obtida a partir deste método teve um comportamento mais próximo ao comportamento característico da alvenaria descrito no item 2.3.3 deste trabalho, principalmente no trecho pós-pico. Além disso, segundo o DIANA *User's Manual* (2007) o método de Newton-Raphson Regular possui como característica principal a convergência quadrática, isto significa que este método converge para a solução final em poucas interações, proporcionando um menor tempo de processamento da rotina de cálculo.

Cabe ressaltar que em todas as simulações numéricas de modelos em cisalhamento efetuadas nesta pesquisa – independentemente dos parâmetros de processamento adotados – observou-se que a rotina de cálculo foi interrompida no trecho linear da curva força x deslocamento resultantes, não sendo possível desta forma obter o comportamento pós-pico das pequenas paredes em cisalhamento.

Nas simulações de cisalhamento efetuadas neste tópico, a partir dos relatórios de cálculo fornecidos pelo software foi possível verificar que em determinado passo de carga a resposta numérica obtida por cada um dos métodos não atendeu a norma de energia estabelecida, o que provocou a interrupção da rotina de cálculo no respectivo passo. Nas simulações realizadas com os métodos de Newton-Raphson Regular e BFGS a interrupção da rotina ocorreu no passo de carga 32, enquanto que nas simulações realizadas com o método de Interação Linear a rotina de cálculo foi interrompida no passo de carga 33.

Ao analisar os resultados fornecidos pelo software para cada método de cálculo, foi possível identificar as tensões máximas de cisalhamento atuantes na

interface unidade/junta (τ_{max}), bem como as respectivas tensões normais de compressão (σ). Estes valores são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Tensões máximas de cisalhamento (τ_{max}) e tensões normais de compressão (σ) atuantes na interface unidade/junta no modelo CI-CER-SJV para os diferentes métodos de cálculo, em MPa. **Fonte:** autoria própria.

Tensões na Interface Unidade/Junta (MPa)		
Método de Cálculo	**Tensão Máxima de Cisalhamento (τ_{max})**	**Tensão Normal de Compressão (σ)**
Newton Regular	0,49	1,16
BFGS	0,49	1,16
Interação Linear	0,47	1,08

De acordo com o item 2.5 deste trabalho, o modo de ruptura dos modelos físicos de pequenas paredes submetidas à compressão diagonal – denominado de ruptura por cisalhamento da interface unidade/junta – caracteriza-se pelo surgimento de uma fissura que percorre as interfaces no sentido de aplicação do carregamento. Conforme já explicado no item 2.3.2 deste trabalho, este modo de ruptura é adequadamente representado pelo critério de atrito de Coulomb (Equação 4.15), em que a resistência ao cisalhamento da interface unidade/junta (τ_u) está diretamente relacionada com a tensão normal de compressão (σ) atuando através da mesma.

$$\tau_u = f_{v0} + \sigma . \tan \varphi_0 \tag{4.15}$$

Numericamente, a ruptura da interface ocorre quando a tensão máxima de cisalhamento atuante na interface (τ_{max}) torna-se maior ou igual a resistência ao cisalhamento das juntas (τ_u).

$$\tau_{max} \geq \tau_u \tag{4.16}$$

Deste modo, ao substituir na Equação 4.15 os valores de tensão normal de compressão (σ) contidos na Tabela 4.5, bem como os valores de coesão (f_{v0}) e tangente do ângulo de atrito interno inicial ($\tan \varphi_0$) contidos na Tabela 4.4, é possível

determinar a resistência ao cisalhamento da interface (τ_u) para cada um dos métodos de cálculo analisados, ver Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Resistência ao cisalhamento da interface unidade/junta (τ_u) no modelo CI-CER-SJV para os diferentes métodos de cálculo, em MPa. **Fonte:** autoria própria.

Método de Cálculo	Resistência ao Cisalhamento (τ_u)
Newton Regular	0,49
BFGS	0,49
Interação Linear	0,47

Ao substituir estes valores na Equação 4.16, bem como os respectivos valores da tensão máxima de cisalhamento (τ_{max}) contidos na Tabela 4.5, é possível constatar que para cada uma das simulações a resistência ao cisalhamento (τ_u) foi atingida, caracterizando desta forma a ruptura dos modelos numéricos. Assim, é possível concluir que nas simulações dos modelos em cisalhamento, a rotina de cálculo foi interrompida logo após a resistência ao cisalhamento da interface (τ_u) ser atingida. Desta maneira, entende-se que esta interrupção representa o colapso brusco das pequenas paredes sob compressão diagonal, que segundo Miranda (2012) caracteriza-se pela perda total da capacidade portante da mesma.

A partir das informações apresentadas acima é possível afirmar que nas simulações numéricas, a interface unidade/junta comandou a ruptura dos modelos numéricos em cisalhamento.

4.7.2 Critério de Convergência e Tolerância

Para se obter uma solução adequada ao problema proposto também é necessária a adoção de um critério de convergência apropriado para a análise numérica. Este critério pode ser formulado em termos de deslocamentos, de forças ou de energia. Segundo Gomes (2001), o critério de convergência formulado em

termos energéticos é considerado o mais atrativo dentre os três citados acima, pois o mesmo leva em consideração o efeito das forças e dos deslocamentos de forma simultânea. Desta maneira, em todas as análises numéricas realizadas nesta pesquisa foi adotado o critério de convergência de energia.

Ainda segundo Gomes (2001), em geral uma tolerância em termos energéticos igual a 10^{-4} conduz a soluções confiáveis em problemas estruturais, contudo recomenda-se que sejam realizados testes de sensibilidade da solução à tolerância adotada. Deste modo, neste item será avaliada a influência da adoção de diferentes valores de tolerância para o critério de energia (10^{-2}, 10^{-3} e 10^{-4}) no comportamento do diagrama força x deslocamento das pequenas paredes, bem como no valor de carga de ruptura das mesmas. Para esta análise foi utilizado o método de Newton-Raphson Regular, definido no item anterior para as demais análises numéricas efetuadas nesta pesquisa. É importante ressaltar que os modelos numéricos de pequenas paredes e os incrementos de carga utilizados na presente análise foram os mesmos utilizados no item 4.7.1.

Na Figura 4.30 e 4.31 são apresentados, respectivamente, os diagramas força x deslocamento dos modelos C-CER-SJV e CI-CER-SJV para os três valores de tolerância analisados. A partir destes diagramas é possível contatar que a utilização de diferentes tolerâncias não provocou alterações no valor de força de ruptura nos modelos em compressão, sendo o valor encontrado igual a 336,50 kN. Já nos modelos em cisalhamento observou-se que não houve alterações significativas no valor de força de ruptura, sendo encontrada uma diferença percentual máxima de 0,08%. Quanto ao comportamento dos diagramas, por meio da superposição das curvas é possível constatar que a utilização de diferentes tolerâncias não provocou alterações significativas na configuração dos mesmos.

Deste modo é possível concluir que para ambos os modelos analisados a solução numérica não apresentou sensibilidade significativa à tolerância. Sendo assim, para as demais análises efetuadas nesta pesquisa adotou-se um valor de tolerância intermediário igual a 10^{-3} por proporcionar um avanço mais rápido da rotina de cálculo se comparado àquela com tolerância igual a 10^{-4}. Cabe ressaltar que este valor (10^{-3}) também foi adotado por Haach (2009) em sua análise numérica.

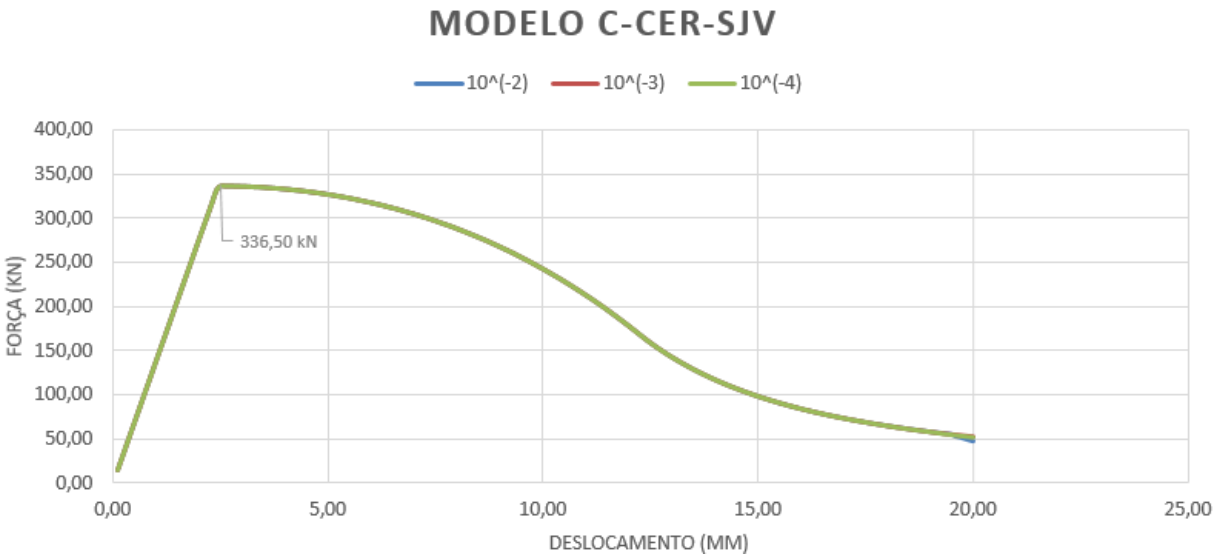


Figura 4.30 – Diagramas força x deslocamento do modelo C-CER-SJV para diferentes valores de tolerância. **Fonte:** autoria própria.

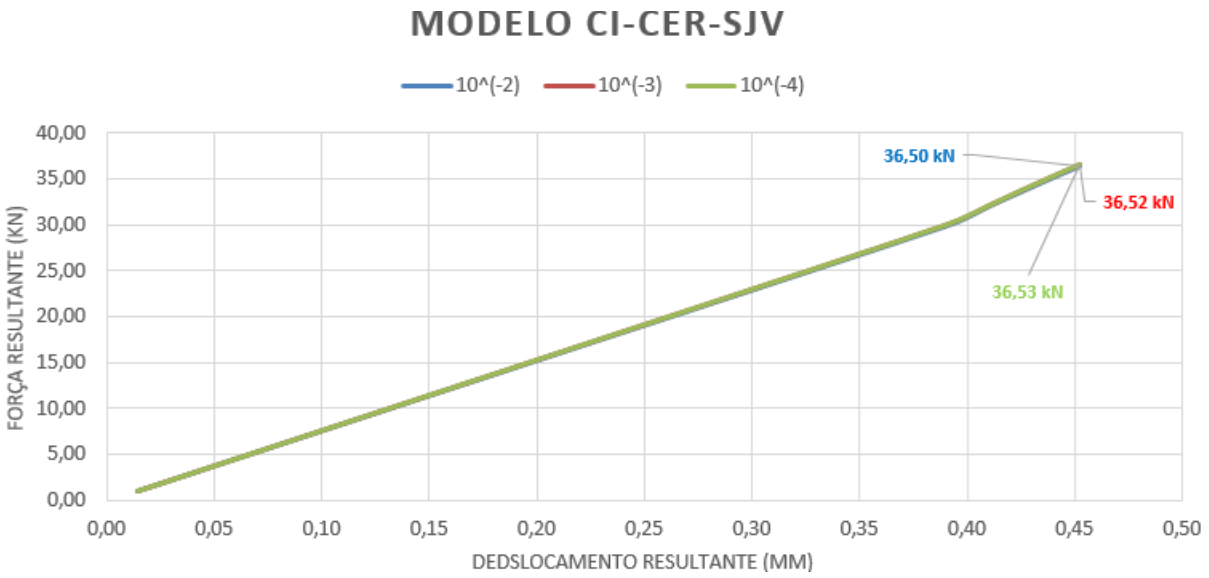


Figura 4.31 – Diagramas força x deslocamento resultantes do modelo CI-CER-SJV para diferentes valores de tolerância. **Fonte:** autoria própria.

4.7.3 Incremento de Deslocamento

Neste item buscou-se avaliar a sensibilidade da resposta numérica ao incremento de deslocamento aplicado. Para tanto, no modelo C-CER-SJV foram

avaliados incrementos de deslocamento divididos em 200 passos de 0,1mm, 400 passos de 0,05mm e 2000 passos de 0,01mm. Já para o modelo CI-CER-SJV foram avaliados incrementos de deslocamento divididos em 150 passos de 0,01mm, 300 passos de 0,005 mm e 1500 passos de 0,001mm.

Para esta análise foram adotados o método de Newton-Raphson Regular e o critério de convergência de energia com tolerância igual a 10^{-3}, conforme definido nos itens 4.7.1 e 4.7.2, respectivamente.

Na Figura 4.32 são apresentados os diagramas força x deslocamento do modelo C-CER-SJV para os incrementos de deslocamento analisados. A partir destes diagramas é possível constatar que a utilização de diferentes incrementos de deslocamento não provocou alterações no valor de força de ruptura nos modelos em compressão, sendo o valor encontrado igual a 336,50 kN.

Quanto ao comportamento dos diagramas é possível constatar que nas simulações em que se utilizou 400 e 2000 passos, as rotinas de cálculo foram interrompidas no trecho descendente das respectivas curvas força x deslocamento, não sendo possível desta maneira obter todo o comportamento pós-pico da pequena parede.

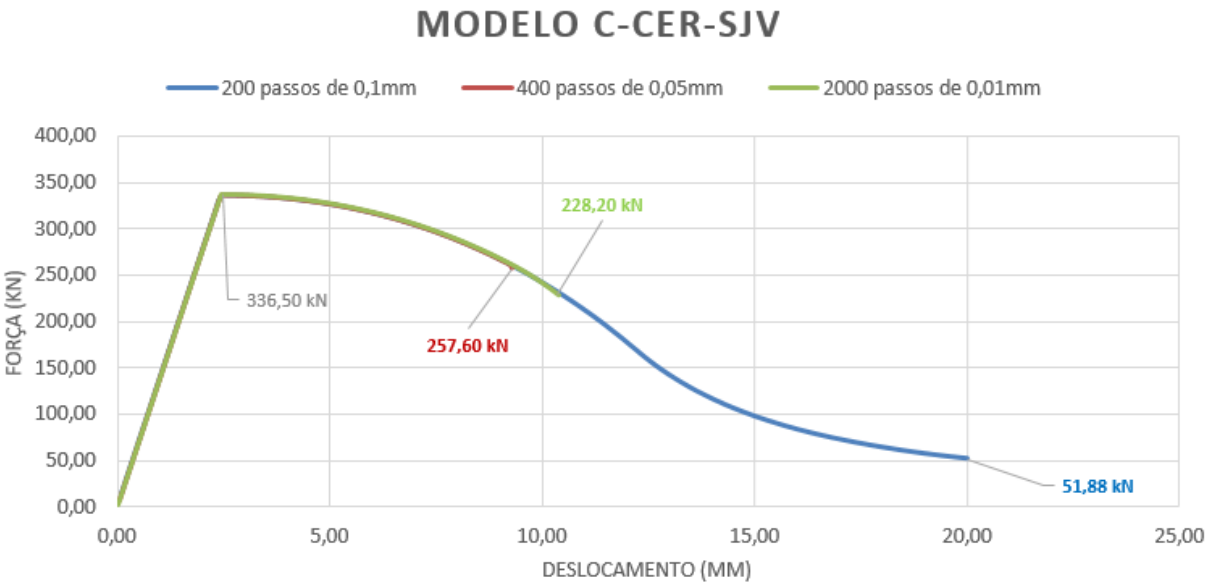


Figura 4.32 – Diagramas força x deslocamento do modelo C-CER-SJV para diferentes incrementos de deslocamento. **Fonte:** autoria própria.

A partir do relatório de cálculo fornecido pelo software foi possível verificar que na simulação em que se utilizou 400 passos, a interrupção da rotina de cálculo ocorreu no passo 186. Isto aconteceu, pois, a resposta numérica obtida neste passo não atendeu a norma de energia estabelecida para a análise. Comportamento análogo foi observado na simulação em que se utilizou 2000 passos, na qual a rotina foi interrompida no passo 1038.

Dos incrementos de deslocamento adotados para o modelo em compressão, o único que proporcionou a obtenção do trecho pós-pico foi o de 200 passos. Desta forma, para as demais simulações numéricas efetuadas nos modelos em compressão, adotou-se incrementos de deslocamento divididos em 200 passos de 0,1mm. A vantagem de se utilizar este incremento de deslocamento em função dos demais consiste na considerável diminuição no tempo de processamento dos modelos numéricos e no menor custo computacional envolvido em cada simulação, devido a menor quantidade de passos.

Na Figura 4.33 são apresentados os diagramas força x deslocamento resultantes do modelo CI-CER-SJV para os incrementos de deslocamento analisados.

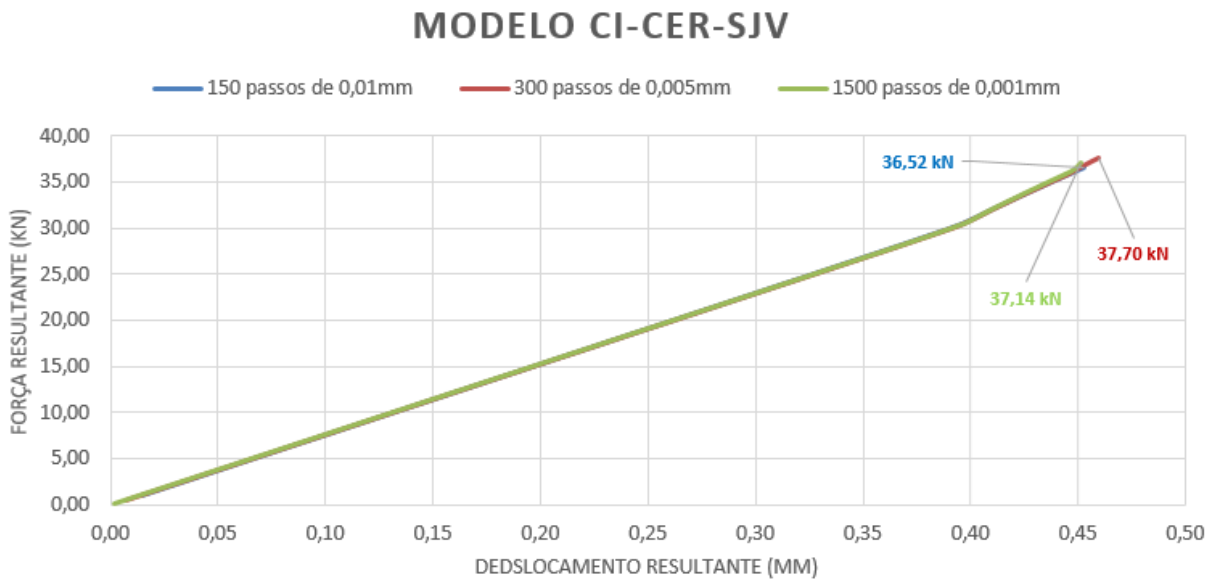


Figura 4.33 – Diagramas força x deslocamento resultantes do modelo CI-CER-SJV para diferentes incrementos de deslocamento. **Fonte:** autoria própria.

A partir destes diagramas é possível constatar que a utilização de diferentes incrementos de deslocamento não gerou alterações significativas no valor da força de ruptura, sendo encontrada uma diferença percentual máxima de 3,2%. Quanto ao comportamento dos diagramas, por meio da superposição das curvas é possível constatar que não ocorreram alterações expressivas na configuração das mesmas.

Deste modo, a fim de tornar o procedimento de análise numérica menos oneroso em termos de tempo de processamento e custo computacional, adotou-se incrementos de deslocamento divididos em 150 passos de 0,01mm para as demais simulações numéricas efetuadas nos modelos em cisalhamento.

CAPÍTULO 5

Resultados e Análises

5.1 Considerações Iniciais

Conforme discutido no início do capítulo anterior, este trabalho buscou investigar numericamente a influência do não preenchimento da junta vertical na resistência da alvenaria estrutural não-armada. Contudo é importante ressaltar que, devido à natureza do estudo ora desenvolvido, buscou-se também comparar os resultados numéricos com os experimentais obtidos na literatura.

Para a realização destas comparações foram tomados como base os resultados de ensaios de compressão realizados por Izquierdo (2015) em pequenas paredes de unidades cerâmicas e de concreto com juntas verticais. Esta comparação foi possível, pois como visto no Capítulo 4 deste trabalho os parâmetros adotados para a execução das simulações numéricas desta pesquisa foram extraídos dos ensaios de caracterização realizados pela autora supracitada.

Também foram feitas comparações tomando como base os resultados de ensaios de compressão e cisalhamento realizados por Miranda (2012) em pequenas paredes de unidades cerâmicas com e sem juntas verticais. Esta comparação também foi possível, pois nos ensaios desenvolvidos por esta autora foram utilizados a mesma unidade cerâmica, bem como o mesmo tipo de argamassa e graute adotados por Izquierdo (2015).

Deste modo, neste capítulo serão apresentados inicialmente os resultados das simulações numéricas dos modelos descritos no capítulo anterior, bem como a avaliação da influência da junta vertical no comportamento destes. Além disso, serão realizadas comparações entre os resultados numéricos e os experimentas disponíveis na literatura. Finalmente, serão realizadas análises paramétricas nos modelos em compressão e cisalhamento com o objetivo de avaliar a influência de alguns dos

parâmetros adotados na modelagem numérica no comportamento das pequenas paredes de alvenaria.

5.2 Ensaios de Compressão em Pequenas Paredes Cerâmicas

5.2.1 Resultados Numéricos - Modelo I (C-CER-CJV) x Modelo II (C-CER-SJV)

Na Figura 5.1 são apresentados os diagramas tensão x deformação dos modelos numéricos de pequenas paredes de unidades cerâmicas – com e sem juntas verticais – submetidas à compressão simples.

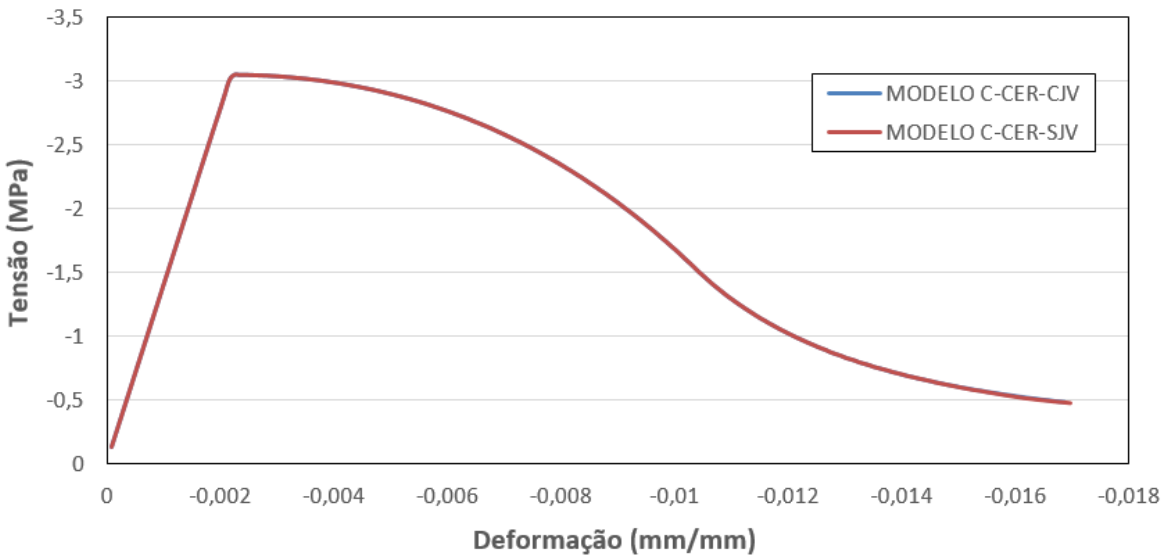
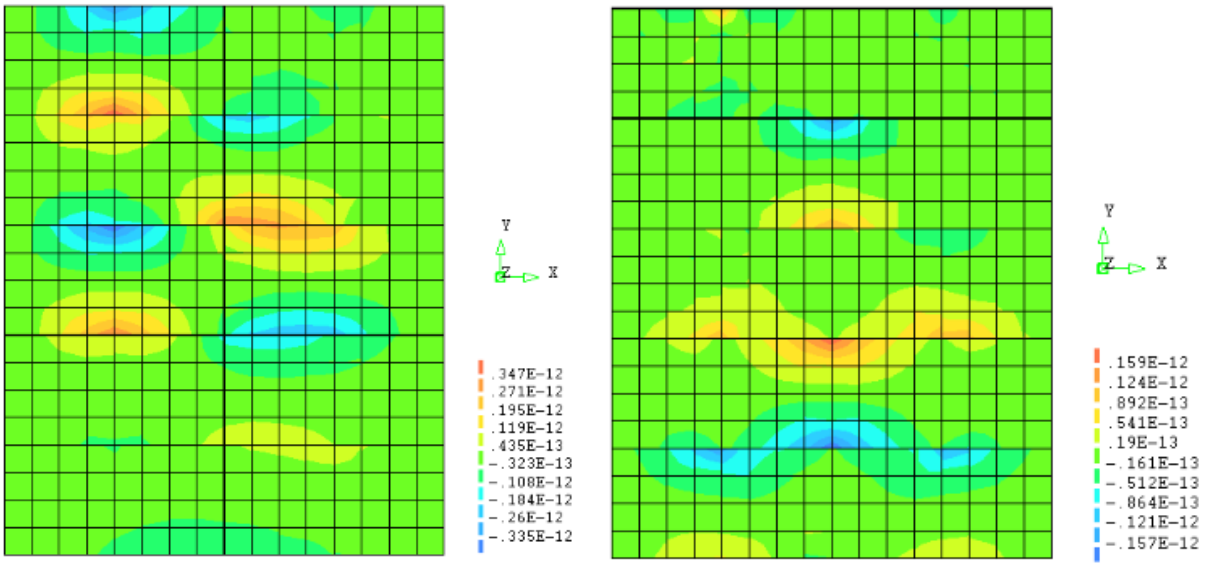


Figura 5.1 – Diagramas tensão x deformação dos modelos numéricos de pequenas paredes cerâmicas com e sem juntas verticais preenchidas. **Fonte:** autoria própria.

A partir destes diagramas é possível constatar que o não preenchimento das juntas verticais não provocou alterações no valor da tensão de ruptura dos modelos numéricos, sendo o valor encontrado igual a 3,04 MPa. Além disso, por meio da superposição das curvas é possível verificar ainda que a utilização de juntas verticais secas não gerou alterações no comportamento dos modelos numéricos.

Este comportamento encontra-se dentro do esperado para os modelos submetidos à compressão pois, conforme mencionado no capítulo 2 deste trabalho, a unidade, a junta horizontal e a interface unidade/junta horizontal são as regiões que exercem maior influência no comportamento da alvenaria sob compressão e consequentemente nos valores finais de resistência.

As tensões principais máximas referentes ao incremento de deslocamento correspondente à tensão de ruptura dos modelos I (C-CER-CJV) e II (C-CER-SJV) são apresentadas na Figura 5.2, por meio do gradiente das tensões nas unidades.

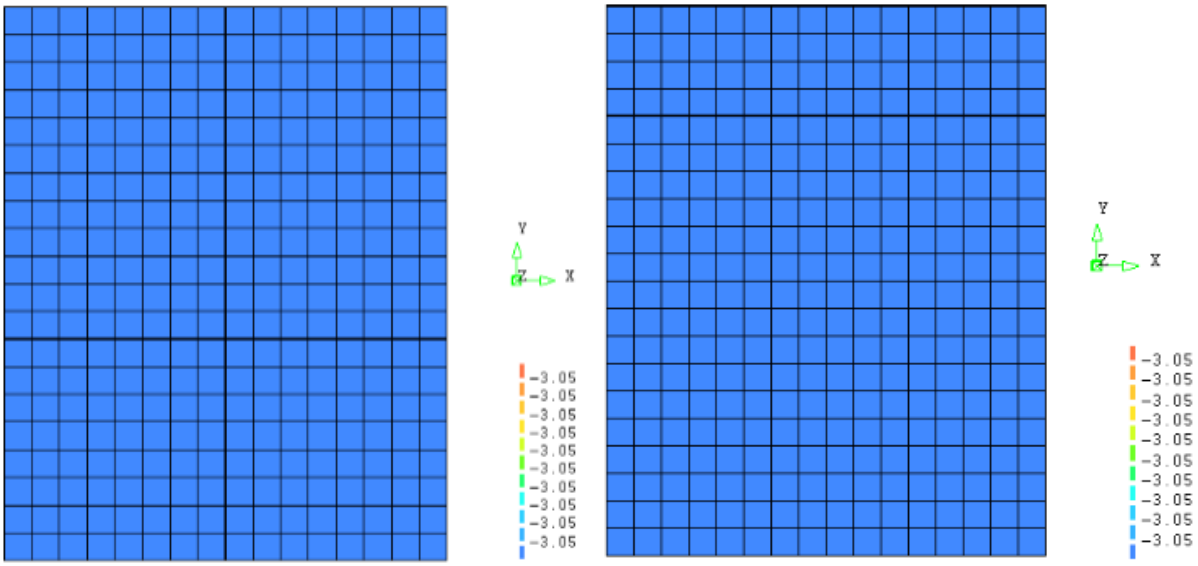


(a) (b)

Figura 5.2 – Tensões principais máximas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo C-CER-CJV; (b) do modelo C-CER-SJV. **Fonte:** autoria própria.

A partir destes diagramas é possível constatar que, quando submetidos à tensão de ruptura, ambos os modelos apresentaram concentração de tensões de tração nas unidades do trecho central (regiões em vermelho na Figura 5.2). Conforme discutido no capítulo 2 deste trabalho, essas tensões – que surgem devido a interação entre a unidade e a junta horizontal – provocam o surgimento de fissuras verticais que se propagam até a ruína do modelo, caracterizando o mecanismo de ruptura das pequenas paredes submetidas à compressão.

Na Figura 5.3 são apresentadas as tensões principais mínimas referentes ao incremento de deslocamento correspondente à tensão de ruptura dos modelos I (C-CER-CJV) e II (C-CER-SJV).



(a) (b)

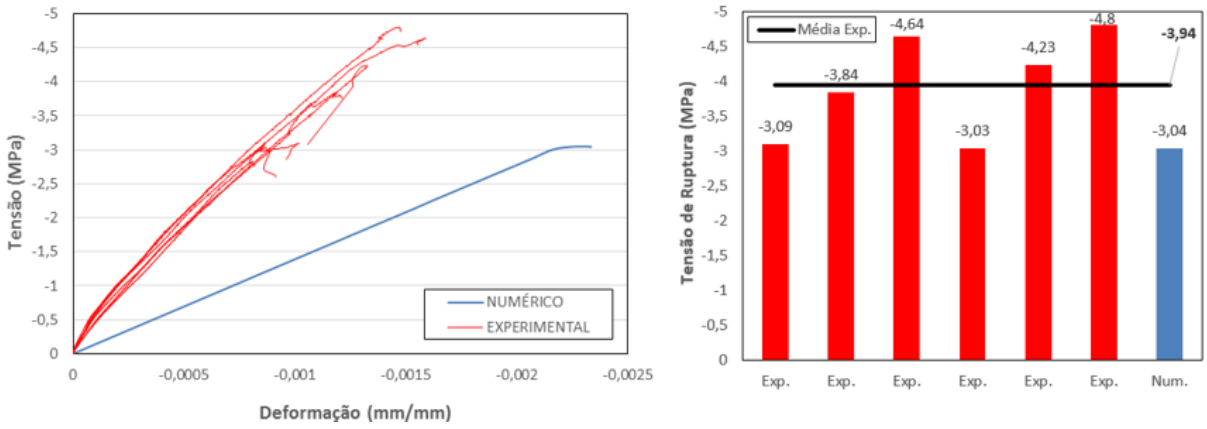
Figura 5.3 – Tensões principais mínimas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo C-CER-CJV; (b) do modelo C-CER-SJV. **Fonte:** autoria própria.

A partir destes diagramas é possível observar que ambos os modelos foram submetidos a uma tensão de compressão uniforme. Este comportamento indica que as condições de contorno e vinculações adotadas na modelagem foram capazes de simular a utilização de capeamentos deformáveis observada experimentalmente, evitando assim a ocorrência do efeito de confinamento nos modelos numéricos.

5.2.2 Comparação entre os Resultados Numéricos e Experimentais

5.2.2.1 Modelo I – C-CER-CJV

Na Figura 5.4a são apresentados os diagramas tensão x deformação das pequenas paredes de unidades cerâmicas com juntas verticais ensaiadas em laboratório por Miranda (2012). Para facilitar a comparação entre os resultados experimentais e numéricos, nesta mesma figura é apresentado também o diagrama obtido a partir da simulação numérica – realizada na presente pesquisa – do modelo representativo destas paredes. Devido as curvas experimentais apresentarem um pequeno trecho pós-pico, para possibilitar uma melhor visualização de todas as curvas optou-se por apresentar apenas o início do trecho pós-pico da curva numérica.



(a) (b)

Figura 5.4 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos referente ao modelo C-CER-CJV: (a) diagramas tensão x deformação; (b) valores de tensão de ruptura. **Fonte:** autoria própria.

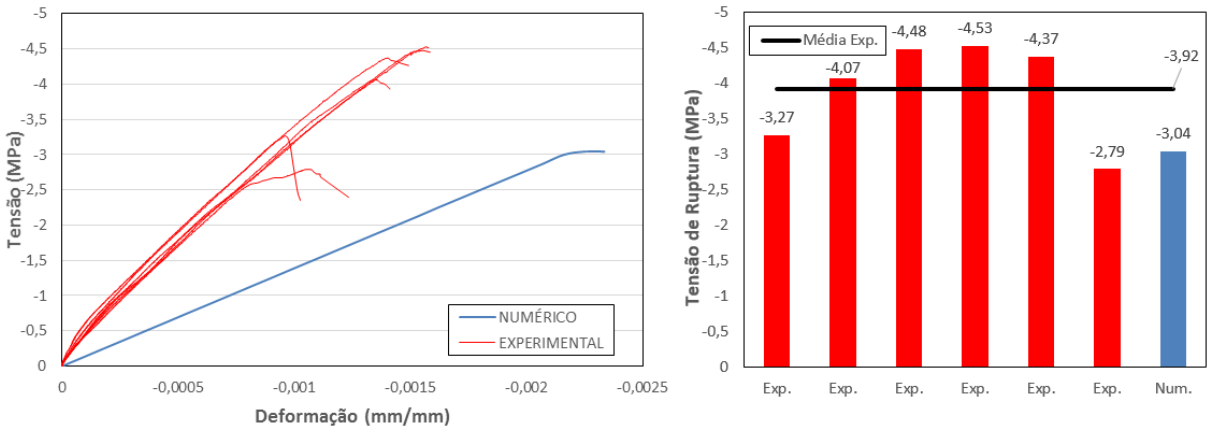
A partir destas curvas é possível observar que em ambas as análises (numérica e experimental) as pequenas paredes cerâmicas com juntas verticais preenchidas apresentaram um comportamento aproximadamente elástico-linear desde os estágios iniciais de carregamento até ser atingida a tensão de ruptura. Contudo, embora o comportamento dos diagramas seja similar, é importante observar que o modelo numérico apresentou rigidez inferior aos modelos experimentais, tornando o primeiro mais deformável que o segundo quando submetidos à um mesmo nível de tensão de compressão. Este fato fica evidenciado na Figura 5.4a, em que a inclinação da curva numérica – que representa a rigidez do modelo – é inferior a inclinação das curvas

experimentais. Esta diferença de rigidez entre os modelos físicos e numéricos de pequenas paredes submetidas à compressão será discutida na análise paramétrica que será apresentada no item 5.6 deste trabalho.

Na Figura 5.4b são apresentados os valores de tensão de ruptura individual e médio das pequenas paredes ensaiadas experimental e numericamente. A partir desta figura é possível observar que mesmo com a diferença de rigidez entre os modelos, o valor da tensão de ruptura obtido numericamente encontra-se dentro da faixa de valores obtidos experimentalmente, sendo a diferença percentual em relação à média experimental de 23%.

5.2.2.2 Modelo II – C-CER-SJV

Na Figura 5.5a são apresentadas as curvas experimentais e numéricas de tensão x deformação das pequenas paredes cerâmicas sem juntas verticais. As curvas experimentais foram obtidas a partir de ensaios realizados por Miranda (2012), enquanto que a numérica foi obtida a partir da modelagem efetuada na presente pesquisa.



(a) (b)

Figura 5.5 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos referente ao modelo C-CER-SJV: (a) diagramas tensão x deformação; (b) valores de tensão de ruptura. **Fonte:** autoria própria.

A partir destes diagramas é possível afirmar que em ambas as análises (numérica e experimental), as pequenas paredes cerâmicas sem juntas verticais apresentaram um comportamento aproximadamente elástico-linear, contudo, de forma análoga ao que foi observado no item anterior, a curva numérica apresentou inclinação inferior a curva experimental, indicando que a rigidez deste modelo ficou abaixo da rigidez observada nos modelos ensaiados em laboratório.

Na Figura 5.5b são apresentados os valores de tensão de ruptura individual e médio obtidos experimental e numericamente. A partir destes valores é possível observar que mesmo com a diferença de rigidez, a tensão de ruptura do modelo numérico encontra-se dentro da faixa de valores obtidos experimentalmente, sendo a diferença percentual em relação à média experimental de aproximadamente 23%.

5.3 Ensaios de Compressão em Pequenas Paredes de Concreto

5.3.1 Resultados Numéricos - Modelo III (C-CON-CJV) x Modelo IV (C-CON-SJV)

Na Figura 5.6 são apresentados os diagramas tensão x deformação dos modelos numéricos de pequenas paredes de concreto – com e sem juntas verticais preenchidas – submetidas à compressão simples. A partir destes diagramas é possível constatar que o não preenchimento das juntas verticais não provocou alterações no valor da tensão de ruptura dos modelos numéricos, sendo o valor encontrado igual a 5,15 MPa. Por meio da superposição das curvas é possível observar ainda que a adoção de juntas verticais secas não provocou alterações no comportamento dos modelos numéricos de pequenas paredes de concreto, o que evidencia que os elementos da alvenaria que exercem maior influência no comportamento da mesma em compressão são a unidade, a junta horizontal e a interface unidade/junta horizontal, conforme já discutido anteriormente.

É importante observar que a única diferença encontrada entre as curvas citadas consiste no trecho pós-pico. Na curva do modelo numérico com juntas verticais foi possível captar todo o fenômeno de amolecimento (*softenning*) enquanto que na curva do modelo sem juntas verticais a obtenção completa deste trecho não foi possível.

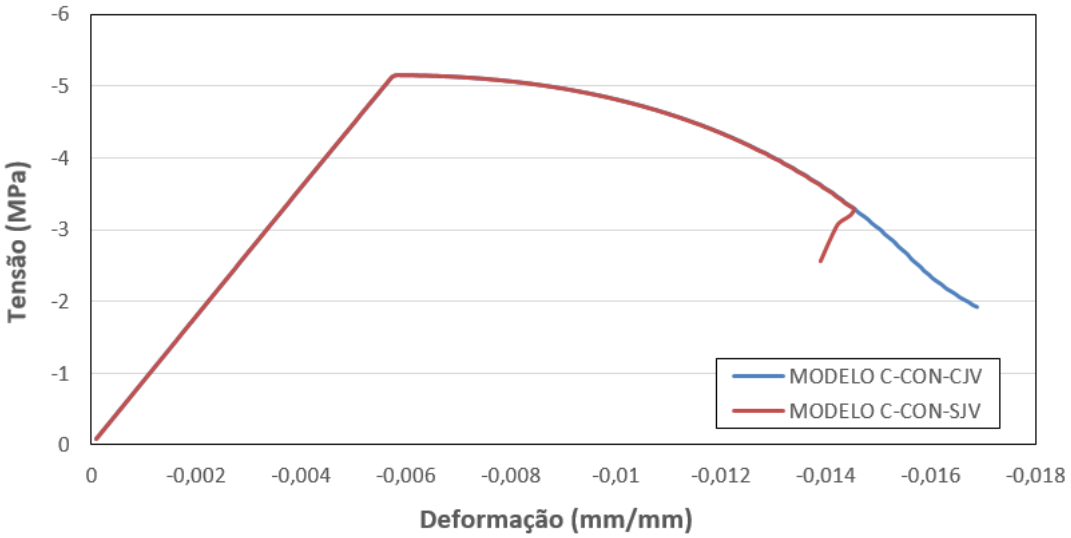
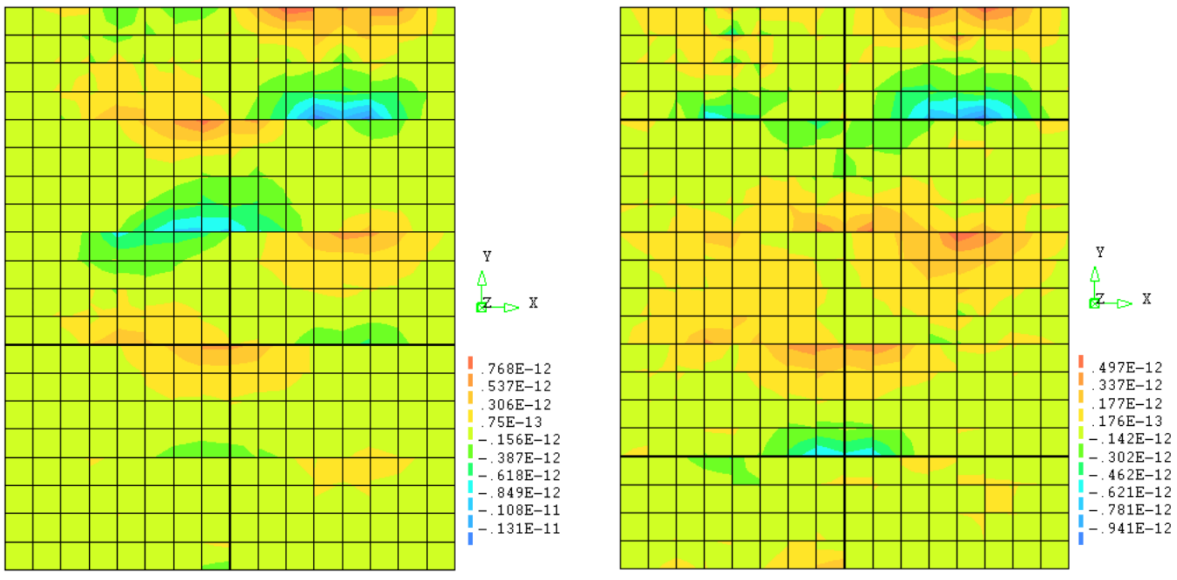


Figura 5.6 – Diagramas tensão x deformação dos modelos numérico de pequenas paredes de concreto com e sem juntas verticais preenchidas. **Fonte:** autoria própria.

As tensões principais máximas referentes ao incremento de deslocamento correspondente à tensão de ruptura dos modelos III (C-CON-CJV) e IV (C-CON-SJV) são apresentadas na Figura 5.7, por meio do gradiente das tensões nas unidades.

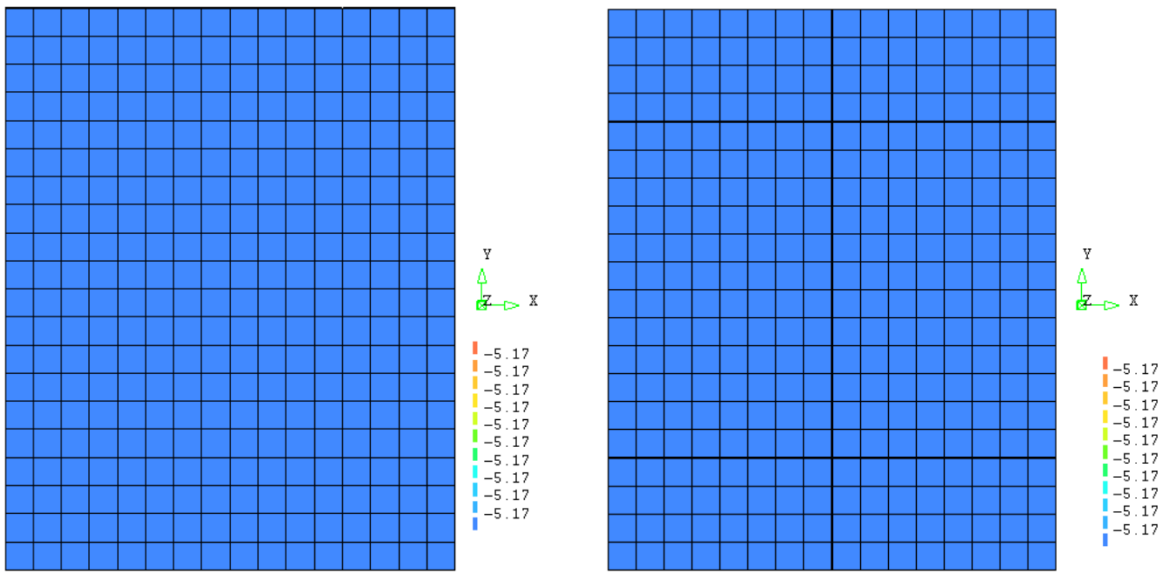


(a) (b)

Figura 5.7 – Tensões principais máximas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo C-CON-CJV; (b) do modelo C-CON-SJV. **Fonte:** autoria própria.

De maneira análoga ao que foi observado para os modelos numéricos de unidades cerâmicas, percebe-se que quando ambos os modelos numéricos de unidades de concreto encontram-se submetidos à tensão de ruptura, tensões de tração são induzidas às unidades (regiões em vermelho na Figura 5.7) devido a interação existente entre a unidade e a junta horizontal. São estas tensões que provocam o surgimento de fissuras verticais que posteriormente se propagam até a ruptura completa do modelo, caracterizando assim o mecanismo de ruptura das pequenas paredes submetidas à compressão.

Na Figura 5.8 são apresentadas as tensões principais mínimas referentes ao incremento de deslocamento correspondente à tensão de ruptura dos modelos III (C-CON-CJV) e IV (C-CON-SJV).



(a) (b)

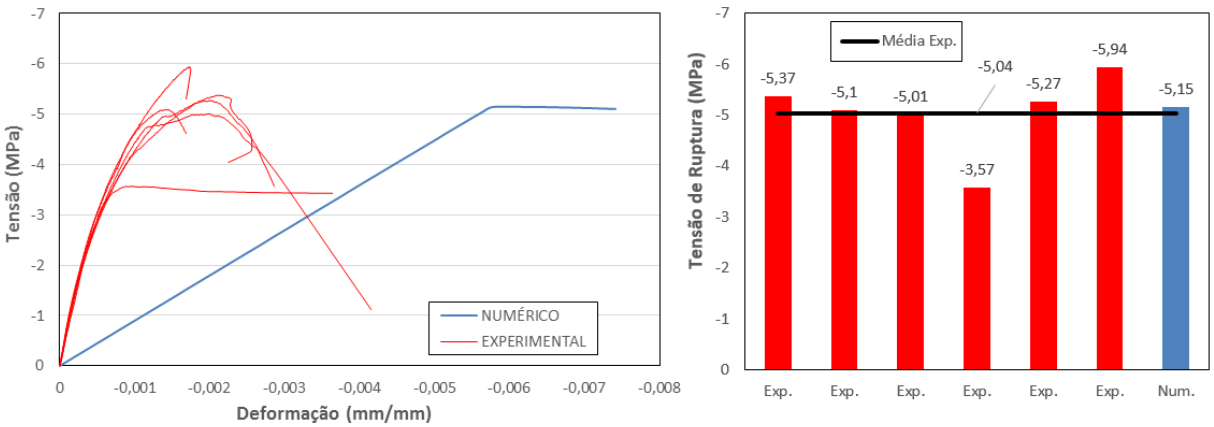
Figura 5.8 – Tensões principais mínimas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo C-CON-CJV; (b) do modelo C-CON-SJV. **Fonte:** autoria própria.

De maneira similar ao que foi observado no item 5.2.1, é possível notar que ambos os modelos de pequenas paredes de concreto foram submetidos a uma tensão de compressão uniforme, o que indica que as condições de contorno e vinculações adotadas foram capazes de evitar o efeito de confinamento nestes modelos.

5.3.2 Comparação entre os Resultados Numéricos e Experimentais

5.3.2.1 Modelo III – C-CON-CJV

Na Figura 5.9a são apresentadas as curvas experimentais e numéricas de tensão x deformação das pequenas paredes de concreto com juntas verticais. As curvas experimentais foram obtidas a partir de ensaios realizados por Izquierdo (2015), enquanto que a numérica foi obtida a partir da modelagem efetuada na presente pesquisa. Para possibilitar uma melhor visualização de todas as curvas optou-se por apresentar apenas o início do trecho pós-pico da curva numérica.



(a) (b)

Figura 5.9 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos referente ao modelo C-CON-CJV: (a) diagramas tensão x deformação; (b) valores de tensão de ruptura. **Fonte:** autoria própria.

A partir destas curvas é possível observar que em ambas as análises (numérica e experimental) as pequenas paredes de unidades de concreto com juntas verticais preenchidas apresentaram inicialmente comportamento elástico-linear. Contudo, notou-se que em estágios de carregamento próximo a ruptura, o modelo numérico não foi capaz de representar o fenômeno de endurecimento (*hardenning*) observado

experimentalmente. Além disso, notou-se ainda que a curva numérica apresentou inclinação inferior a curva experimental, indicando que a rigidez deste modelo ficou abaixo da rigidez dos modelos ensaiados em laboratório,

Na Figura 5.9b são apresentados os valores de tensão de ruptura individual e médio das pequenas paredes ensaiadas experimental e numericamente. A partir desta figura é possível observar que mesmo com a diferença de rigidez, o valor da tensão de ruptura obtido numericamente encontra-se dentro da faixa de valores obtidos experimentalmente, sendo a diferença percentual em relação à média experimental de aproximadamente 2%.

5.4 Ensaios de Cisalhamento em Pequenas Paredes Cerâmicas

5.4.1 Resultados Numéricos - Modelo V (CI-CER-CJV) x Modelo VI (CI-CER-SJV)

Na Figura 5.10 são apresentados os diagramas tensão cisalhante x distorção dos modelos numéricos de pequenas paredes de unidades cerâmicas – com e sem juntas verticais – submetidas ao cisalhamento.

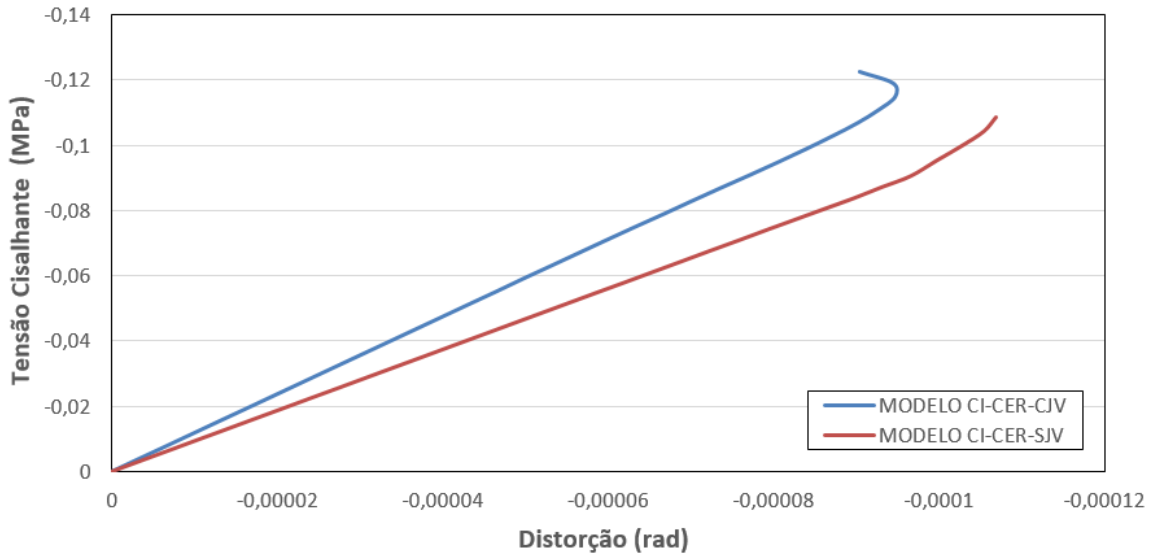


Figura 5.10 – Diagramas tensão cisalhante x distorção dos modelos numéricos de pequenas paredes cerâmicas com e sem juntas verticais. **Fonte:** autoria própria.

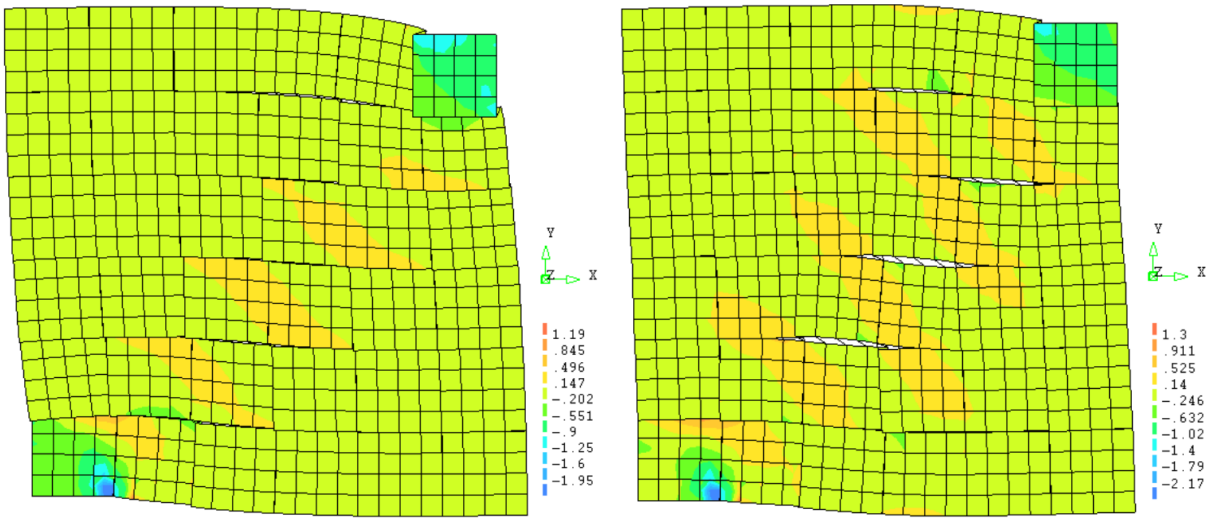
A partir destes diagramas é possível constatar que o não preenchimento das juntas verticais ocasionou alterações no comportamento dos modelos numéricos, sendo responsável pela redução da tensão de ruptura das pequenas paredes cerâmicas em aproximadamente 12%.

Conforme será discutido nos próximos itens, esta redução percentual encontra-se muito abaixo do que foi observado por Miranda (2012), contudo, diante da mudança no comportamento dos diagramas e da redução na tensão de ruptura é possível afirmar que a adoção de juntas verticais secas exerceu influência sobre o comportamento dos modelos numéricos de pequenas paredes cerâmicas submetidas ao cisalhamento. Este comportamento encontra-se dentro do esperado pois, conforme mencionado no capítulo 2 deste trabalho, as interfaces unidade/junta vertical e horizontal são as regiões que governam a ruptura por cisalhamento da pequena parede submetida à compressão diagonal.

É importante ressaltar que – conforme já explicado no item 4.7.1 deste trabalho – nas simulações dos modelos submetidos à compressão diagonal, a rotina de cálculo foi interrompida logo após a resistência ao cisalhamento da interface ser atingida, caracterizando assim a ruptura dos modelos numéricos por cisalhamento das juntas. Vale lembrar que para os modelos sem juntas verticais este modo de ruptura encontra-se em conformidade com o que foi observado nos ensaios desenvolvidos por Miranda (2012). Contudo, para os modelos com juntas verticais além da ruptura das juntas por cisalhamento era esperada também a ruptura das unidades em determinados pontos, comportamento este que não foi observado nas simulações numéricas efetuadas nesta pesquisa.

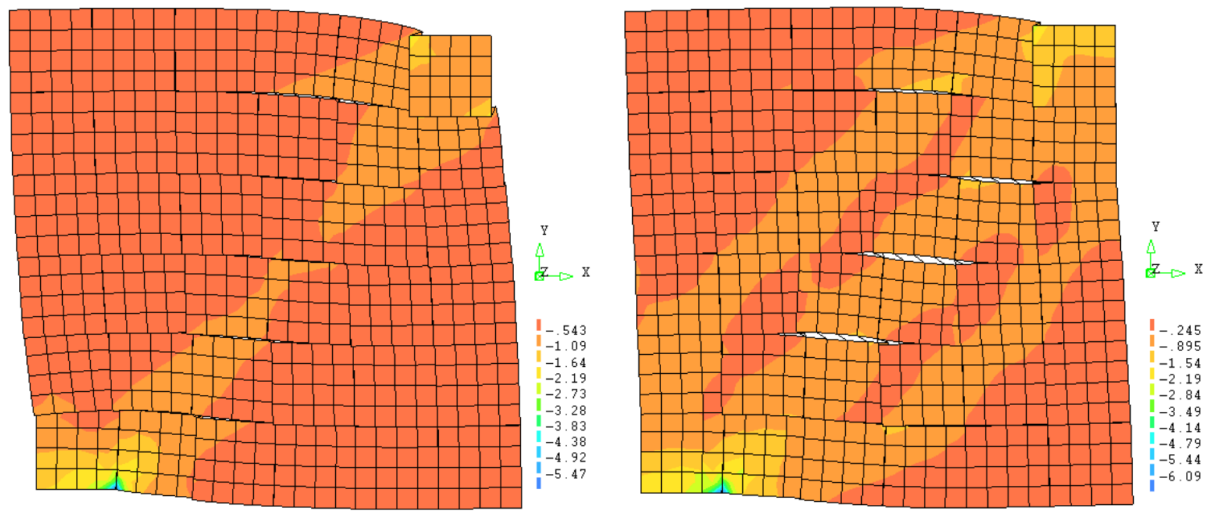
Na Figura 5.11 são apresentadas as deformações dos modelos V (CI-CER-CJV) e VI (CI-CER-SJV) referentes ao incremento de deslocamento correspondente à tensão de ruptura, bem como suas respectivas tensões principais máximas.

A partir desta figura é possível constatar que ao submeter estes modelos à compressão diagonal, foram desenvolvidas tensões de tração diagonal (tirantes tracionados) nas unidades do trecho central das pequenas paredes (regiões em laranja na Figura 5.11).



(a) (b)

Figura 5.11 – Tensões principais máximas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo CI-CER-CJV; (b) do modelo CI-CER-SJV. **Fonte:** autoria própria.



(a) (b)

Figura 5.12 – Tensões principais mínimas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo CI-CER-CJV; (b) do modelo CI-CER-SJV. **Fonte:** autoria própria.

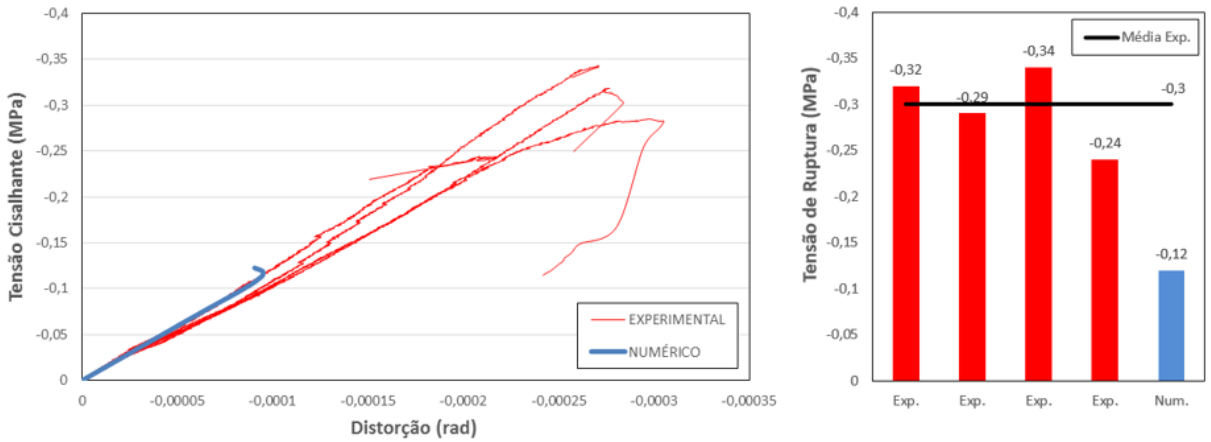
Na Figura 5.12 são apresentadas as tensões principais mínimas referentes ao incremento de deslocamento correspondente à tensão de ruptura dos modelos V (CI-CER-CJV) e VI (CI-CER-SJV). A partir desta figura é possível observar que ao

submeter estes modelos à compressão diagonal, foram desenvolvidas tensões de compressão (bielas comprimidas) nas unidades do trecho central das pequenas paredes (regiões em laranja na Figura 5.12). Cabe lembrar que a parcela da tensão de compressão que atua através da interface unidade/junta é responsável por promover – juntamente com a tensão por aderência inicial desta interface (ou coesão) – a resistência ao cisalhamento da interface, conforme representado pelo critério de atrito de Coulomb.

5.4.2 Comparação entre os Resultados Numéricos e Experimentais

5.4.2.1 Modelo V – CI-CER-CJV

Na Figura 5.13a são apresentados os diagramas experimentais e numéricos de tensão cisalhante x distorção das pequenas paredes cerâmicas com juntas verticais. As curvas experimentais foram obtidas a partir de ensaios realizados por Miranda (2012), enquanto que a curva numérica foi obtida a partir da modelagem efetuada na presente pesquisa.



(a) (b)

Figura 5.13 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos referente ao modelo CI-CER-CJV: (a) diagramas tensão cisalhante x distorção; (b) valores de tensão de ruptura. **Fonte:** autoria própria.

A partir destas curvas é possível observar que em ambas as análises (numérica e experimental) as pequenas paredes cerâmicas com juntas verticais apresentaram comportamento elástico-linear desde os estágios iniciais de carregamento até a ruptura, governada pela interface unidade/junta conforme o critério de atrito de Coulomb. Além disso, é possível constatar que o modelo numérico foi capaz de representar adequadamente a rigidez inicial dos modelos físicos ensaiados em laboratório. Contudo, ao se observar a Figura 5.13b verifica-se que o valor da tensão de ruptura obtido numericamente encontra-se muito abaixo dos valores obtidos experimentalmente, sendo a diferença percentual em relação à média experimental de 60%. Esta diferença de tensão de ruptura entre os modelos físicos e numéricos de pequenas paredes submetidas ao cisalhamento será discutida na análise paramétrica que será apresentada no item 5.6 deste trabalho.

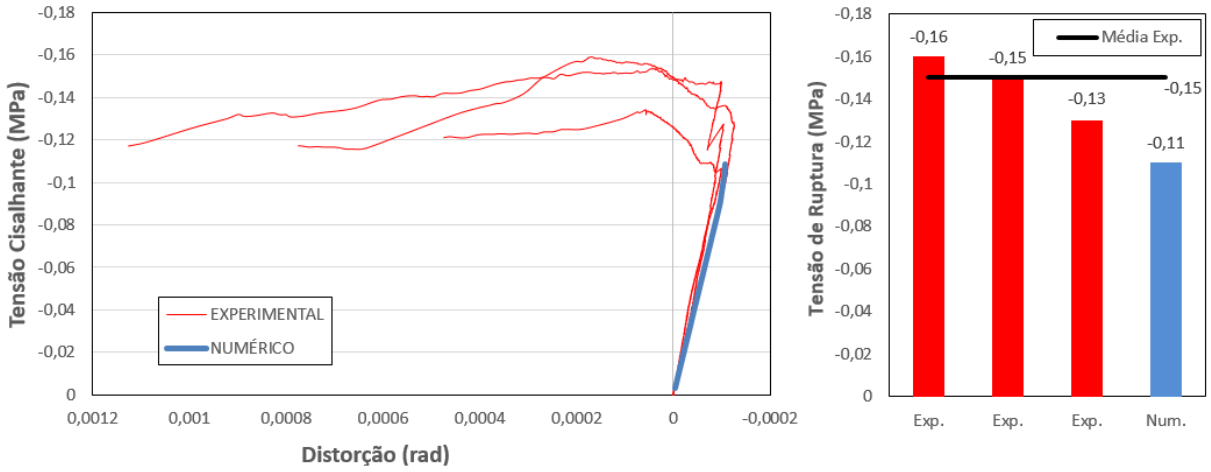
5.4.2.2 Modelo VI – CI-CER-SJV

Na Figura 5.14a são apresentados os diagramas experimentais e numéricos de tensão cisalhante x distorção das pequenas paredes cerâmicas sem juntas verticais. As curvas experimentais foram obtidas a partir de ensaios realizados por Miranda (2012), enquanto que a curva numérica foi obtida a partir da modelagem efetuada na presente pesquisa.

A partir da curva numérica é possível observar que o modelo representativo da pequena parede cerâmica sem juntas verticais apresentou unicamente um comportamento elástico-linear, desde os estágios iniciais de carregamento até a ruptura, de forma análoga ao que foi observado no modelo numérico com junta vertical. Já nos modelos físicos é possível verificar que este comportamento aconteceu até um instante do carregamento. Após este ponto houve uma perda da capacidade portante das pequenas paredes que foi posteriormente retomada devido ao rearranjo interno decorrente de acomodações provenientes da ausência das juntas verticais (Miranda, 2012).

Ainda de acordo com a Figura 5.14a é possível constatar que o modelo numérico foi capaz de representar adequadamente a rigidez inicial dos modelos

físicos ensaiados em laboratório. Contudo, ao se observar a Figura 5.14b verifica-se que o valor da tensão de ruptura obtido numericamente encontra-se abaixo dos valores obtidos experimentalmente, sendo a diferença percentual em relação à média experimental de aproximadamente 27%.



(a) (b)

Figura 5.14 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos referente ao modelo CI-CER-SJV: (a) diagramas tensão cisalhante x distorção; (b) valores de tensão de ruptura. **Fonte:** autoria própria.

5.5 Ensaios de Cisalhamento em Pequenas Paredes de Concreto

5.5.1 Resultados Numéricos - Modelo VII (CI-CON-CJV) x Modelo VIII (CI-CON-SJV)

Na Figura 5.15 são apresentados os diagramas tensão cisalhante x distorção dos modelos numéricos de pequenas paredes de unidades de concreto – com e sem juntas verticais – submetidas ao cisalhamento. A partir destes diagramas é possível constatar que o não preenchimento das juntas verticais ocasionou alterações no comportamento dos modelos numéricos, sendo responsável pela redução da tensão de ruptura das pequenas paredes de concreto em aproximadamente 21%.

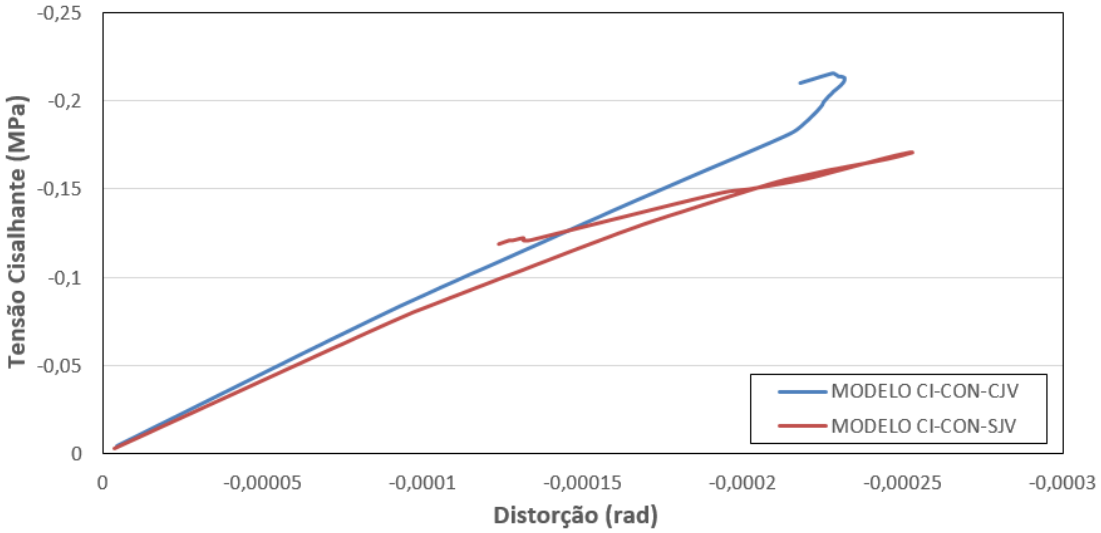
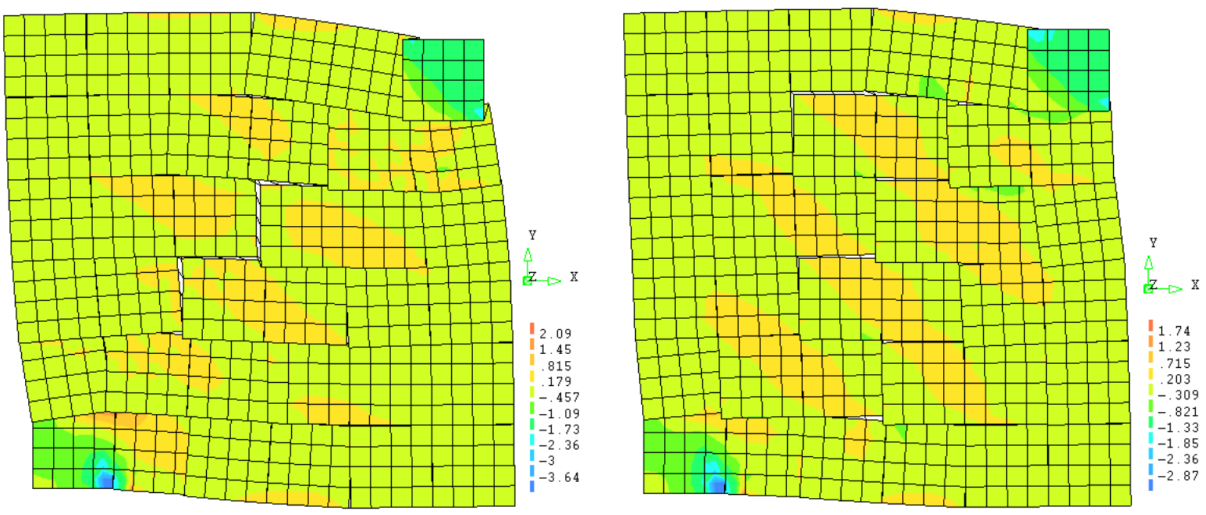


Figura 5.15 – Diagramas tensão cisalhante x distorção dos modelos numéricos de pequenas paredes de unidades de concreto com e sem juntas verticais. **Fonte:** autoria própria.

Na Figura 5.16 são apresentadas as deformações dos modelos VII (CI-CON-CJV) e VIII (CI-CON-SJV) referentes ao incremento de deslocamento correspondente à tensão de ruptura, bem como suas respectivas tensões principais máximas.

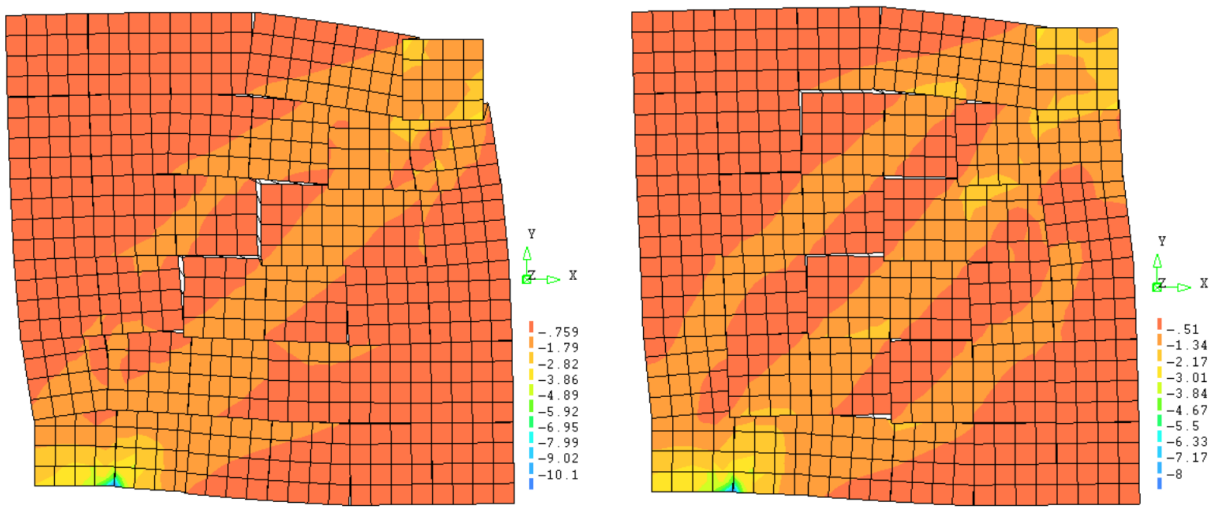


(a) (b)

Figura 5.16 – Tensões principais máximas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo CI-CON-CJV; (b) do modelo CI-CON-SJV. **Fonte:** autoria própria.

A partir desta figura é possível observar que foram desenvolvidas tensões de tração diagonal (tirantes tracionados) nas unidades do trecho central das pequenas paredes (regiões em laranja na Figura 5.16), de forma similar ao que ocorreu nos modelos numéricos de pequenas paredes de unidades cerâmicas.

Já na Figura 5.17 são apresentadas as tensões principais mínimas referentes ao incremento de deslocamento correspondente à tensão de ruptura dos modelos citados acima. A partir desta figura é possível observar que foram desenvolvidas tensões de compressão (bielas comprimidas) nas unidades do trecho central das pequenas paredes (regiões em laranja na Figura 5.17), de forma similar ao que ocorreu nos modelos numéricos de pequenas paredes de unidades cerâmicas.



(a) (b)

Figura 5.17 – Tensões principais mínimas correspondentes à tensão de ruptura: (a) do modelo CI-CON-CJV; (b) do modelo CI-CON-SJV. **Fonte:** autoria própria.

5.6 Análise Paramétrica

5.6.1 Modelos em Compressão

Com base nos resultados obtidos nas simulações dos modelos numéricos em compressão – apresentados nos itens 5.2 e 5.3 deste trabalho – bem como na

comparação destes com os resultados experimentais disponíveis na literatura, foi possível observar, de maneira geral, que o valor da tensão de ruptura obtido numericamente teve boa aproximação com os valores obtidos experimentalmente. Contudo, no que se refere ao comportamento das pequenas paredes, a comparação das curvas numéricas e experimentais de tensão x deformação demonstrou que os modelos numéricos não foram capazes de representar adequadamente a rigidez inicial dos modelos físicos quando submetidos à compressão.

Desta maneira, acredita-se que os parâmetros de rigidez da interface unidade/junta adotados na modelagem numérica das pequenas paredes em compressão – em especial a rigidez normal (k_n) – tenham influenciado significativamente na obtenção de curvas numéricas com rigidez inicial inferior ao que foi observado experimentalmente.

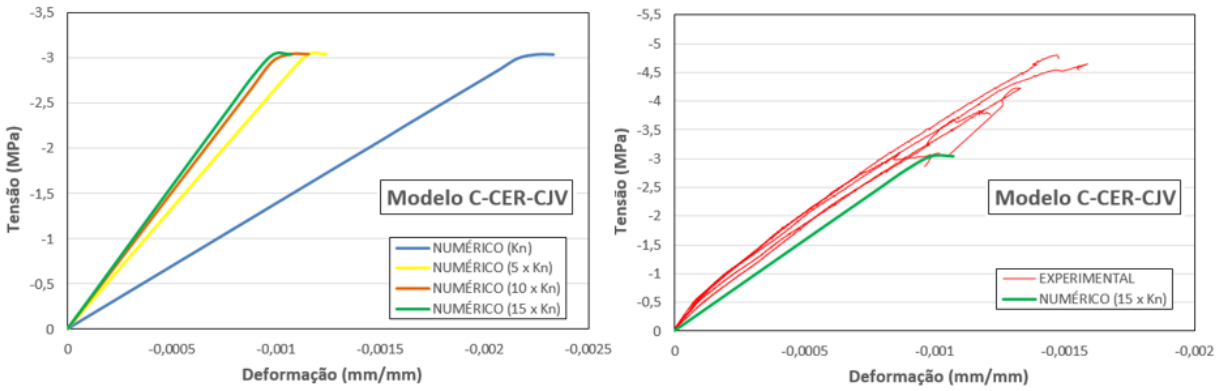
Logo, a fim de avaliar a influência destes parâmetros no comportamento dos modelos de pequenas paredes submetidas à compressão foram realizadas simulações no modelo I (C-CER-CJV), em que variou-se os valores de rigidez normal (k_n) e tangencial (k_n) da interface. Os valores destes parâmetros foram estabelecidos como sendo 5, 10 e 15 vezes superiores aos respectivos valores adotados inicialmente na modelagem numérica desta pesquisa.

Conforme pode ser observado na Figura 5.18a, a análise da influência da rigidez normal da interface (k_n) demonstrou que a alteração deste parâmetro influenciou consideravelmente no comportamento da curva tensão x deformação em regime linear, fazendo com que os modelos numéricos em que se utilizou este parâmetro modificado possuíssem rigidez inicial superior ao modelo em que se utilizou o parâmetro original ($k_n = 11{,}71$). Ainda de acordo com a Figura 5.18a, pode-se notar que o acréscimo de rigidez ao modelo numérico tornou-se cada vez menor a medida que se adotou valores maiores de rigidez normal da interface (k_n), chegando a um determinado momento em que o aumento deste parâmetro não gerou acréscimo significativo na rigidez do modelo numérico.

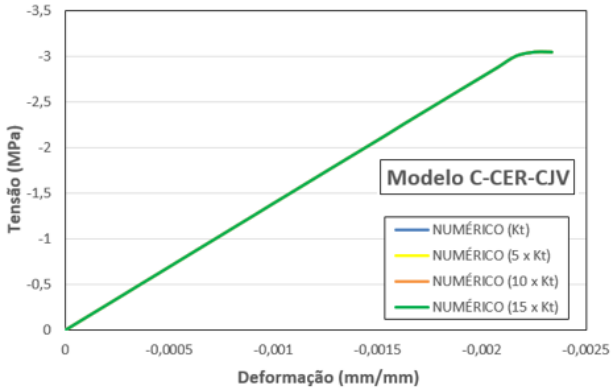
Na Figura 5.18b é possível notar que o modelo numérico em que se utilizou um valor de k_n 15 vezes superior ao original foi o que melhor representou o comportamento das pequenas paredes cerâmicas ensaiadas em laboratório.

Conforme pode ser observado na Figura 5.18c, a superposição das curvas numéricas de tensão x deformação demonstrou que a alteração da rigidez tangencial da interface (k_t) não influenciou o comportamento dos modelos numéricos.

Desta forma, é possível concluir que o comportamento em regime linear das pequenas paredes submetidas à compressão foi influenciado apenas pela rigidez normal da interface (k_n).



(a) (b)



(c)

Figura 5.18 – Análise paramétrica: (a) diagramas numéricos de tensão x deformação do modelo C-CER-CJV para diferentes valores de k_n; (b) diagramas experimentais e numérico de tensão x deformação do modelo C-CER-CJV para k_n 15 vezes superior ao valor original; (c) diagramas numéricos de tensão x deformação do modelo C-CER-CJV para diferentes valores de k_t. **Fonte:** autoria própria.

5.6.2 Modelos em Cisalhamento

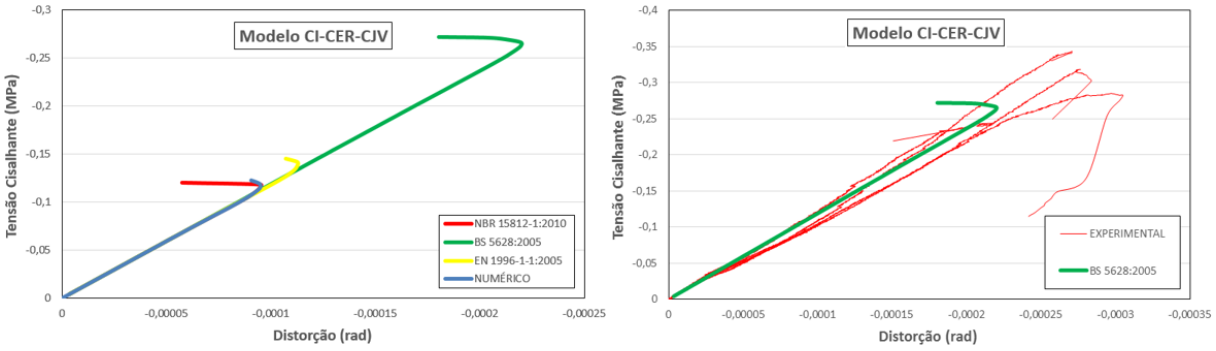
Com base nos resultados obtidos nas simulações dos modelos numéricos em cisalhamento – apresentados nos itens 5.4 e 5.5 deste trabalho – bem como na comparação destes com os resultados experimentais disponíveis na literatura, foi possível observar, de maneira geral, que o modelo numérico foi capaz de representar adequadamente o comportamento das pequenas paredes ensaiadas em laboratório no que diz respeito a rigidez inicial. No entanto, no que se refere a tensão de ruptura, a comparação entre os resultados numéricos e experimentais demonstrou que o valor de tensão de ruptura obtido numericamente ficou muito abaixo dos valores obtidos experimentalmente, este fato foi observado principalmente nos modelos com juntas verticais preenchidas.

Devido ao modo de ruptura dos modelos numéricos ter sido caracterizado pela ruptura da junta por cisalhamento, acredita-se que os parâmetros adotados na modelagem numérica relacionados ao critério de atrito de Coulomb tenham tido certa parcela de influência na obtenção de valores de tensão de ruptura abaixo dos experimentais. Logo, a fim de avaliar a influência destes parâmetros no comportamento dos modelos de pequenas paredes submetidas ao cisalhamento, foram realizadas simulações nos modelos V (CI-CER-CJV), em que variou-se os valores de coesão (f_{v0}) e tangente do ângulo de atrito interno inicial ($\tan \varphi_0$).

Para estes parâmetros foram adotados os valores característicos da função de cisalhamento prescritos pela norma europeia EN 1996-1-1:2005 ($f_{v0} = 0{,}2$ e $\tan \varphi_0 = 0{,}4$), pela norma brasileira NBR 15812-1:2010 ($f_{v0} = 0{,}15$ e $\tan \varphi_0 = 0{,}5$) e pela norma britânica BS 5628:2005 ($f_{v0} = 0{,}35$ e $\tan \varphi_0 = 0{,}6$) para a argamassa de traço 1:0,5:4,5. Conforme constatado por Mata (2011), a tangente do ângulo de atrito interno residual ($\tan \varphi_r$) apresenta pequena variação em relação a tangente do ângulo de atrito interno inicial ($\tan \varphi_0$), deste modo nesta análise adotou-se por simplificação $\tan \varphi_r = \tan \varphi_0$.

Conforme pode ser observado na Figura 5.19a, a análise da influência da coesão (f_{v0}) e da tangente do ângulo de atrito interno inicial ($\tan \varphi_0$) demonstrou que a alteração destes parâmetros influenciou significativamente no valor da tensão de

ruptura. Foi observado que a medida que se aumentou estes parâmetros – em especial a coesão (f_{v0}) – ocorreu o prolongamento da curva tensão cisalhante x distorção do modelo numérico. Isto significa que as interfaces unidade/junta passaram a resistir a níveis cada vez maiores de compressão diagonal, o que proporcionou a elevação dos valores de tensão de ruptura dos modelos numéricos representativos das pequenas paredes submetidas ao cisalhamento.



(a) (b)

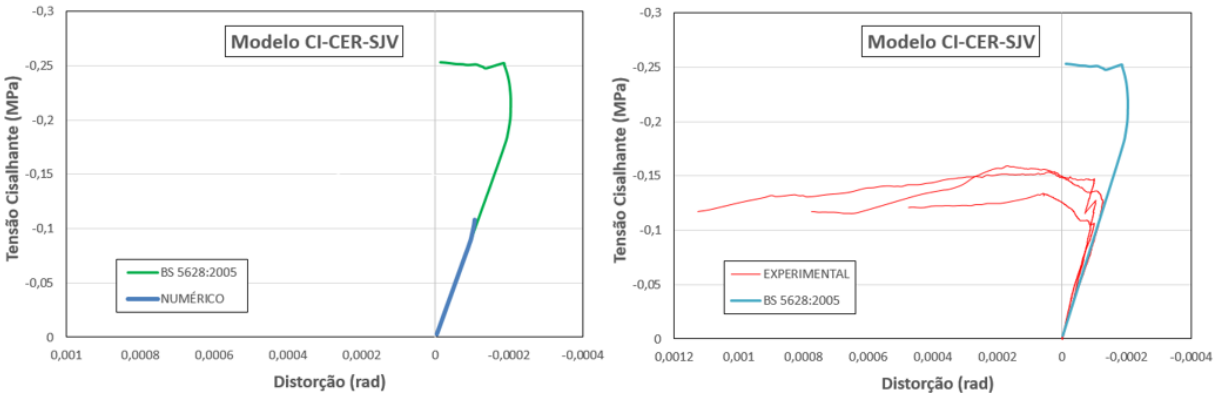
Figura 5.19 – Análise paramétrica: (a) diagramas numéricos de tensão x distorção do modelo CI-CER-CJV para diferentes valores de f_{v0} e $\tan\varphi_0$; (b) diagramas experimentais e numérico de tensão x distorção do modelo CI-CER-CJV para valores de f_{v0} e $\tan\varphi_0$ prescritos pela BS 5628:2005. **Fonte:** autoria própria.

Ainda de acordo com a Figura 5.19a, constatou-se que no modelo em que se adotou os parâmetros prescritos pela EN 1996-1-1:2005, o acréscimo na tensão de ruptura foi de 18,51% em relação ao modelo numérico original (curva em azul). Já no modelo em que se adotou os parâmetros prescritos pela NBR 15812-1:2010, foi constatado uma diminuição no valor da tensão de ruptura de 1,96%. Finalmente, no modelo em que se utilizou os parâmetros prescritos pela BS 5628:2005 foi constatado um acréscimo na tensão de ruptura de 121,78% em relação ao modelo numérico original.

Na Figura 5.19b é possível notar que o modelo numérico em que se utilizou os parâmetros prescritos pela BS 5628:2005 foi o que mais se aproximou do comportamento em cisalhamento das pequenas paredes cerâmicas com juntas

verticais ensaiadas em laboratório. A partir da comparação entre os valores de tensão de ruptura foi possível constatar que a diferença percentual entre a média experimental e o valor numérico obtido com os parâmetros dessa norma foi de 9,37%.

Para fins de comparação, os parâmetros prescritos pela BS 5628:2005 também foram utilizados no modelo VI (CI-CER-SJV). A curva numérica obtida a partir desta análise encontra-se na Figura 5.20a, juntamente com a curva numérica original deste modelo. De acordo com esta figura observou-se que a adoção dos parâmetros prescritos pela BS 5628:2005 proporcionou um aumento na tensão de ruptura do modelo CI-CER-SJV de aproximadamente 133% em relação ao modelo numérico original (curva em azul).



(a) (b)

Figura 5.20 – Análise paramétrica: (a) diagramas numéricos de tensão x distorção do modelo CI-CER-SJV para diferentes valores de f_{v0} e $\tan\varphi_0$; (b) diagramas experimentais e numérico de tensão x distorção do modelo CI-CER-SJV para valores de f_{v0} e $\tan\varphi_0$ prescritos pela BS 5628:2005. **Fonte:** autoria própria.

Na Figura 5.20b são apresentados os diagramas experimentais e numéricos de tensão cisalhante x distorção do modelo CI-CER-SJV. A partir da comparação entre os valores de tensão de ruptura foi possível constatar que a diferença percentual entre o valor numérico obtido com os parâmetros prescritos pela BS 5628:2005 e a média experimental foi de 66,7%.

Finalmente, na Figura 5.21 são apresentadas as curvas numéricas de tensão cisalhante x distorção dos modelos numéricos CI-CER-CJV e CI-CER-SJV. Em ambos os modelos foram utilizados valores de coesão (f_{v0}) e tangente do ângulo de atrito interno inicial ($\tan\varphi_0$) conforme prescritos pela BS 5628:2005. A partir destes diagramas foi possível constatar que mesmo com a alteração dos parâmetros, a redução na tensão de ruptura provocada pela ausência das juntas verticais no modelo numérico de pequenas paredes cerâmicas foi de aproximadamente 7%, bem abaixo da redução percentual observada nos modelos físicos ensaiados em laboratório, que foi de aproximadamente 50%.

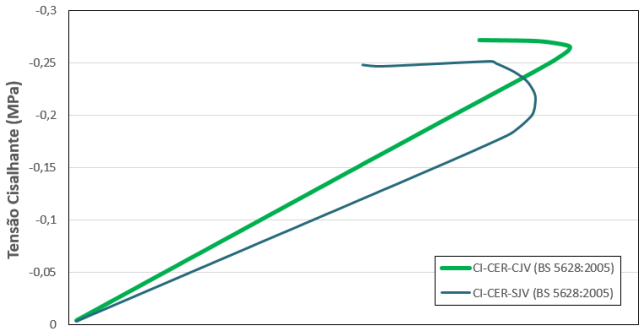


Figura 5.21 – Análise paramétrica: (a) diagramas numéricos de tensão x distorção dos modelos CI-CER-SJV e CI-CER-SJV para valores de f_{v0} e $\tan\varphi_0$ de acordo com a BS 5628:2005.**Fonte:** autoria própria.

Diante das análises paramétricas efetuada em ambos os modelos numéricos em cisalhamento (CI-CER-CJV e CI-CER-SJV), fica claro que os parâmetros relacionados ao critério de atrito de Coulomb – coesão (f_{v0}) e tangente do ângulo de atrito interno inicial ($\tan\varphi_0$) – exerceram influência direta nos valores de tensão de ruptura destes modelos. No entanto, é importante destacar que a partir da comparação entre as curvas numéricas de tensão cisalhante x distorção dos modelos CI-CER-CJV (BS 5628:2005) e CI-CER-SJV (BS 5628:2005), verificou-se que a ausência das juntas verticais exerceu pouca influência nos valores de tensão de ruptura dos modelos numéricos em cisalhamento, o que não condiz com o que foi observado experimentalmente por Miranda (2012).

CAPÍTULO 6

Conclusões

Neste trabalho, buscou-se avaliar a influência do não preenchimento das juntas verticais na resistência à compressão e ao cisalhamento de pequenas paredes de unidades cerâmicas e de concreto por meio de simulações numéricas executadas no software DIANA®, a partir dos dados experimentais obtidos por Oliveira (2014) e Izquierdo (2015) e das prescrições estabelecidas pela NBR 15812-2 (ABNT, 2010), NBR 15961-2 (ABNT, 2011) e NBR 14321 (ABNT, 1999).

De acordo com os resultados numéricos obtidos a partir das simulações dos modelos em compressão, verificou-se que o não preenchimento das juntas verticais não influenciou os valores de resistência à compressão e o comportamento dos diagramas tensão x deformação dos modelos representativos de pequenas paredes de unidades cerâmicas e de concreto. Este comportamento encontra-se dentro do esperado para os modelos submetidos à compressão e está de acordo com o que foi observado experimentalmente por Vilató (2004), Haach (2009) e Miranda (2012).

Por meio da comparação entre os resultados numéricos e experimentais observou-se que – para as pequenas paredes de ambos os materiais com e sem juntas verticais – os valores de tensão de ruptura obtidos numericamente apresentaram boa aproximação com os valores experimentais apresentados por Miranda (2012) e Izquierdo (2015), em especial para os modelos de unidades de concreto, em que a diferença percentual do valor numérico em relação à média experimental foi de aproximadamente 2%.

Contudo, ao se comparar os diagramas numéricos e experimentais de tensão x deformação, constatou-se que os modelos numéricos não foram capazes de representar de forma precisa a rigidez inicial dos modelos físicos quando submetidos à compressão. A partir da análise paramétrica efetuada no capítulo anterior, constatou-se que a rigidez normal da interface unidade/junta (k_n) exerceu influência

no comportamento em regime linear dos modelos numéricos em compressão, em particular na rigidez inicial apresentada por estes modelos. Logo, acredita-se que o baixo valor atribuído inicialmente a este parâmetro tenha influenciado na obtenção de curvas numéricas com rigidez inicial inferior ao que foi observado experimentalmente.

É importante ressaltar que, mesmo com essa diferença de rigidez, o aspecto das curvas tensão x deformação dos modelos numéricos mostrou-se similar ao das curvas experimentais. Além disso, conforme já mencionado anteriormente, os modelos em compressão desenvolvidos na presente pesquisa foram capazes de prever – com boa aproximação – a tensão de ruptura dos modelos físicos. Logo, é possível concluir que a ausência das juntas verticais não influenciou na resistência à compressão das pequenas paredes.

Quanto aos resultados numéricos obtidos a partir das simulações dos modelos em cisalhamento, verificou-se que o não preenchimento das juntas verticais influenciou os valores de resistência ao cisalhamento e o comportamento dos diagramas tensão cisalhante x distorção dos modelos representativos de pequenas paredes de unidades cerâmicas e de concreto, sendo responsável por uma redução de aproximadamente 12% na resistência ao cisalhamento dos modelos de pequenas paredes de unidades cerâmicas e de aproximadamente 21% na resistência ao cisalhamento dos modelos de pequenas paredes de unidades de concreto.

Este comportamento, de modo geral, encontra-se dentro do esperado para os modelos submetidos ao cisalhamento, contudo é importante ressaltar que as reduções percentuais de resistência obtidas numericamente ficaram muito abaixo daquelas obtidas experimentalmente por Cavalheiro *et al.* (2000), Capozucca (2002), Gomes (2008), Haach (2009) e Miranda (2012) para modelos físicos submetidos ao cisalhamento por compressão diagonal.

Por meio da comparação entre os resultados numéricos e experimentais observou-se que, para as pequenas paredes de unidades cerâmicas com juntas verticais, o valor de tensão de ruptura obtido numericamente ficou muito abaixo do valor experimental obtido por Miranda (2012), sendo a diferença percentual em relação à média experimental de aproximadamente 60%. Já para as pequenas paredes de unidades cerâmicas sem juntas verticais, o valor de tensão de ruptura

obtido numericamente também ficou abaixo do valor experimental, porém esta diferença percentual foi menor – aproximadamente 27% em relação à média experimental. Percebe-se, portanto, que o modelo numérico sem juntas verticais apresentou um valor de tensão de ruptura mais próximo do valor experimental do que o modelo numérico com juntas verticais.

Ao analisar o modo de ruptura dos modelos citados acima verificou-se que ambos ocorreram por cisalhamento das juntas. Conforme mencionado no capítulo anterior, para os modelos sem juntas verticais este modo de ruptura encontra-se em conformidade com o que foi observado experimentalmente. Contudo, para os modelos com juntas verticais, além da ruptura das juntas por cisalhamento era esperada também a ruptura diagonal das unidades em determinados pontos, o que não foi observado nas simulações numéricas efetuadas nesta pesquisa. Desta maneira, acredita-se que o modelo numérico com juntas verticais tenha atingido valores de tensão de ruptura muito abaixo dos experimentais por não ter conseguido desenvolver de forma adequada o mecanismo resistente observado experimentalmente.

Ao comparar os diagramas numéricos e experimentais de tensão cisalhante x distorção, constatou-se que – mesmo não sendo capazes de obter valores de tensão de ruptura próximos aos obtidos experimentalmente – os modelos numéricos foram capazes de representar adequadamente a rigidez inicial e a tendência de comportamento das pequenas paredes submetidas ao cisalhamento por compressão diagonal.

A partir da análise paramétrica efetuada no capítulo anterior, constatou-se que os parâmetros relacionados ao critério de atrito de Coulomb – coesão (f_{v0}) e tangente do ângulo de atrito interno inicial ($\tan \varphi_0$) – exerceram influência direta nos valores de tensão de ruptura dos modelos numéricos em cisalhamento. No entanto, mesmo com a alteração destes parâmetros observou-se que a ausência das juntas verticais foi responsável por uma redução de aproximadamente 7% na resistência ao cisalhamento, o que não condiz com as diferenças percentuais obtidas experimentalmente por diversos autores.

Logo, acredita-se que os parâmetros do critério de atrito de Coulomb adotados nesta modelagem – juntamente com o fato do modelo numérico com juntas verticais

não ter conseguido desenvolver o mecanismo resistente observado em laboratório – tenham influenciado na obtenção de valores de tensão de ruptura abaixo dos experimentais.

Desta forma, é possível concluir que os modelos numéricos em cisalhamento desenvolvidos nesta pesquisa foram capazes de representar a tendência de comportamento das pequenas paredes submetidas ao cisalhamento por compressão diagonal, porém não foram capazes de reproduzir as tensões de ruptura obtidas experimentalmente. Logo, a partir dos modelos numéricos desenvolvidos nesta pesquisa não possível avaliar quantitativamente a influência das juntas verticais na resistência ao cisalhamento das pequenas paredes.

6.1 Recomendações para Trabalhos Futuros

Para trabalhos futuros sugere-se que sejam realizados ensaios de caracterização dos componentes da alvenaria bem como da interface unidade/junta, por ser esta a região que possui maior influência no comportamento da alvenaria, principalmente quando submetidas ao cisalhamento. A partir dos dados obtidos nestes ensaios sugere-se a realização de novas análises numéricas em torno dos modelos de compressão e cisalhamento desenvolvidos nesta pesquisa.

Sugere-se ainda a realização de uma análise paramétrica mais detalhada em torno dos demais parâmetros utilizados na modelagem numérica desenvolvida neste trabalho, afim de avaliar a influência destes no comportamento das pequenas paredes de alvenaria.

Finalmente sugere-se o desenvolvimento de modelos numéricos em compressão e cisalhamento numa abordagem tridimensional, com a consideração dos vazados das unidades e das propriedades mecânicas dos materiais na área líquida, a fim de se obter respostas numéricas mais representativas do comportamento real das pequenas paredes.

Referências Bibliográficas

Associação Brasileira De Normas Técnicas (1999). NBR 14321: Paredes de alvenaria estrutural – Determinação da resistência ao cisalhamento. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2010). NBR 15812-1: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos parte 1: Projeto. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2010). NBR 15812-2: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2011). NBR 15961-1: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto parte 1: Projeto. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2011). NBR 15961-2: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro.

Alves, F. S. (2006): Análise do comportamento estrutural de um conjunto de edifícios construídos com alvenaria resistente submetidos à ação de recalques. Dissertação (Mestrado), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 131 p.

British Standards Institution (2005). BS 5628 – Code of practice for structural use of masonry. Part 1. Unreinforced masonry. Londres.

Capozucca, R. (2002) Analysis of block masonry panels built with different jointing techniques subjected to compression and shear. International Seminar On Structural Masonry For Developing Countries, 7, Belo Horizonte. p.177-183.

Capuzzo Neto, V. (2005): Interação de paredes em alvenaria estrutural cerâmica sob ações verticais. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 322 p.

Carvalheiro, O. P.; Pozzobon, M. A.; Santos M. D. F. (2000). Diagonal tensile and compressive strengths of hollow clay and concrete block specimens. International Seminar On Structural Masonry For Developing Countries, 6, Bangalore. p.157-163.

Castro, L. O. (2015): Avaliação experimental da interação de paredes deblocos de concreto de alta resistência sob ações verticais. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 163 p.

CEB - Comité Euro-International Du Béton. CEB MODEL CODE 1990, 1990.

Cunha, E. H. (2001): Análise experimental do comportamento de prismas grauteados em alvenaria estrutural. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Goiás, Goiás, 150p.

DIANA, T. DIANA-9.2 Finite Element Analysis. User's manual (2007): Element Library. 1st ed, Delft, Netherland.

Diógenes, H. J. F. (2013). Análise numérica e experimental de ligações por aderência aço – concreto aplicada em estruturas mistas. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 198p.

European Committee for Standardization (2005), EN 1996-1-1 – Eurocode 6 – Design of Masonry Structures. General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. London: BSI.

Farias, R, S. (2008): Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 193 p.

Feenstra, P. H.; Borst, R. (1993): Aspects of robust computational modeling for plain and reinforced concrete. Heron, v. 38, n. 4, p. 76.

Freitas, A. A. (2008) Análise numérica e experimental do comportamento de prismas e miniparedes submetidos à compressão. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 289 p.

Gomes, I. R. (2001): Simulação numérica do ensaio de compressão de prismas de alvenaria pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface. Dissertação (Mestrado), Departamento de Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 182 p.

Gomes, H. A. S. (2008): Influência do não preenchimento das juntas verticais no comportamento mecânico das paredes de alvenaria. Dissertação (Mestrado), Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 86 p.

Haach V. G. (2009): Development of a design method for reinforced masonry subject to in-plane loading based on experimental and numerical analysis. PhD-Thesis, Universidade do Minho, Guimarães, 349 p.

Hendry, A. W. (2002). Engineered design of masonry buildings: fifty years development in Europe. Progress in Structural Engineering and Materials, 4(3), p. 291-300.

Izquierdo, O. S. (2015): Estudo da interface bloco/graute em elementos de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 322 p.

Juste, A. E. (2001): Estudo da resistência e da deformabilidade da alvenaria de blocos de concreto submetida a esforços de compressão. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 126 p.

Lotfi, H. R.; Shing, P. B. (1994): Interface model applied to fracture of masonry structures. Journal of Structural Engineering, vol. 120, n. 1, p. 63–80.

Lourenco, P. B. (1994): Analysis of masonry structures with interface elements. Theory and applications. TNO Building and Construction Research Computational Mechanics, report no. 03-21-22-0-01, n. 03, p. 34.

Lourenco, P. B. (1996): Computational strategies for masonry structures. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, 210 p.

Lourenço, P. B.; Rots, J. G. (1997): Multisurface interface model for analysis of masonry structures. Journal of Engineering Mechanics, vol. 123, n. 7, p. 660–668.

Mata, R. C. D. (2011) Análise experimental e numérica do comportamento de junta em painéis de contraventamento de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 174 p.

Medeiros, K. A. S. (2015): Modelagem computacional para avaliação da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte em concreto armado. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 120 p.

Miranda, L. A. (2012): Estudo do efeito do não preenchimento das juntas verticais e eficiência do graute na resistência da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 206 p.

Nascimento Neto, J. A. (2003): Estudo de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 320 p.

Oliveira, L. M. F. (2014): Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 272 p.

Parsekian, G. A.; Hamid, A. A.; Drysdale, R. G. (2012): Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural. EdUFSCar, São Carlos, p.625.

Passos, M. E. M.; Santos, F. A.; Carvalho, M. C. R. (2002). Avaliação experimental do comportamento e da resistência à compressão de paredes com juntas verticais não preenchidas. International Seminar On Structural Masonry For Developing Countries, 7, Belo Horizonte. p.163-167.

Peleteiro, S. C. (2002): Contribuição à modelagem numérica de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 143 p.

Pluijm, R. Van Der (1992): Material properties of masonry and its components under tension and shear. In: Proc. 6th Canadian Masonry Symposium, eds. Neis, Saskatoon, Saskatchewan, Canada, p. 675-686.

Ramalho, M. A.; Corrêa, M. R. (2003): Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. Pini.

Roman, H. R. (1993). Resistência ao cisalhamento de paredes de alvenaria de blocos de concreto sem junta vertical. Santa Catarina: UFSC-ENCOL. (Relatório nº1).

Rots, J. G. (1997): Structural masonry: an experimental/numerical basis for practical design rules. AA Balkema, p. 166.

Sabbatini, F. H.; Medeiros, J. S. (1993). Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, São Paulo, n. 98, p. 31-34.

Sabbatini, F. H. (2003): Alvenaria Estrutural – Materiais, execução da estrutura e controle tecnológico: requisitos e critérios mínimos a serem atendidos para solicitação de financiamento de edifícios em alvenaria estrutural junto à caixa econômica federal. Caixa Econômica Federal, Diretoria de Parcerias e Apoio ao Desenvolvimento Urbano.

Santos F. A. (2001). Efeito do não-preenchimento de juntas verticais no desempenho de edifícios em alvenaria estrutural. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 154 p.

Santos, E. A. F. (2014): Estudo da influência das propriedades elásticas da interface bloco-argamassa na rigidez de paredes de alvenaria. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 277 p.

Santos, C. F. R. (2016): Avaliação numérica da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 187 p.

Selecta Blocos disponível em http://www.selectablocos.com.br e acessado em 06/02/2017.

van Noort, J. R. (2012): Computational modelling of masonry structures. Master Thesis, Department of Design and Construction, Delft University of Technology, Delft, 126 p.

van Zijl, G. P. A. G. (2000): Computational modelling of masonry creep and shrinkage. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, 170 p.

van Zijl, G. P. A G. (2004): Modeling masonry shear - compression: role of dilatancy highlighted. Journal of Engineering Mechanics. v. 130, n. 11, p. 1289–1296.

Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986): The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. ACI J., v. 83, n. 2, p. 219-231.

Vilató R. R. (2004): Influência do preenchimento das juntas verticais entre componentes no comportamento da alvenaria estrutural. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 165p.