

Rodrigo Carvalho da Mata

*Análise experimental e numérica do comportamento de
junta em painéis de contraventamento de alvenaria
estrutural*

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Titular Márcio Antônio Ramalho

Versão corrigida.

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

São Carlos

2011

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

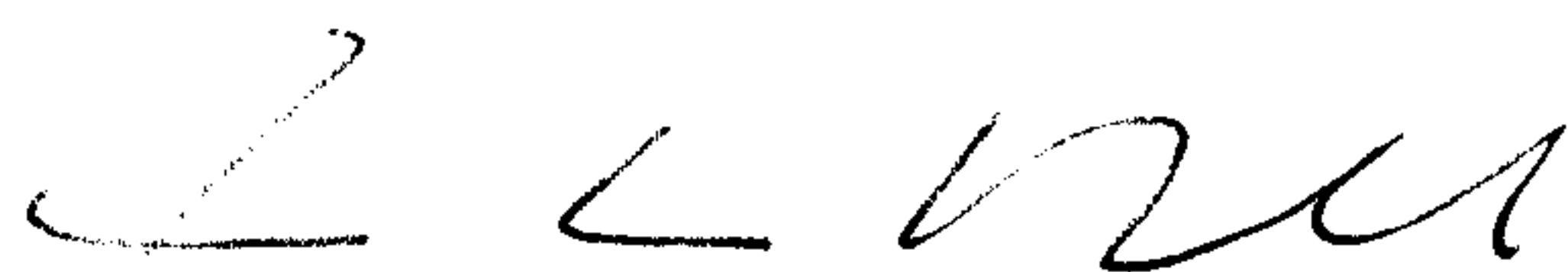
Mata, Rodrigo Carvalho da

M425a Análise experimental e numérica do comportamento de junta em painéis de
contraventamento de alvenaria estrutural/ Rodrigo Carvalho da Mata ; orientador
Márcio Antônio Ramalho. -- São Carlos, 2011.

FOLHA DE JULGAMENTO

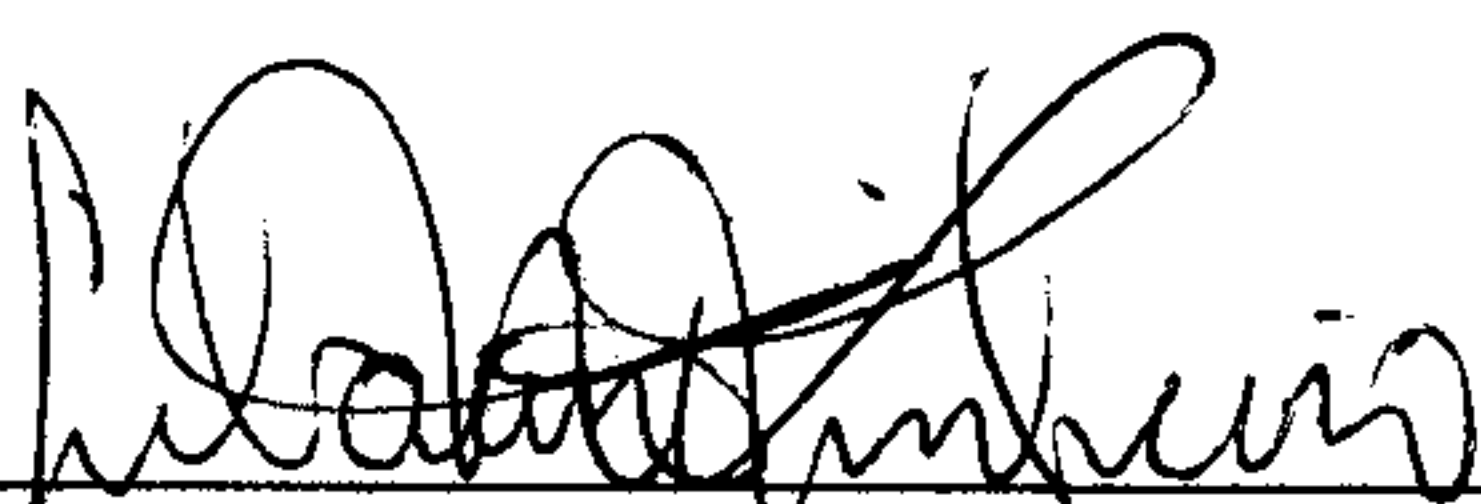
Candidato: Bacharel RODRIGO CARVALHO DA MATA.

Tese defendida e julgada em 14/06/2011 perante a Comissão Julgadora:



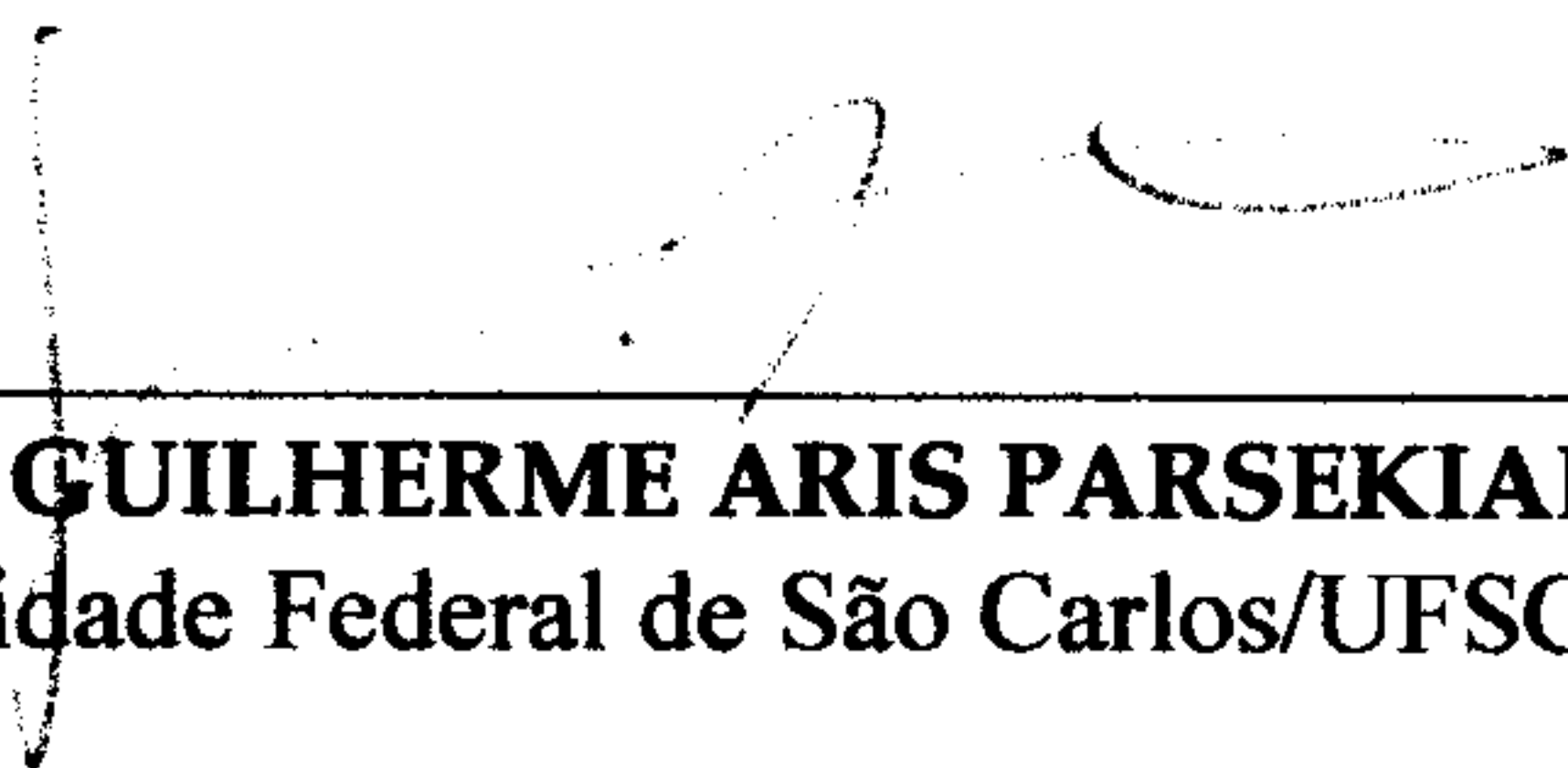
APROVADO

Prof. Titular **MARCIO ANTONIO RAMALHO** – (Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)



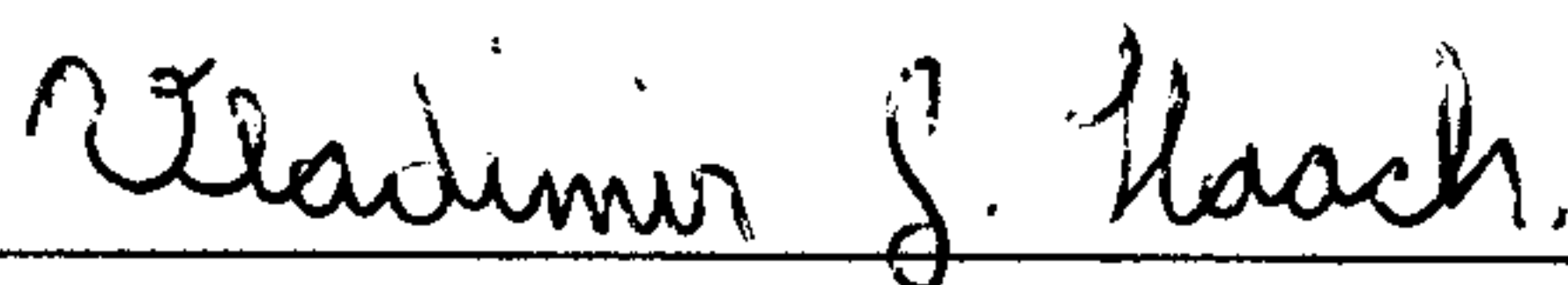
APROVADO

Prof. Dr. **LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)



APROVADO

Prof. Dr. **GUILHERME ARIS PARSEKIAN**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)



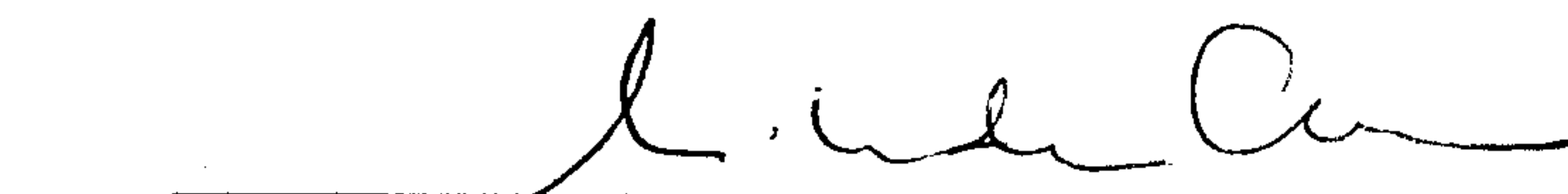
APROVADO

Prof. Dr. **VLADIMIR GUILHERME HAACH**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

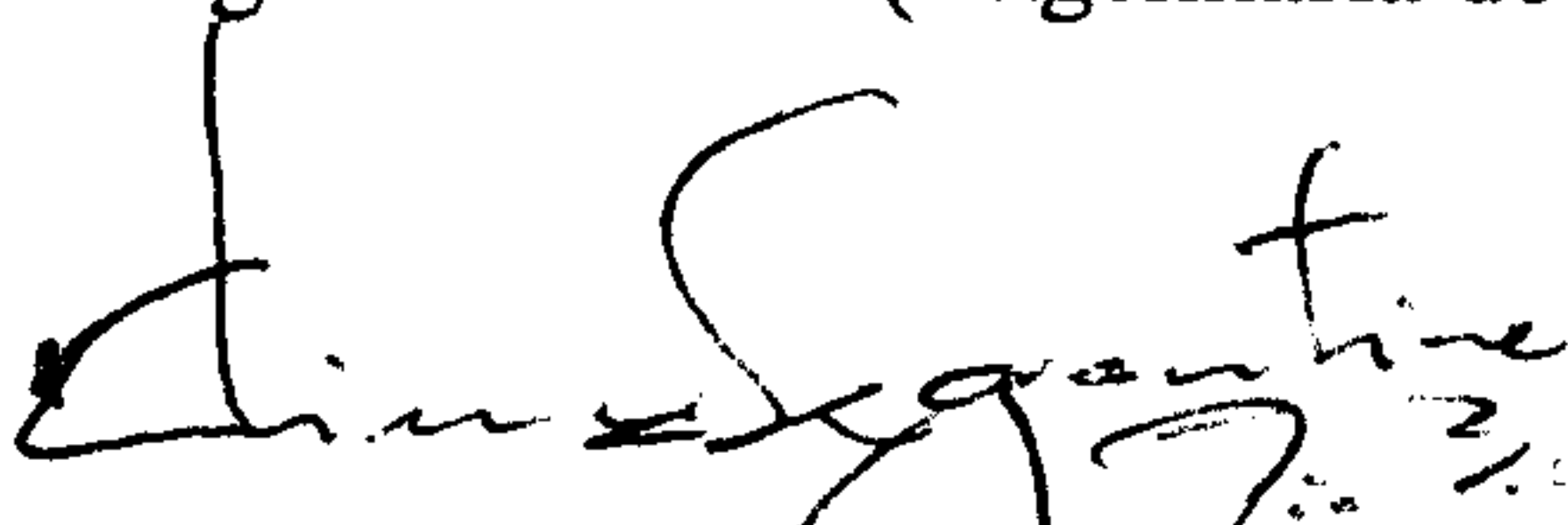
PARTICIPAÇÃO POR VIDEOCONFERÊNCIA

APROVADO

Prof. Dr. **LUIZ ROBERTO PRUDENCIO JUNIOR**
(Universidade Federal de Santa Catarina/UFSC)



Prof.^a. Associada **ANA LUCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS**
Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



Prof. Associado **PAULO CÉSAR LIMA SEGANTINE**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Dedicado aos meus dois amores
Marcilene Rodrigues Barbosa e
Isabela Rodrigues Carvalho.

Agradecimentos

A Deus pelo milagre da VIDA.

À minha esposa Marcilene Rodrigues Barbosa pelo amor e incentivo para realização deste trabalho.

Aos meus pais Maria Elena Carvalho de Oliveira e Nelson Rodrigues da Mata (*in memoriam*) pelo amor que sempre me dedicaram e pela educação dada.

Aos meus irmãos Marcos Cândido, Nilson da Mata, Alessandra da Mata e Ana Flávia Rodrigues pelo amor e incentivo.

À minha segunda mãe Maria Tomaz, á tia Rossilene e todos meus cunhados e cunhadas que sempre acreditaram e me apoiaram em todos os momentos.

Ao professor Dr. Márcio Antonio Ramalho pela orientação, dedicação e confiança.

Ao professor Dr. Paulo José Brandão Barbosa Lourenço pela supervisão e dedicação durante o estágio na Universidade do Minho.

Ao professor Dr. Mounir Khalil El Debs e aos funcionários do Laboratório de Estruturas pela amizade e dedicação durante o período de atividades experimentais.

Aos funcionários da secretaria do Departamento de Estruturas, em especial ao Antônio Carneiro (Toninho) pela receptividade e disposição.

Aos amigos Eduardo Aguiar, Fabíola Aguiar e Eduardo Oliveira Aguiar (Eduardinho) pelo grande apoio e companheirismo durante a estadia em São Carlos e Portugal. Aos amigos Luiz Álvaro de Oliveira Júnior, Marcos Souza Amaral (Marquito), Saulo Almeida, Alexandre Freitas, Jeferson Klauss, Jefferson Lins, Marcela Filizola, Marcela Kataoka, Vladimir Haach e Lourdes Haach pelo companheirismo durante o curso. Em especial à querida amiga Armezinda de Jesus nossa mãe que nos acolheu em São Carlos.

Ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela bolsa de estudo e taxa de bancada recebida durante a realização do doutorado.

À CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela bolsa PDEE durante o estágio na Universidade do Minho.

À empresa JBA Engenharia e Consultoria pelo apoio financeiro. Um especial agradecimento ao diretor Dr. Leônidas Alvarez Neto com suas preciosas palavras de incentivo.

Ao grupo Sobrado Construção Ltda, Bilenge Construtora, FR Incorporadora e RF Construtora pelo apoio e incentivo durante a etapa final do doutorado. Em especial ao diretor da Sobrado Construção Eng^o Jadir Matsuy pela oportunidade, credibilidade e confiança.

À empresa Tatu Pré-Moldados Ltda pelo fornecimento dos blocos de concreto necessários para a realização desta pesquisa.

Aos professores que transmitiram seus conhecimentos nas disciplinas.

Sumário

Sumário	i
Lista de Figuras	v
Lista de Tabelas	xi
Lista de Abreviaturas e Símbolos	xiii
Resumo	xvii
Abstract	xviii
CAPÍTULO 1 Introdução	19
1.1 Considerações iniciais sobre a alvenaria estrutural	19
1.2 Dificuldades e limitações das análises numéricas	22
1.3 Objetivos	23
1.4 Metodologia.....	24
1.5 Justificativa.....	25
1.6 Estrutura do texto.....	26
CAPÍTULO 2 Revisão Bibliográfica	29
2.1. Ensaio de aderência.....	29
2.1.1 Importância da aderência entre bloco e argamassa na alvenaria.....	29
2.1.2 Estudos anteriores – tipologias de ensaio.....	32
2.1.2.1 Resistência à tração.....	32
2.1.2.1.1 Ensaio de aderência por tração direta.....	34
2.1.2.1.2 Ensaio de aderência por flexão.....	42
2.1.2.2 Ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento.....	47
2.2. Normatização para caracterização da aderência	56
2.2.1 Ruptura por tração da interface.....	56

2.2.2 Ruptura por cisalhamento da interface	58
2.3. Painéis de contraventamento	60
2.3.1 Modos de ruptura.....	61
2.3.2 Modelo de dimensionamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010).	63
2.4. Modelagem numérica	67
2.4.1 Estratégias de modelagem em Alvenaria	67
2.4.1.1 Micromodelagem detalhada	67
2.4.1.2 Micromodelagem simplificada	68
2.4.1.3 Micromodelagem simplificada com unidades expandidas	69
2.4.1.4 Macromodelagem	69
2.4.2 Aspectos relativos à micromodelagem simplificada.....	70
CAPÍTULO 3 Ensaios de caracterização da alvenaria.....	75
3.1 Caracterização física e mecânica dos Blocos	75
3.1.1.....Determinação das tolerâncias dimensionais, área líquida e absorção de água.....	75
3.1.2 Ensaios mecânicos dos blocos de concreto	77
3.1.2.1 Resultados de resistência à compressão	78
3.1.2.2 Ensaios de caracterização à tração direta.....	81
3.2 Argamassa de assentamento	86
3.2.1 Especificação granulométrica da areia	86
3.2.2 Caracterização da argamassa.....	88
3.2.2.1 Consistência da argamassa	88
3.2.2.2 Ensaios de compressão	89
3.3 Aderência nas juntas	92
3.3.1 Tração direta	92
3.3.2 Ensaio de cisalhamento.....	98

3.4 Ensaio de compressão em prismas	106
3.5 Resumo do capítulo	111
CAPÍTULO 4 Ensaio de painéis de contraventamento	113
4.1 Geometria e construção dos painéis de contraventamento.....	113
4.2 Configurações de ensaio	118
4.2.1 Determinação da força de pré-compressão	118
4.2.2 Procedimentos de execução dos ensaios	119
4.3 Resultados experimentais.....	120
4.3.1 Painéis de contraventamento PCA1	120
4.3.2 Painéis de contraventamento PCA2	125
4.3.3 Comparação entre os resultados experimentais e a NBR 15812-1 (ABNT,2010)	129
4.4 Resumo do capítulo.....	130
CAPÍTULO 5 Modelagem numérica	133
5.1 Modelagem numérica dos painéis de contraventamento	133
5.1.1 Rede de elementos finitos.....	134
5.1.2 Propriedades dos materiais.....	135
5.1.2.1 Blocos	135
5.1.2.2 Junta	137
5.1.2.3 Viga metálica e laje de concreto	139
5.1.3 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais.....	140
5.2 Exemplo de aplicação do modelo numérico.....	143
5.3Resumo do capítulo	148
CAPÍTULO 6 Conclusões e considerações finais	151
6.1 Ensaio de caracterização de componentes e prismas	151
6.2 Ensaio de painéis de contraventamento.....	155

6.3 Modelagem Numérica.....	156
6.4 Sugestões para trabalhos futuros.....	157
7. Referências Bibliográficas.....	159
Apêndices.....	171
Caracterização da areia.....	172

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Modos de ruptura de paredes submetidas a ações no plano. (a) Deslizamento por cisalhamento; (b) Ruptura por flexão; (c) Ruptura por cisalhamento. (Tomaževic, 1999).....	30
Figura 2.2 – Modos de ruptura de paredes sujeitas a ações horizontais (Tomaževic, 1999).....	31
Figura 2.3 – Efeito das condições de contorno no comportamento pós-pico no diagrama tensão deformação.....	34
Figura 2.4 – Resultado típico de um ensaio de tração direta sem restrição das rotações.....	35
Figura 2.5 – Ensaio de tração direta utilizando grampos especiais.....	37
Figura 2.6 – Ensaio de tração direta utilizando grampos especiais, Richie (1961). ..	38
Figura 2.7 – Ensaio de Sheffield	39
Figura 2.8 – Prisma colado aos pratos de ensaio.	40
Figura 2.9 – Ensaio de prismas usando furos e parafusos.	41
Figura 2.10 – Ensaio utilizando blocos cruzados.	42
Figura 2.11 – Ensaio de parede de alvenaria – BS 5628 (1992).....	43
Figura 2.12– Ensaio de flexão de prismas (junta a prumo), ASTM E518-02.....	44
Figura 2.13 – Método utilizado por Huizer e Ward (1978).....	45
Figura 2.14 – Ensaio de Miltenberg et al. (1993).....	45
Figura 2.15 – “Bond wrench test”	46
Figura 2. 16 – Ensaio duplo – AS 1640 (1974).....	48
Figura 2.17 – Ensaio duplo – DIN 18555 (1986).	49
Figura 2.18 – Ensaio Duplo – Hofmann e Stockl (1986)	49
Figura 2.19 – Ensaio Duplo – Pluijm (1993).....	50
Figura 2.20 – Ensaio Duplo – Nunes (2007)	51

Figura 2.21 – Ensaio Duplo – Riddington (1997)	51
Figura 2.22 – Ensaio Triplo – Configuração utilizada por vários pesquisadores.....	52
Figura 2.23 – Ensaio triplo adotado pela EN 1052-3 (2002).....	53
Figura 2.24 – Esquema de ensaio proposto por Sinha (1975).....	54
Figura 2.25 – Esquema de ensaio triplo realizado por Amadio e Raigeli (1991).	55
Figura 2.26 – Ensaio com quatro unidades (Hamid et al, 1979).....	55
Figura 2.27 – Outros ensaios de resistência a cisalhamento da alvenaria.	56
Figura 2.28 – Ensaio de aderência da junta de argamassa.....	57
Figura 2.29 – Ensaio de arrancamento – Tipos de Ruptura – EN 1015-12 (2000)...	58
Figura 2.30 – Comportamento da alvenaria não-armada submetida a combinações de esforços ao longo da junta de argamassa (Drysdale et al., 1999).	59
Figura 2.31 – Deslocamento durante ensaio de cisalhamento.	60
Figura 2.32 – Esforços nos painéis de contraventamento.	64
Figura 2.33 – Mecanismos de ruptura da alvenaria – Lourenço (1996).....	71
Figura 2.34 – Modelo de interface proposto. (Lourenço e Rots – 1997).....	73
Figura 3.1 – Seção transversal do bloco com as dimensões das paredes transversais e longitudinais e perspectiva.....	76
Figura 3.2 – Instrumentação do bloco para ensaio à compressão axial.	78
Figura 3.3 – Modo de ruptura dos blocos de concreto.....	80
Figura 3.4 – Diagrama tensão deformação axial e lateral dos blocos 1 e 3, respectivamente.	80
Figura 3.5 – Procedimento de corte das amostras.	81
Figura 3.6 – (a) Amostra colada nas bases de aço e (b) configuração final do ensaio à tração.....	83
Figura 3.7 – Relação entre a resistência à tração e compressão.....	84
Figura 3.8 – Curva tensão versus deformação obtida do ensaio de tração direta de amostras de bloco de concreto.....	85

Figura 3.9 – Curva granulométrica da areia.	87
Figura 3.10 – Consistência da argamassa A1 – (a) amassamento; (b) mesa de consistência.....	89
Figura 3.11 – Configuração dos transdutores e extensômetros elétricos no CP de argamassa.....	90
Figura 3.12 –Curvas tensão versus deformação – Argamassa A1.	91
Figura 3.13 –Curvas tensão versus deformação – Argamassa A2.	92
Figura 3.14 – Esquema de corte do meio-bloco e preparação do prisma para ensaio de tração direta.	93
Figura 3.15 – (a) Amostra colada nas bases de aço e (b) configuração final do ensaio à tração.....	94
Figura 3.16 – Curvas tensão versus deslocamento do ensaio de tração direta de prismas com argamassa A1.....	97
Figura 3.17 – Curva tensão versus deslocamento do ensaio de tração direta de de prismas com argamassa A2.....	97
Figura 3.18 – Ensaio de cisalhamento: (a) prisma utilizado nos ensaios; (b) configuração do ensaio.	100
Figura 3.19 – Modo de ruptura – Ensaio de cisalhamento: (a) prisma argamassa A1; (b) prisma argamassa A2.	101
Figura 3.20 – Diagrama tensão de cisalhamento vs. pré-compressão.....	102
Figura 3.21 – Gráfico tensão de cisalhamento vs. escorregamento das argamassas estudadas. Pré-compressão de 1,0 MPa.	102
Figura 3.22 – Diagrama tensão de cisalhamento residual vs. pré-compressão.....	103
Figura 3.23 – Energia de fratura Modo II – Argamassa A2 – Pré-compressão de 1,0 MPa.....	104
Figura 3.24 – Gráfico energia de fratura do modo II vs. pré-compressão.	105
Figura 3.25 – Gráfico módulo de rigidez transversal vs.pré-compressão das argamassas estudadas.	106

Figura 3.26 – Dimensões e disposição dos transdutores de deslocamento dos prismas ensaiados.....	107
Figura 3.27 – Modo de ruptura dos prismas: (a) prisma dois blocos; (b) prisma três blocos.	109
Figura 3.28 – Curvas tensão versus deformação do ensaio de compressão axial de prismas de dois blocos.	109
Figura 3.29 – Curva tensão versus deformação obtida no ensaio de compressão de prismas de três blocos.	110
Figura 3.30 – Energia de fraturamento à compressão.....	110
Figura 4.1 – Dimensões do painel de contraventamento estudado.	114
Figura 4.2 – Configuração do ensaio de painel de contraventamento.....	116
Figura 4.3 – Instrumentação usada nos ensaios dos painéis de contraventamento	117
Figura 4.4 – Gráfico tensão vs. deformação – Etapa de pré-compressão: Painel PCA1-4.	120
Figura 4.5 – Gráfico força horizontal vs. deslocamentos horizontais: Painéis PCA1.	121
Figura 4.6 – Deslocamentos verticais na base dos painéis PCA1.....	122
Figura 4.7 – Deslocamentos verticais relativos aos lados tracionado (TD3) e comprimido (TD4). Painéis PCA1.	123
Figura 4.8 – Verificação do escorregamento da laje da base do painel: Painéis PCA1.	123
Figura 4.9 – Fissuração típica observada em todos os ensaios na base dos painéis	124
Figura 4.10 – Gráfico tensão vs. deformação – Etapa de pré-compressão: Painel PCA2-4.	125
Figura 4.11 – Gráfico força horizontal vs. deslocamentos horizontais: Painéis PCA2	126

Figura 4.12 – Deslocamentos verticais na base dos painéis PCA2.	127
Figura 4.13 – Deslocamentos verticais relativos aos lados tracionado (TD3) e comprimido (TD4). Painéis PCA2.....	128
Figura 4.14 – Verificação do escorregamento da laje da base do painel: PCA2.....	128
Figura 4.15 – Comparação entre os resultados experimentais e os resultados obtidos pela NBR 15812-1 (ABNT, 2010).	130
Figura 5.1 – Elementos usados na modelagem numérica (TNO, 2005).....	134
Figura 5.2 – Rede utilizada nas análises.....	135
Figura 5.3 – Comportamento mecânico das unidades aplicadas nos modelos numéricos: (a) tração; (b) compressão e (c) cisalhamento (TNO, 2005).....	136
Figura 5.4 – Resultados das forças horizontais máximas dos painéis PCA1.....	140
Figura 5.5 – Resultados das forças horizontais máximas dos painéis PCA2.....	141
Figura 5.6 – Gráficos força horizontal vs. deslocamento horizontal dos painéis PCA1	141
Figura 5.7 – Gráficos força horizontal vs. deslocamento horizontal dos painéis PCA2	142
Figura 5.8 – Deformação e tensões principais para força horizontal máxima - painel PCA1.....	143
Figura 5.9 – Deformação e tensões principais para horizontal máxima - painel PCA2	143
Figura 5.10 – Dimensões do painel de contraventamento analisado.....	145
Figura 5.11 – Rede de elementos Finitos.....	145
Figura 5.12 – Resultados numéricos e normativos do painel PCNA1.....	146
Figura 5.13 – Resultados numéricos e normativos do painel PCNA2.....	147
Figura 5.14 – Deformação* e tensões principais do painel PCNA1.	148
Figura 5.15 – Deformação* e tensões principais do painel PCNA2.	148

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento – f_{vk} (MPa) (NBR15812-1, 2010).	65
Tabela 2.2– Valores característicos da resistência à tração na flexão – f_{tk} (MPa) (NBR15812-1, 2010)	66
Tabela 3.1 – Características do bloco.	76
Tabela 3.2 – Características do bloco.	76
Tabela 3.3 – Resistência à compressão, deformação vertical e horizontal dos blocos.	79
Tabela 3.4 – Dimensões das amostras extraídas dos blocos de concreto.....	82
Tabela 3.5 – Resultados de resistência à tração de amostras de concreto.	83
Tabela 3.6 – Especificação dos traços de argamassas e proporção entre materiais.....	86
Tabela 3.7 – Limites granulométricos do agregado – NBR 7211 (2005).	87
Tabela 3.8 – Propriedades física da areia.....	88
Tabela 3.9 – Características das argamassas de assentamento.....	89
Tabela 3.10 – Resultados do ensaio de compressão.....	90
Tabela 3.11 – Resultado de resistência à compressão média, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.....	91
Tabela 3.12 – Resultados de resistência à tração da junta.	95
Tabela 3.13 – Resultados de resistência à tração da alvenaria.	96
Tabela 3.14 – Resultados do módulo de rigidez elástica normal (k_n).	98
Tabela 3.15 – Resistência ao cisalhamento e coeficiente de atrito interno obtidos dos ensaios de cisalhamento.....	101

Tabela 3.16 – Resultados de resistência ao cisalhamento residual e o coeficiente de atrito interno residual.....	103
Tabela 3.17 – Resultados de resistência ao cisalhamento da alvenaria.	104
Tabela 3.18 – Resultados da energia de fratura do modo II.	105
Tabela 3.19 – Resultados para prismas de dois blocos.....	107
Tabela 3.20 – Resultados para prismas de três blocos.....	108
Tabela 3.21 – Energia de fraturamento dos prismas submetidos à compressão	111
Tabela 4.1 – Denominação e quantitativo dos painéis de contraventamento ensaiados.....	115
Tabela 4.2– Valores da força vertical admissível e a aplicada.....	119
Tabela 4.3 – Valores da força resistente característica – NBR 15812-1 (ABNT, 2010).....	129
Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas do bloco utilizadas nos modelos numéricos	137
Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas do plano de fratura vertical.....	138
Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas da junta vertical utilizadas nos modelos numéricos.....	138
Tabela 5.4 – Propriedades mecânicas da junta horizontais utilizadas nos modelos numéricos.	139
Tabela 5.5 – Propriedades mecânicas da viga metálica e da laje de concreto	139

Lista de Abreviatura e Símbolos

ASTM	ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
BS	British Standard
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
USP	Universidade de São Paulo
a/c	Relação água-cimento
A	Área da seção resistente
A_n	Área líquida da seção transversal
A_b	Área bruta
A_l	Área líquida
e	Excentricidade da carga axial
E_b	Módulo de Elasticidade do Bloco
E_m	Módulo de elasticidade da alvenaria
E_{tg}	Módulo de elasticidade tangente
E_{sec}	Módulo de elasticidade secante
f'_m	Resistência a compressão de prisma
f_{ak}	Resistência caracterísitca a compressão axial da argamassa
f_a	Tensão de compressão solicitante
f_b	Tensão proveniente do momento solicitante
f_{bk}	Resistência característica à compressão
$f_{bk,est}$	Resistência à compressão estatística
f_d	Resistência à compressão de cálculo da alvenaria

f_{p2k}	Resistência característica a compressão de prisma de 2 blocos
f_{p3k}	Resistência característica a compressão de prisma de 3 blocos
f_{ptk}	Resistência à tração característica da junta
f_{tb}	Resistência à tração do bloco
f_{tk}	Resistência à tração característica do bloco
$f_{tk,est}$	Resistência à tração estatística
f_v	Tensão de cisalhamento
f_{vk}	Tensão de cisalhamento característica
f_{vko}	Tensão de cisalhamento característica inicial
f_{vd}	Resistência ao cisalhamento de cálculo
f_{td}	Resistência a tração de cálculo
f_{tk}	Resistência característica à tração
f_{xd}	Resistência à tração na flexão de cálculo
F_a	Tensão admissível a compressão axial
F_b	Tensão admissível a flexo-compressão
F_t	Tensão de tração na flexão admissível
G_{fb}	Energia de fratura a compressão
G_{ft}	Energia de fratura a tração
I	Momento de inércia
I_n	Momento de inércia da seção transversal
I	Índice de vazios
$I.C.$	Índice de consistência
K	Fator que ajusta a resistência à compressão na flexão
k_n	Módulo de rigidez normal
k_s	Módulo de rigidez transversal

l_c	Comprimento da alvenaria submetida à compressão
M_{Ed}	Momento solicitante de cálculo
M_{Rd}	Momento resistente de cálculo
N	Carregamento axial
N_e	Carga crítica de Euler
N_{rd}	Força normal resistente de cálculo
P_{adm}	Máxima carga axial de serviço
P_{aplic}	Carga axial aplicada
$PCA1$	Painel de contraventamento com argamassa A1
$PCA2$	Painel de contraventamento com argamassa A2
Q	Momento estático
R	Coeficiente redutor devido à esbeltez da parede
t	Espessura da alvenaria
u_c	Deslocamento na direção tangencial
u_n	Deslocamento na direção normal
V	Esforço cortante horizontal
V_d	Esforço cortante solicitante no topo do painel
V_{Ed}	Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo
V_{Rd}	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo
W	Mínimo módulo de resistência de flexão as seção resistente
σ_n	Tensão normal
τ	Tensão de cisalhamento
τ_0	Tensão de cisalhamento inicial
φ	Ângulo de atrito interno
λ	Coeficiente de esbeltez

γ_m	Coeficiente de ponderação da resistência
δ_s	Massa específica seca
ε_c	Deformação específica de compressão
ε_t	Deformação específica de tração
δ_f	Massa específica no estado fresco
ν	Coeficiente de Poisson

Resumo

MATA, R.C. **Análise experimental e numérica do comportamento de junta em painéis de contraventamento de alvenaria estrutural**. 174p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

A avaliação da capacidade de carga das estruturas de alvenaria submetidas a ações horizontais depende da confiabilidade dos modelos de dimensionamento utilizados. De fato, a alvenaria é um material heterogêneo com característica ortotrópicas. Além disso, por possuir juntas de argamassa que acarretam planos de fraqueza, geralmente a modelagem computacional desse tipo de estrutura apresenta grandes dificuldades. Um modelo robusto para alvenaria só pode ser desenvolvido por meio de uma descrição suficientemente precisa do comportamento mecânico individual de cada um dos seus componentes (unidades de alvenaria e a argamassa) e sobretudo nas juntas de argamassa, as quais são responsáveis pela maior parte dos fenômenos não-lineares que ocorrem na estrutura. Entretanto, diante da escassez de resultados experimentais, descrever esses comportamentos com a precisão e o rigor necessários é uma tarefa bastante difícil.

Diante desta motivação, este trabalho se propôs a identificar e quantificar a influência da ligação unidade-argamassa, denominada junta, no comportamento estrutural de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural executados com blocos de concreto. Assim, foram obtidos dados experimentais do comportamento da ligação unidade-argamassa e das partes componentes que posteriormente foram utilizados em modelagens computacionais realizadas para prever o comportamento estrutural de painéis de contraventamento submetidos a esforços horizontais no plano. Posteriormente, a partir dos resultados obtidos dos ensaios de painéis submetido a força horizontal e vertical e das modelagens numéricas propostas foi possível comparar os resultados experimentais e numéricos com os resultados obtidos pelo procedimento de dimensionamento da norma brasileira NBR 15812-1 (ABNT, 2010). Assim pode-se concluir que os valores da força horizontal máxima determinados a partir das recomendações da NBR 15812-1 (ABNT, 2010) apresentaram valores mais conservadores que os resultados experimentais e numéricos, como seria esperado.

Palavras chave: Alvenaria estrutural, Painel de contraventamento, Ações horizontais, Elementos finitos, Elemento de junta.

Abstract

MATA, R.C. Experimental and numerical analysis of the joint behavior of masonry shear wall. 174p. Ph.D. Thesis. School Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2011.

The evaluation of load bearing capacity of masonry structures subjected to horizontal actions depends on the reliability of the dimensional models used. Masonry is indeed a heterogeneous material with orthotropic characteristics. In addition, due to its weak mortar joints, in general, the computational modeling of this type of structure presents major difficulties. A robust model for masonry structures can only be developed through a fairly accurate description of the individual mechanical behavior of each of its constituents (masonry units and mortar) and, especially, in the mortar joints, which are responsible for most nonlinear phenomena occurring in the structure. However, due to the lack of experimental data, describing these behaviors with the accuracy and rigor required is a rather difficult task.

Hence, the objective of this study is to identify and quantify the influence of mortar-unit bond, also called joint, on the structural behavior of concrete block masonry shear walls. Accordingly, the experimental data of the behavior of the mortar-unit bond and the constituents, which were further used in the numerical modeling developed to predict the structural behavior of shear wall subjected to horizontal forces in the plane, were obtained. Subsequently, from the results obtained in the assays of shear walls subjected to a horizontal and vertical force and the numerical modeling proposed it was possible to compare the experimental and numerical results with those obtained by mean of the Brazilian Code NBR 15812-1 (ABNT, 2010). Therefore, it can be concluded that the values of maximum horizontal force determined according to the recommendations of Brazilian Code design criterion are more conservative values than the experimental and numerical values, as expected.

Key words: Masonry Structures; Shear wall; Horizontal actions; Finite elements; Joint element.

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1 Considerações iniciais sobre a alvenaria estrutural

A utilização da alvenaria como estrutura de edificação data de milhares de anos. Inicialmente eram utilizados blocos de rochas como elementos de alvenaria mas segundo a NATIONAL CONCRETE MASONRY ASSOCIATION (1998), no ano 4000 a.C. a argila passou a ser trabalhada, possibilitando assim a produção de tijolos. Algum tempo depois os romanos desenvolveram a argamassa de cal, utilizada não só no assentamento como também no revestimento. Ao longo dos séculos obras monumentais foram construídas em diversas partes do mundo, demonstrando o bom desempenho das estruturas em alvenaria. O Parthenon, na Grécia, construído entre 480 a.C. e 323 a.C., e a Muralha da China, edificada no período de 1368 a 1644, são alguns exemplos do uso desta técnica.

Até o final do século XIX, a alvenaria predominou como material estrutural na maioria das edificações. Entretanto, devido à ausência de procedimentos de dimensionamento, as estruturas apresentavam paredes espessas e pouco econômicas.

Nessa época surgiram as estruturas de aço e de concreto armado. Respaldados por teorias racionais de cálculo e devido ao grande arrojado das formas que possibilitaram às edificações, esses novos tipos de estruturas proliferaram por todo o mundo e

fizeram com que as estruturas de alvenaria fossem relegadas a um segundo plano (PRUDÊNCIO JR. *et.al.*, 2003).

Por volta da década de 50 é que se consolida a utilização da alvenaria estrutural com estruturas calculadas através de modelos matemáticos. É creditada a Paul Haller (Suíça) a responsabilidade por esta revolução na área. De fato, em 1951 ele dimensionou e construiu na Basileia um edifício de 13 andares (41,4m de altura) em alvenaria não armada, com paredes internas de 15 cm de espessura e externas de 37,5 cm. Nessa mesma época, nos Estados Unidos, a produção de blocos vazados de concreto já superava a de tijolo cerâmicos, impulsionada pelo desenvolvimento das máquinas vibro-prensas automáticas concebidas por Jesse Besser em 1904.

A partir de 1950, vários códigos de obras e normas contendo procedimentos de cálculo surgiram na Europa e América do Norte fazendo com que a alvenaria estrutural experimentasse um crescimento marcante em todo o mundo.

No Brasil, o Estado de São Paulo foi o precursor deste sistema construtivo. Em 1966 foram construídos os primeiros prédios com quatro pavimentos em alvenaria armada de blocos de concreto, no Conjunto Habitacional “Central Parque da Lapa”. Em 1972 construíram-se quatro edifícios com 12 pavimentos neste mesmo conjunto habitacional, representando um marco nacional na utilização desta técnica. Em 1977 ergueu-se o “Edifício Jardim Prudência” em alvenaria estrutural não armada com nove pavimentos utilizando blocos sílico-calcários de 24cm de largura (PRUDÊNCIO JR. *et.al.*, 2003).

Estima-se que entre 1964 e 1976 tenham sido construídos no Brasil mais de dois milhões de unidades habitacionais em alvenaria estrutural. Porém, os resultados não eram os almejados quanto à qualidade e à durabilidade do produto, tornando-se necessárias pesquisas para diminuir as dúvidas existentes com relação a esse tipo de construção.

Sánchez (1994) relata que em dezembro de 1977, em São Paulo, a partir de contatos entre profissionais do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), das indústrias produtoras de bloco de concreto e do Comitê Brasileiro de Construção

Civil – CB-2 da ABNT foi oficializada uma Comissão de Estudos para desenvolver as normas nacionais de alvenaria estrutural.

A carência de pesquisas aliada à falta de conhecimento e à inexperiência dos profissionais apresentavam-se como os principais obstáculos a serem superados na época.

A alvenaria atingiu seu apogeu no Brasil na década de 80, quando diversas construtoras e empresas ligadas a produção de blocos investiram nesta tecnologia para torná-la mais vantajosa.

O primeiro trabalho expressivo foi realizado pelo IPT de São Paulo em parceria com a Cerâmica Selecta. Logo a seguir, o Prof. Fernando Henrique Sabbatini da Escola Politécnica de São Paulo da Universidade de São Paulo realizou estudos para a Cerâmica Tebas de São Paulo, auxiliando no desenvolvimento do processo produtivo da referida indústria. Posteriormente, a Escola Politécnica da USP firmou um convênio com a Construtora Encol para o desenvolvimento de um sistema construtivo que envolvia desde a produção dos blocos de concreto até a manutenção dos edifícios. Este foi o maior trabalho de pesquisa científica de sistemas construtivos já realizado no país até então (PRUDÊNCIO JR. *et.al.*, 2003).

Após esta fase de intensas e importantes pesquisas, os trabalhos de investigação científica em alvenaria estrutural escassearam e os poucos que foram realizados não obtiveram incentivos de empresas de porte. Mesmo assim, devido às grandes vantagens econômicas e à rapidez na construção, muitas construtoras passaram a executar obras com esse método construtivo. No entanto, conhecia-se pouco das técnicas construtivas e a inexperiência dos profissionais envolvidos impediu sua aplicação de forma adequada, causando vários problemas para as edificações.

Além disto, as manifestações das patologias das obras verificadas na época foram erroneamente atribuídas a problemas intrínsecos ao sistema, prejudicando intensamente sua imagem e fazendo com que grande parte das construtoras buscasse outros sistemas construtivos mais difundidos e consolidados no mercado.

Todavia, as vantagens econômicas proporcionadas pela alvenaria estrutural em relação ao sistema construtivo convencional em concreto armado incentivaram algumas construtoras a insistirem na utilização da alvenaria e a buscarem soluções, ainda que empíricas, para os problemas patológicos observados. Desta forma, gradativamente, os bons resultados alcançados substituíram a imagem negativa deixada por algumas obras da década de 80, restabelecendo-se um mercado altamente receptivo à utilização da alvenaria (PRUDÊNCIO JR. *et.al.*, 2003).

Contudo, muito ainda precisa ser feito em termos de pesquisa e divulgação das experiências bem sucedidas na área para que a alvenaria estrutural atinja uma fatia de mercado compatível com suas potencialidades.

1.2 Dificuldades e limitações das análises numéricas

A avaliação da capacidade de carga das estruturas de alvenaria submetidas a ações horizontais depende da confiabilidade dos modelos de dimensionamento utilizados. De fato, a alvenaria é um material heterogêneo com característica ortotrópicas. Além disso, por possuir juntas de argamassa que acarretam planos de fraqueza, geralmente a modelagem computacional desse tipo de estrutura apresenta grandes dificuldades. Um modelo robusto para alvenaria só pode ser desenvolvido por meio de uma descrição suficientemente precisa do comportamento mecânico individual de cada um dos seus componentes (unidades de alvenaria e a argamassa) e sobretudo nas juntas de argamassa, as quais são responsáveis pela maior parte dos fenômenos não-lineares que ocorrem na estrutura.

Pina-Henriques e Lourenço (2006) ressaltam que os avanços na Mecânica Computacional conquistados ao longo das últimas décadas permitiram o crescimento da utilização de ferramentas numéricas, uma vez que vários modelos não lineares foram implementados em diversos programas baseados no método dos elementos finitos. No entanto, as modelagens numéricas são prejudicadas pela falta de dados experimentais relativos às propriedades não-lineares dos materiais. Mesmos com os dados experimentais disponíveis Lourenço (1996) destaca as seguintes limitações:

- a) Os ensaios de compressão em unidades de alvenaria fornecem apenas uma resistência aparente devido à restrição ocasionada pelas placas de ensaio;
- b) As diferentes formas das unidades não permitem o estabelecimento de uma correlação entre a resistência à tração e a resistência à compressão;
- c) São escassos os resultados experimentais que descrevem o comportamento pós-pico dos elementos;
- d) Quanto às argamassas, os corpos-de-prova são obtidos a partir de procedimentos padronizados de moldagem em fôrmas metálicas, sendo ignorada a absorção de água pelas unidades. Além disso, o estado de tensões tridimensional a que está submetida a argamassa quando num elemento de alvenaria é desconsiderado quando se realiza um ensaio padrão de compressão uniaxial.

As deformações inelásticas da alvenaria são resultantes de um processo dissipativo no qual a energia de fraturamento é liberada durante a ocorrência da fissuração. A argamassa tende a apresentar deformações plásticas muito antes das unidades e a maior parte das deformações não-lineares da alvenaria antes da ruptura ocorre apenas nas juntas.

A ruptura de painéis de contraventamento em alvenaria estrutural submetidos a forças horizontais pode ocorrer de várias formas. O tipo e a distribuição das fissuras dependem de alguns fatores, como a relação altura/largura e nível de pré-compressão. Um fator que pode ser considerado como muito importante para qualquer tipo de situação é o nível de pré-compressão atuante. De fato, ele usualmente altera o modo de ruptura do elemento.

1.3 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo principal apresentar um estudo da influência da junta de argamassa no comportamento estrutural de painéis de contraventamento de alvenaria submetidos a esforços horizontais. Assim, procurar-se-á obter, através de um consistente programa experimental, os parâmetros necessários para se construir modelos numéricos adequados de forma a se prever o comportamento estrutural de

painéis de contraventamento submetidos a esforços horizontais em seu próprio plano.

Como objetivos específicos destacam-se:

- Elaborar uma pesquisa bibliográfica sobre os ensaios de tração e de cisalhamento da alvenaria e do comportamento de painéis de contraventamento pré-comprimidos e submetidos a forças horizontais;
 - Pesquisar os procedimentos numéricos mais propícios para análises de painéis de contraventamento;
 - Obter dados experimentais das partes componentes da alvenaria que possam contribuir com os estudos numéricos para prever o comportamento estrutural de painéis de contraventamento;
 - Realizar um programa experimental de ensaios de painéis de contraventamento variando-se o tipo de argamassa de assentamento;
 - Analisar o procedimento de dimensionamento proposto pela norma brasileira de projeto de alvenaria estrutural (NBR 15812-1, 2010) e compará-lo com os resultados experimentais obtidos no programa experimental;
 - Utilizar modelos matemáticos que possam representar o comportamento da interface unidade-argamassa e compará-los com os resultados experimentais dos painéis de contraventamento;
 - Analisar numericamente um exemplo prático de painel de contraventamento de dimensões usuais em projetos de estruturas de alvenaria e comparar os resultados numéricos obtidos com o critério de dimensionamento proposto pela NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

1.4 Metodologia

Apresenta-se a seguir a metodologia utilizada neste trabalho nas etapas experimental e numérica.

O programa experimental foi constituído de ensaios de caracterização dos componentes da alvenaria e ensaios de painéis de contraventamento de alvenaria. Os componentes são as unidades e argamassa de assentamento (com dois traços

diferentes). Ensaios de caracterização de bloco (compressão axial e tração direta), material argamassa (compressão axial), junta de argamassa (tração direta e cisalhamento) e prismas de dois e três blocos (compressão axial) foram realizados com o intuito de obter dados experimentais para utilização em modelos numéricos. Para tanto, os ensaios foram realizados com controle de deslocamento de forma a se obter o comportamento pós-pico das amostras ensaiadas.

Ensaios de painéis de contraventamento foram realizados com o objetivo de se obter a força horizontal máxima de ruptura bem como o comportamento pós-pico e as configurações de ruptura dos painéis. Critérios de dimensionamento normalizados foram então comparados com os resultados experimentais obtidos.

Na modelagem numérica, foi utilizado o programa comercial de Elementos Finitos DIANA[®] tendo sido empregadas rotinas implementadas para elemento de interface conforme a estratégia de modelagem definida neste trabalho. Dessa forma, os resultados obtidos com a caracterização dos componentes foram utilizados como dados para a análise numérica dos painéis de contraventamento pré-comprimidos submetidos a força horizontal. Assim, foi possível comparar os resultados numéricos com os resultados experimentais.

Por fim, a partir do modelo estudado e validado, foi analisado um exemplo de painel de contraventamento com dimensões usualmente encontradas em projetos de estruturas de alvenaria. Os resultados dessa análise foram comparados aos resultados obtidos com o critério de dimensionamento recomendado pela norma brasileira de projeto de alvenaria estrutural.

1.5 Justificativa

A evolução da tecnologia associada ao conhecimento das propriedades mecânicas da alvenaria proporciona condições para que atualmente se possa construir de forma segura e ao mesmo tempo econômica. No entanto, este potencial não tem sido utilizado em toda a sua extensão em edifícios usuais de alvenaria estrutural pelo ainda incompleto conhecimento das propriedades das unidades e das argamassas, incluindo o comportamento da ligação entre esses dois materiais.

Um dos principais motivos desse desconhecimento generalizado do meio técnico em relação à caracterização do material alvenaria deve-se ao fato de que no Brasil a construção dessas obras antecedeu às pesquisas na área, invertendo o processo desejável (Camacho, 1995).

Uma particularidade de grande importância a ser estudada é o comportamento de juntas de argamassa em paredes quando cargas verticais e ações horizontais atuam simultaneamente na estrutura.

Assim, este trabalho foi proposto no sentido de preencher essa lacuna, principalmente de forma a facilitar a utilização de modelos sofisticados em projetos de alvenaria estrutural.

1.6 Estrutura do texto

O capítulo 1 apresenta uma breve introdução do tema abordado neste trabalho, ressaltando os objetivos, justificativas e a metodologia empregada para o desenvolvimento do trabalho.

O capítulo 2 apresenta uma visão geral do desenvolvimento da Alvenaria Estrutural, enfatizando os assuntos diretamente relacionados com os objetivos deste trabalho. O conteúdo aborda os ensaios de aderência realizados por diversos autores e descreve as recomendações de códigos e normas para caracterização da aderência entre bloco e argamassa. Apresenta também a definição, o comportamento mecânico e os procedimentos normativos para o dimensionamento de painéis de contraventamento. No final do capítulo são descritas as estratégias e os procedimentos de modelagem numérica empregados.

Devido à extensão e à quantidade de ensaios realizados para desenvolvimento deste trabalho, o programa experimental foi apresentado nos Capítulos 3 e 4. O Capítulo 3 mostra os procedimentos e as análises dos resultados dos ensaios de caracterização da alvenaria, propondo correlações entre os parâmetros obtidos e as propriedades mecânicas dos materiais a fim de dar subsídio às modelagens numéricas. Já o Capítulo 4 apresenta os procedimentos e a discussão dos

resultados dos ensaios de painéis de contraventamento. Apresenta também comparações entre os resultados experimentais e o critério de dimensionamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

Os modelos numéricos são apresentados no Capítulo 5, discutindo-se as estratégias adotadas e a validação dos modelos com base nos resultados obtidos na análise experimental. Além disso, apresenta-se um exemplo de aplicação dos procedimentos numéricos e as devidas comparações com o critério de dimensionamento recomendado pela norma brasileira de cálculo de alvenaria estrutural.

Finalmente, o Capítulo 6 destina-se às principais conclusões resultantes do trabalho desenvolvido e se enumeram as sugestões para futuros trabalhos de pesquisa. Na sequência, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas.

CAPÍTULO 2

Revisão Bibliográfica

Neste capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica de ensaios de aderência entre blocos e argamassa realizados por diversos autores. Na sequência, descrevem-se as recomendações e prescrições de códigos de projeto para caracterização da aderência. Adiante, são descritos a definição e o comportamento mecânico de painéis de contraventamento de alvenaria submetidos a esforços no plano. Ainda, são descritos os procedimentos normativos para dimensionamento de painéis de contraventamento de alvenaria não armada. Finalmente, são apresentados os procedimentos e recomendações sobre modelagem numérica para alvenaria.

2.1. Ensaios de aderência

2.1.1 Importância da aderência entre bloco e argamassa na alvenaria

A alvenaria é constituída por dois materiais diferentes, isto é, as unidades e a argamassa de ligação, o que resulta numa estrutura heterogênea e descontínua. Robinson (1996) identifica três fatores que controlam as propriedades da ligação entre materiais: superfície da unidade, zona de interface unidade-argamassa e a argamassa de assentamento. Para se conseguir prever o comportamento global da alvenaria é necessário conhecer o comportamento individual de cada uma destas

zonas, salientando-se, em particular, a interface entre a unidade e a argamassa, que é responsável pela maior parte dos fenômenos não lineares observados. Segundo Lourenço (1996), a resposta não linear das juntas é uma característica muito importante no comportamento da alvenaria, principalmente na presença de ações horizontais.

A aderência da argamassa de assentamento é de grande importância, pois é responsável pela capacidade da junta de resistir aos esforços de tração perpendiculares ao seu plano e à tensão de cisalhamento devida às forças tangenciais, além de suportar acomodações de origem térmica. Essa aderência é necessária para que as paredes resistam ao cisalhamento produzido por forças laterais. Estas forças tornam-se particularmente importantes no caso da alvenaria estrutural não armada, na qual a combinação de fatores como a qualidade das argamassas de assentamento, a magnitude das forças verticais e horizontais e o tipo de bloco utilizado pode gerar diferentes modos de ruptura.

No caso das ações incidirem no plano da parede pode-se verificar três modos de ruptura diferentes (Figura 2.1).

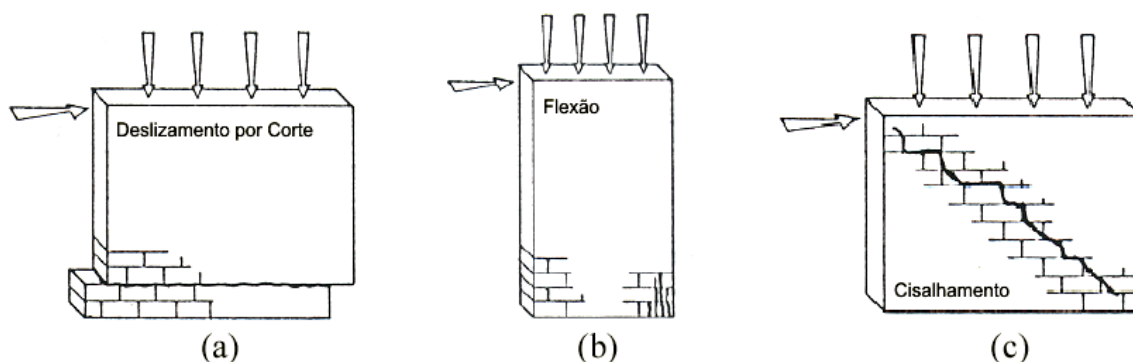


Figura 2.1 – Modos de ruptura de paredes submetidas a ações no plano.
(a) Deslizamento por cisalhamento; (b) Ruptura por flexão; (c) Ruptura por cisalhamento.
 (Tomazevic, 1999)

O primeiro caso (Figura 2.1a) ocorre para paredes submetidas a cargas verticais relativamente baixas combinadas com a presença de uma argamassa de baixa aderência, ocorrendo o deslizamento por cisalhamento da parede em uma junta de argamassa. A Figura 2.1b mostra o mecanismo de ruptura de um painel quando atuam um momento fletor causado pela força lateral e uma baixa força vertical

uniformemente distribuída ao longo do comprimento da parede. Esses carregamentos levam à abertura de fissuras horizontais por levantamento da parede, enquanto na extremidade direita, verifica-se o esmagamento das unidades de alvenaria por compressão. Por último, no caso de paredes submetidas a elevadas forças verticais e horizontais, aparecem fissuras diagonais (Figura 2.1c). Dependendo da qualidade da argamassa de assentamento e dos blocos utilizados, elas podem localizar-se unicamente nas juntas de argamassas (argamassa de baixa qualidade) ou também podem se manifestar nos blocos (blocos de resistência muito baixa).

Finalmente, a Figura 2.2 ilustra o modo de ruptura de paredes submetidas a ações perpendiculares ao seu próprio plano, também denominado de ações para fora do plano. Este tipo de solicitação provoca fissuras verticais no centro e nos cantos das paredes.

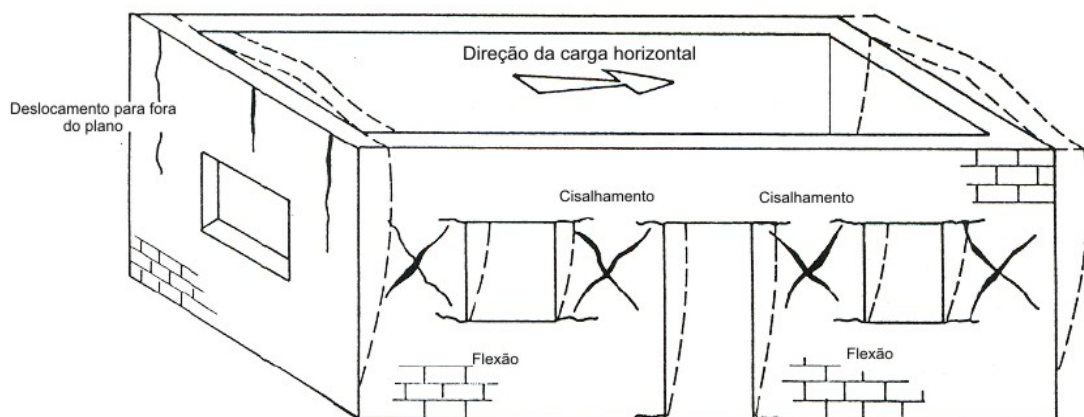


Figura 2.2 – Modos de ruptura de paredes sujeitas a ações horizontais (Tomaževic, 1999).

Os blocos, por sua vez, são os principais responsáveis pela resistência, durabilidade a agentes agressivos, estabilidade e precisão dimensional da alvenaria. As variações dimensionais dos blocos provocadas pela expansão térmica e pela retração por secagem levam à perda de aderência e ao surgimento de fissuras na interface bloco-argamassa.

Sabbatini (1986) define aderência como sendo a capacidade da interface unidade-argamassa de absorver esforços normais e tangenciais (tensões de tração e de cisalhamento) sem que haja ruptura. Da aderência depende a resistência da alvenaria quando submetida a esforços provocados por deformações volumétricas, carregamentos excêntricos e esforços perpendiculares à parede. Sabbatini também utiliza o termo resistência de aderência da argamassa para definir um parâmetro para que a interface bloco-argamassa não se rompa. Segundo o autor, uma possível avaliação dessa resistência só será possível realizando-se ensaios específicos que envolvem o conjunto bloco-argamassa.

Carasek (1996) defende que a aderência argamassa-tijolo tem origem na interação entre a argamassa e substrato poroso, não constituindo assim uma característica inerente à argamassa, mas sim ao conjunto. Sendo assim, a aderência deriva da conjunção de três propriedades da interface argamassa-substrato: resistência de aderência à tração, resistência de aderência ao cisalhamento e extensão de aderência (razão entre a área de contato efetivo e a área).

2.1.2 Estudos anteriores – tipologias de ensaio

2.1.2.1 Resistência à tração

Neste item apresenta-se um resumo dos métodos para caracterização da resistência à tração por aderência entre unidade e argamassa.

A resistência à tração dos materiais constituintes da alvenaria estrutural, unidades e argamassa, é relevante no dimensionamento de paredes de alvenaria submetidas a ações fora do plano (vento e sismo) e no desempenho das paredes associado à fissuração (patologias).

Os métodos que têm sido utilizados para caracterizar a resistência à tração dividem-se em dois grandes grupos: (i) ensaios de tração direta e (ii) ensaios de flexão. Os primeiros são apropriados para caracterizar a resistência à tração de elementos de alvenaria sujeitos a ações no plano, enquanto os segundos se destinam a obter essa resistência quando os elementos são submetidos a ações para fora do plano.

Jukes e Riddington (1998), afirmam que têm sido obtidos diferentes valores de resistência à tração utilizando-se estes dois grupos de ensaios, mesmo quando se usa a mesma combinação bloco-argamassa. Segundo esses autores essa variabilidade pode ser justificada por três fatores fundamentais:

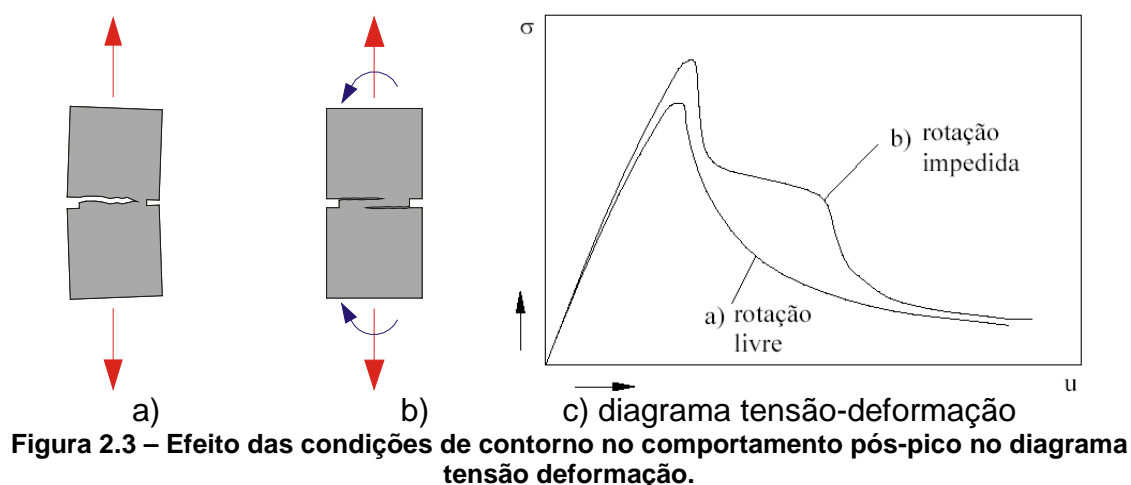
- i. A tensão aplicada na junta nos ensaios de tração direta não é uniforme;
- ii. Os diferentes métodos de ensaio provocam o início da ruptura em diferentes regiões da junta de argamassa, sendo que a resistência à tração no contorno é diferente da resistência no interior da junta. Essa diferença pode ser explicada por fatores tais como: (a) o processo de construção dos corpos-de-prova, (b) a absorção da argamassa e (c) a retração da argamassa. É importante ressaltar que a argamassa usualmente assenta-se do interior para o contorno, sendo mais compacta na parte interna e tendendo a apresentar resistência à tração maior. Já a absorção dos blocos, no interior ou no contorno, pode ser diferente devido ao seu processo de fabricação, enquanto o efeito da retração da argamassa tem maior influência no contorno devido à evaporação nesta zona se realizar em um ritmo superior;
- iii. A diferença no valor da resistência à tração da junta nos ensaios de tração direta e nos ensaios de flexão pode também ser explicada pelo fenômeno de amolecimento da argamassa.

Apesar de mais difícil de se executar e de requerer equipamentos que nem sempre estão disponíveis na maioria dos laboratórios, o ensaio de tração direta é, provavelmente, o ensaio mais adequado para avaliar comportamento pós-pico da junta. Quando realizado com controle de deslocamentos esse ensaio permite obter todos os parâmetros necessários para descrever o comportamento do material da forma mais fiel possível, levando-se em conta os efeitos não-lineares que se desenvolvem à medida que o material é solicitado. Em contrapartida, os ensaios de aderência por flexão são mais fáceis de executar e não exigem equipamentos sofisticados.

Neste trabalho será dada ênfase aos ensaios de tração direta, uma vez que, nesse caso, a forma do diagrama tensão *versus* deformação e a energia de fraturamento são diretamente obtidas.

2.1.2.1.1 Ensaio de aderência por tração direta

Na realização de ensaios de tração direta em corpos-de-prova de alvenaria, pode-se obter dois tipos de diagramas de comportamento dos materiais (ver Figura 2.3).



Segundo Van Mier (1994), nos ensaios realizados com dispositivos que impeçam as rotações e no caso de amostras de concreto, pode-se verificar o aparecimento de mais do que uma fissura na seção de fratura, com origem em extremidades diferentes. Segundo esse autor, as fissuras múltiplas são resultado dos momentos fletores aplicados nas extremidades, os quais podem ser decorrentes do impedimento da rotação dos pratos do equipamento de ensaio, das excentricidades que surgem devido à heterogeneidade do material que constitui o corpo-de-prova, ou ainda da propagação das microfissuras. As microfissuras que surgem neste caso podem sobrepor-se umas às outras, resultando em uma maior quantidade de energia de fraturamento medida.

Na Figura 2.3c, pode-se verificar que os ensaios realizados com dispositivos que impossibilitam a rotação das amostras permitem obter uma maior energia de fraturamento.

Hordijk (1992) verificou que, em consequência desse efeito, a abertura de fissuras é não uniforme e pode gerar um ramo descendente do diagrama tensão *versus* deformação com aparente forma de “S”, (ver Figura 2.3c). A explicação deste fenômeno deve-se, segundo Van Mier e Nooru-Mohamed (1990), a um mecanismo de fraturamento que ocorre em duas fases. Inicialmente, começam a se desenvolver fissuras ao longo do perímetro do corpo-de-prova, seguidas pela ruptura das ligações intactas entre essas fissuras. Este tipo de comportamento em ensaios de tração direta com rotações impedidas, também foi relatado pelos autores Willam *et al.* (1986), Van Mier (1986), Hordijk (1991) e Pluijm (1999).

Na perspectiva de Van Mier (1986), o aparecimento de fissuras múltiplas pode ser evitado com a utilização de equipamentos de ensaio que permitam a rotação do corpo-de-prova.

Observa-se na Figura 2.4 que, depois da abertura da fissura, o aumento da deformação ocasiona sua propagação. Enquanto isso, no lado oposto as deformações diminuem fazendo com que, na parte final do ensaio, sejam verificadas tensões de compressão no lado oposto ao lado em que se desenvolveu a fissura.

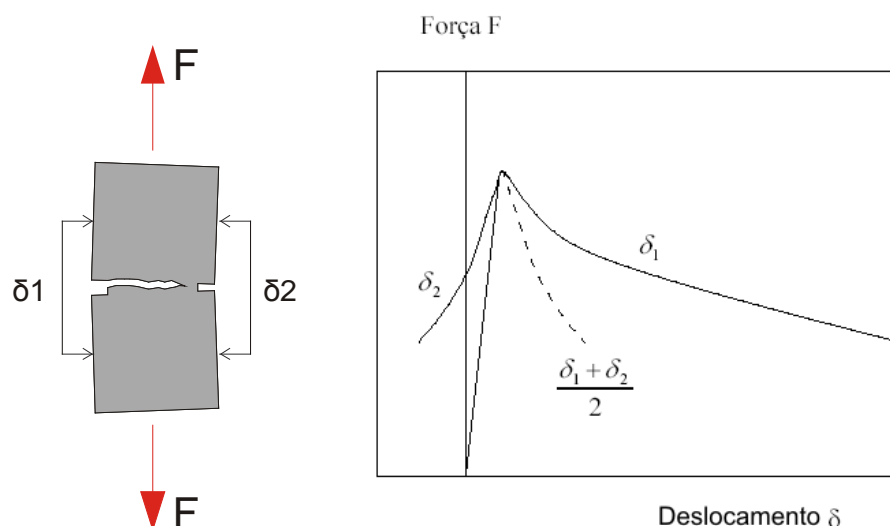


Figura 2.4 – Resultado típico de um ensaio de tração direta sem restrição das rotações.

O fenômeno do aparecimento de fissuras múltiplas na zona de fraturamento é complexo de simular numericamente, pois, em geral, a modelagem do comportamento à tração considera as propriedades médias da microfissuração local. No caso das alvenarias, a junta (interface unidade-argamassa) constitui o elo mais

frágil do corpo-de-prova e por causa disso não se espera o surgimento de fissuras múltiplas.

A distribuição de tensões até ao momento em que as microfissuras começam a se desenvolver é semelhante, independentemente de se adotarem dispositivos que permitam ou impeçam a rotação do corpo-de-prova. No entanto, a partir do instante em que aparece a primeira microfissura, os dispositivos que permitem a rotação do corpo-de-prova introduzirão maiores tensões no material localizado fora da superfície de fraturamento.

Nos ensaios de tração direta em amostras de alvenaria, existe uma dificuldade adicional na realização do ensaio, pois a área efetiva de ligação entre a unidade e a argamassa pode ser significativamente menor do que a seção transversal do corpo-de-prova. A aplicação do carregamento no centro geométrico do corpo-de-prova pode levar a uma distribuição de tensões não uniforme, mesmo antes de atingir a força de pico, pois pode estar presente uma excentricidade significativa devida à área de ligação efetiva, conforme relata Pluijm (1999). Usualmente, no cálculo da tensão de ruptura não se leva em consideração a redução da área efetiva devido à existência de vazios, assim como a distribuição não uniforme de tensões.

Nos itens a seguir são apresentadas diversas metodologias de ensaios de tração direta em amostras de alvenaria.

Ensaio utilizando prismas de dois blocos

Estes ensaios, como o próprio nome indica, utilizam corpos-de-prova compostos por dois blocos ligados por uma única junta de argamassa. São simples de executar e econômicos, uma vez que são necessários apenas dois blocos para produzir um corpo-de-prova.

O prisma é submetido à tração direta e a resistência à tração é obtida pelo quociente da força de ruptura pela área bruta do prisma. Estes ensaios têm como desvantagem o fato de não ser considerada no cálculo da tensão de ruptura a

distribuição não uniforme das tensões devida à existência de vazios, ou mesmo devida ao tipo de configuração adotada.

O processo de aplicação de carregamento e a ligação dos prismas aos pratos da máquina de ensaio (condições de contorno) são os aspectos mais importantes a serem considerados neste tipo de ensaio.

Ensaio utilizando grampos especiais

Este método foi utilizado por Palmer e Hall (1931), Polyakov (1956) e Jung (1988) e consiste na utilização de chapas metálicas com parafusos, as quais são usadas para fixar a amostra na chapa de ensaio (ver Figura 2.5).

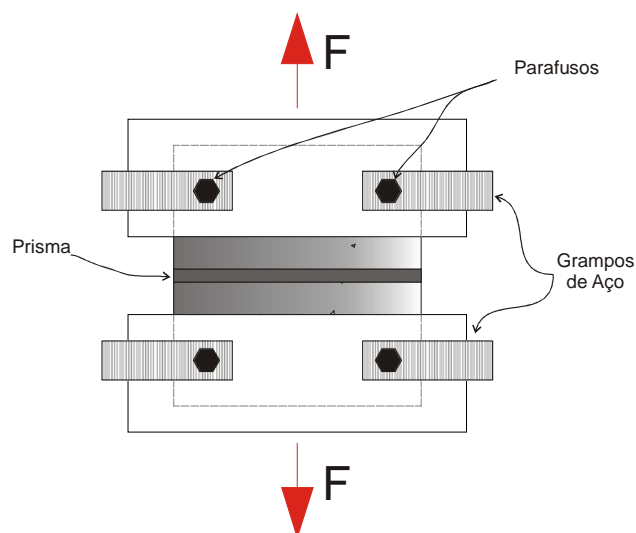


Figura 2.5 – Ensaio de tração direta utilizando grampos especiais.

Esse ensaio tem como vantagem a rapidez de execução, devida à facilidade com que cada parafuso pode ser colocado e/ou retirado. A principal desvantagem decorre da distribuição não uniforme de tensões ao longo da junta. Como resultado, o valor da resistência à tração será subestimado quando comparado com o valor obtido com uma distribuição mais uniforme de tensões.

Este método apresenta as seguintes dificuldades: (a) o aperto nos parafusos deve ser elevado para que não haja escorregamento do prisma durante o ensaio, o que possibilitaria que a ruptura se iniciasse na junta de argamassa; (b) o alinhamento da amostra com os aparelhos de fixação é extremamente difícil, podendo levar à

aplicação de carregamento assimétrico no prisma, o que influenciaria no valor das tensões; (c) o peso próprio dos aparelhos de fixação e dos parafusos pode ser suficiente para dar início à ruptura da junta de argamassa.

Ritchie (1961) utilizou uma variante deste método (Figura 2.6) que consiste em ensaiar um conjunto de cinco unidades de alvenaria testadas sucessivamente. Este método permite um maior rendimento dos ensaios, no entanto apresenta as mesmas dificuldades do método anterior.

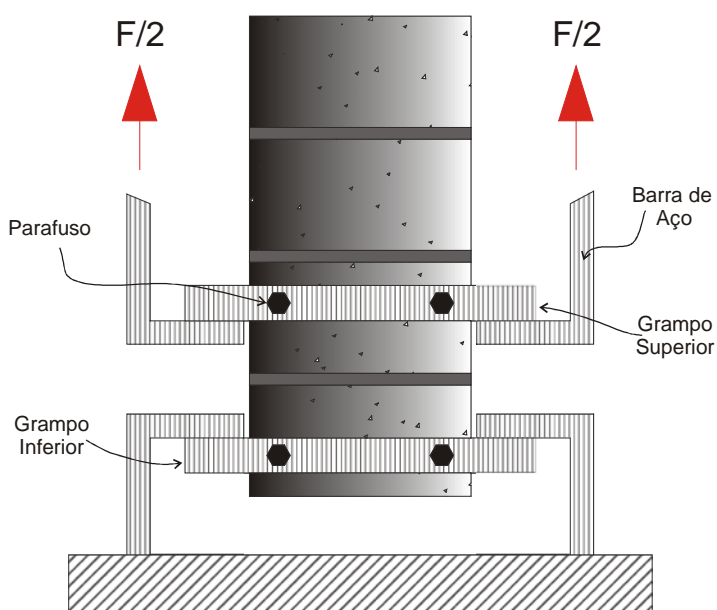


Figura 2.6 – Ensaio de tração direta utilizando grampos especiais, Ritchie (1961).

Ensaio Sheffield

Este ensaio, desenvolvido por Taylor-Firth e Taylor (1990), não requer a utilização de aparelhos de fixação dos blocos e consiste na aplicação de forças através de barras de aço que passam num espaço livre entre a junta e o bloco, ver Figura 2.7.

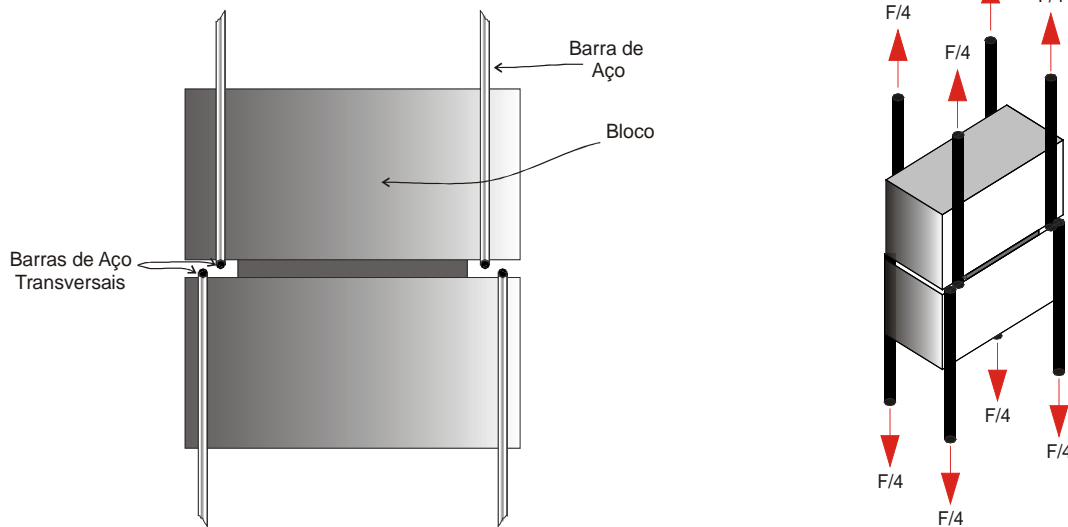


Figura 2.7 – Ensaio de Sheffield

Esses autores relatam que uma vantagem deste método é a minimização de qualquer desalinhamento na aplicação de tensões devido a irregularidades da superfície do bloco ou imperfeições da mão-de-obra. No entanto, a aplicação de forças nas barras de aço levam à sua deformação, podendo resultar numa tensão não uniforme na região da junta.

Outra desvantagem deste método é que a distribuição de tensões na junta de argamassa vai depender da rigidez do bloco. Assim, a deformação do bloco pode gerar concentração de tensões nas extremidades da junta, dando origem ao início da ruptura pelo contorno da junta.

Ensaio de prisma colado aos pratos de aço

A Figura 2.8 ilustra o método de ensaio utilizando prismas colados aos pratos de aço por intermédio de uma cola especial que tem como finalidade obter uma maior uniformidade na distribuição da tensão de tração aplicada ao corpo-de-prova. Para que a distribuição uniforme da tensão ocorra, é necessário que os pratos de aço tenham espessura e rigidez suficientes para que não ocorra flexão dos pratos.

Este ensaio tem como desvantagem o custo relativamente alto se grandes quantidades de amostras forem necessárias. Outro problema que surge é a

necessidade de descolagem do corpo-de-prova dos pratos, para que estes voltem a ser utilizados.

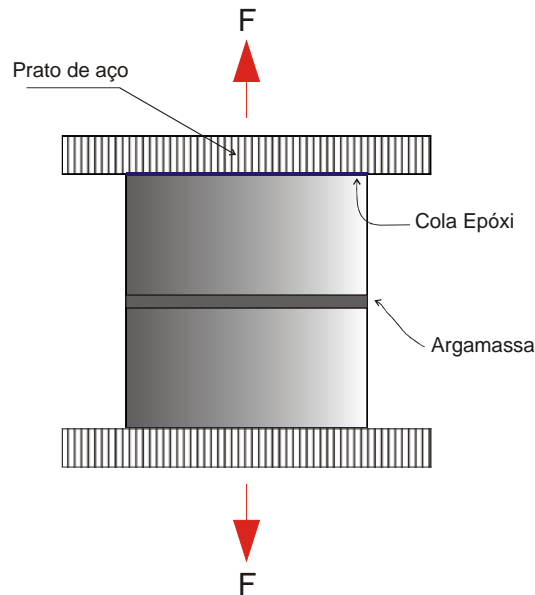


Figura 2.8 – Prisma colado aos pratos de ensaio.

Dentre os autores que utilizaram este método estão incluídos: Kuenning (1966), Chinwah (1972), Sinha e Hendry (1975), Ghazali (1986), Pluijm (1993), Almeida (2002), Mohamad (2007) e Nunes (2007).

Ensaio de prisma utilizando cavidades e parafusos

Este método consiste na aplicação das cargas aos prismas através de chapas de aço e de parafusos. Nos ensaios realizados os parafusos foram posicionados a uma distância de $L/4$ das extremidades e a meia altura de cada um dos blocos, como ilustra a Figura 2.9.

Este método apresenta vantagens interessantes. Embora a distribuição das tensões na interface não seja uniforme, a carga aplicada ao prisma é bem definida, o que significa que é possível determinar a distribuição das tensões através de uma análise pelo método dos elementos finitos. As desvantagens deste método estão relacionadas com a execução dos furos nos blocos. No caso de blocos de baixa resistência essa configuração de ensaio pode conduzir a ruptura prematura indesejada no bloco e não na junta.

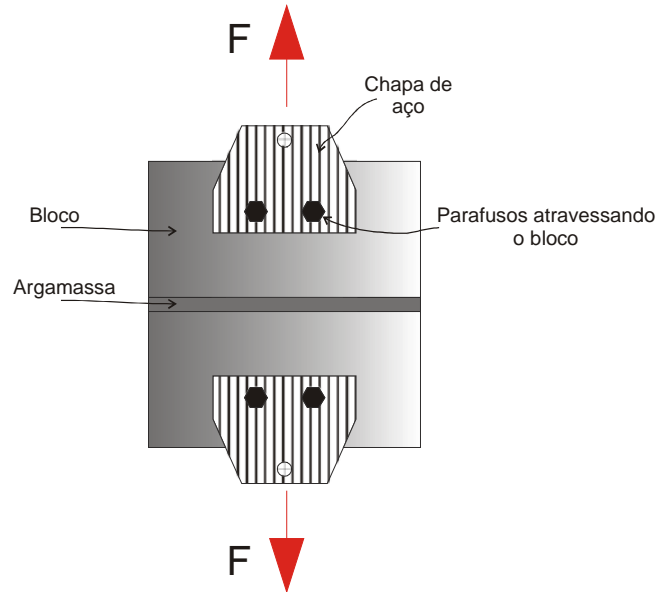


Figura 2.9 – Ensaio de prismas usando furos e parafusos.

Ensaio de prisma utilizando blocos cruzados

Este tipo de ensaio é realizado com a aplicação de forças de compressão nas barras de aço, como se ilustra na Figura 2.10.

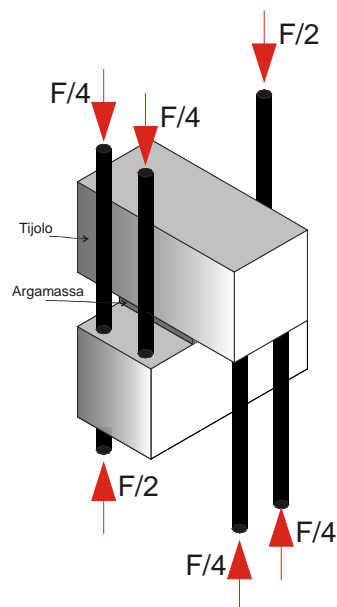


Figura 2.10 – Ensaio utilizando blocos cruzados.

Nesse ensaio a distribuição das tensões na junta de argamassa usualmente não é uniforme, podendo produzir tensões de compressão no centro da junta. A deformação nos blocos leva a máxima tensão de tração a se desenvolver no contorno onde se inicia a ruptura. Desta forma o valor obtido dividindo a força

máxima desenvolvida pela área da junta não é uma medida adequada da resistência à tração da junta.

Comparando este método com os métodos com prismas completos de alvenaria, verifica-se ainda que a área de contato entre os blocos é reduzida, levando a dificuldades adicionais. Outro problema observado é que a disposição dos blocos não se assemelha à disposição verificada em qualquer parede e, dessa forma, a resistência à tração pode não ser representativa das situações práticas.

2.1.2.1.2 Ensaio de aderência por flexão

Nos itens a seguir são apresentadas diversos procedimentos para a obtenção da aderência através de ensaios de flexão.

Ensaio de paredes de alvenaria

Uma das maiores vantagens do ensaio de paredes de alvenaria é a técnica utilizada para a sua construção, similar à técnica de construção empregada em obra. Assim, as juntas de argamassa a serem ensaiadas possuem propriedades semelhantes às que seriam obtidas para uma parede real.

Essas amostras, devido ao seu tamanho, não são práticas para a realização de ensaios na obra, sendo geralmente realizados em laboratório. As dimensões das amostras deste tipo são consideráveis, o que torna difícil o seu manuseio e fazem com que esse tipo de ensaios tenha custo relativamente alto. Devido ao seu elevado peso, as paredes são também muito suscetíveis a danos acidentais. Sinha e Hendry (1975) realizaram este tipo de ensaio com um carregamento em três pontos, enquanto a norma britânica BS-5628 (1992) como se pode ver na Figura 2.11, recomenda um carregamento em quatro pontos. Outros pesquisadores que utilizaram este tipo de ensaio foram West (1976) e Anderson (1982), fazendo uso dos métodos previstos nas normas ISO/DIS 9652-4 (1993) e EN 1052-2 (2002), respectivamente.

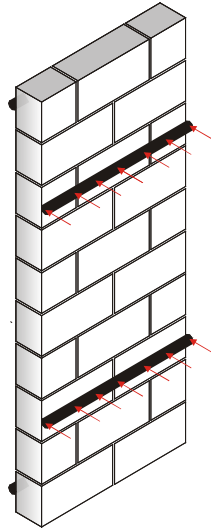


Figura 2.11 – Ensaio de parede de alvenaria – BS 5628 (1992)

Quando se utiliza o ensaio de flexão em quatro pontos, obtém-se a resistência da junta mais fraca que está localizada entre os pontos de carregamento, o que pode ser considerada uma desvantagem.

Dessa forma, tendo em vista o elevado custo associado a esse ensaio, sobretudo no que diz respeito a produção dos corpos-de-prova, não é apropriado para obter a resistência à tração da alvenaria. No entanto, o ensaio poderá ser aplicado quando houver a necessidade de avaliar o comportamento da alvenaria quando submetida a esforços perpendiculares ao plano da parede.

Ensaio de prisma submetido à flexão

Neste tipo de ensaio (ver Figura 2.12), são construídos prismas que consistem em blocos colocados uns sobre os outros, sendo, por isso, mais econômico do que o ensaio de paredes de alvenaria, devido à menor quantidade de materiais utilizados. Nos ensaios realizados por diversos autores ao longo do tempo foram utilizados entre quatro e dezesseis blocos. Neste ensaio, os prismas são submetidos à flexão geralmente em três ou quatro pontos depois de serem colocados na posição horizontal. Comparando com os ensaios de paredes de alvenaria, este método de ensaio tem a vantagem de utilizar uma menor quantidade de blocos e de facilitar o manuseio do prisma.

Este ensaio está previsto na norma americana ASTM E518-02 (2003). Esta norma permite a utilização de dois tipos de carregamento, como se pode observar a Figura 2.12: i) Carregamento em quatro pontos e ii) carga uniformemente distribuída. Em ambos os casos é utilizada a teoria da flexão para determinar a resistência máxima à tração.

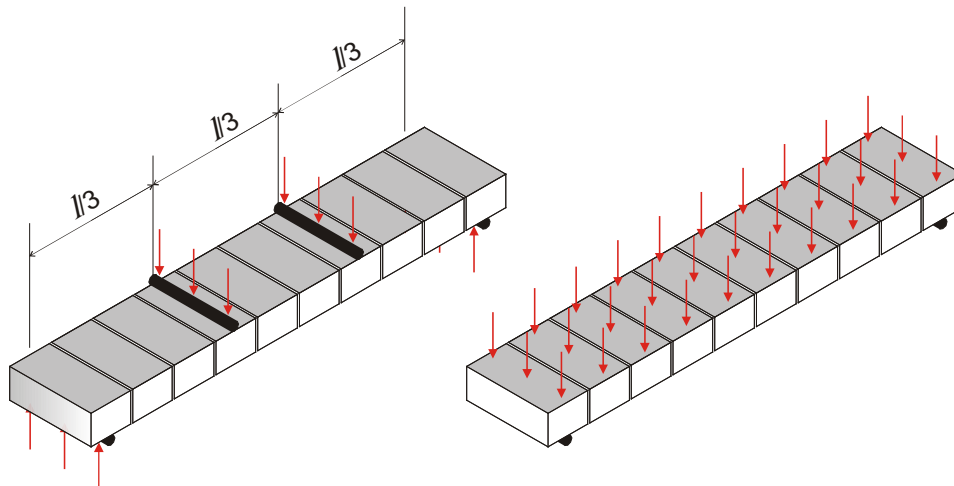


Figura 2.12– Ensaio de flexão de prismas (junta a prumo), ASTM E518-02.

Huizer e Ward (1978) propuseram uma variante deste ensaio para a qual substituíram os blocos extremos por uma peça de alumínio, como se pode observar na Figura 2.13. Assim, são necessários apenas três blocos para a realização do ensaio.

Outra vantagem associada à quantidade de material utilizado é a menor possibilidade de ocorrer danos antes da realização do ensaio, pois o seu menor peso próprio torna mais fácil o seu manuseio.

Uma das desvantagens deste último método é a forma de aplicação dos esforços de flexão, os quais são transmitidos através de esforço cortante.

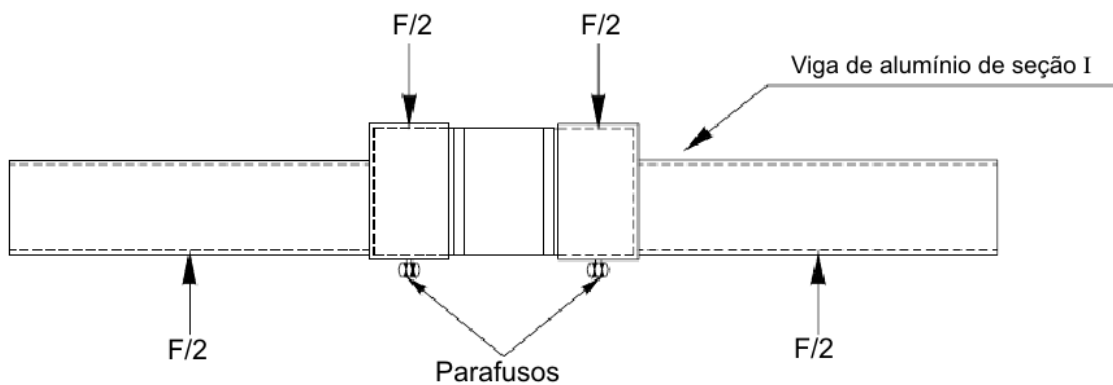


Figura 2.13 – Método utilizado por Huizer e Ward (1978)

Miltenberger *et al.* (1993) desenvolveram um método que permite testar todas as juntas do prisma constituídos por vários blocos, como se pode observar na Figura 2.14. O dispositivo de ensaio consiste em duas caixas fixas em ambos os lados dos prismas através de parafusos de fixação, permitindo assim testar todas as juntas da pilha de blocos. Este método sofre, no entanto, dos mesmos problemas do ensaio anterior, pois na zona de fixação dos parafusos existe uma concentração de tensões que altera os valores calculados segundo a teoria da flexão.

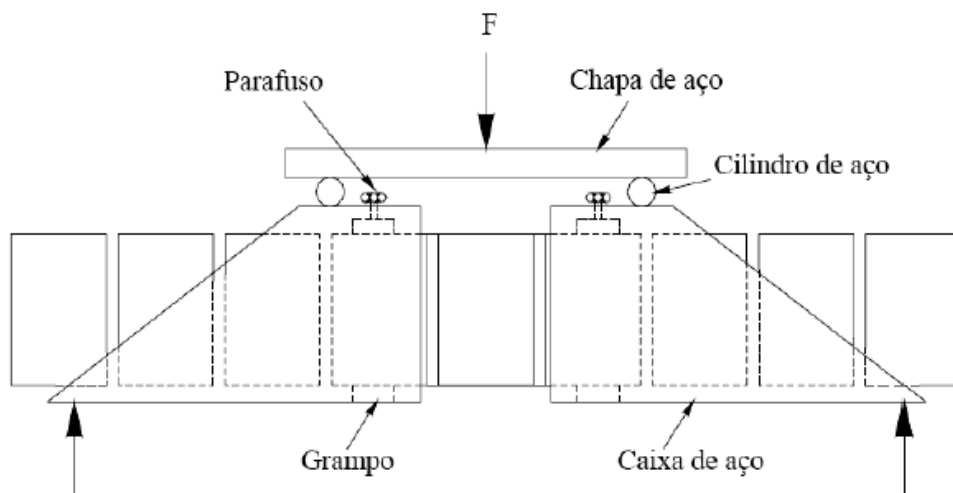


Figura 2.14 – Ensaio de Miltenberg *et al.* (1993).

“Bond wrench test”

É apresentado, na Figura 2.15, o procedimento do ensaio designado em inglês por *“bond wrench test”*. Nesta figura observa-se que o segundo bloco a contar do topo da pilha está fixo a um suporte que sustenta também o peso próprio do conjunto. O

bloco superior está também solidamente ligado a um braço que lhe vai transmitir um esforço de flexão composta crescente até atingir a ruptura.

Neste método, pode-se calcular a tensão de ruptura da junta usando a teoria da flexão, considerando também o efeito do esforço de compressão. Uma das vantagens deste método é a possibilidade de reajustar o suporte devido à sua mobilidade depois de ensaiar a primeira junta de argamassa, testando assim a junta de argamassa seguinte e assim sucessivamente até serem testadas todas as juntas. Este ensaio também pode ser realizado em alvenarias que já estejam executadas em uma obra.

Este método é o recomendado pela norma australiana AS 3700 (1988) e também como opção de ensaio de flexão na norma americana, ASTM C1072-06 (1986). Este método foi utilizado por muitos pesquisadores, dentre os quais se destacam Hughes e Zsembery (1980). Fried (1991) também realizou esse tipo de ensaio e verificou o deslocamento da linha neutra antes da ruptura e propôs, por isso, a utilização de flexão composta para contabilizar este deslocamento da linha neutra. No entanto, o ensaio da primeira junta pode deixar algumas tensões residuais nas juntas restantes, decorrentes do impacto da ruptura. Dessa forma, as primeiras juntas apresentam valores superiores de resistência à tração em comparação com as demais juntas.

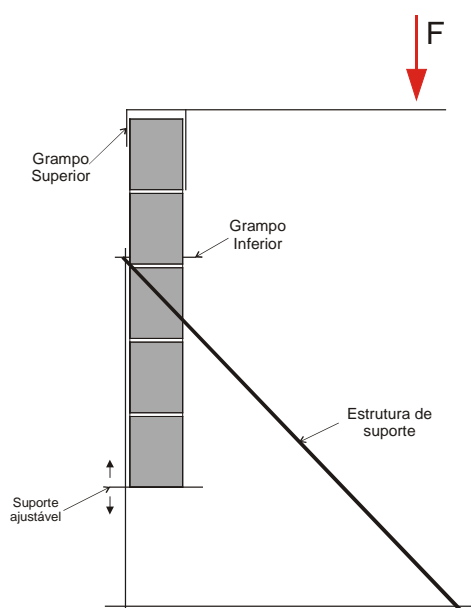


Figura 2.15 – “Bond wrench test”

2.1.2.2 Ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento

Um dos fatores que mais influenciam o comportamento de painéis de alvenaria estrutural submetidos à cargas horizontais no seu plano é a resistência ao cisalhamento da junta.

Vários pesquisadores propuseram métodos para determinação da resistência ao cisalhamento. No entanto ainda não há um consenso que este ou outro método seja considerado mais apropriado para adoção em normas específicas, ora pela complexidade de execução, ora pela metodologia menos apropriada. No entanto, há o consenso de que o critério de Coulomb representa de forma adequada o comportamento das juntas de alvenaria no que se refere à relação entre as tensões de cisalhamento e as tensões de compressão, até um limite de 2 MPa de pré-compressão.

Em todos os métodos propostos existe o cuidado de minimizar o efeito de flexão nas juntas de argamassa, de forma a obter uma distribuição das tensões de cisalhamento o mais uniforme possível ao longo da junta. Esses métodos podem ser divididos em quatro grupos: ensaios com prismas de dois blocos, prismas de três blocos, prismas de quatro blocos, ou pequenas paredes.

A seguir, apresentam-se os vários tipos de ensaios e metodologias que têm sido usados para determinar a resistência ao cisalhamento da alvenaria.

Ensaio duplo

Os ensaios duplos consistem em duas unidades de alvenaria ligadas por uma única junta de argamassa. São ensaios simples e econômicos, no entanto, apresentam a dificuldade de se conseguir uma distribuição de tensões uniforme ao longo da junta de argamassa. Em todas as configurações existe a preocupação de evitar que haja esforços de flexão entre o bloco e a junta de argamassa.

A Figura 2.16a apresenta, de forma esquemática, a configuração de ensaio adotado na norma australiana AS 1640 (1974). O carregamento vertical é aplicado usando

um atuador para provocar um esforço na direção perpendicular da junta de argamassa. As barras cruzadas impedem a rotação do prisma ao impedir o deslocamento horizontal ao mesmo tempo que aplicam o esforço cortante, como se pode ver na Figura 2.16b.

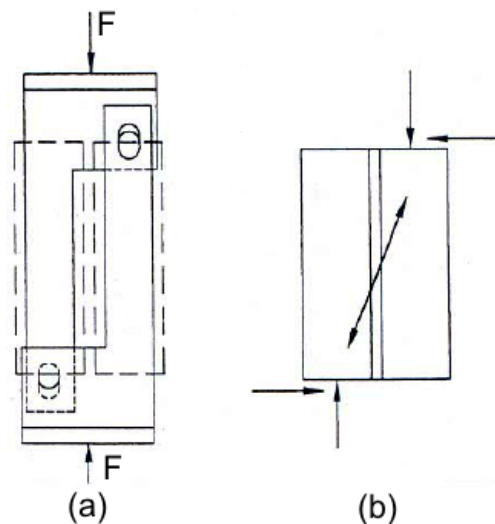


Figura 2. 16 – Ensaio duplo – AS 1640 (1974).
(a) Esquema do ensaio; (b) carga aplicada no prisma.

Porém, essa restrição provoca um esforço de compressão adicional ao longo da junta, que aumenta com o esforço cortante. Um estudo realizado por Lawrence (1987), usando elementos finitos, permitiu concluir que a distribuição das tensões de compressão e de cisalhamento não são uniformes, existindo tensões normais de tração elevadas na região central da junta.

A Figura 2.17 apresenta o esquema de ensaio proposto pela norma alemã DIN 18555 (1986), que se assemelha ao ensaio anterior. Apesar do equipamento de ensaio ser diferente, a tensão de compressão também aumenta à medida que aumenta a tensão de cisalhamento.

Riddington (1997), após uma análise numérica pelo método dos elementos finitos, demonstrou que, neste ensaio, a distribuição de tensões também está longe de ser uniforme ao longo da junta. A ruptura inicia-se na parte central da junta, devido ao aparecimento de tensões de tração.

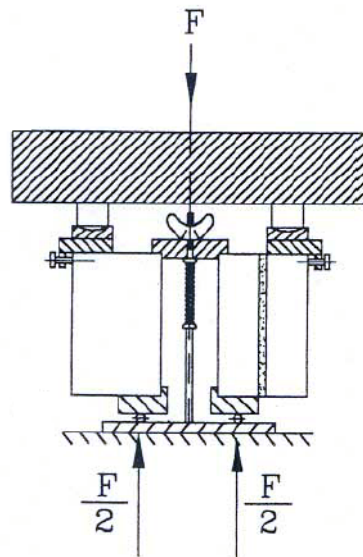


Figura 2.17 – Ensaio duplo – DIN 18555 (1986).

O equipamento de ensaio utilizado por Hofmann e Stockl (1986) é apresentado na Figura 2.18. Este ensaio utiliza um sistema eletrônico que controla duas forças verticais usadas para anular qualquer tipo de momento que possa ser criado no decorrer do ensaio, criando assim uma tensão constante na junta. Assim, podem ser realizados ensaios para diversos níveis de pré-compressão.

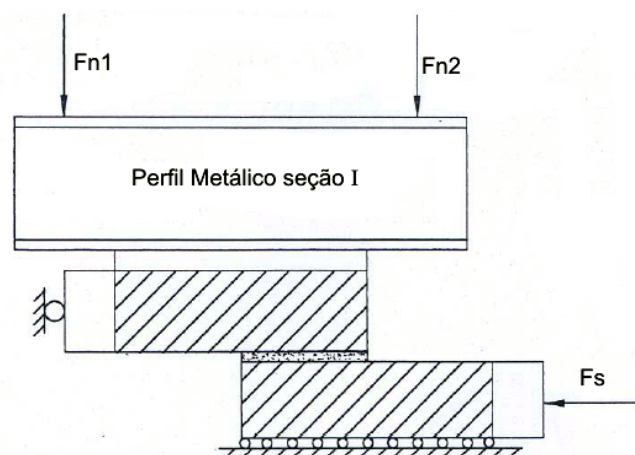
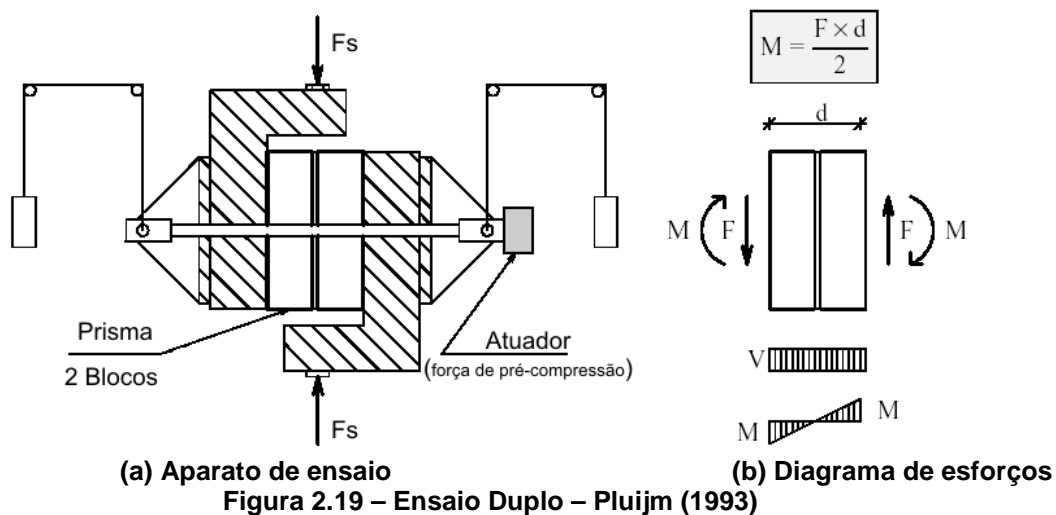


Figura 2.18 – Ensaio Duplo – Hofmann e Stockl (1986)

Riddington (1997) concluiu, através de uma análise de elementos finitos, que esse método de ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento é aquele que consegue produzir distribuições de tensões mais uniformes.

A Figura 2.19 apresenta o esquema de ensaio desenvolvido por Pluijm (1993). As unidades neste ensaio são coladas a dois suportes rígidos de metal em forma de L

onde são aplicadas forças de pré-compressão (direção horizontal) e esforço cortante (direção vertical). O equipamento de ensaio foi concebido de modo que a linha de ação da força vertical (F_s) coincida com a linha longitudinal média da junta, anulando assim qualquer momento devido à transmissão do esforço cortante das superfícies de colagem para a junta de argamassa.



Teoricamente este ensaio não provocaria nenhuma flexão na junta. No entanto, segundo Riddington (1997), foi possível verificar, por análise numérica pelo método dos elementos finitos, que apesar da distribuição das tensões de cisalhamento ser praticamente uniforme, existem variações consideráveis nas tensões normais na junta.

Nunes (2007) estudou a influência da variação da relação água/cimento e da granulometria da areia empregada na produção da argamassa de assentamento na resistência ao cisalhamento. Os resultados apresentados mostram o aumento das resistências ao cisalhamento e à tração direta com o aumento da relação água/cimento e com o aumento da dimensão máxima do agregado utilizado na composição da argamassa de assentamento. O aumento da quantidade de água presente na argamassa permitiu que o bloco absorvesse a água, que por sua vez transportava partículas de cimento, fortalecendo a ligação na interface bloco-argamassa. O mesmo ocorreu com a variação da granulometria, uma vez que o aumento da dimensão máxima dos agregados reduziu a área efetiva de contato com

o material ligante, deixando uma maior quantidade de pasta para criar a ligação da argamassa ao bloco (Figura 2.20).

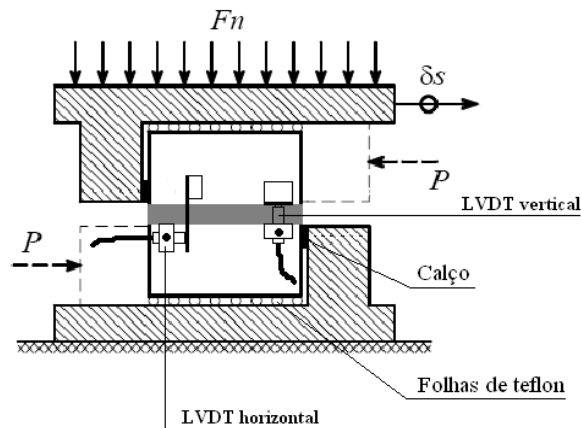


Figura 2.20 – Ensaio Duplo – Nunes (2007)

Após ter realizado os diversos tipos de ensaio duplos, Riddington (1997) apresentou uma nova proposta para uma configuração de ensaio (Figura 2.21), no qual as forças são aplicadas através de um conjunto de cilindros dispostos de forma a anular a flexão aplicada na linha média da junta.

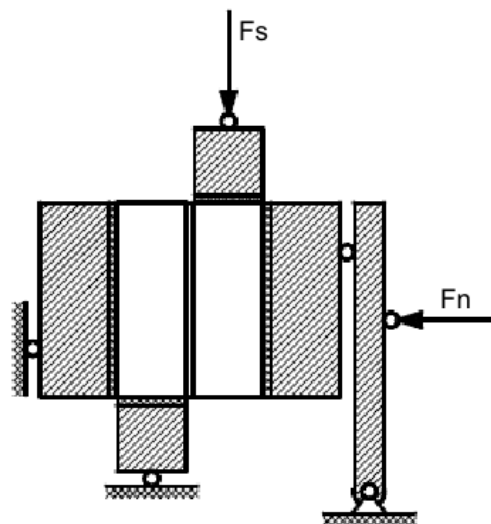


Figura 2.21 – Ensaio Duplo – Riddington (1997)

A análise desse ensaio através de simulação por elementos finitos mostrou que, mais uma vez, as tensões de cisalhamento e de compressão também não são uniformes ao longo da junta. Porém, segundo o mesmo autor, esse ensaio pode ser o que mais reduz os efeitos indesejados da flexão.

Ensaio triplos

Os ensaios triplos são constituídos por três unidades de alvenaria ligadas entre si por duas juntas. Os carregamentos são aplicados simetricamente tornando o equipamento de ensaio mais simples e apresentando, assim, uma vantagem em relação aos ensaios duplos. No entanto, estes ensaios necessitam de uma maior quantidade de unidades para a construção dos prismas e as medições efetuadas correspondem à média das respostas obtidas para as duas juntas. Devido à elevada variabilidade das propriedades mecânicas da alvenaria, os resultados deste ensaio são diferentes dos resultados obtidos dos ensaios duplos.

A Figura 2.22 representa um ensaio triplo típico usado por vários pesquisadores, em que o esforço cortante (vertical) e a resultante de cada uma das reações de apoio são aplicados de forma uniforme nos topos das unidades. Esta distribuição de forças afeta consideravelmente a distribuição das tensões ao longo das juntas bem como o modo de ruptura dos prismas.

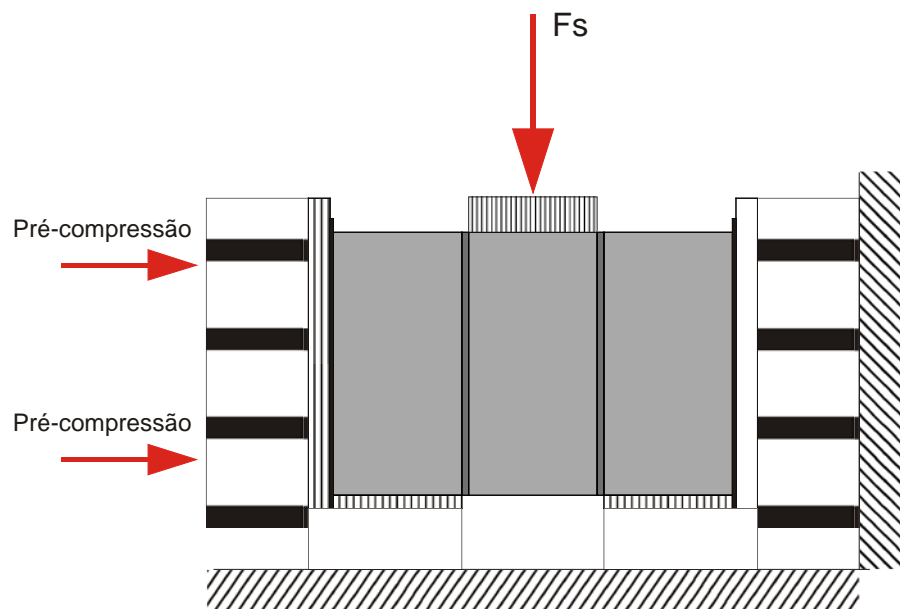


Figura 2.22 – Ensaio Triplo – Configuração utilizada por vários pesquisadores.

Estudo realizados por Bouzeghoub *et al.* (1995) sobre esse procedimento concluiu que o momento induzido pelo esforço cortante deve ser minimizado para que a ruptura do prisma não seja causada por tensões de tração na junta. Uma forma de minimizar o efeito da flexão nas juntas é a alteração do posicionamento da força

atuante e das reações de apoio nas unidades. Dessa forma, um novo arranjo deste ensaio foi adotado pela norma europeia EN 1052-3 (2002) (ver Figura 2.23). Este ensaio revelou-se capaz de obter valores de τ_0 bastante consistentes. Porém, Riddington (1997) através de análise numérica pelo método dos elementos finitos, provou que a tensão de tração da argamassa tem alguma influência na distribuição das tensões de cisalhamento ao longo da junta. De qualquer forma, os ensaios não produzem uma distribuição uniforme das tensões normais e de cisalhamento.

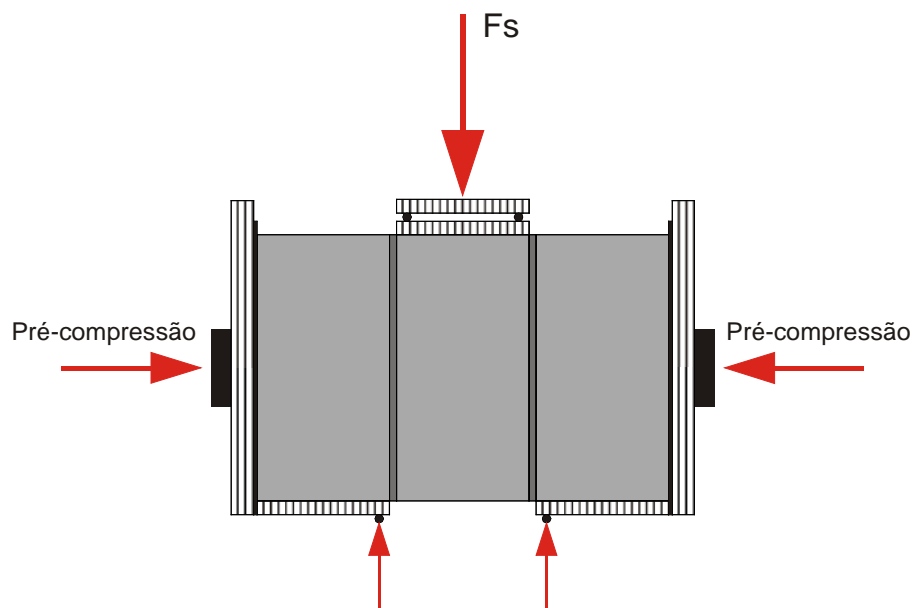


Figura 2.23 – Ensaio triplo adotado pela EN 1052-3 (2002)

Outros ensaios com três unidades

A Figura 2.24 ilustra esquematicamente o prisma e o arranjo do ensaio usado por Sinha *et al* (1975) e Anderson (1976) com o objetivo de determinar a tensão residual de cisalhamento (τ_0). Os prismas foram formados por dois blocos inteiros e um terceiro bloco que é dividido em duas partes, formando uma zona livre no interior do prisma, possibilitando o escorregamento das duas unidades centrais durante da aplicação da força de cortante.

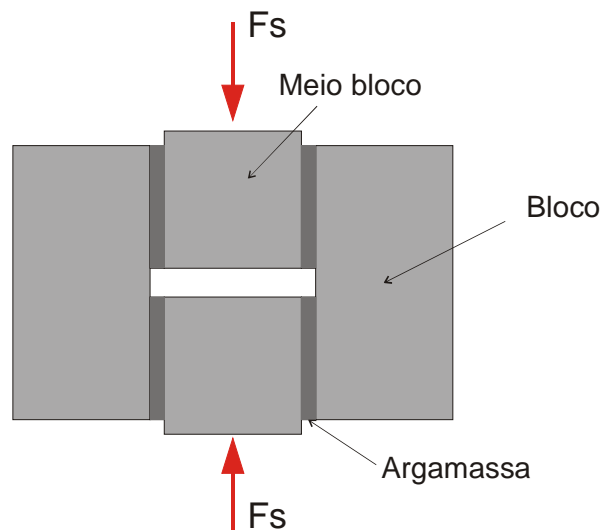


Figura 2.24 – Esquema de ensaio proposto por Sinha (1975).

Este tipo de ensaio tem as seguintes desvantagens: (i) o prisma possui quatro juntas, em vez de duas para os ensaios triplos anteriores. Por isso, a resistência medida neste tipo de ensaios corresponde à resistência média de quatro juntas o que dificulta a caracterização de uma junta simples; (ii) a força cortante aplicada nos meios blocos são exercidas na parte exterior do prisma, o que agrava ainda mais o efeito de flexão com repercussões na distribuição das tensões nas juntas e (iii) os ensaios realizados pelos autores anteriormente mencionados foram executados sem pré-compressão, sendo o modo de ruptura dos prismas fortemente influenciado pela tensão de tração das argamassas.

Na Figura 2.25 está representado outro equipamento de ensaio usado por Amadio e Rajgelj (1991). Neste ensaio a unidade central é disposta perpendicularmente às outras duas, ligada por duas juntas de argamassa. Neste ensaio, as restrições dos deslocamentos horizontais das unidades superior e inferior são mais difíceis de controlar, bem como a disposição horizontal da unidade disposta no meio do prisma, não sendo aconselhado para alvenaria de blocos vazados.

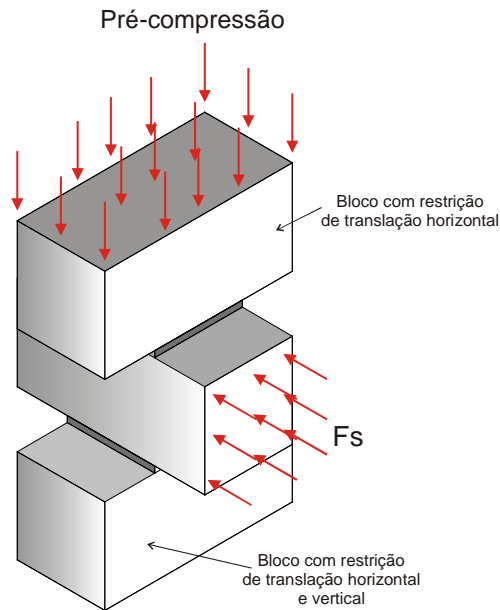


Figura 2.25 – Esquema de ensaio triplo realizado por Amadio e Rajgelj (1991).

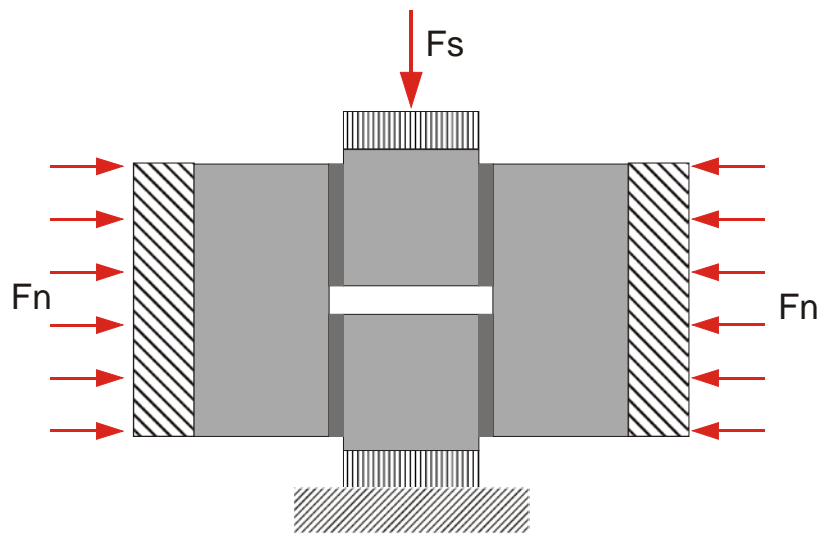


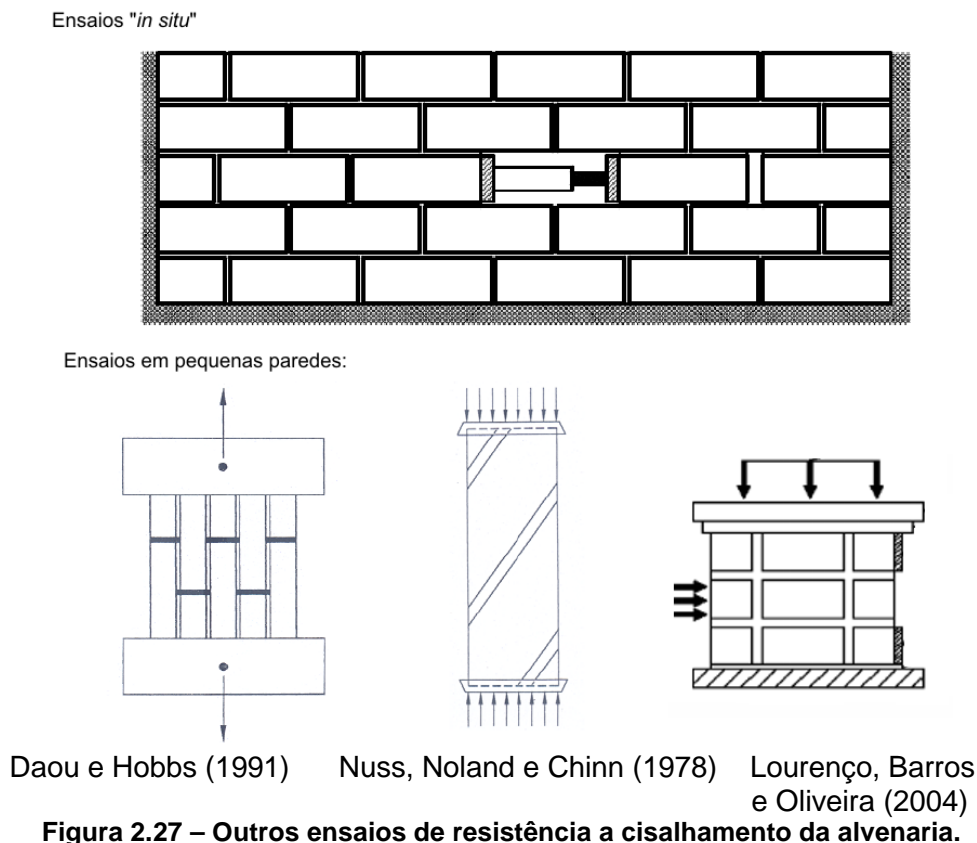
Figura 2.26 – Ensaio com quatro unidades (Hamid *et al*, 1979)

Ensaio com quatro unidades

Este tipo de ensaio é semelhante ao realizado por Sinha (1975), exceto pela utilização de quatro unidades inteiras (Hamid *et al.*, 1979), ver Figura 2.26, tendo assim as mesmas desvantagens que os ensaios do item anterior. A única diferença é que os ensaios foram realizados com pré-compressão, fazendo com que o modo de ruptura não seja tão influenciado pela tensão de tração da argamassa.

Outros ensaios de resistência ao cisalhamento da alvenaria

No estudo realizado por Jukes e Riddington (1997) são apresentados, além dos ensaios duplos, triplos e com quatro unidades, outros ensaios de caracterização do comportamento ao cisalhamento da alvenaria. A Figura 2.27 ilustra outros esquemas de ensaio realizados por diversos autores.



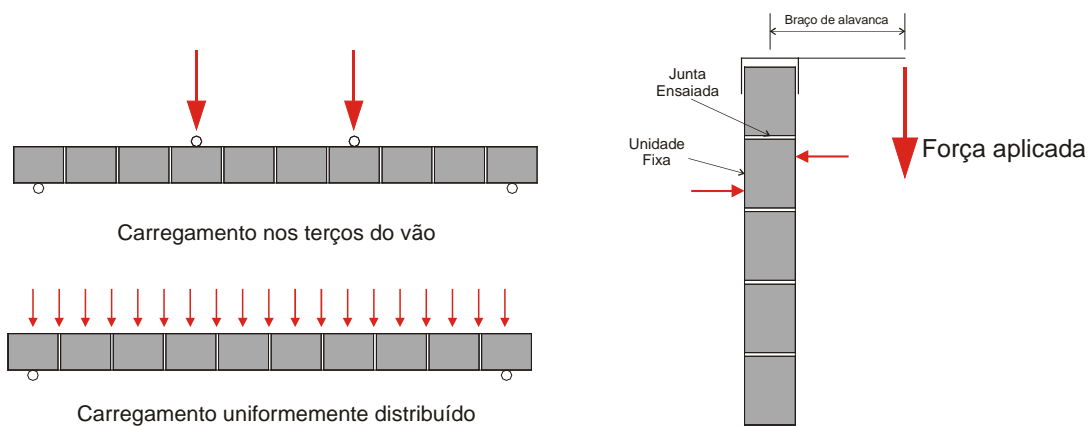
2.2. Normatização para caracterização da aderência

2.2.1 Ruptura por tração da interface

A resistência à tração da interface unidade-argamassa é a aderência. Existem alguns métodos normalizados para sua determinação, geralmente desenvolvidos para obtenção da resistência à tração na flexão. Um primeiro método, descrito na norma americana ASTM E-518 (1993), utiliza o ensaio de flexão de prismas com forças aplicadas nos terços dos vãos ou uma força uniformemente distribuída, ver Figura 2.28(a). Apesar de ser um ensaio simples, apresenta grande dispersão de

resultados, visto que a ruptura ocorre na junta em que acontece a combinação crítica entre o maior momento aplicado e a menor aderência. Outro método é o ensaio de arrancamento descrito na norma americana ASTM C-1072 (1994), no qual também são utilizados prismas (ver Figura 2.28b). Nesse ensaio, a unidade do topo do prisma é submetida a um momento fletor enquanto a unidade logo abaixo é fixa, fazendo com que o momento fletor solicite apenas uma junta de argamassa. Com esse método é possível avaliar, sequencialmente, a resistência de todas as juntas do prisma.

Outro ensaio de arrancamento é o proposto pela norma europeia EN 1015-12 (2000). Este ensaio permite obter a força de aderência entre a argamassa e uma face do bloco, através da aplicação de uma força de tração aplicada perpendicularmente a essa face. O ensaio está esquematicamente representado na Figura 2.29, onde são apresentados também os diferentes tipos de ruptura esperados. A força de aderência é obtida através do quociente entre a força de ruptura e a área útil da amostra.



(a) Ensaio de flexão – ASTM E 518

b) Ensaio de arrancamento ASTM C 1072

Figura 2.28 – Ensaio de aderência da junta de argamassa.

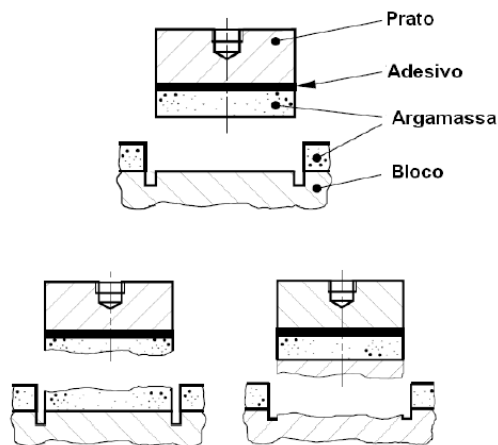


Figura 2.29 – Ensaio de arrancamento – Tipos de Ruptura – EN 1015-12 (2000).

2.2.2 Ruptura por cisalhamento da interface

Um aspecto importante para determinação do comportamento ao cisalhamento das juntas de argamassa é a capacidade do aparato de ensaio de gerar um estado de tensão uniforme nas juntas. Esse objetivo é dificultado porque as condições de equilíbrio do ensaio introduzem tensões normais não uniformes na junta. Tal como já foi comentado anteriormente, existem várias configurações de ensaios. Em todas elas nota-se que a tensão de cisalhamento correspondente ao deslizamento ao longo de uma ou mais juntas é diretamente relacionada com a combinação de tensões de compressão e de cisalhamento. A relação geralmente adotada para representar esse fenômeno é o modelo de atrito de Coulomb.

Tal como já foi dito, a diversidade dos materiais componentes da alvenaria dificulta a obtenção de um método padrão de caracterização da aderência. Porém, quando as variáveis referentes ao material estão previamente definidas, o parâmetro mais importante passa a ser a pré-compressão aplicada à alvenaria. Até um nível de pré-compressão (σ_n) de 2 MPa, a resistência ao cisalhamento (τ) das juntas pode ser dada pela equação (2.1):

$$\tau = \tau_0 + \tan(\varphi) \cdot \sigma_n \quad (2.1)$$

em que τ_0 é a resistência ao cisalhamento na ausência de pré-compressão, também denominada de coesão, e φ é o ângulo de atrito interno (φ) (trecho bc da Figura 2.30).

Observa-se que a resistência de cisalhamento da junta aumenta linearmente com as tensões normais instaladas e com a tangente do ângulo de atrito interno do material, ϕ .

De acordo com Hamid e Drysdale (1979), para altos níveis de pré-compressão, a relação com a resistência ao cisalhamento passa a ser não-linear. Por sua vez, Riddington & Ghazali (1990) observaram que a razão do acréscimo da resistência ao cisalhamento começa a diminuir para altos níveis de pré-compressão, nomeadamente após valores próximos a 2 MPa, como se pode observar no trecho c-d da Figura 2.30. Concluiu-se que a partir daí a ruptura deixa de ser governada pelo deslizamento na junta, passando a ocorrer por ruptura à tração na argamassa. Por essa razão, a norma europeia EN 1052 (2002) define que o aparato de ensaio deve minimizar o efeito da flexão, e a tensão normal não deve exceder 2 MPa.

Quando as tensões de compressão atingem valores muito altos, a ruptura acontece por compressão da alvenaria (trecho d-e da Figura 2.30). Na Figura 2.30 apresenta-se um esboço do critério de ruptura das juntas, contemplando os três tipos de ruptura mencionados.

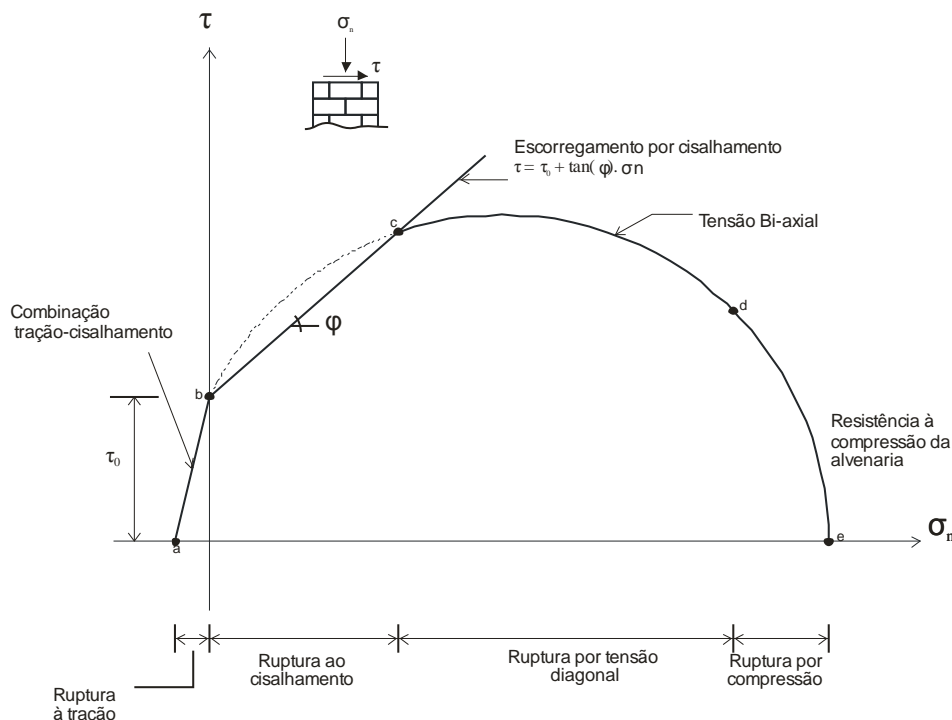


Figura 2.30 – Comportamento da alvenaria não-armada submetida a combinações de esforços ao longo da junta de argamassa (Drysdale *et al.*, 1999).

Um fenômeno de extrema importância associado ao comportamento sob cisalhamento é a dilatância. Na variação do deslocamento de cisalhamento (u_c) entre dois blocos pode ocorrer variação do deslocamento normal (u_n) definindo o conceito de dilatância, ver Figura 2.31. Obtém-se o ângulo de dilatância (Ψ) com a função inversa da tangente da razão entre o deslocamento normal (u_n) e o deslocamento de cisalhamento (u_c).

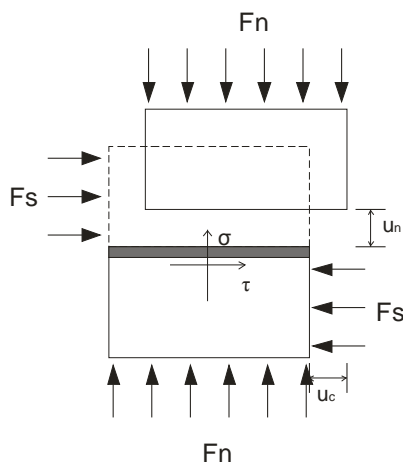


Figura 2.31 – Deslocamento durante ensaio de cisalhamento.

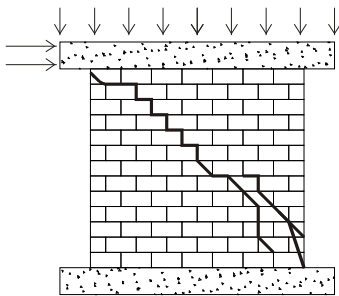
2.3. Painéis de contraventamento

Os painéis de contraventamento em alvenaria constituem a estrutura que absorve os esforços provenientes das ações horizontais. Esses elementos estruturais conferem a rigidez aos esforços horizontais necessária ao edifício, além de resistirem, também, aos esforços relativos às ações verticais (peso próprio da estrutura, ações permanentes e acidentais). O comportamento desses painéis é dependente de inúmeros fatores, tais como: tipos de vinculações consideradas nas extremidades do painel; magnitude das cargas verticais aplicadas; tipos de unidades e argamassas utilizadas para construção do painel; tipo de alvenaria empregada (armada ou não-armada); utilização ou não de grauteamento no caso de unidades vazadas; dimensões do painel e existência ou não de aberturas, etc. Muitos desses parâmetros têm sido avaliados por inúmeros pesquisadores, sendo alguns dos referidos estudos descritos e comentados mais adiante.

2.3.1 Modos de ruptura

Os tipos mais comuns de ruptura de painéis de alvenaria submetidos a forças horizontais podem ser classificados como:

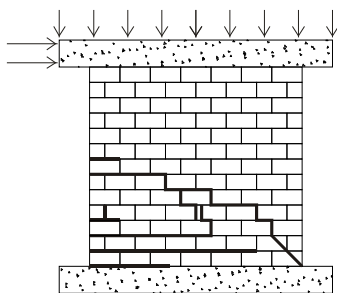
Ruptura por cisalhamento do painel



As fissuras se apresentam preponderantemente na direção diagonal do painel, ocorrendo por escorregamento das juntas horizontais e separação das juntas verticais, podendo ocorrer também fissuras diagonais no bloco.

Esse tipo de fissuração é proveniente das tensões de cisalhamento atuantes no painel. A combinação entre a intensidade desses esforços e as resistências de aderência ao cisalhamento e de tração das juntas determinam o início da fissuração. Além disso, dependendo dessa intensidade e da resistência à tração dos blocos, podem ocorrer fissuras diagonais. Esse tipo de ruptura foi observado por Abrams (1986), Elshafie *et al.* (1998), Ghanem *et al.* (1993), Schultz (1994), Zhuge (2000) e Yamasaki *et al.* (1987).

Ruptura por flexão do painel

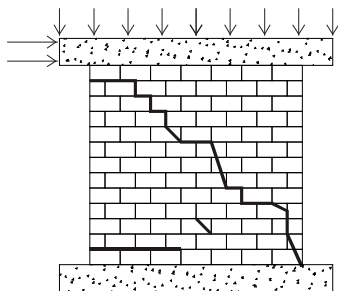


Neste caso ocorre flexão do painel, caracterizada por deslocamentos relativamente grandes no topo e pela ausência de fissuração diagonal. Observa-se o surgimento de fissuras horizontais provenientes da tração na base e o surgimento de fissuras de esmagamento da unidade provenientes da compressão na base.

As fissuras de tração ocorrem ao longo das juntas horizontais, propagando-se ao longo do comprimento do painel, e dependem da resistência à tração da junta. As

fissuras de esmagamento surgem nas unidades que estiverem dispostas próximo à extremidade comprimida da base, e dependem, obviamente, da resistência à compressão dessas unidades. Esse tipo de ruptura foi observado em Abrams (1986), Elshafie *et al.* (1998) e Ghanem *et al.* (1993).

Ruptura mista por flexão-cisalhamento



Neste tipo de ruptura o painel apresenta comportamento misto, ocorrendo tanto fissuras na direção diagonal quanto fissuras horizontais na base do painel. Esse tipo de ruptura foi observado por Abrams (1986), Elshafie *et al.* (1998), Epperson (1992), Ghanem *et al.* (1993), Yamasaki *et al.* (1987), Nascimento (2003) e Haach (2009).

Um dos fatores que influenciam o modo de ruptura é a relação largura/altura do painel. Considera-se que painéis com relação largura/altura inferior a cinco apresentam, a princípio, comportamento governado pelo cisalhamento, enquanto para valores superiores a esse limite o comportamento é governado pela flexão. Nascimento Neto (1999) comprova que, no caso de painéis com altura igual a cinco vezes a largura e com seção transversal retangular, os deslocamentos devidos aos esforços cortantes podem representar cerca de 3% daqueles devidos aos esforços de flexão.

Outro fator que influencia no modo de ruptura é o tipo de alvenaria utilizada, isto é, alvenaria armada ou não-armada. Para esses casos dispõe-se de sistemas construtivos distintos que, obviamente, apresentam comportamentos diferentes. No entanto, vale o comentário que a alvenaria armada apresenta comportamento dúctil, devido à presença da armadura, a qual permite a ocorrência de grandes deformações até a ruptura total do painel. Já a alvenaria não-armada apresenta comportamento frágil, o qual não permite grandes deformações, e a ruptura ocorre

repentinamente, sem aviso prévio. Além disso, com a alvenaria armada consegue-se um maior controle da abertura de fissuras.

O nível de pré-compressão a que o painel está submetido também é um dos fatores que influenciam seu comportamento mecânico. Em painéis de alvenaria não-armada, níveis baixos de pré-compressão podem garantir uma capacidade maior de deformação, sendo possível observar o surgimento de um patamar de “escoamento” na curva *força horizontal x deslocamentos*. Além disso, verifica-se que pode ocorrer um acréscimo da força de ruptura do painel com o aumento da pré-compressão e isso pode acarretar em modificação do tipo de ruptura (Ghanem *et al.*, 1993).

2.3.2 Modelo de dimensionamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

No dimensionamento de peças de alvenaria não armada submetidas a carregamento no plano devem ser verificados os comportamento ao cisalhamento e à flexão devido ao movimento de corpo rígido do painel. Assim, são apresentados nos itens a seguir os procedimentos de dimensionamento de alvenaria de bloco cerâmico da NBR 15812-1 (ABNT, 2010). Foi adotada a norma de dimensionamento de alvenaria de bloco cerâmico NBR 15812-1 (ABNT, 2010), pois a norma de dimensionamento de alvenaria bloco de concreto está em fase de revisão pela Associação Brasileira de Normas Técnicas e a norma adotada descreve o mesmo procedimento de dimensionamento à flexo-compressão da alvenaria de bloco de concreto.

De acordo com a norma técnica NBR 15812-1 (ABNT, 2010), no dimensionamento de um elemento de alvenaria não armado em estado limite último, o esforço solicitante de cálculo deverá ser menor ou, no máximo, igual ao esforço resistente de cálculo, como mostra a Figura 2.32. Assim sendo, para o dimensionamento de painéis de contraventamento devem ser verificados os seguintes critérios:

- verificação à compressão simples;
- verificação ao cisalhamento;
- verificação à flexo-compressão.

Em paredes de alvenaria estrutural o valor de cálculo do esforço resistente à compressão é obtido através da equação (2.2).

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R \quad (2.2)$$

e:

N_{rd} é a força normal resistente de cálculo;

f_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A é a área da seção resistente;

$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right]$ é o coeficiente redutor devido à esbeltez da parede.

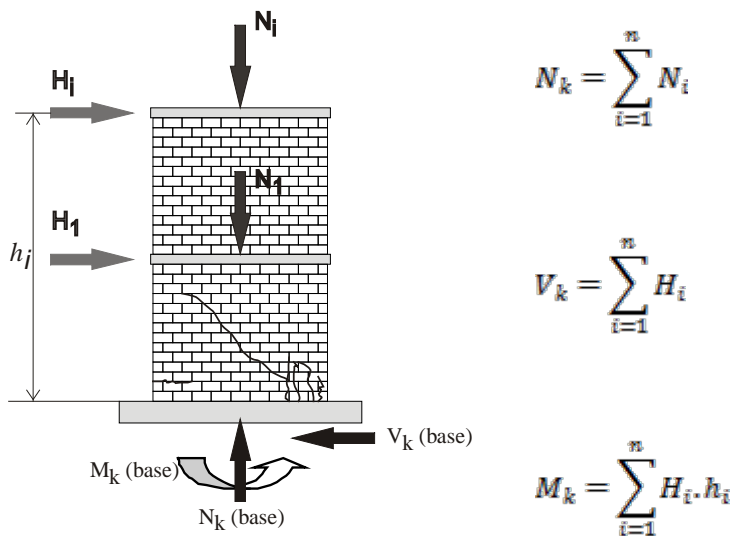


Figura 2.32 – Esforços nos painéis de contraventamento.

Quanto ao cisalhamento, a tensão convencional de cálculo, para peças de alvenaria não armada, é dada por:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{A} \quad (2.3)$$

em que:

V_d é o esforço cortante solicitante no topo do painel;

$$\tau_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m}, \text{ em que:}$$

γ_m é o coeficiente de ponderação da resistência;

f_{vk} é a resistência característica ao cisalhamento.

As resistências características ao cisalhamento não devem ser maiores que os valores apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento – f_{vk} (MPa) (NBR15812-1, 2010).

Local	Resistência Média e Compressão da Argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
Juntas Horizontais	0,10 +0,5 $\sigma \leq 1,0$	0,15 +0,5 $\sigma \leq 1,4$	0,35 +0,5 $\sigma \leq 1,7$
Interfaces de paredes com amarração direta	0,35	0,35	0,35

Para a verificação dos esforços causados pelo momento fletor resultante na base (Figura 2.32) de peças de alvenaria não armada, as tensões normais da seção transversal devem ser obtidas mediante superposição das tensões normais devido à tensão normal proveniente de movimento de corpo rígido com a tensão normal uniforme devido à força axial de compressão. Assim sendo, as tensões normais devem satisfazer à seguinte inequação:

$$\frac{N_d}{A.R} + \frac{M_d}{W.K} \leq f_d \tag{2.4}$$

em que:

N_d é a força normal de cálculo;

M_d é o momento fletor de cálculo;

f_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A é a área da seção resistente;

W é o mínimo módulo de resistência à flexão da seção resistente;

R é o coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento;

$K = 1,5$ é o fator que ajusta a resistência à compressão na flexão.

Caso exista tensão de tração, seu valor máximo deve ser menor ou igual à resistência à tração da alvenaria f_{td} .

$$-\frac{N_d}{A.R} + \frac{M_d}{W} \leq f_{td} \quad (2.5)$$

Os valores característicos de f_{tk} são definidos na Tabela 2.2.

**Tabela 2.2– Valores característicos da resistência à tração na flexão – f_{tk} (MPa)
(NBR15812-1, 2010)**

Direção da tração	Resistência Média de Compressão da Argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4 ^a	3,5 a 7,0 ^b	Acima de 7,0 ^c
Normal à fiada	0,10	0,20	0,25
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

As faixas de resistência indicadas correspondem às seguintes classes da ABNT NBR 13281, a seguir:

a – Classes P2 e P3

b – Classes P4 e P5

c – Classes P6

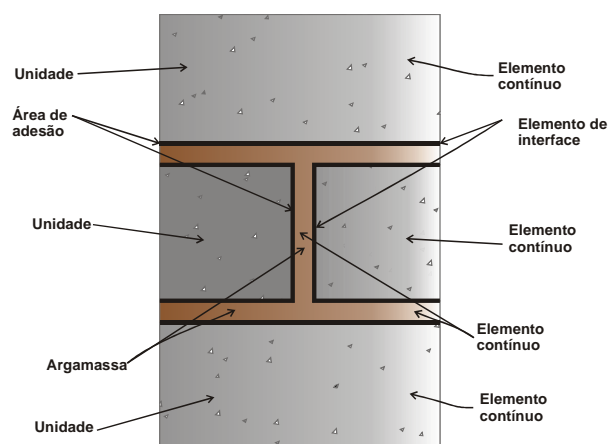
2.4. Modelagem numérica

O método dos elementos finitos é um dos métodos numéricos mais utilizados para modelar o comportamento estrutural da alvenaria. A grande utilização desse método é justificada por sua flexibilidade em representar qualquer geometria, carregamentos ou condição de contorno aliada a uma implementação computacional relativamente fácil. No entanto, há exceções, com alguns autores utilizando outros métodos numéricos, como o método dos elementos de contorno e o método das diferenças finitas.

2.4.1 Estratégias de modelagem em Alvenaria

Lourenço (1996) propõe algumas estratégias de modelagem para a simulação do comportamento da alvenaria, conforme descrito a seguir.

2.4.1.1 Micromodelagem detalhada

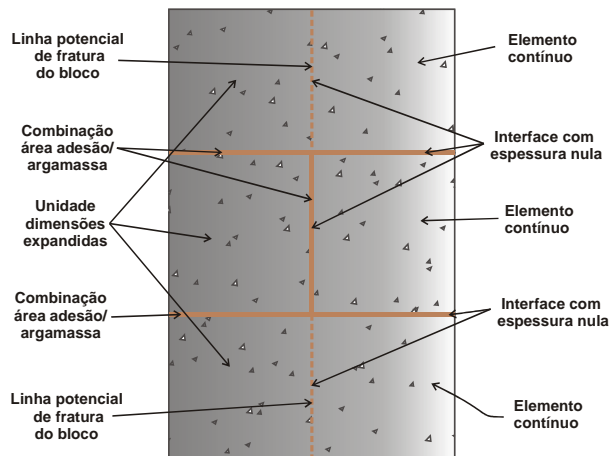


As unidades e juntas de argamassa são representadas por elementos contínuos e a área de adesão entre os dois materiais por elementos descontínuos (junta ou interface). A área de adesão representa um plano potencial de fissuras (separação ou deslizamento).

As características físicas da unidade e da argamassa (Coeficiente de Poisson, Módulo de Elasticidade e propriedades não-lineares) são levadas em conta. A técnica possibilita o estudo criterioso da ação combinada entre unidade, argamassa e área de adesão. Nessa estratégia de modelagem, a propagação das fissuras pode ocorrer ao longo da área de adesão superior e/ou inferior. Uma vantagem é a consideração da deformação transversal da argamassa em um ensaio de

compressão axial. Por outro lado, é necessária uma malha altamente refinada, com especial atenção no encontro entre as juntas horizontal e vertical.

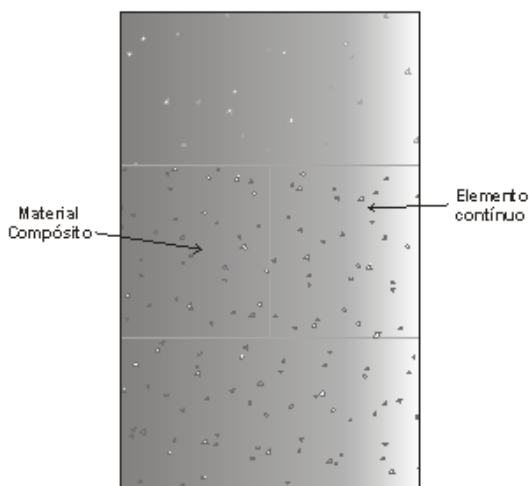
2.4.1.2 Micromodelagem simplificada



Neste caso, as unidades têm suas dimensões expandidas e são representadas por elementos contínuos. A argamassa e a área de adesão são representadas conjuntamente por elementos de interface descontínuos.

Assim, a alvenaria é modelada como um conjunto de unidades elásticas ou elasto-plásticas unidas por linhas potenciais de fraturamento/deslizamento. Entretanto, perde-se em precisão, pois o efeito de Poisson na argamassa é desprezado.

2.4.1.3 Macromodelagem



Neste último caso, não se faz distinção entre unidades e juntas de argamassa sendo a alvenaria tratada como um meio contínuo anisotrópico homogêneo.

Uma estratégia de modelagem não pode ser preterida sobre a outra, pois existem diferentes campos de aplicação para as macro e micromodelagens. A escolha da

técnica mais adequada deve ser feita de acordo com os objetivos e resultados a serem alcançados. A micromodelagem é indicada para a previsão do comportamento de detalhes estruturais como, por exemplo, a distribuição de tensão em aberturas de portas e janelas, na qual é incorporado o comportamento de ruptura da unidade e das juntas (argamassa e área de adesão). Já as macromodelagens são aplicáveis quando a estrutura é composta de unidades sólidas com as dimensões suficientemente grandes, comparadas à dimensão da junta, de forma que as tensões possam ser consideradas razoavelmente uniformes. Evidentemente, são direcionados para reduzir o tempo de processamento, economia de memória computacional e uma geração de malha mais simples. As juntas são distribuídas em um contínuo anisotrópico homogêneo e a interação entre os componentes não pode ser incorporado no modelo, estabelecendo uma relação entre tensões e deformações médias.

Independentemente da estratégia de modelagem adotada, resultados numéricos adequados serão alcançados desde que haja uma descrição adequada do comportamento dos materiais envolvidos.

2.4.2 Aspectos relativos à micromodelagem simplificada

Devido à posição adotada neste trabalho de se investigar detalhadamente o comportamento dos painéis, optou-se por realizar análises numéricas utilizando-se a estratégia da micromodelagem simplificada com unidades expandidas. Para que tal modelagem possa ser utilizada em toda sua capacidade de simulação do problema, faz-se necessária a contemplação de todos os tipos básicos de mecanismos de ruptura característicos da alvenaria. Tais mecanismos compreendem, de acordo com Lourenço (1996): fissuração da junta por tração direta; escorregamento ao longo das juntas horizontal ou vertical sob tensões normais de baixa intensidade; fissuração das unidades por tração direta; fissuração por tração diagonal nas unidades quando há intensidades de tensões normais suficientes para desenvolver atrito nas juntas e esmagamento da unidade. Este último caso é comumente identificado com separação das unidades sob tração, como resultado da dilatação da argamassa sob tensões normais elevadas. A Figura 2.33 ilustra de forma esquemática esses mecanismos.

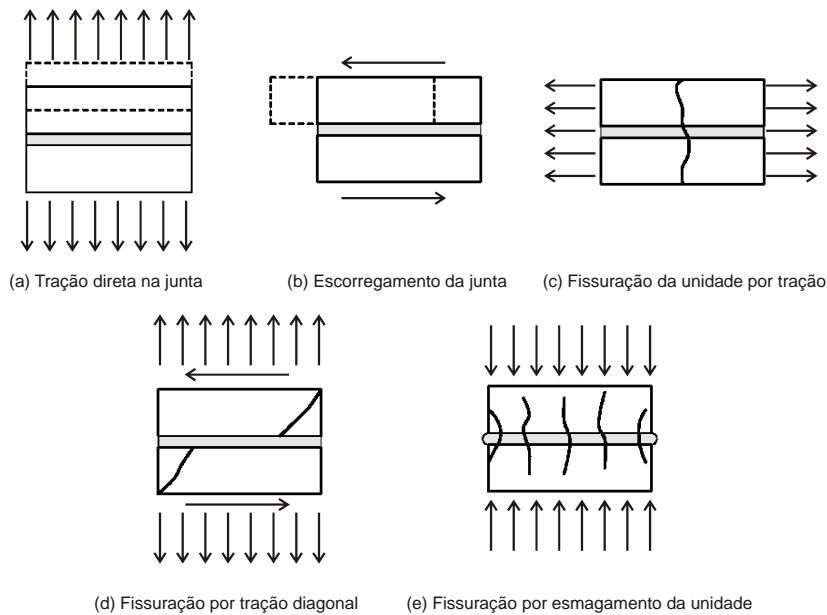


Figura 2.33 – Mecanismos de ruptura da alvenaria – Lourenço (1996).

Dentre os mecanismos apresentados anteriormente, torna-se necessário comentar mais detalhadamente aqueles que se relacionam com o comportamento da interface unidade/argamassa, por ser esta a região mais frágil do material alvenaria. Os fenômenos associados à interface podem ser representados pelos seguintes mecanismos: tração direta na junta e escorregamento ao longo da junta sob tensões normais de baixa intensidade.

Sobre o mecanismo de tração direta podem ser citados alguns ensaios apresentados em Pluijm (1993) relativos a corpos-de-prova constituídos por unidades de tijolos maciços e sílico-calcário. Os resultados mostraram que aderência variou de 0,3 MPa a 0,9 MPa, de acordo com o tipo de combinação unidade-argamassa. Um fato bastante interessante relaciona-se aos corpos-de-prova ensaiados, nos quais se observou que a área de aderência era menor que a área da seção transversal do corpo-de-prova. Verificou-se que a área de aderência concentrou-se na região interior do corpo-de-prova, o que pode ser resultado da atuação combinada da retração da argamassa e do processo de assentamento das unidades. Pluijm estima, no caso de paredes constituídas por tijolos maciços, uma superfície total de aderência em torno de 59% da área da seção transversal. Desse modo, como no caso de unidades vazadas, aos tijolos maciços poderia, a princípio, ser associada uma área líquida. Esses resultados demonstram algumas influências no comportamento estrutural da alvenaria provenientes do processo de execução.

Quanto ao mecanismo de escorregamento na junta, o qual está diretamente relacionado com a resistência ao cisalhamento, pode-se citar Pluijm (1993) que utilizou os mesmos tipos de unidades empregados dos ensaios de tração. Nesse caso foram aplicados três níveis de pré-compressão: 0,1 MPa, 0,5 MPa e 1,0 MPa. Os valores da coesão inicial (τ_0) variaram entre 0,1 MPa e 1,8 MPa. Para o ângulo de atrito interno φ_0 , associado ao modelo de atrito de Coulomb e considerado como $\tan(\varphi_0)$, obteve-se uma variação entre 0,7 e 1,2, para diferentes combinações unidade-argamassa. O ângulo de atrito interno residual φ_r , também considerado como $\tan(\varphi_r)$, resultou num valor aproximadamente constante e igual a 0,75.

Verificou-se que a dilatância depende do nível de tensões de confinamento. No caso de tensões de confinamento baixas, o valor médio de $\tan(\psi)$ variou entre 0,2 e 0,7, dependendo da rugosidade apresentada pela superfície da unidade. Para altas pressões de confinamento, $\tan(\psi)$ cai a zero. Também se observou que a partir do crescimento do escorregamento, $\tan(\psi)$ tende a zero devido ao espalhamento da superfície formada pela ruptura por cisalhamento.

Lourenço e Rots (1997) propuseram um modelo de interface com modernos conceitos de plasticidade, capaz de capturar diversos mecanismos de ruptura da alvenaria. O modelo considera ruptura à tração no Modo I de fraturamento segundo um critério de “cut-off”, critério de Mohr-Coulomb para ruptura do Modo II e o denominado “cap model” para ruptura por esmagamento, ver Figura 2.34.

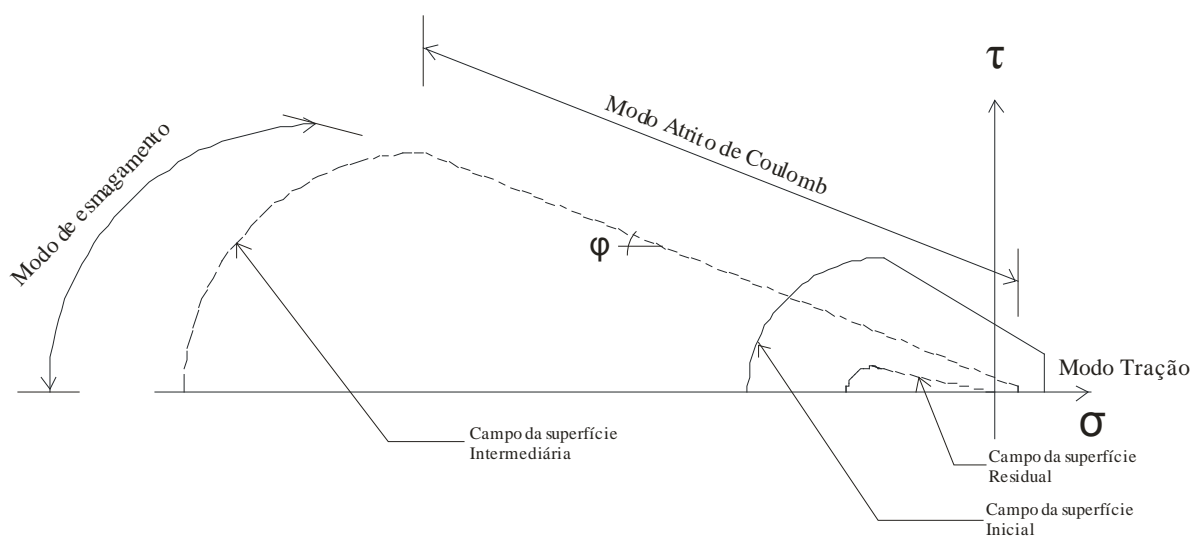


Figura 2.34 – Modelo de interface proposto. (Lourenço e Rots – 1997).

Este modelo concentra diversos tipos de danos relativos ao plano de fraturamento da juntas e, se necessário, a fissuração potencial sob tração pura nos planos de fissuras verticais no meio de cada unidade. De acordo com esses autores, o modelo é capaz de reproduzir o comportamento da estrutura por completo, até a degradação total, sem instabilidades numéricas.

CAPÍTULO 3

Ensaio de caracterização da alvenaria

O programa experimental proposto neste capítulo tem o objetivo de caracterizar o comportamento mecânico das juntas de argamassa, bem como caracterizar as partes componentes da alvenaria. Nos itens a seguir, serão descritos os procedimentos adotados para caracterização dos materiais constituintes e a aquisição dos dados necessários para posterior modelagem computacional dos modelos de alvenaria. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo.

3.1 Caracterização física e mecânica dos blocos

3.1.1 Determinação das tolerâncias dimensionais, área líquida e absorção de água.

Os blocos de concreto utilizados neste trabalho foram fornecidos pela empresa Tatu Pré-moldados, localizada no município de Limeira, no Estado de São Paulo. Na

sequência foram determinadas as características físicas e mecânicas dos blocos, de acordo com o prescrito pelas normas NBR 12118 (ABNT, 2007), NBR 6136 (ABNT, 2007) e NBR 8522 (ABNT, 2008).

Os blocos são vibro-compactados, com a mistura praticamente seca composta por areia, cimento e agregado com dimensão máxima de 6,3 mm. Os blocos possuíam seção tronco-piramidais, ou seja, tinham espessura variável nas paredes longitudinais e transversais conforme apresentado na Figura 3.1. Na Tabela 3.1 são apresentadas as características nominais dos blocos utilizados neste trabalho, identificando o material, a classe de resistência e as dimensões.

Tabela 3.1 – Características do bloco.

Material	Resistência Nominal	Classe de Resistência NBR 6136 (2007)	Dimensões (mm) (largura x altura x comprimento)	
			Bloco inteiro	Meio bloco
Concreto	8,0 MPa	A	140x190x390	140 x 190 x 190

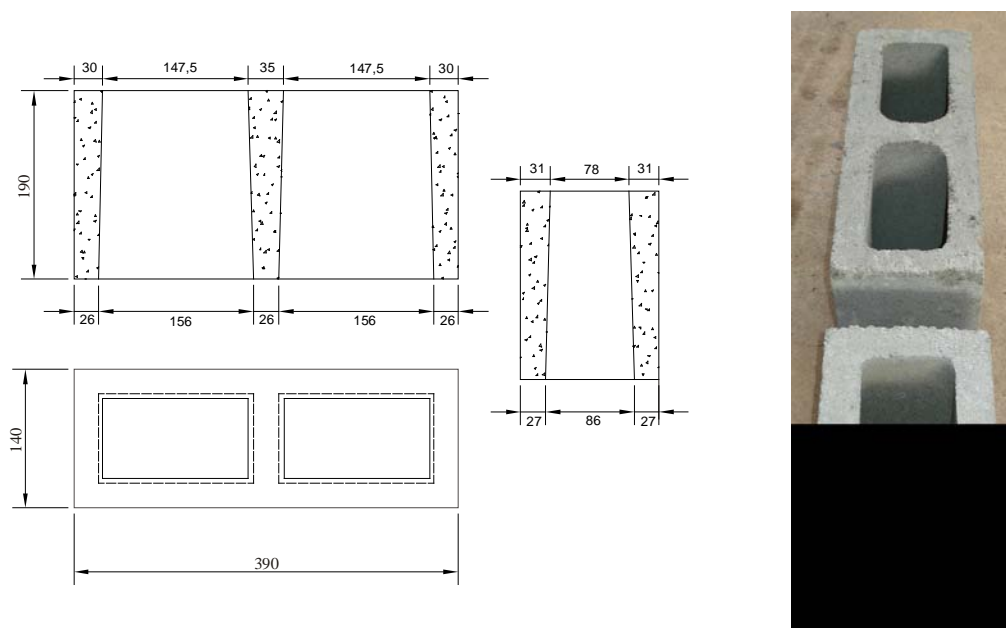


Figura 3.1 – Seção transversal do bloco com as dimensões das paredes transversais e longitudinais e perspectiva.

A espessura mínima das paredes transversais atende ao item 5.1.1 da NBR 6136 (ABNT, 2006). O valor obtido da espessura equivalente foi 195 mm/m, valor acima do valor mínimo da especificação normativa.

A Tabela 3.2 mostra algumas características físicas dos blocos inteiros: área líquida (A_l), área bruta (A_b), razão entre áreas, absorção, massa específica seca ($\bar{\delta}_s$) e índice de vazios (I). Os ensaios para determinação dessas propriedades foram realizados segundo os procedimentos da NBR 12118 (ABNT, 2007).

Tabela 3.2 – Características do bloco.

A_l (mm ²)	A_b (mm ²)	A_l / A_b	Absorção (%)	$\bar{\delta}_s$ (kg/m ³)	I (%)
28600	54900	0,52	3,86	2398,4	8,56

A razão entre a área líquida e área bruta apresentou o valor médio menor do que 0,75, sendo assim classificado como bloco vazado.

Segundo a NBR 6136 (ABNT, 2006) para blocos de resistência à compressão maior que 6 MPa a absorção média deve ser inferior a 10%. Assim sendo, o resultado médio da absorção foi inferior ao limite normativo.

3.1.2 Ensaio mecânicos dos blocos de concreto

Para os ensaios de compressão axial, as amostras de blocos foram inicialmente capeadas com uma fina camada de enxofre com espessura aproximada de 1 mm para uniformizar as tensões na superfície do bloco durante o ensaio. Esse procedimento é necessário devido à existência de pequenos ressaltos resultantes de sobras de concreto seco deixadas durante a fabricação do bloco de concreto, evitando assim a concentração de tensão e eventual fissuração localizada.

O ensaio para determinação da resistência à compressão foi conduzido com controle de deslocamento com velocidade constante igual a 0,005 mm/s com o objetivo de se obter também o trecho pós-pico do diagrama tensão *versus* deformação. A instrumentação utilizada nos ensaios de resistência à compressão era composta por quatro transdutores de deslocamento verticais, dispostos a uma distância de 5 cm das faces nos quatro cantos do bloco, e um transdutor de deslocamento, disposto horizontalmente na metade da altura do bloco, conforme se mostra na Figura 3.2.

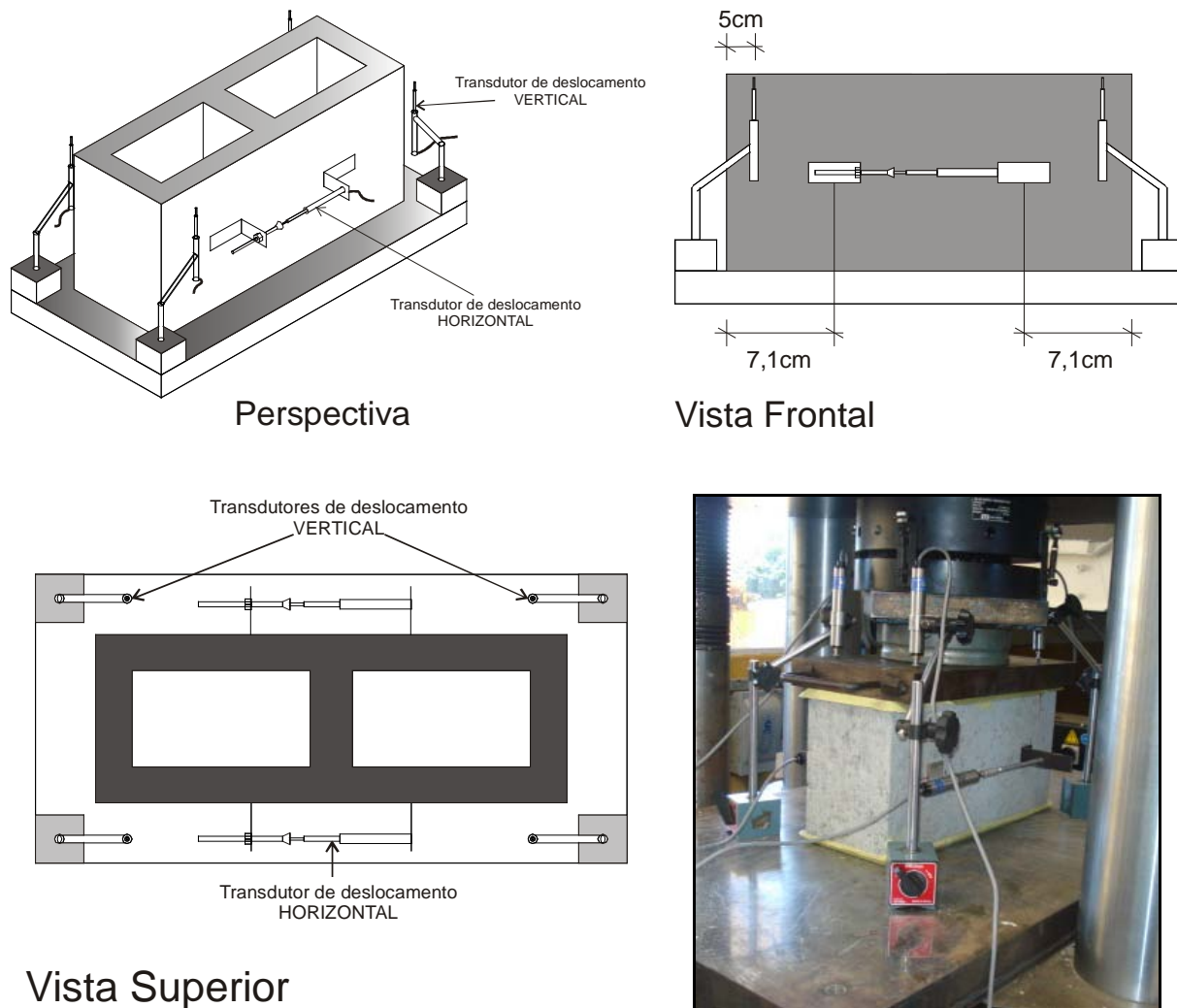


Figura 3.2 – Instrumentação do bloco para ensaio à compressão axial.

3.1.2.1 Resultados de resistência à compressão

Os valores de resistência à compressão média e característica obtidos em relação à área bruta, juntamente com as deformações verticais e horizontais últimas, são apresentados na Tabela 3.3, com os respectivos desvio-padrão e coeficientes de variação. No total, foram ensaiadas 12 amostras.

Tabela 3.3 – Resistência à compressão, deformação vertical e horizontal dos blocos.

Bloco	f_b (MPa)	ϵ_c	ϵ_t
1	12,75	0,0025	0,0019
2	13,29	0,0030	0,0016
3	15,01	0,0041	0,0022
4	11,06	0,0033	0,0022
5	13,40	0,0031	0,0021
6	13,37	0,0032	0,0022
7	13,38	0,0031	0,0014
8	13,32	0,0040	0,0023
9	9,80	0,0072	0,0026
10	10,82	0,0032	0,0016
11	13,50	0,0043	0,0027
12	14,59	0,0034	0,0016
Média	12,86	0,0037	0,0020
Desvio padrão	1,54	0,0012	0,0004
Coefficiente de variação (%)	11,97	32,98	20,40
f_{bk} (MPa)	9,77		

A variação dos resultados obtida na resistência à compressão dos blocos foi considerada pequena, indicando uma boa qualidade na fabricação das unidades. A resistência característica f_{bk} foi obtida conforme o procedimento de determinação da resistência característica da NBR 15812-2 (2010).

As deformações de compressão e de tração na ruptura apresentaram elevada dispersão de valores, uma vez que os coeficientes de variação obtidos foram superiores a 10%. Para as deformações laterais (ϵ_t), o valor da variação dos resultados pode ser explicado pelo surgimento de fissuras que passaram pelo campo de medição dos transdutores de deslocamento. Esse comportamento também foi verificado por Mohamad (2007).

A existência de tensões de aderência entre a chapa da máquina de ensaio e o bloco faz com que a ruptura seja tronco-piramidais, como mostra a Figura 3.3. Este modo de ruptura é gerado pelo deslocamento restringido produzido pelo atrito entre a chapa e o bloco, surgindo um estado de tensões multiaxiais.



Figura 3.3 – Modo de ruptura dos blocos de concreto.

Na Figura 3.4 são apresentadas as tensões e deformações laterais e axiais medidas nos blocos. Nota-se que as deformações laterais aumentam linearmente até, aproximadamente, 40% da tensão de ruptura. As deformações de compressão do bloco possuem um comportamento não-linear típico de material frágil.

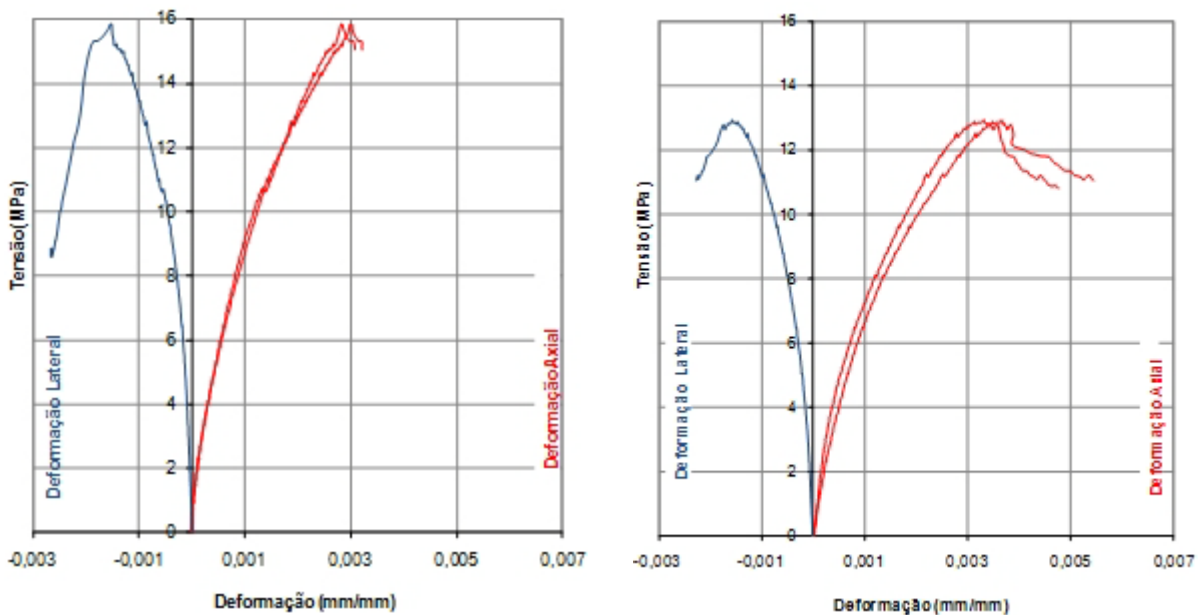


Figura 3.4 – Diagrama tensão deformação axial e lateral dos blocos 1 e 3, respectivamente.

Não foi possível obter a energia de fraturamento do material na compressão por meio dos ensaios experimentais, haja vista que os blocos sofreram rupturas bruscas, não tendo sido possível obter o trecho pós-pico da curva tensão *versus* deformação. No entanto, a energia de fraturamento na compressão foi determinada utilizando a

expressão proposta pelo CEB MC90 (CEB – FIP, 1993), a qual é dada pela Equação (3.1).

$$G_{fb} = 15 + 0,43 \cdot f_{bk} - 0,0036 \cdot f_{bk}^2 \quad (3.1)$$

em que:

f_{bk} é a resistência à compressão característica dos blocos ensaiados.

3.1.2.2 Ensaio de caracterização à tração direta

Para realização dos ensaios de resistência à tração direta foi necessária a utilização de uma serra-corte de disco diamantado com curso de corte de até 20 cm. A seqüência de corte e as dimensões são apresentadas na Figura 3.5.

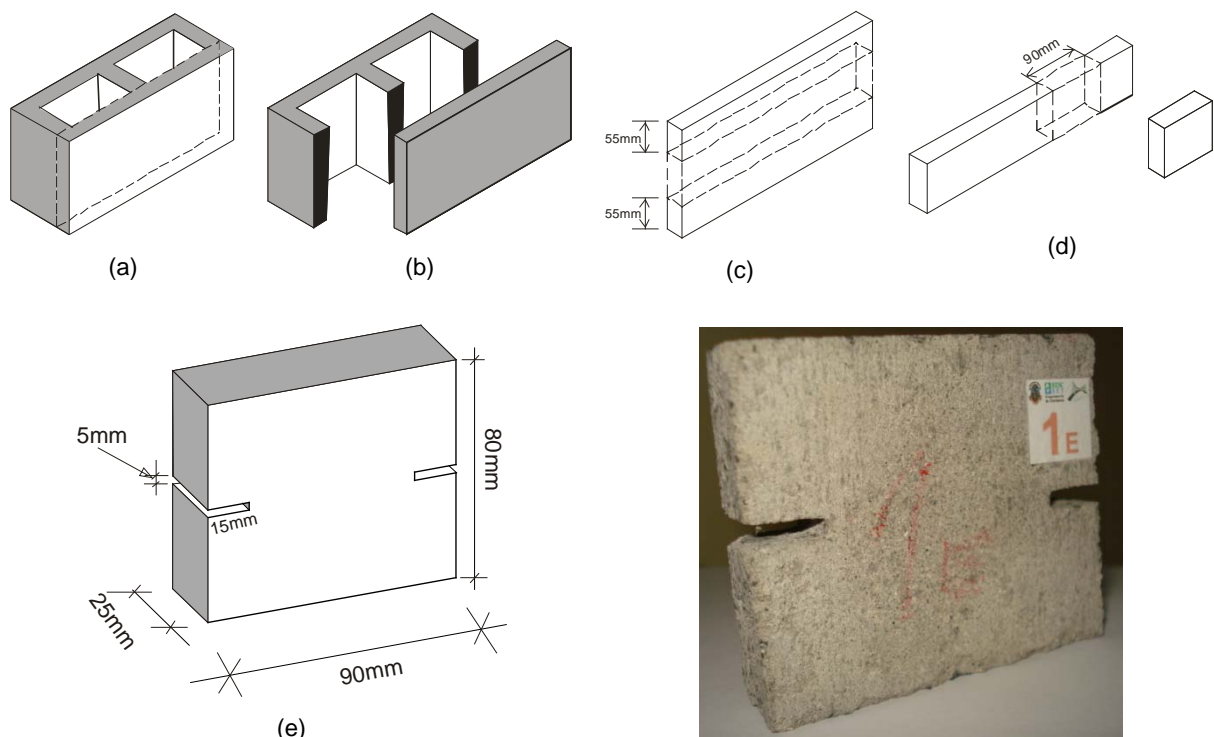


Figura 3.5 – Procedimento de corte das amostras.

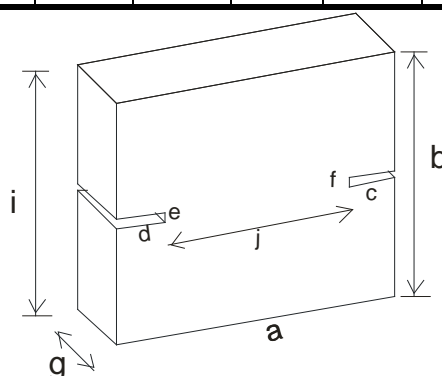
As dimensões de cada amostra ensaiada e a área da seção transversal da zona de fraturamento induzida são apresentadas na Tabela 3.4. A amostra de concreto foi colada em chapas de aço e posteriormente conectada por pinos de aço nas rótulas previamente instaladas no equipamento de ensaio, como mostra a Figura 3.6. Para

determinar o deslocamento relativo à abertura da fissura, foram dispostos dois *clip-gages* na metade da altura da amostra.

O atuador hidráulico utilizado (INSTRON – System 5000) permitiu uma velocidade de ensaio da ordem de 0,0005 mm/s. Esta velocidade pode, teoricamente, ajudar a obter o comportamento pós-pico do material controlando a abertura da fissura da amostra.

Tabela 3.4 – Dimensões das amostras extraídas dos blocos de concreto.

Amostra	a (mm)	b (mm)	c (mm)	d (mm)	e (mm)	f (mm)	g (mm)	h (mm)	i (mm)	j (mm)	Área (j.g) (mm ²)
1	92,09	78,49	17,45	17,75	4,99	4,90	23,05	92,25	79,26	57,41	1323,30
2	91,04	80,34	16,51	16,04	4,84	4,84	24,79	90,81	80,11	58,80	1457,65
3	91,12	79,44	16,54	16,43	4,96	4,95	26,41	90,95	79,40	58,40	1542,49
4	90,97	80,03	16,88	16,22	4,93	4,94	26,74	91,11	80,17	58,87	1573,89
5	90,97	80,32	16,37	16,39	4,94	5,01	26,06	91,03	80,09	58,37	1520,98
6	90,98	80,02	16,54	16,90	4,92	4,97	25,89	91,14	80,32	58,09	1503,80
7	90,72	80,15	16,46	16,35	5,02	4,97	26,50	91,06	79,97	58,20	1542,30
8	90,89	79,92	16,48	16,20	5,02	4,91	25,61	90,99	79,70	58,39	1495,08
10	90,94	81,05	16,63	16,83	4,90	4,92	25,94	90,84	80,73	57,20	1483,77
11	90,91	81,32	16,81	16,51	4,93	4,99	25,87	90,85	81,04	58,65	1517,28
14	90,83	81,37	15,92	15,92	4,86	4,98	26,32	90,89	81,49	59,68	1570,63
18	90,74	81,20	16,04	16,02	4,71	4,78	26,65	90,80	81,18	58,69	1564,24
19	90,49	81,70	15,75	15,77	4,64	4,77	26,85	90,85	81,22	59,12	1587,37
20	90,77	81,34	15,95	16,09	4,70	4,80	26,27	91,01	81,40	59,10	1552,26



As resistências à tração das amostras, força de tração na ruptura, deformação de ruptura, desvio-padrão e coeficiente de variação são apresentados na Tabela 3.5. Foram ensaiados vinte corpos-de-prova, no entanto seis amostras apresentaram ruptura fora do plano de ruptura. Observa-se que a resistência à tração correspondeu a aproximadamente 10% da resistência à compressão (cálculo feito com a área líquida). O coeficiente de variação dos resultados foi de 10,13%. Este

valor é considerado baixo se forem consideradas as características heterogêneas do material.

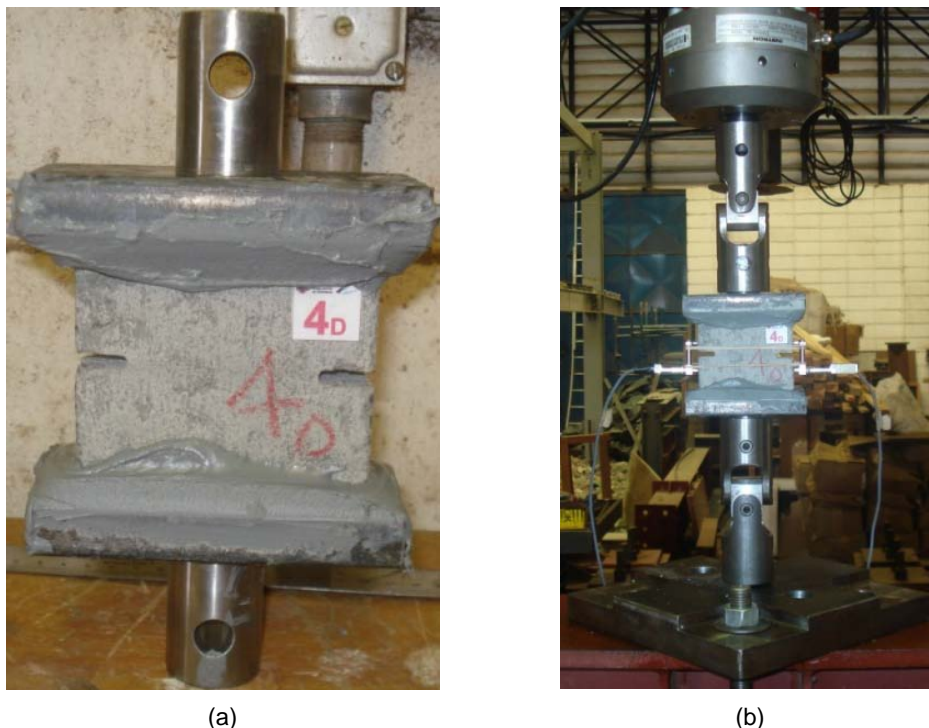


Figura 3.6 – (a) Amostra colada nas bases de aço e (b) configuração final do ensaio à tração.

Tabela 3.5 – Resultados de resistência à tração de amostras de concreto.

Amostra	Área de Ruptura (mm ²)	Força de Ruptura (kN)	Tensão (MPa)		ε _t (Ruptura)
1	1323,30	3,2	2,4		0,00034
2	1457,65	3,1	2,1		0,00037
3	1542,49	3,1	2,0		0,00021
4	1573,89	3,6	2,3		0,00046
5	1435,04	3,5	2,4		0,00021
6	1428,76	3,6	2,5		0,00046
7	1542,30	3,6	2,4		0,00031
8	1495,08	3,4	2,3		0,00024
10	1483,77	3,0	2,0		0,00041
11	1517,28	3,5	2,3		0,00035
14	1570,63	3,0	1,9		0,00021
18	1440,36	3,7	2,6		-
19	1587,37	4,4	2,8		0,00026
20	1552,26	3,6	2,3		0,00054
		Média	2,30	MPa	0,00034
		Desvio Padrão	0,23	MPa	0,0001
		Coefficiente de Variação (%)	10,13	%	33,04
		<i>f</i> _{btk}	1,90		MPa

A resistência característica à tração (f_{tk}), obtida conforme o procedimento de determinação da resistência característica da NBR 15812-2 (2010), foi 1,90 MPa. Os resultados experimentais de resistência à tração em função da resistência à compressão estão de acordo com a equação 3.3 proposta por Cheema e Klingner (1986) e pela equação 3.3 descrita na NBR 6118 (ABNT, 2003). A Figura 3.7 mostra que o valor da resistência característica à tração obtido a partir dos resultados experimentais está situado entre as curvas definidas pelas equações 3.2 e 3.3.

$$f_{tk} = 0,41 \cdot \sqrt{f_{bk}} \quad (\text{MPa}) \quad (3.2)$$

$$f_{tk} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{MPa}) \quad (3.3)$$

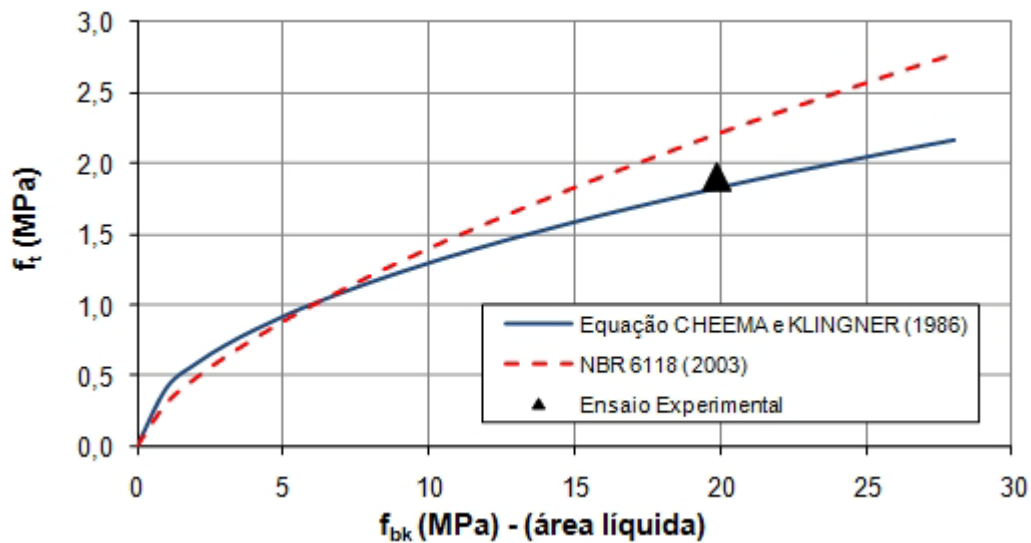


Figura 3.7 – Relação entre a resistência à tração e compressão.

A Figura 3.8 apresenta os resultados de resistência à tração (MPa) em função da deformação das amostras de concreto.

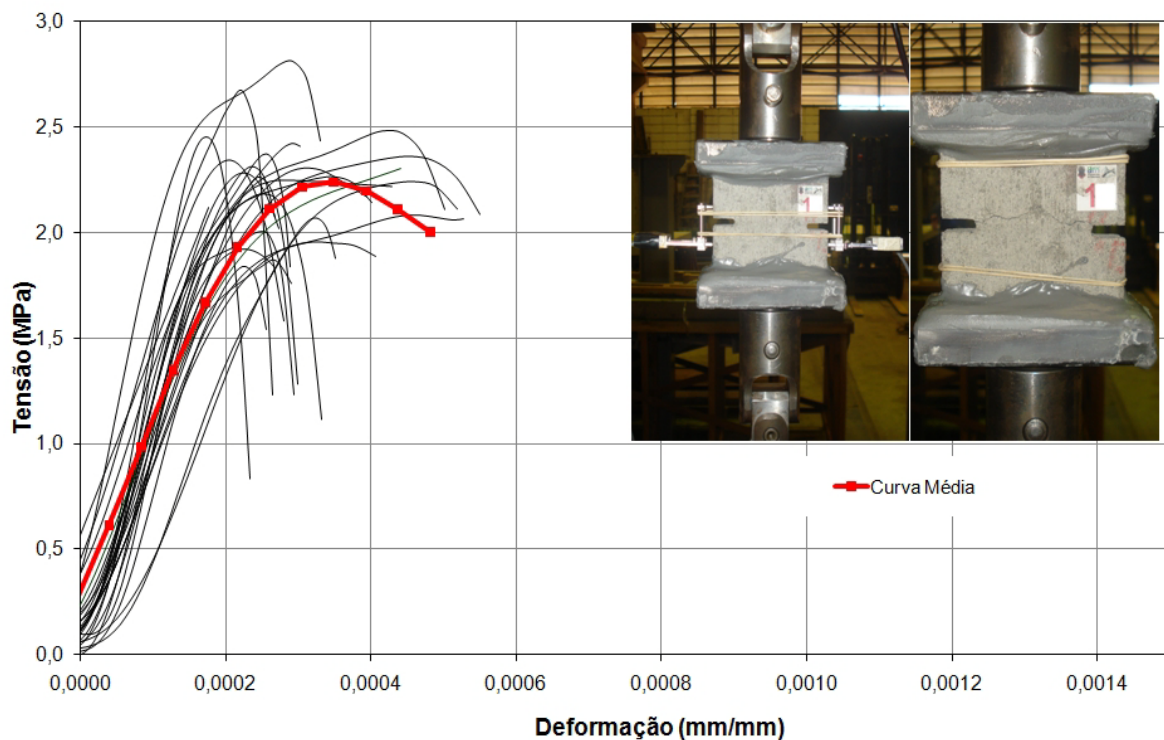


Figura 3.8 – Curva tensão *versus* deformação obtida do ensaio de tração direta de amostras de bloco de concreto.

Verificou-se, durante a realização dos ensaios, que não foi possível se obter o comportamento pós-pico das amostras. Esse fato pode ser justificado pela natureza frágil do material (concreto) à tração e também pela sensibilidade do atuador hidráulico durante o controle do carregamento do corpo-de-prova. Por esse motivo, a energia de fraturamento na tração foi determinada utilizando a expressão proposta pelo CEB MC90 (CEB-FIP, 1993). Para concretos com dimensão máxima característica menor do que 8 mm ($D_{máx}$), o valor da energia de fratura na tração é dado pela Equação 3.4.

$$G_{ft} = 0,025 \cdot \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0,7} \quad (3.4)$$

em que f_c é a resistência à compressão do bloco em área líquida em MPa.

3.2 Argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento utilizada neste trabalho foi do tipo mista, isto é, composta por cimento, cal e areia. Para dar continuidade na pesquisa iniciadas por Freitas (2008), foram utilizados dois traços de argamassa, ambos prescritos pela norma britânica BS 5628: *part1*. A Tabela 3.6 apresenta a denominação, o traço em volume e a relação aglomerante/agregado adotada para as argamassas.

Tabela 3.6 – Especificação dos traços de argamassas e proporção entre materiais

Denominação	Classificação BS 5628	Traço em Volume cimento:cal:areia	Relação Aglomerante/agregado
A1	Classe (ii)	1 : 0,5 : 4,5	1 : 3
A2	Classe (iii)	1 : 1 : 6	1 : 3

A seguir será apresentada uma caracterização parcial das argamassas utilizadas.

3.2.1 Especificação granulométrica da areia

O ensaio de análise granulométrica permite determinar o tamanho dos grãos do agregado através das porcentagens retidas ou passantes do material em cada peneira graduada. Com a análise granulométrica, verificou-se a distribuição dos grãos de areia em peneiras com aberturas normalizadas, determinando se a areia utilizada era contínua ou descontínua. A granulometria da areia pode influenciar as propriedades da argamassa no estado fresco, tais como a consistência, a coesão e a retenção de água, assim como poderá ter influência em propriedades da argamassa no estado endurecido, tais como a porosidade, a permeabilidade e a densidade. A NBR 7211 (ABNT, 2005) prescreve que a granulometria deve cumprir os limites de somente uma das zonas indicadas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Limites granulométricos do agregado – NBR 7211 (2005).

Peneiras ABNT (mm)	Porcentagem em peso retida acumulada na peneira ABNT			
	ZONA 1 (muito fina)	ZONA 2 (fina)	ZONA 3 (média)	ZONA 4 (grossa)
9,5	0	0	0	0
6,3	0 a 3	0 a 7	0 a 7	0 a 7
4,8	0 a 5 ^(A)	0 a 10	0 a 11	0 a 12
2,4	0 a 5 ^(A)	0 a 15 ^(A)	0 a 25 ^(A)	5 ^(A) a 40
1,2	0 a 10 ^(A)	0 a 25 ^(A)	10 a 45 ^(A)	30 ^(A) a 70
0,6	0 a 20	21 a 40	41 a 65	66 a 85
0,3	50 a 85 ^(A)	60 ^(A) a 88 ^(A)	708 a 92 ^(A)	80 ^(A) a 95
0,15	85 ^(B) a 100	90 ^(B) a 100	90 ^(B) a 100	90 ^(B) a 100

^(A) Pode haver tolerância de até 5 unidades de por cento em um só dos limites marcados com a letra A ou distribuídos em vários deles;

^(B) Para agregado miúdo resultante de britamento este limite poderá ser 80.

A areia utilizada possuía curva granulométrica que se enquadra na zona 1 (areia muito fina), conforme apresenta a Figura 3.9.

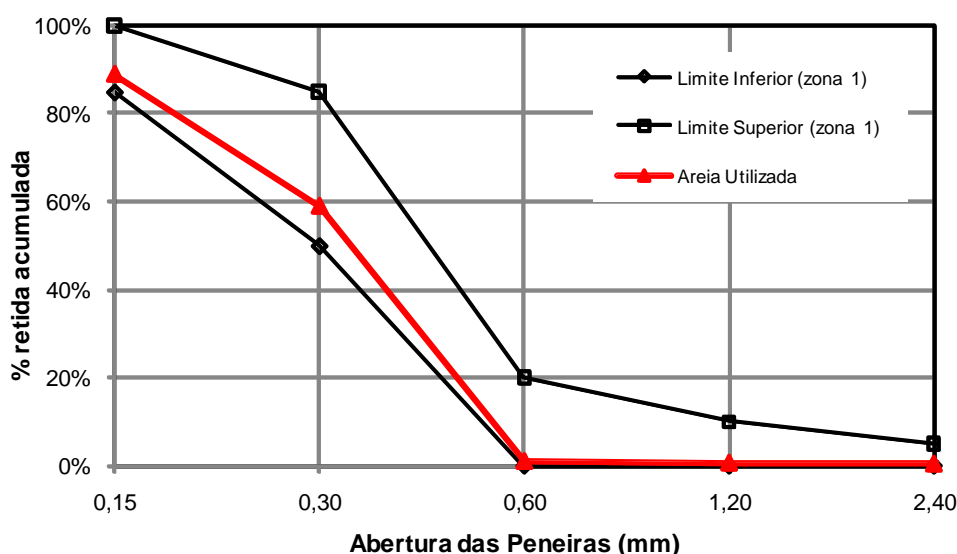


Figura 3.9 – Curva granulométrica da areia.

A Tabela 3.8 apresenta os valores do módulo de finura, dimensão máxima característica, massa específica, massa unitária, teor de argila em torrões e materiais friáveis, teor de material pulverulento e determinação das impurezas orgânicas.

Tabela 3.8 – Propriedades física da areia

Módulo de Finura NBR NM248/03	1,2	Teor de argila em torrões e materiais friáveis NBR7218/87 (%)	0,08
D _{máx} (mm) NBR NM248/03	0,6	Teor Pulverulento da Amostra Total NBR NM 46/03 (%)	1,26
Massa específica (g/cm ³) NBR NM 52/03	2,4	Determinação das Impurezas Orgânicas NBR NM49/01	Mais Clara que a Solução Padrão
Massa unitária do agregado solto (g/cm ³) NBR 7251/82	1,517		

3.2.2 Caracterização da argamassa

Foram realizados alguns ensaios de caracterização e controle tecnológico das argamassas de assentamento aplicadas nas peças de alvenaria ensaiadas. Em resumo, foram controlados a consistência da argamassa, a resistência à compressão, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.

3.2.2.1 Consistência da argamassa

Para determinar a consistência das argamassas utilizadas neste trabalho foi realizado o ensaio de consistência em mesa de consistência segundo recomendações da NBR 7215 (ABNT, 1996), ver Figura 3.10. Na sequência foi determinada a massa específica da argamassa no estado fresco, utilizando os procedimentos da NBR 9778 (ABNT, 2005). A Tabela 3.9 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 3.9 – Características das argamassas de assentamento.

Denominação	Traço (volume)	Traço (massa)	Umidade da areia (%)	a/c	I.C. (mm)	δ_f (kg/m ³)	Consumo Cimento (kg/m ³)	
							Teórico	Real
A1	1:0,5:4,5	1:0,35:6,2	18	1,15	287	2058	240,2	233,2
A2	1:1:6	1:0,7:8,2	18	1,76	290	2090	182,1	179,1



(a)



(b)

Figura 3.10 – Consistência da argamassa A1 – (a) amassamento; (b) mesa de consistência.

De acordo com a norma de execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, NBR 8798 (ABNT, 1985) o índice de consistência exigido deve ser superior a $230 \text{ mm} \pm 10 \text{ mm}$. No entanto, o índice de consistência utilizado foi maior do que a especificação normativa, devido a melhor trabalhabilidade da argamassa de assentamento.

3.2.2.2 Ensaio de compressão

As propriedades mecânicas das argamassas estudadas foram a resistência à compressão, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. Foram utilizados moldes cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Na moldagem foi empregado o procedimento de compactação em três camadas de trinta golpes, conforme descrito na NBR 13279 (ABNT, 2005). Durante a execução das amostras de alvenaria (prismas e painéis) foram moldadas duas amostras de argamassa. As

amostras foram armazenadas em câmara úmida e ensaiadas geralmente no vigésimo oitavo dia de cura. A Tabela 3.10 apresenta os resultados de resistência média à compressão e o valor característico obtido.

A resistência à compressão característica (f_{ak}) foi calculada conforme o procedimento de determinação da resistência característica da NBR 15812-2 (2010) para os dois tipos de argamassa de assentamento.

Tabela 3.10 – Resultados do ensaio de compressão.

Aplicação	Dias de Cura	Amostra	Argamassa A1	Argamassa A2
			f_a (MPa)	f_a (MPa)
Prismas à tração direta	29	1	6,50	3,64
		2	6,66	3,47
Prismas 3B à compressão, Prismas Cisalhamento	29	1	6,47	3,32
		2	6,53	3,41
Painéis de Contraventamento	30	1	6,39	3,29
		2	6,26	3,37
Prismas 2B à compressão	28	1	6,22	3,34
		2	6,42	3,19
		f_a médio (MPa)	6,43	3,38
		D.P. (MPa)	0,14	0,13
		C.V. (%)	2,23	3,97
		f_{ak} (MPa)	6,16	3,19

Outra propriedade estudada das argamassas foi o módulo de elasticidade. O procedimento adotado foi o estabelecido pela NBR 8522 (ABNT, 2008). Foram utilizados dois transdutores de deslocamento verticais e dois extensômetros elétricos colados conforme mostra a Figura 3.11, com o objetivo de obter o módulo de elasticidade secante e o coeficiente de Poisson.

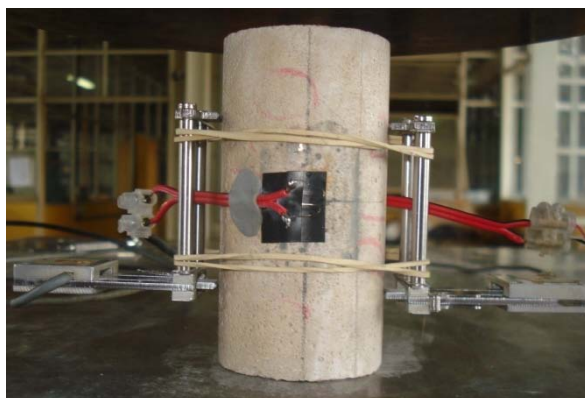
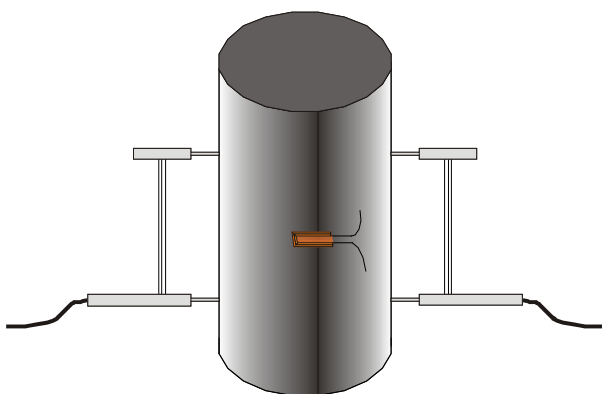


Figura 3.11 – Configuração dos transdutores e extensômetros elétricos no CP de argamassa.

Na Tabela 3.11 apresenta os resultados de resistência à compressão média, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Tabela 3.11 – Resultado de resistência à compressão média, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Aplicação	Dias de Cura	Amostra	Argamassa A1			Argamassa A2		
			f_a (MPa)	$E_{30\%}$ (GPa)	Poisson	f_a (MPa)	$E_{30\%}$ (GPa)	Poisson
Prismas à tração direta	120	1	7,53	6,98	0,11	3,78	4,32	0,08
		2	7,88	7,15	0,10	3,89	4,11	0,10
Prismas 3B à compressão Prismas Cisalhamento	120	1	8,17	9,50	0,13	4,40	4,55	0,07
		2	7,97	8,02	0,13	4,55	5,83	0,11
Painéis de Contraventamento	39	1	7,23	6,28	0,08	3,19	4,62	-
		2	7,90	7,41	0,12	3,26	5,76	-
		Média	7,78	7,56	0,11	3,85	4,86	0,09

As Figuras 3.12 e 3.13 apresentam os diagramas tensão *versus* deformação das argamassas estudadas.

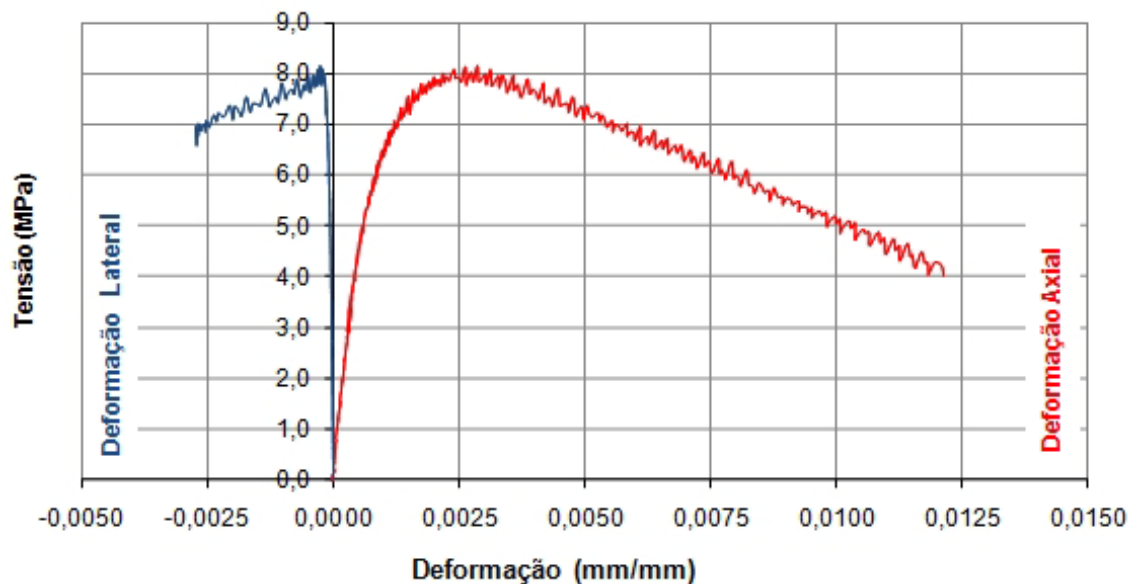


Figura 3.12 – Curvas tensão versus deformação – Argamassa A1.

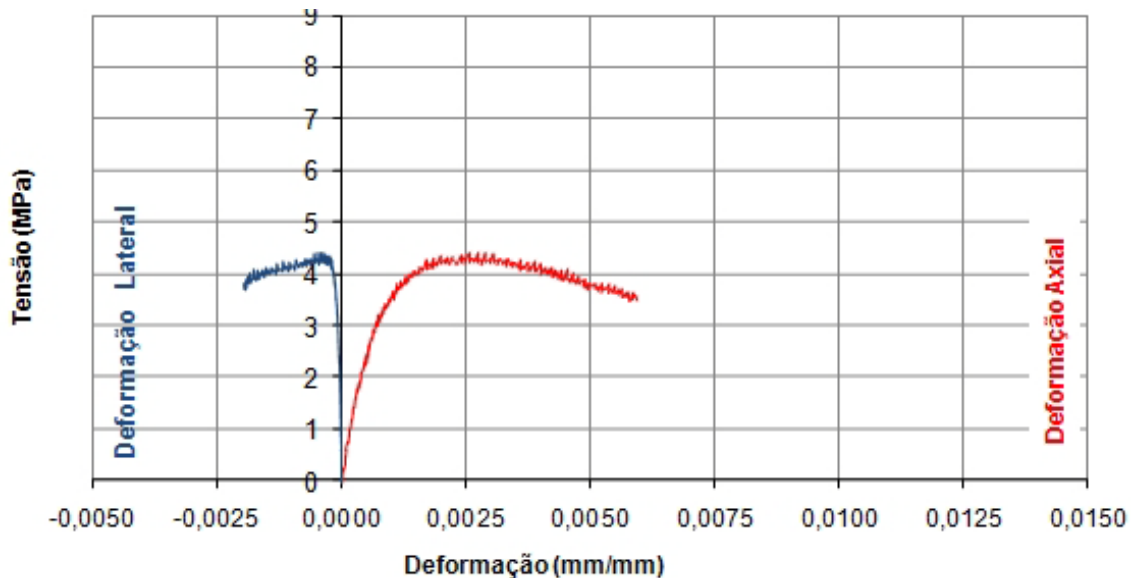


Figura 3.13 –Curvas tensão versus deformação – Argamassa A2.

3.3 Aderência nas juntas

Nos itens a seguir descreve-se a caracterização do comportamento mecânico da interface bloco-argamassa. Foram estudadas amostras de alvenaria submetida a ensaios de tração direta e cisalhamento.

3.3.1 Tração direta

Com o objetivo de caracterizar o comportamento da interface bloco-argamassa (junta) quando submetida a esforços de tração, foram ensaiados pequenos prismas compostos por dois meios blocos assentados um sobre o outro e unidos por uma junta de argamassa de aproximadamente 10 mm de espessura. Como a zona de fraturamento geralmente se desenvolve na região da ligação entre o bloco e a argamassa de assentamento, escolheu-se a configuração de ensaio que utiliza a metade do meio-bloco no assentamento dos prismas, resultando em um corpo-de-prova de menor massa e maior facilidade de manuseio (ver Figura 3.14).

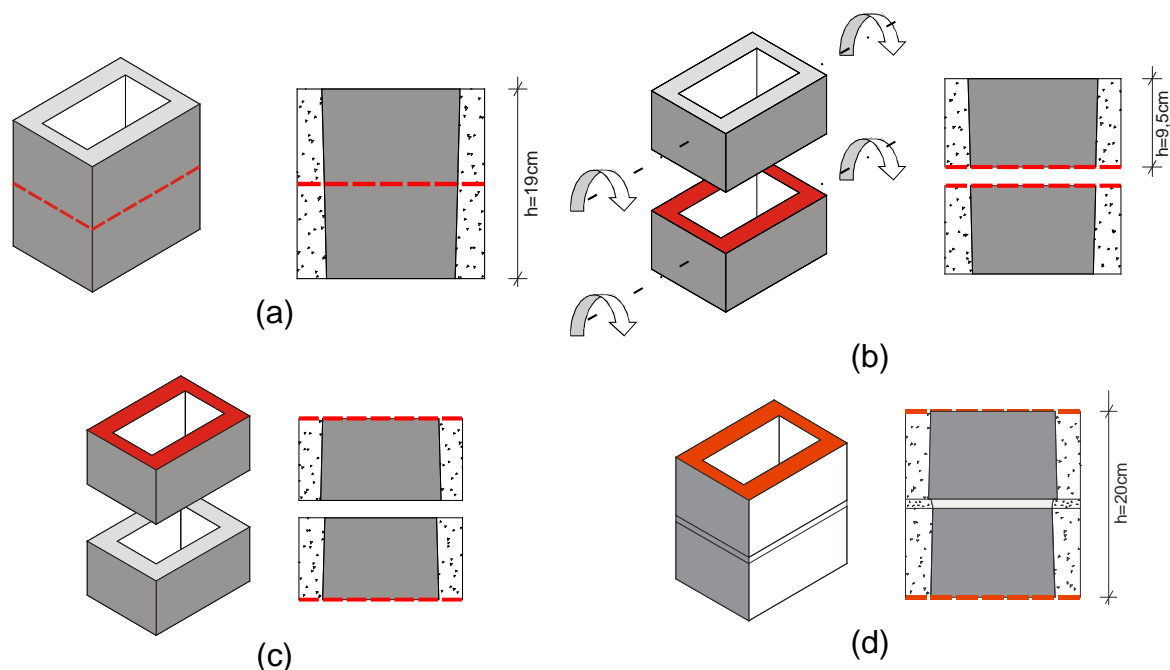


Figura 3.14 – Esquema de corte do meio-bloco e preparação do prisma para ensaio de tração direta.

Como se pode observar na Figura 3.14a o meio-bloco foi cortado transversalmente resultando em duas metades (Figura 3.14b). Na sequência, foi rotacionado em relação ao eixo longitudinal do meio-bloco de modo a obter a mesma configuração de assentamento da argamassa no meio-bloco (Figura 3.14c). Em seguida, é apresentada a configuração final do prisma de meio-bloco com junta de argamassa de 10 mm de altura (Figura 3.14d).

Seguindo os mesmos procedimentos utilizados no ensaio de tração direta de amostra de bloco de concreto, o prisma foi colado em chapas de aço posteriormente conectadas ao equipamento de ensaio por pinos de aço nas rótulas previamente instaladas no equipamento de ensaio, ver Figura 3.15. Para determinar o deslocamento relativo à abertura da fissura, foram dispostos quatro *clip-gages* à meia altura e nas extremidades de cada face do prisma, conforme apresentado na Figura 3.15b. A velocidade de ensaio foi de 0,0005 mm/s, a fim de se tentar obter o comportamento pós-pico do material.

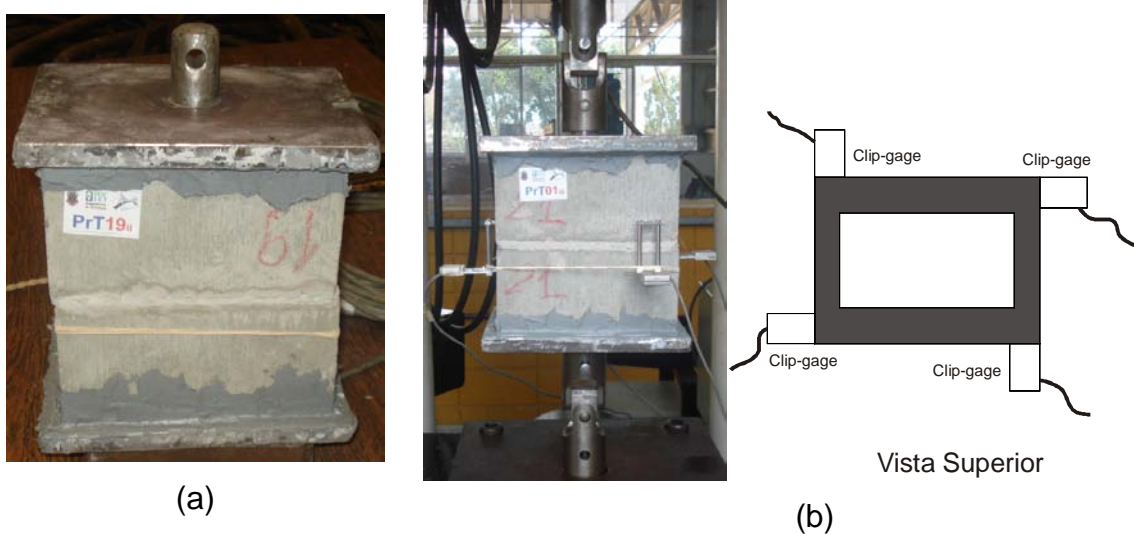


Figura 3.15 – (a) Amostra colada nas bases de aço e (b) configuração final do ensaio à tração.

A resistência à tração dos prismas, a força de tração de ruptura, o desvio-padrão e o coeficiente de variação dessa resistência são apresentados na Tabela 3.12. No total, foram ensaiados 40 prismas à tração, sendo 20 prismas para cada tipo de argamassa de assentamento. No entanto, algumas amostras foram perdidas no momento da conexão da chapa de aço colada nos prismas nas rótulas da máquina de ensaio. A resistência a tração dos prismas foi calculada dividindo a força de ruptura pela área bruta do prisma. Os coeficientes de variação dos resultados foram 34,09% e 31,84%. O alto valor do coeficiente de variação ressalta a alta variabilidade dos resultados, a qual está associada a natureza frágil da ruptura da argamassa à tração.

Tabela 3.12 – Resultados de resistência à tração da junta.

Argamassa A1				Argamassa A2			
Amostra	Força de Ruptura (kN)	Tensão (MPa)		Amostra	Força de Ruptura (kN)	Tensão (MPa)	
3	1,8	0,067		1	1,57	0,060	
4	1,5	0,058		2	3,6	0,100	
5	3,4	0,126		3	2,7	0,103	
6	1,8	0,069		4	2,7	0,100	
7	3,0	0,114		5	3,2	0,122	
8	1,3	0,050		6	2,8	0,105	
9	2,4	0,091		7	3,0	0,114	
10	2,4	0,089		8	4,0	0,151	
12	2,3	0,087		9	1,6	0,061	
13	1,0	0,039		10	1,1	0,042	
14	1,4	0,051		14	2,4	0,088	
16	3,9	0,145		15	2,8	0,100	
17	2,7	0,102		16	2,1	0,078	
18	2,2	0,081		17	1,6	0,062	
19	2,5	0,095		18	2,1	0,077	
20	2,6	0,099		19	2,2	0,084	
	Média	0,085	MPa		Média	0,093	MPa
	D.P.	0,029	MPa		D.P.	0,030	MPa
	C.V.	34,09	%		C.V.	31,84	%
	f_{ptk}	0,032	MPa		f_{ptk}	0,045	MPa

As resistências característica à tração (f_{ptk}), calculadas conforme o procedimento de determinação da resistência característica da NBR 15812-2 (2010), foram iguais a 0,032 MPa e 0,045 MPa, respectivamente para as argamassas 1 e 2. Nota-se que para a argamassa de menor resistência à compressão e menor relação água/cimento apresentou maior resistência à tração. Esse comportamento foi verificado por Nunes (2007) que estudou a influência da variação da relação água/cimento e da granulometria da areia empregada na produção da argamassa de assentamento na resistência ao cisalhamento da alvenaria. Os resultados apresentados por esse autor indicam o aumento da resistência à tração direta com o aumento da relação água/cimento e com o aumento da dimensão máxima do agregado miúdo utilizado na composição da argamassa de assentamento. O aumento da quantidade de água presente na argamassa permitiu que o bloco, ao absorver a água, transportasse partículas de cimento fortalecendo a ligação na interface bloco-argamassa. O mesmo ocorreu com o aumento da dimensão máxima dos agregados miúdos, porque isso reduz a área efetiva de contato com o material

ligante, sobrando uma maior quantidade de pasta para criar a ligação da argamassa ao bloco.

A Tabela 3.13 apresenta os valores médios e característicos obtidos neste trabalho e os valores característicos da resistência à tração na flexão normal à fiada da NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

Tabela 3.13 – Resultados de resistência à tração da alvenaria.

	Unidade	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)	Resistência à tração (MPa)
NBR 15812-1 (ABNT, 2010) f_{tk}	Bloco cerâmico	1,5 a 3,4 3,5 a 7,0 > 7,0	0,10 0,20 0,25
Este trabalho (valores característicos)	Bloco de concreto	3,19 (A2)	0,045
Este trabalho (valores médios)		6,16 (A1)	0,032
		3,19 (A2)	0,093
		6,16 (A1)	0,085

* Tensão de tração na área líquida do bloco.

Nota-se que os resultados experimentais característicos obtidos neste trabalho ficaram abaixo dos valores característicos à tração na flexão da NBR 15812-1 (ABNT, 2010). Tal diferença pode ser explicada devido o bloco de concreto apresentar menor absorção de água do que o bloco cerâmico apresentado pela norma brasileira, diminuindo a penetração de pasta por capilaridade na ligação bloco argamassa, assim diminuindo a resistência à tração na junta. Outro fator preponderante é a configuração do ensaio. Mehta e Monteiro (2008), para resistência do concreto à tração, descrevem que os valores obtidos para a resistência à tração na flexão são maiores que os valores obtidos nos ensaios de tração direta, na qual consideram a resistência à tração direta igual a 70% da resistência à tração por flexão.

Além disso, a argamassa de assentamento utilizada continha uma areia classificada como muito fina, cuja dimensão máxima era de 0,6 mm. Conforme mencionado, agregados com maiores dimensões máximas tendem a reduzir a área efetiva de contato com o material ligante, sobrando uma maior quantidade de pasta para criar a ligação da argamassa ao bloco.

As Figuras 3.16 e 3.17 apresentam as curvas tensão *de* tração em função do deslocamento dos prismas obtidas, respectivamente para as argamassas A1 e A2.

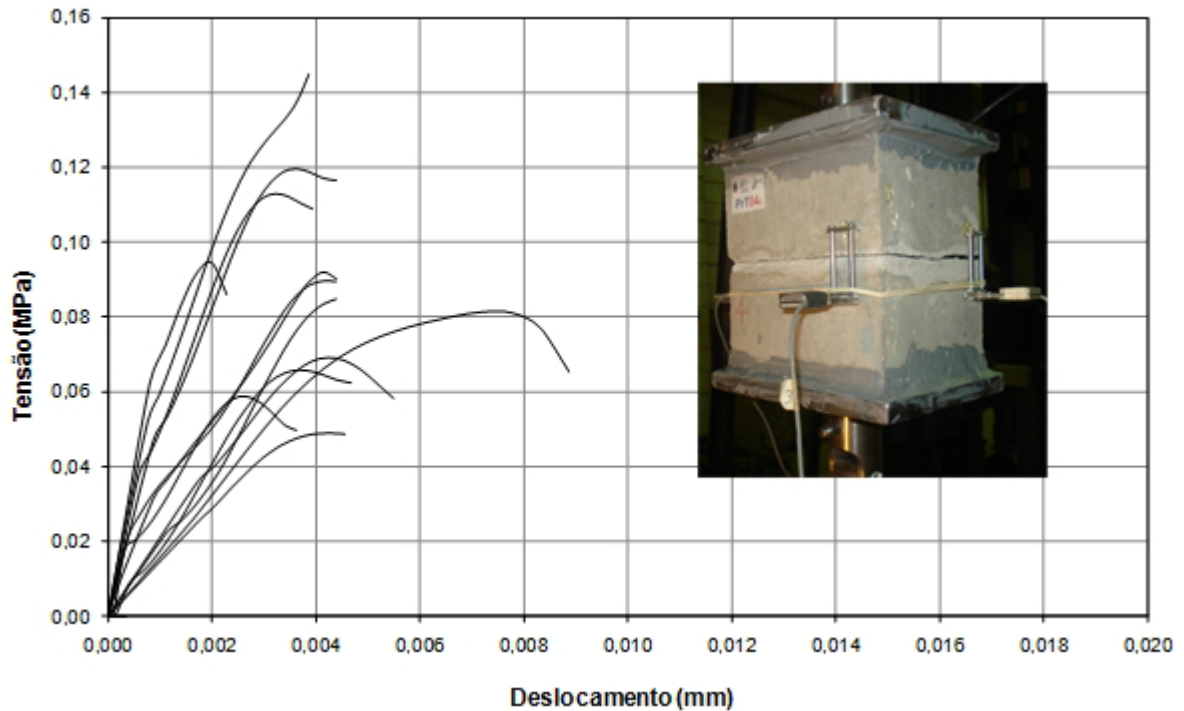


Figura 3.16 – Curvas tensão *versus* deslocamento do ensaio de tração direta de prismas com argamassa A1.

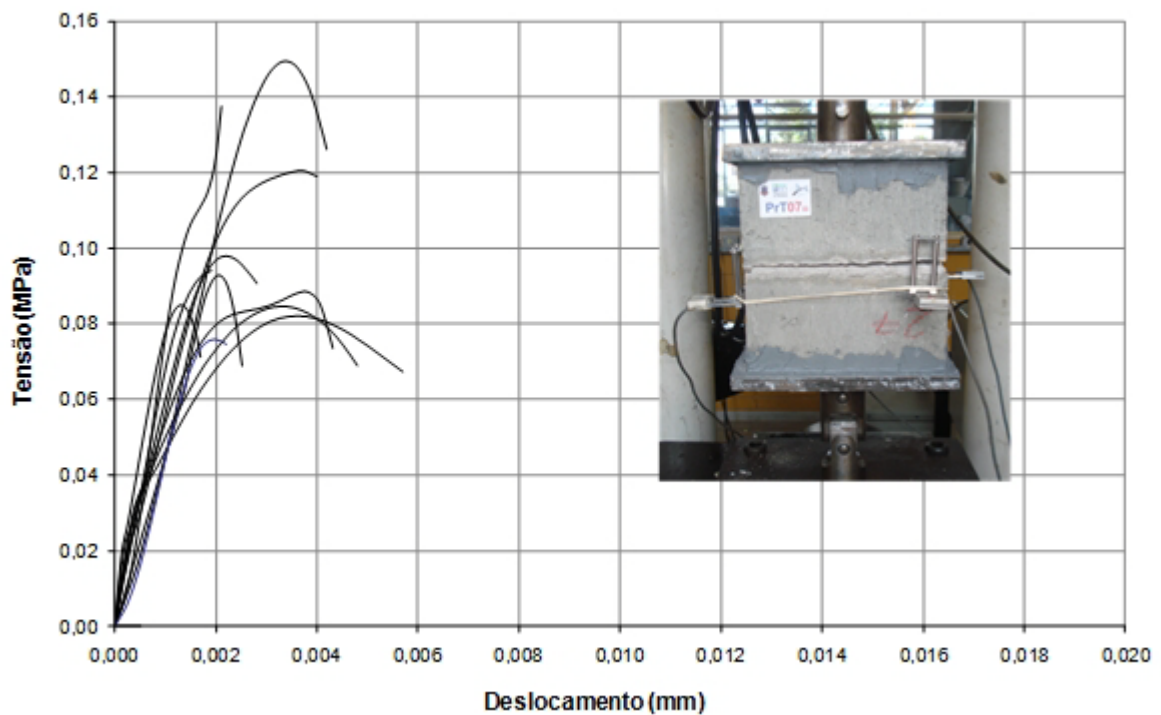


Figura 3.17 – Curva tensão *versus* deslocamento do ensaio de tração direta de de prismas com argamassa A2.

Observa-se nas Figuras 3.16 e 3.17 que não foi possível obter o comportamento pós-pico das amostras, fato que pode ser justificado pelo modo de ruptura frágil em todos os ensaios de tração realizados e também devido à sensibilidade do atuador hidráulico durante o controle de carregamento do corpo-de-prova. De fato, ele não permitiu a aplicação de incrementos de carregamento suficientemente pequenos de modo a permitir que os pares força-deslocamento fossem obtidos no trecho pós-pico. Assim, não foi possível obter a energia de fraturamento do Modo I de ruptura da junta.

O módulo de rigidez elástico normal (k_n) foi obtido da curva tensão de tração *versus* deslocamento. Os valores obtidos são apresentados na Tabela 3.14. Observam-se, nessa tabela, valores altos do coeficiente de variação, indicando uma alta variabilidade dos resultados obtidos. Essa variabilidade é mais pronunciada nas amostras moldadas com argamassa A1, que apresentaram com coeficiente de variação de 54%.

Tabela 3.14 – Resultados do módulo de rigidez elástica normal (k_n).

Argamassa A1				Argamassa A2			
Amostra	Força de Ruptura (kN)	k_n (MPa/mm)		Amostra	Força de Ruptura (kN)	k_n (MPa/mm)	
3	1,8	19,14		1	1,6	-	
4	1,5	27,84		2	3,6	76,33	
5	3,4	42,30		3	2,7	61,21	
6	1,8	19,64		4	2,7	47,60	
7	3,0	46,37		5	3,2	56,16	
8	1,3	-		6	2,8	92,82	
9	2,4	27,31		7	3,0	68,66	
10	2,4	28,09		8	4,0	51,78	
12	2,3	18,74		9	1,6	-	
13	1,0	-		10	1,1	-	
14	1,4	-		14	2,4	64,19	
16	3,9	55,76		15	2,8	-	
17	2,7	32,51		16	2,1	50,24	
18	2,2	16,31		17	1,6	40,72	
19	2,5	78,58		18	2,1	43,17	
20	2,6	-		19	2,2	51,08	
	Média	34,38	MPa/mm		Média	58,66	MPa/mm
	D.P.	18,52	MPa/mm		D.P.	15,02	MPa/mm
	C.V.	53,87	%		C.V.	25,61	%

3.3.2 Ensaio de cisalhamento

Os ensaios de cisalhamento foram executados seguindo as recomendações da norma europeia EN1052-3 (CEN, 2002). Quatro diferentes níveis de pré-compressão foram aplicados nas amostras: 0,10 MPa, 0,30 MPa, 0,50 MPa e 1,0 MPa. Para cada nível de pré-compressão foram ensaiados três prismas, totalizando 12 amostras para cada tipo de argamassa estudada. As amostras ensaiadas foram executadas com três unidades e juntas de argamassa com aproximadamente 10 mm de altura, como mostra a Figura 3.18. O aparato de ensaio consistia de um conjunto de duas barras rosqueáveis de 25 mm de diâmetro, dois perfis “U”, um em cada uma das extremidade, sendo um o apoio do atuador hidráulico usado para aplicar a força de pré-compressão, placas de aço de 32 mm de espessura e placas de *neoprene* com o intuito de evitar concentração de tensões na amostra.

Três transdutores de deslocamento foram utilizados nesses ensaios. Dois deles mediram os deslocamentos horizontais e o outro transdutor foi utilizado para medir os deslocamentos verticais. A Figura 3.18b apresenta o aparato utilizados nos ensaios.

Segundo a norma europeia EN 1052-3 (CEN, 2002), o modo de ruptura das amostras deve ser um dos seguintes:

- a) Ruptura por cisalhamento na ligação unidade/argamassa em uma ou nas duas juntas;
- b) Ruptura por cisalhamento somente na argamassa;
- c) Ruptura por cisalhamento na unidade;
- d) Esmagamento e/ou fissuração da unidade.

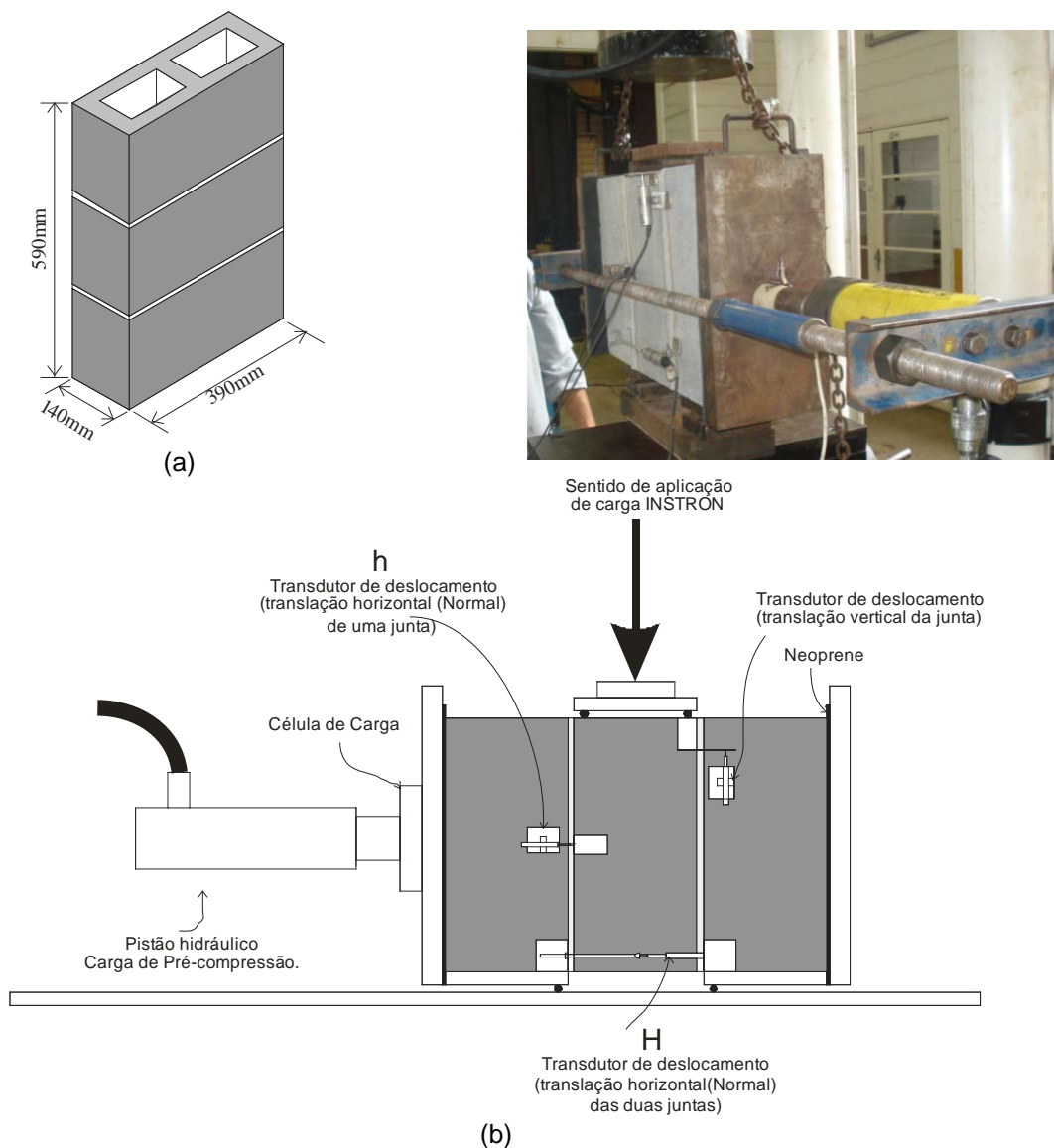
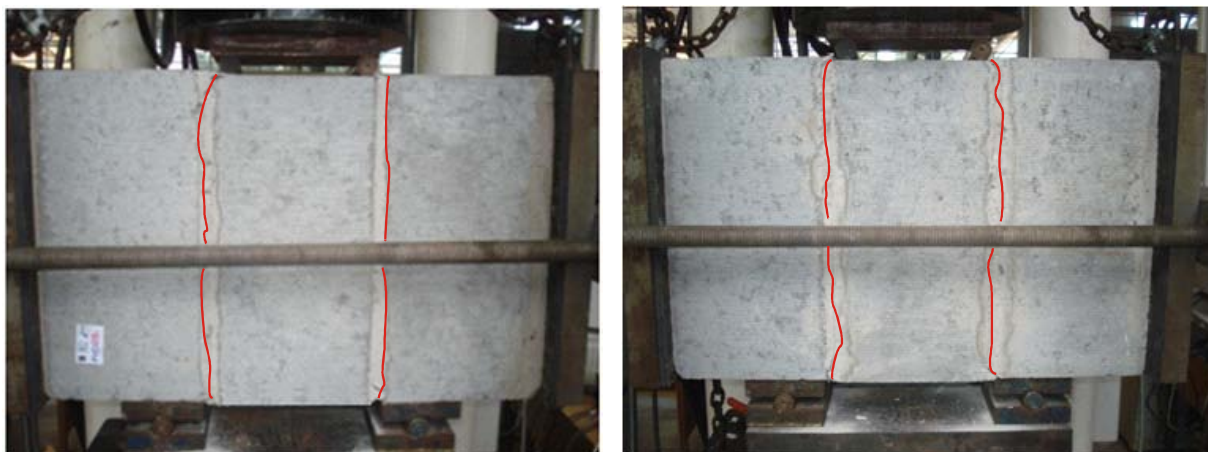


Figura 3.18 – Ensaio de cisalhamento: (a) prisma utilizado nos ensaios; (b) configuração do ensaio.

As amostras ensaiadas apresentaram ruptura por cisalhamento na ligação unidade-argamassa. Na Figura 3.19 apresentam-se as configurações de ruptura obtidas para os prismas assentados com argamassas A1 e A2 após edição para se ressaltar as fissuras efetivamente observadas.



(b)
**Figura 3.19 – Modo de ruptura – Ensaio de cisalhamento: (a) prisma argamassa A1;
 (b) prisma argamassa A2.**

Na Tabela 3.15 e na Figura 3.20 são apresentados os valores de resistência ao cisalhamento e coeficiente de atrito interno obtidos dos ensaios de cisalhamento. O cálculo da resistência característica e do coeficiente de atrito característico foi realizado multiplicando-se os valores médios por 0,8, conforme recomendação da EN 1052-3 (CEN, 2002).

$$f_{vk} = 0,8 \cdot f_{vo} + 0,8 \cdot \tan(\varphi) \cdot \sigma \quad (3.5)$$

Tabela 3.15 – Resistência ao cisalhamento e coeficiente de atrito interno obtidos dos ensaios de cisalhamento.

Tipo de Argamassa	f_{vo} (MPa)	f_{vok} (MPa)	$\tan(\varphi)$	$\tan(\varphi_k)$
A1	0,235	0,188	0,624	0,498
A2	0,208	0,166	0,612	0,489

Onde, f_{vo} é a coesão, f_{vok} é o valor característico da coesão, $\tan(\varphi)$ é o coeficiente de atrito e $\tan(\varphi_k)$ é o valor característico do coeficiente de atrito.

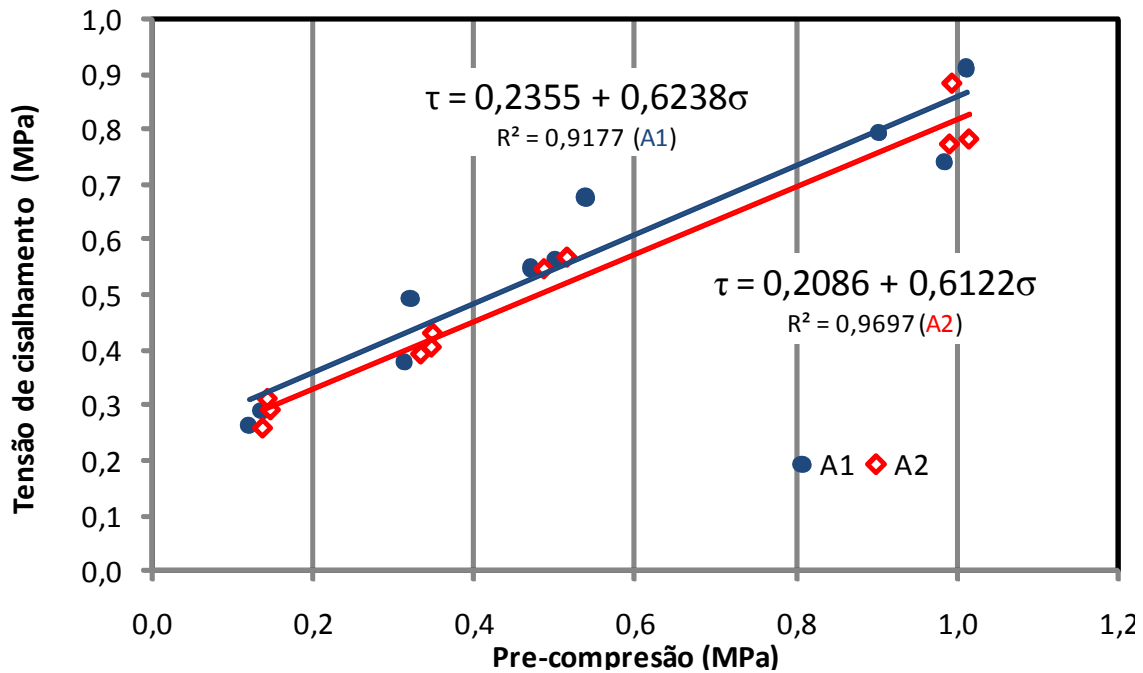


Figura 3.20 – Diagrama tensão de cisalhamento vs. pré-compressão.

Diversos autores observaram que, depois da tensão de pico ter sido atingida, há um decréscimo progressivo e gradual na tensão de cisalhamento até que esta tensão se estabilize, como mostra a Figura 3.21 (Vasconcelos, 2005; Abdou *et al.*, 2006; Nunes, 2007; Haach, 2009).

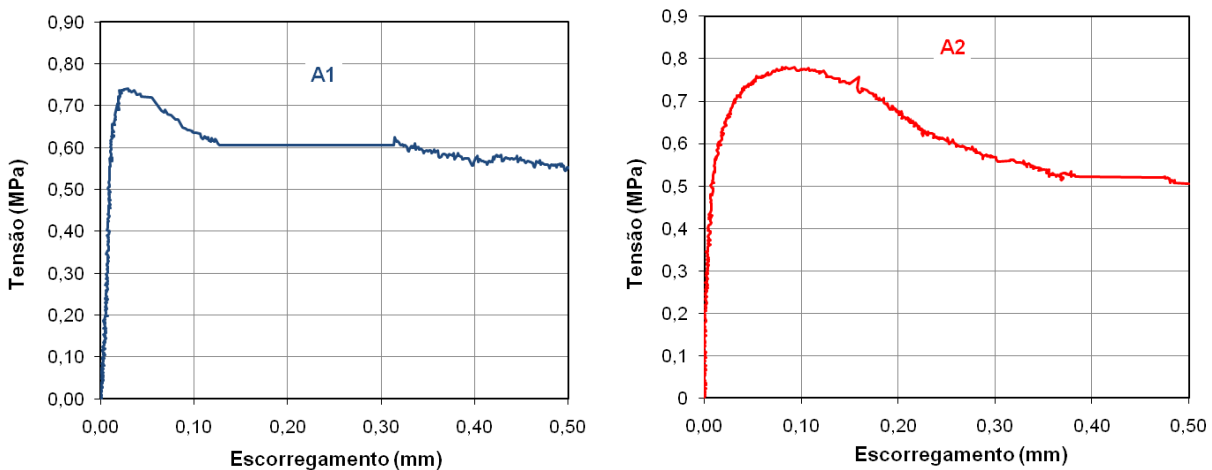


Figura 3.21 – Gráfico tensão de cisalhamento vs. escorregamento das argamassas estudadas. Pré-compressão de 1,0 MPa.

Na Tabela 3.16 e na Figura 3.20 são apresentados os valores de resistência ao cisalhamento residual e do coeficiente de atrito interno residual obtidos dos ensaios de cisalhamento.

Tabela 3.16 – Resultados de resistência ao cisalhamento residual e o coeficiente de atrito interno residual.

Tipo de Argamassa	$f_{vo,res}$ (MPa)	$f_{vok,res}$ (MPa)	$\tan(\varphi_{res})$	$\tan(\varphi_{k,res})$
A1	0,038	0,030	0,631	0,505
A2	0,106	0,085	0,592	0,474

Em que, $f_{vo,res}$ é a coesão residual, $f_{vok,res}$ é o valor característico da coesão residual, $\tan(\varphi_{res})$ é o coeficiente de atrito residual e $\tan(\varphi_{k,res})$ é o valor característico do coeficiente de atrito residual.

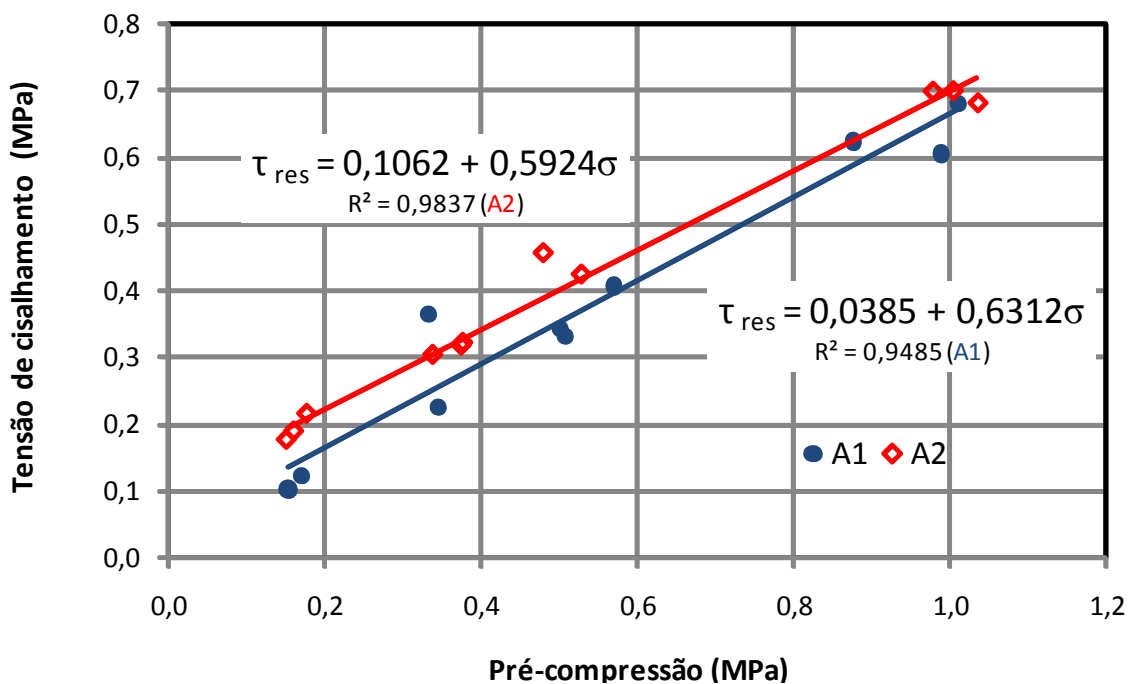


Figura 3.22 – Diagrama tensão de cisalhamento residual vs. pré-compressão.

A coesão sofreu uma redução de 84% e 49% para prismas com argamassa A1 e A2, respectivamente. De acordo com Abdou *et al.* (2006), a existência da coesão residual pode ser explicada pela penetração da argamassa nos vazios do bloco, o que evita a separação dos mesmos. Os valores do coeficiente de atrito residual apresentaram pequena alteração, com diferença de 1% e 3% para prismas com argamassa A1 e A2.

Os valores médios e característicos obtidos neste trabalho e os valores característicos da resistência ao cisalhamento NBR 15812-1 (ABNT, 2010) são apresentados na Tabela 3.17.

Tabela 3.17 – Resultados de resistência ao cisalhamento da alvenaria.

	Unidade	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)	f_{vo} (MPa)	$\tan(\varphi)$
NBR 15812-1 (ABNT, 2010)	Bloco cerâmico	1,5 a 3,4 3,5 a 7,0 > 7,0	0,10 0,15 0,35	0,50 0,50 0,50
Este trabalho (valores característicos)	Bloco de concreto	3,19 (A2) 6,16 (A1)	0,166 0,188	0,489 0,498
Este trabalho (valores médios)		3,19 (A2) 6,16 (A1)	0,208 0,235	0,612 0,624

Nota-se que a coesão característica experimental apresentou valores próximos aos recomendados na NBR 15812-1 (ABNT,2010). Já o coeficiente de atrito apresentou valores iguais às recomendações da NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

A energia de fraturamento no Modo II foi calculada de acordo com a recomendação de Pluijm (1999), ver Figura 3.23. Na Figura 3.24, observa-se uma alta variabilidade dos resultados obtidos. No entanto nota-se que a energia depende da tensão de pré-compressão aplicada na junta de argamassa. A Tabela 3.18 apresenta os resultados obtidos para a energia de fraturamento do Modo II.

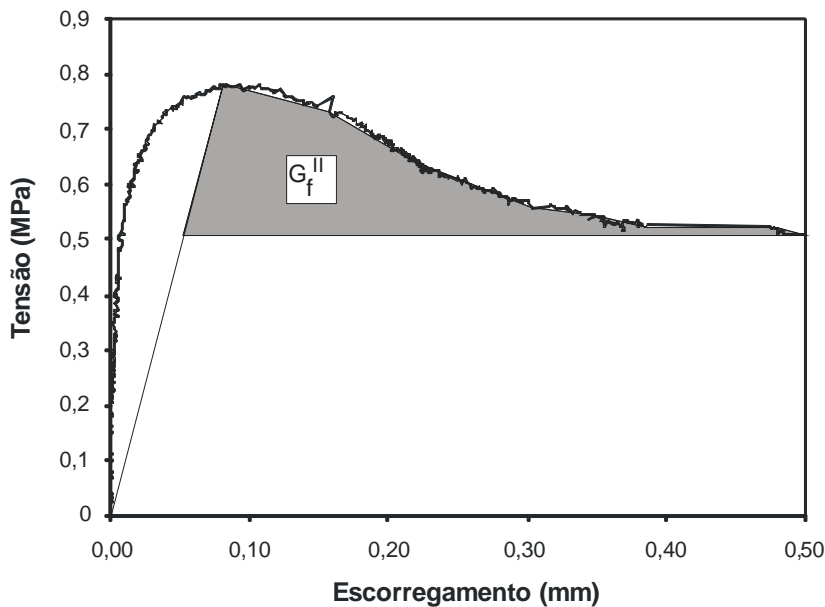


Figura 3.23 – Energia de fratura Modo II – Argamassa A2 – Pré-compressão de 1,0 MPa.

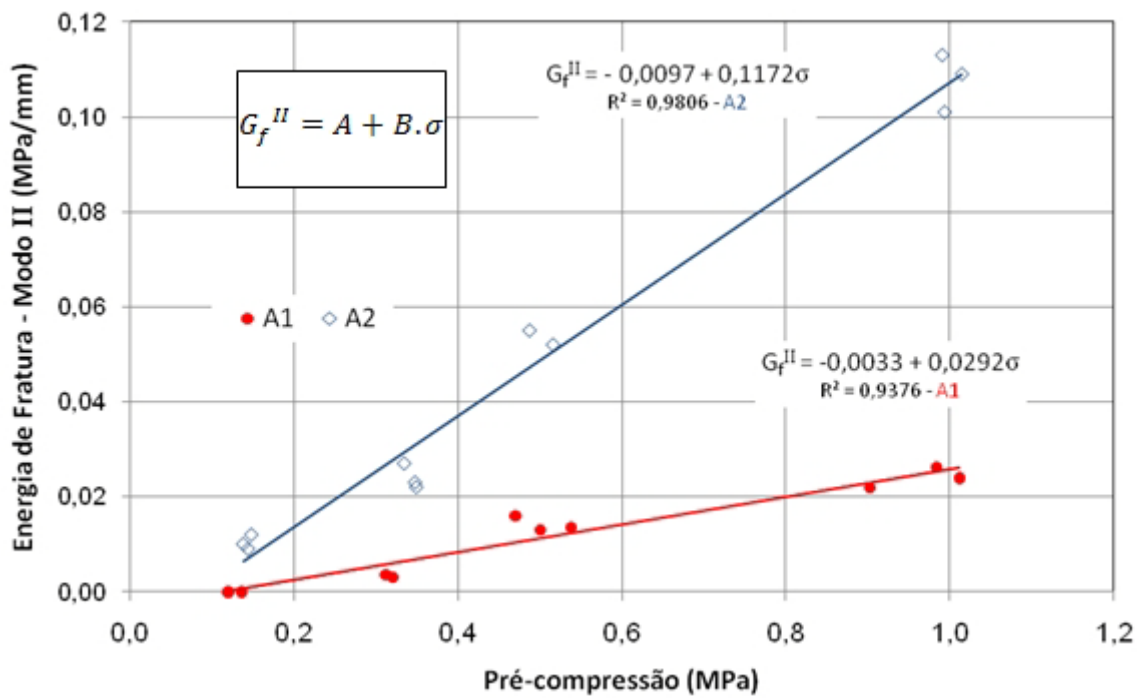


Figura 3.24 – Gráfico energia de fratura do modo II vs. pré-compressão.

Tabela 3.18 – Resultados da energia de fratura do modo II.

Tipo da Argamassa	A	B
A1	-0,003	0,029
A2	-0,010	0,117

O módulo de rigidez elástica transversal (k_s) foi obtido da curva tensão de cisalhamento *versus* escorregamento. Os valores obtidos para cada nível de pré-compressão são apresentados na Figura 3.25.

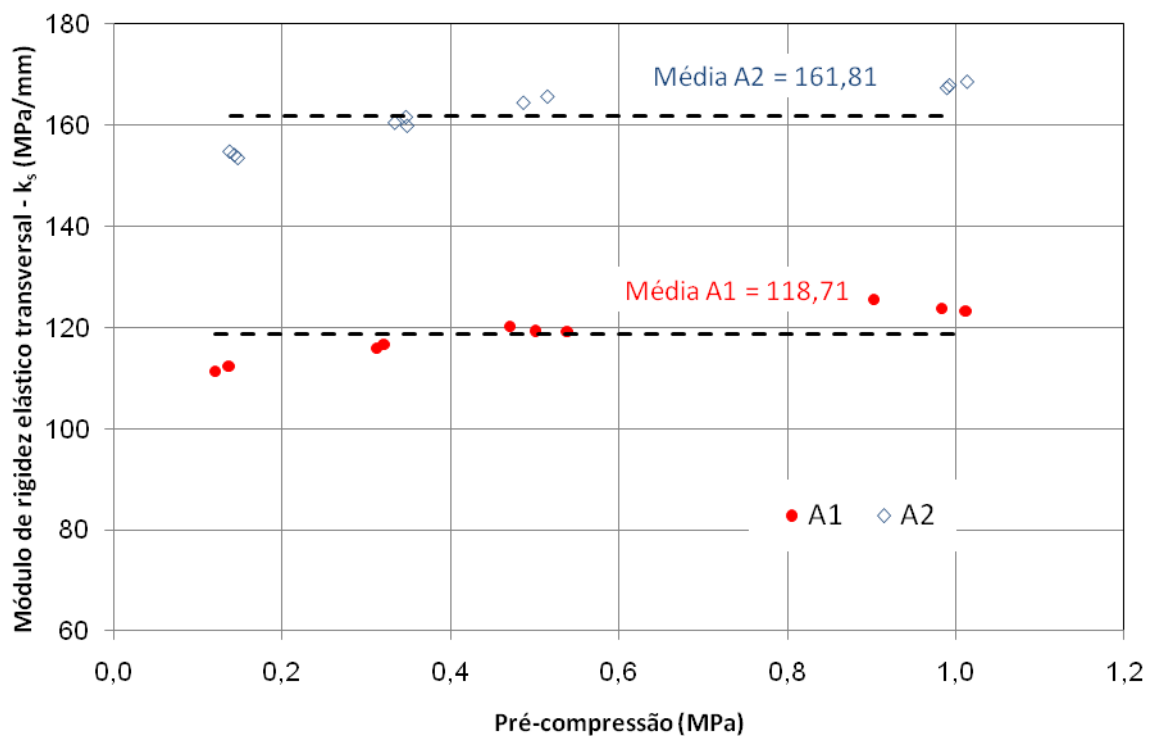


Figura 3.25 – Gráfico módulo de rigidez transversal vs.pré-compressão das argamassas estudadas.

A relação entre os deslocamentos horizontal e vertical, definida como dilatação, que foi observada nos ensaios geralmente apresentou valores próximos a zero.

3.4 Ensaio de compressão em prismas

Os ensaios de compressão em prismas foram realizados com o objetivo de determinar o comportamento mecânico da alvenaria sob compressão para os dois tipos de argamassa estudados. Foram utilizados prismas de dois e três blocos de altura. Com o objetivo de obter os deslocamentos dos prismas na direção do carregamento, foram dispostos transdutores de deslocamento na posição vertical, conforme esquemas apresentados na Figura 3.26.

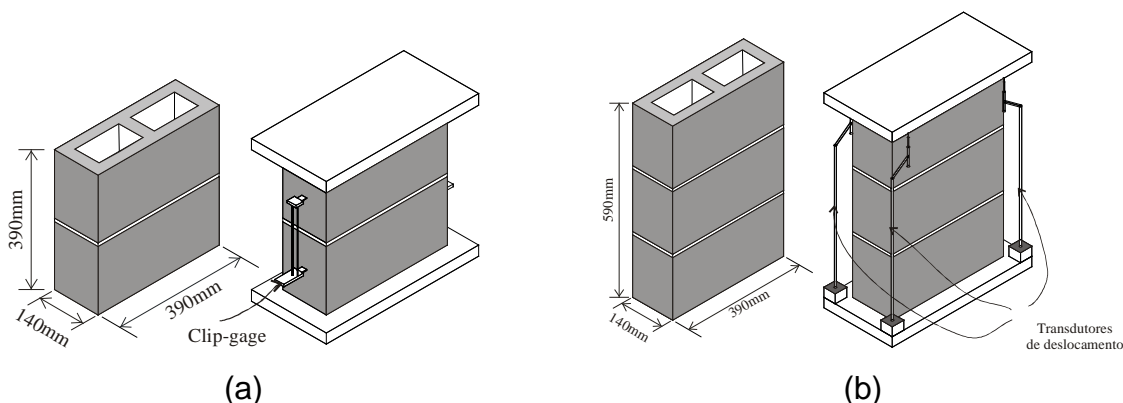


Figura 3.26 – Dimensões e disposição dos transdutores de deslocamento dos prismas ensaiados.

Os valores de resistência à compressão, deformação correspondente à tensão de compressão máxima, resistência à compressão característica e o fator de eficiência (razão entre o f_{bk} e f_{pk}) são apresentados nas Tabelas 3.19 e 3.20 para os prismas de dois e três blocos, respectivamente.

Observa-se na Tabela 3.19 que a resistência característica à compressão dos prismas de dois blocos (f_{p2k}), calculadas conforme o procedimento de determinação da resistência característica da NBR 15812-2 (2010), foi respectivamente 7,46 MPa e 7,34 MPa. Outro parâmetro analisado foi a razão entre a resistência característica à compressão do prisma e a resistência característica à compressão do bloco. Os resultados obtidos foram respectivamente 0,76 e 0,75. As relações resistência à compressão média do prisma e a resistência média do bloco obtidas foram 0,83 e 0,67, respectivamente.

Tabela 3.19 – Resultados para prismas de dois blocos

Argamassa A1			Argamassa A2		
Prisma	f_{prisma} (MPa)	ϵ_c	Prisma	f_{prisma} (MPa)	ϵ_c
1	8,16	0,0032	1	7,52	0,0032
2	8,24	0,0013	2	8,37	0,0025
3	11,10	0,0014	3	9,28	0,0029
4	9,94	0,0031	4	8,17	-
5	11,36	0,0021	5	9,76	0,0021
6	11,90	0,0015	6	8,97	-
Média	10,12	0,0022	Média	8,68	0,0027
D.P.	1,52	0,0009	D.P.	0,89	0,0005
C.V. (%)	15,04	40,18	C.V. (%)	10,31	17,48
f_{p2k}	7,46		f_{p2k}	7,32	
Relação f_{p2k}/f_{bk}	0,76		Relação f_{p2k}/f_{bk}	0,75	
Relação f_{p3}/f_b	0,83		Relação f_{p3}/f_b	0,67	

Tabela 3.20 – Resultados para prismas de três blocos

Argamassa A1			Argamassa A2		
Prisma	f_{prisma} (MPa)	ϵ_c	Prisma	f_{prisma} (MPa)	ϵ_c
1	8,80	0,0041	1	7,96	0,0135
2	7,91	0,0034	2	6,21	0,0105
3	10,25	0,0041	3	8,28	0,0140
4	7,99	-	4	9,39	0,0159
5	7,29	0,0030	5	7,58	-
6	-	-	6	8,13	0,0123
Média	8,45	0,0037	Média	7,92	0,0135
D.P.	1,14	0,0017	D.P.	1,15	0,0057
C.V. (%)	13,49	46,41	C.V. (%)	14,56	42,25
f_{p3k}	7,21		f_{p3k}	5,83	
Relação f_{p3k}/f_{bk}	0,74		Relação f_{p3k}/f_{bk}	0,60	
Relação f_{p3}/f_b	0,65		Relação f_{p3}/f_b	0,62	

A resistência característica à compressão de prismas de três blocos (f_{p3k}), calculadas conforme o procedimento de determinação da resistência característica da NBR 15812-2 (2010), foi respectivamente 7,21 MPa e 5,83 MPa. Outro parâmetro analisado foi a razão entre a resistência característica à compressão do prisma pela resistência característica à compressão do bloco. Os resultados obtidos foram respectivamente 0,74 e 0,60. As relações resistência à compressão média do prisma e a resistência média do bloco obtidas foram 0,65 e 0,63, respectivamente.

Como era esperado, a resistência à compressão e o fator de eficiência (f_{pk}/f_{bk}) dos prismas de três blocos de altura apresentaram valores menores do que os obtidos para prismas de dois blocos de altura. Tais valores condizem com os valores obtidos por diversos pesquisadores.

Praticamente em todos os casos, seja para prismas de dois ou três blocos, a ruptura ocorreu pelo desenvolvimento de uma fissura vertical ao longo da espessura do prisma, como mostra a Figura 3.27. Como observado por Calçada (1998), no caso de prismas de três blocos, as primeiras fissuras se iniciam na unidade central do prisma, próximo à junta de argamassa, propagando-se, em seguida, até as extremidades do prisma.



(a)



(b)

Figura 3.27 – Modo de ruptura dos prismas: (a) prisma dois blocos; (b) prisma três blocos.

A seguir, são apresentadas nas Figuras 3.28 e 3.29 as curvas tensão *versus* deformação dos prismas de dois e três blocos de altura, respectivamente.

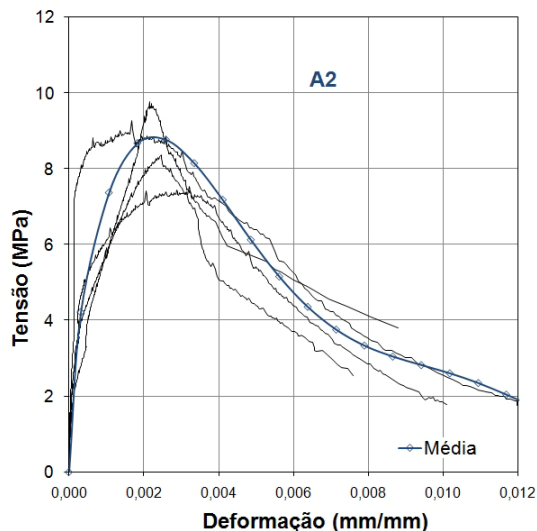
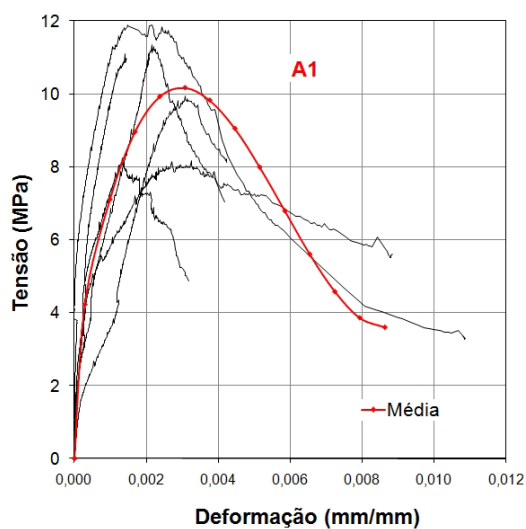


Figura 3.28 – Curvas tensão *versus* deformação do ensaio de compressão axial de prismas de dois blocos.

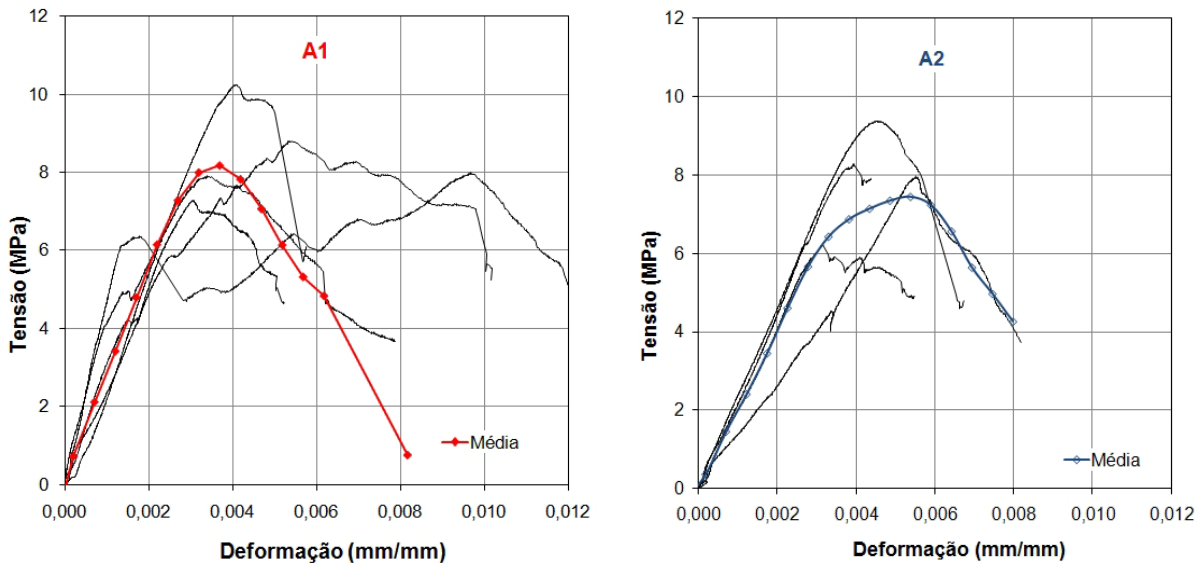


Figura 3.29 – Curva tensão *versus* deformação obtida no ensaio de compressão de prismas de três blocos.

Outro parâmetro analisado foi a energia de fraturamento na compressão da alvenaria, sendo calculada a partir das curvas médias de tensão *versus* deslocamento dos prismas. A Figura 3.30 apresenta o procedimento de cálculo da área abaixo da curva média tensão *versus* deslocamento. Os resultados obtidos para os ensaios realizados são apresentados na Tabela 3.21.

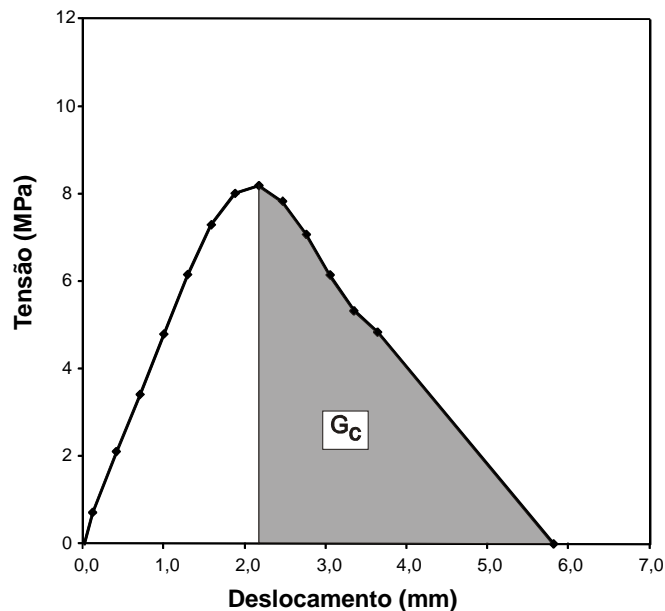


Figura 3.30 – Energia de fraturamento à compressão.

Tabela 3.21 – Energia de fraturamento dos prismas submetidos à compressão.

Tipo da Argamassa	Prisma 2 blocos G_c (MPa.mm)	Prisma 3 blocos G_c (MPa.mm)
A1	12,66	14,41
A2	9,13	11,64

3.5 Resumo do capítulo

Neste capítulo, os resultados dos ensaios de caracterização da alvenaria, como um material compósito e de seus componentes foram apresentados. Unidades (blocos), argamassas, a interface bloco-argamassa e prismas foram ensaiados utilizando procedimentos de normas nacionais, internacionais e procedimentos apresentados na literatura.

Os ensaios de compressão das unidades mostraram que os corpos-de-prova apresentaram, geralmente, comportamento frágil na ruptura, não tendo sido possível obter o comportamento pós-pico das amostras ensaiadas.

Os procedimentos do ensaio de tração de amostras de bloco (corte das amostras e colagem da amostra nas chapas de aço) e o aparato de ensaio desenvolvido (rótulas metálicas e chapas de aço) apresentaram bom desempenho, atendendo às expectativas quanto à ausência de restrições das rotações na amostra durante a aplicação do carregamento. Com isso, foi possível obter, dos ensaios de tração direta, resultados com baixa variabilidade, embora não tenha sido possível obter o trecho pós-pico da curva tensão versus deformação dos corpos-de-prova na tração.

No caso das argamassas, os dois traços utilizados atingiram a resistência característica estimada, apesar do baixo valor do módulo de finura da areia empregada. Os resultados do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson das amostras de argamassa ensaiadas apresentaram valores típicos de argamassa mista de baixa resistência à compressão axial e alta deformação longitudinal.

Ensaio de tração direta e de cisalhamento foram utilizados para caracterização da interface bloco-argamassa. Os ensaios de tração direta da junta, diferentemente dos

ensaios de tração direta de amostras de blocos, apresentaram alta variabilidade nos resultados de resistência à tração e módulo de rigidez normal. Mesmo não havendo dificuldade na preparação das amostras (corte das amostras, assentamento e colagem nas chapas de ensaio), houve problemas durante a ligação entre as chapas e as rótulas. Além disso, pequenas imperfeições quanto ao prumo e ao alinhamento da amostra ocasionaram carregamento descentralizado e até a perda da amostra por ruptura prematura. O comportamento pós-pico, conforme observado nos ensaios de tração de amostras de blocos, não foi obtido. Esse fato pode ser justificado pela ruptura frágil e também pelas pequenas imperfeições de alinhamento das amostras.

No caso do comportamento da junta ao cisalhamento, os resultados experimentais obtidos de resistência ao cisalhamento seguiram o critério de Mohr-Coulomb. Após a tensão de ruptura ter sido alcançada, observou-se uma resistência residual das amostras, a qual se deve a penetração da argamassa nos vazios do bloco. Esse comportamento foi verificado por diversos pesquisadores. Ainda, foi observado a partir desses ensaios, que o valor da dilatação foi desprezível.

Ensaio de prismas foram executados para avaliar o comportamento da alvenaria na compressão. Das duas configurações geométricas e resistências de argamassa estudadas foi possível obter a resistência característica à compressão. Nestes ensaios, foram obtidas as curvas tensão *versus* deformação para as amostras ensaiadas, a partir das quais foi possível determinar a energia de fraturamento na compressão das amostras ensaiadas.

O conhecimento das propriedades mecânicas das partes componentes da alvenaria é de fundamental importância para a análise experimental e numérica da alvenaria estrutural. Identificar o modo de ruptura da alvenaria e dos seus constituintes e entender esses comportamentos permite escolher os critérios de dimensionamento mais adequados para cada situação de projeto.

CAPÍTULO 4

Ensaio de painéis de contraventamento

Os painéis de contraventamento são os elementos estruturais responsáveis pela resistência às ações laterais oriundas do vento e de forças sísmicas em estruturas de alvenaria. Tais elementos usualmente são submetidos a ações que produzem cisalhamento e flexão. Este capítulo apresenta a caracterização mecânica de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural. Os procedimentos de preparo, ensaio e a análise dos resultados serão apresentados nos itens a seguir.

4.1 Geometria e construção dos painéis de contraventamento

A geometria dos painéis utilizados nos ensaios foi determinada a partir da relação largura/altura inferior a cinco (Nascimento Neto, 1999) e tendo em consideração a limitação dos equipamentos disponíveis no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo. Foram moldados quatro painéis para cada tipo de argamassa de assentamento. A Figura 4.1 apresenta as dimensões do painel de contraventamento escolhidas.

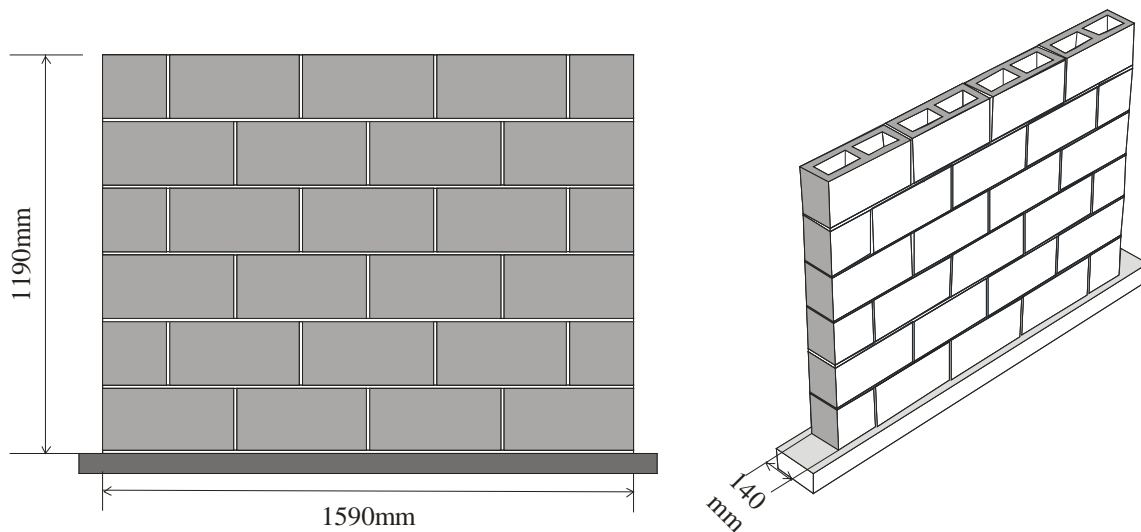


Figura 4.1 – Dimensões do painel de contraventamento estudado.

Para a construção dos painéis foi necessária a execução de bases de concreto armado que serviram de apoio no transporte dos mesmos e durante os ensaios. No processo de construção foi utilizado um misturador mecânico para o preparo da argamassa de assentamento. O procedimento de execução seguiu as seguintes etapas:



1º - Alinhamento e nivelamento das bases de concreto armado;



2º - Assentamento de uma unidade nas extremidades do conjunto, com o objetivo de alinhar a primeira fiada;



3º - Repete-se o 2º passo consecutivamente até a sexta fiada.

Foram executados quatro painéis para cada traço de argamassa estudada. A Tabela 4.1 apresenta a quantidade de painéis produzidos e suas respectivas denominações nos ensaios. Durante a execução dos painéis, retirou-se dois corpos-de-prova de argamassa para cada tipo de argamassa aplicada nos painéis, totalizando quatro CP's de argamassa ensaiados à compressão axial. Os corpos-de-prova de argamassa foram ensaiados nas mesmas idades dos painéis de contraventamento. Os resultados dos ensaios de compressão das argamassas são apresentados na Tabela 3.10.

Os ensaios dos painéis foram realizados a partir do vigésimo oitavo dia após a execução. Um ensaio piloto foi realizado para testar a configuração proposta e, a partir desse ensaio, percebeu-se a necessidade de enrijecer o pórtico de reação do atuador que aplicava a força horizontal. Assim, na Figura 4.2 apresenta-se a configuração geral do ensaio de painel de contraventamento.

Tabela 4.1 – Denominação e quantitativo dos painéis de contraventamento ensaiados.

Argamassa de assentamento	Denominação do painel	Total de amostras
A1	PILOTO PCA1-1 PCA1-2 PCA1-3 PCA1-4	5
A2	PCA2-1 PCA2-2 PCA2-3 PCA2-4	4

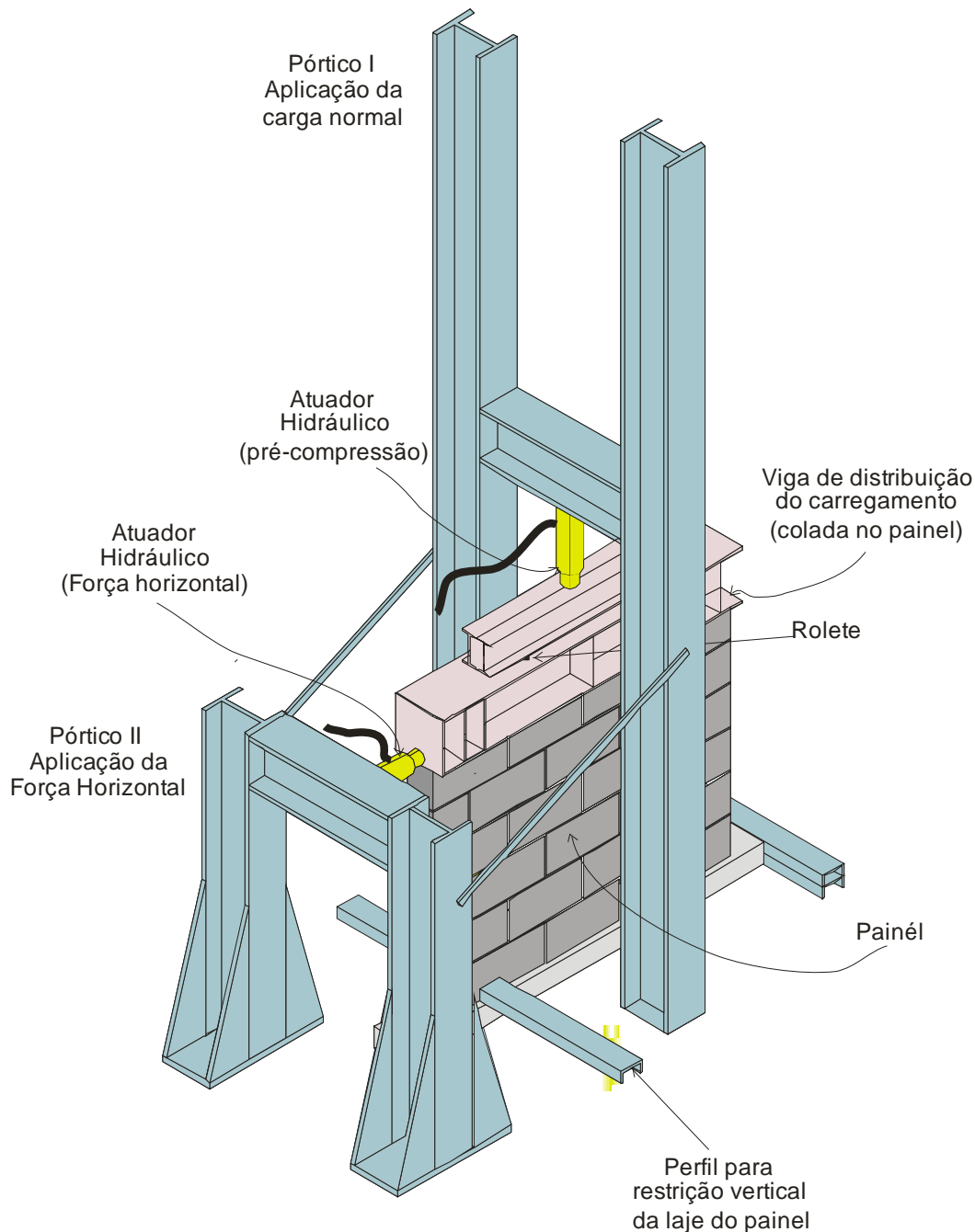


Figura 4.2 – Configuração do ensaio de painel de contraventamento.

Os painéis foram instrumentados conforme o ilustrado na Figura 4.3. Foram utilizados transdutores de deslocamento com curso máximo de 50 mm e 20 mm. Abaixo, segue a descrição da disposição dos transdutores de deslocamento usados.

- TD-1: Esse transdutor mediu deslocamentos horizontais na base do painel e foi utilizado para controle do ensaio, pois indica se há escorregamento indesejável da base do painel;

- TD-2: Esse transdutor mediu deslocamentos verticais da primeira fiada do painel, serviu para medir o descolamento do painel em relação à base de concreto armado;
- TD-3 e TD-4: Esses transdutores mediram deslocamentos durante a etapa de aplicação da força de pré-compressão e durante a etapa de aplicação da força horizontal;
- TD-5: Esse transdutor mediu deslocamentos horizontais do painel, tendo sido apoiado numa estrutura rígida independente do pórtico de reação usado no ensaio;
- TD-6: Esse transdutor foi utilizado para obter os deslocamentos na diagonal do painel. Neste caso, optou-se por não utilizar outro transdutor na direção diagonal de compressão. Assim, essa instrumentação foi utilizada com o intuito de monitorar o surgimento de alguma fissuração diagonal.

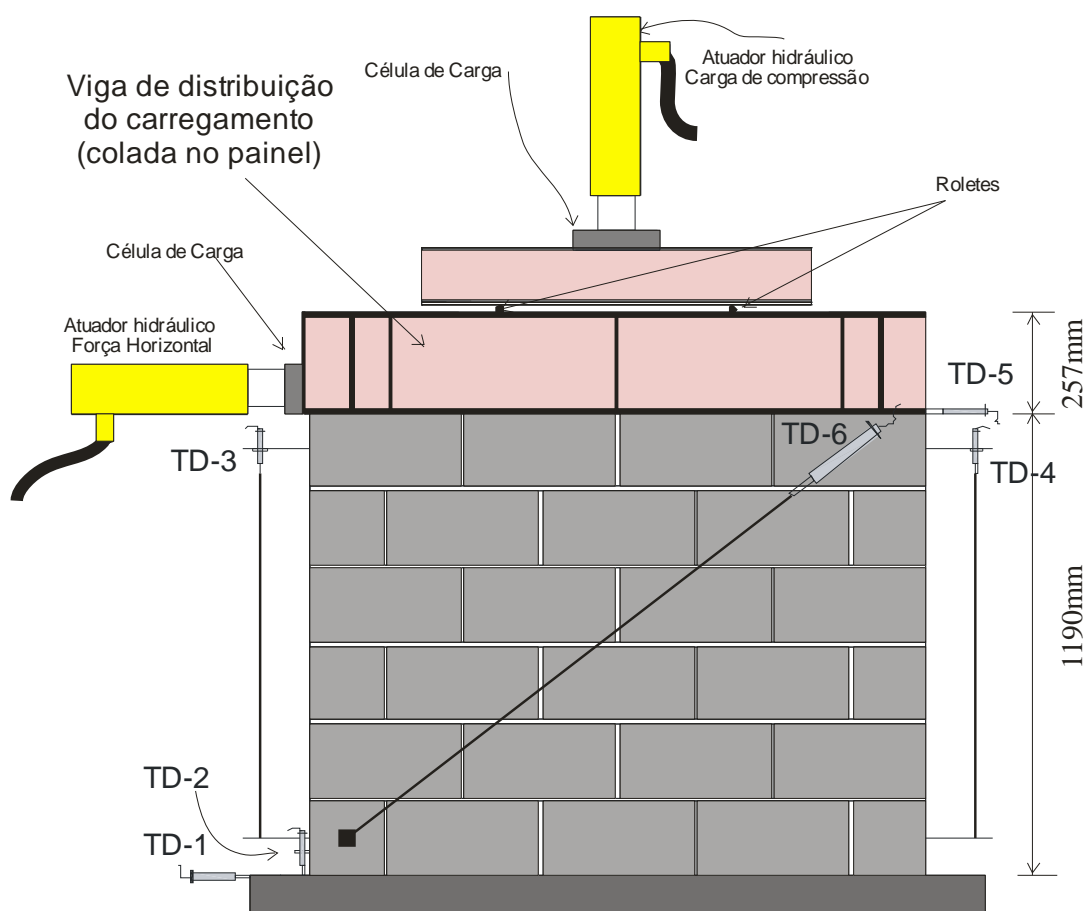


Figura 4.3 – Instrumentação usada nos ensaios dos painéis de contraventamento.

4.2 Configurações de ensaio

4.2.1 Determinação da força de pré-compressão

A intensidade da força de pré-compressão utilizada nos ensaios de painéis foi determinada seguindo algumas recomendações da NBR 10837 (ABNT, 1989). Os painéis de contraventamento estudados foram considerados como estruturas de alvenaria não-armada submetidas a esforços de compressão, flexão (devido ao movimento de corpo rígido) e cisalhamento. No entanto, para determinação da força de pré-compressão consideraram-se valores percentuais da máxima tensão axial de serviço oriunda apenas dos esforços de compressão. Seguindo o mesmo procedimento utilizado por Nascimento (2003) optou-se por utilizar a força de compressão admissível, porque tal cálculo leva em consideração o efeito da esbeltez do painel. Neste caso a força de compressão axial admissível na alvenaria pode ser obtida por:

$$P_{adm} = 0,20 \cdot f_p \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] \cdot A \quad (4.1)$$

em que f_p é a resistência média à compressão de prisma, h é a altura efetiva do painel, t é a espessura efetiva do painel e A é a área bruta do painel.

A partir das medidas dos painéis e dos resultados de resistência média à compressão de prisma obtém-se os valores da força de compressão axial admissível na alvenaria de 446,0 kN e 382,6 kN respectivamente para os painéis PCA1 e PCA2.

No entanto, a intensidade da força a ser aplicada nos ensaios foi calculada supondo que 50% da força admissível foram reservados para a carga em serviço oriunda das forças verticais e os 50% restantes (associados à compressão) ficaram reservados para a força horizontal. No entanto, devido à limitação da capacidade do pórtico de reação observada durante a realização do ensaio piloto, a força de compressão axial

aplicada nos painéis foi limitada a 150 kN. Esse valor representa 34% e 39% da força vertical admissível para os painéis PCA1 e PCA2 respectivamente.

Na Tabela 4.2 são apresentados os valores da força de compressão axial admissível (P_{adm}), cinquenta por cento da força de compressão admissível ($50\%P_{adm}$) e a força de compressão axial aplicada (P_{aplic}) para os dois tipos de painéis de contraventamento estudados.

Tabela 4.2– Valores da força vertical admissível e a aplicada.

Painel	P_{adm} (kN)	$50\% P_{adm}$ (kN)	$P_{aplic.}$ (kN)
PCA1	446,0	223,0	150,0
PCA2	382,6	191,3	

4.2.2 Procedimentos de execução dos ensaios

Todos os ensaios foram realizados em duas etapas, as quais são descritas a seguir.

Primeira etapa: aplicação do carregamento vertical – pré-compressão

A força vertical foi aplicada utilizando-se um atuador hidráulico de 500 kN de capacidade e com controle de força. O carregamento foi feito utilizando uma bomba hidráulica manual, sendo que a velocidade de carregamento foi da ordem de 1 kN/s. A aquisição de dados foi realizada numa frequência de uma leitura por segundo. Nessa etapa foi possível verificar se havia excentricidades na aplicação da força e, quando necessário, foram realizados ajustes nos modelos para corrigir essas excentricidades.

Segunda etapa: aplicação da força horizontal até a ruptura do painel

Neste caso aplicou-se a força horizontal do ensaio utilizando um atuador hidráulico de 500 kN de capacidade e com controle de força. A velocidade de carregamento foi

da ordem de 0,5 kN/s e a aquisição de dados foi realizada numa frequência de uma leitura por segundo. Considerou-se como força de ruptura a maior intensidade da força horizontal registrada pelo sistema de aquisição de dados, enquanto que foi considerado como final de ensaio o momento em que, não mais havia incrementos de cargas e os deslocamentos eram crescentes.

4.3 Resultados experimentais

4.3.1 Painéis de contraventamento PCA1

A primeira etapa de carregamento, denominada de aplicação da força de pré-compressão, consistiu da aplicação da força vertical que resultasse na força de pré-compressão média previamente definida conforme descrito na Tabela 4.2. Nessa etapa não foi observado qualquer tipo de dano visível no modelo que pudesse comprometer a próxima etapa de carregamento. A Figura 4.4 apresenta a curva força de compressão axial versus deslocamento do painel PCA1-4 durante a etapa de pré-compressão.

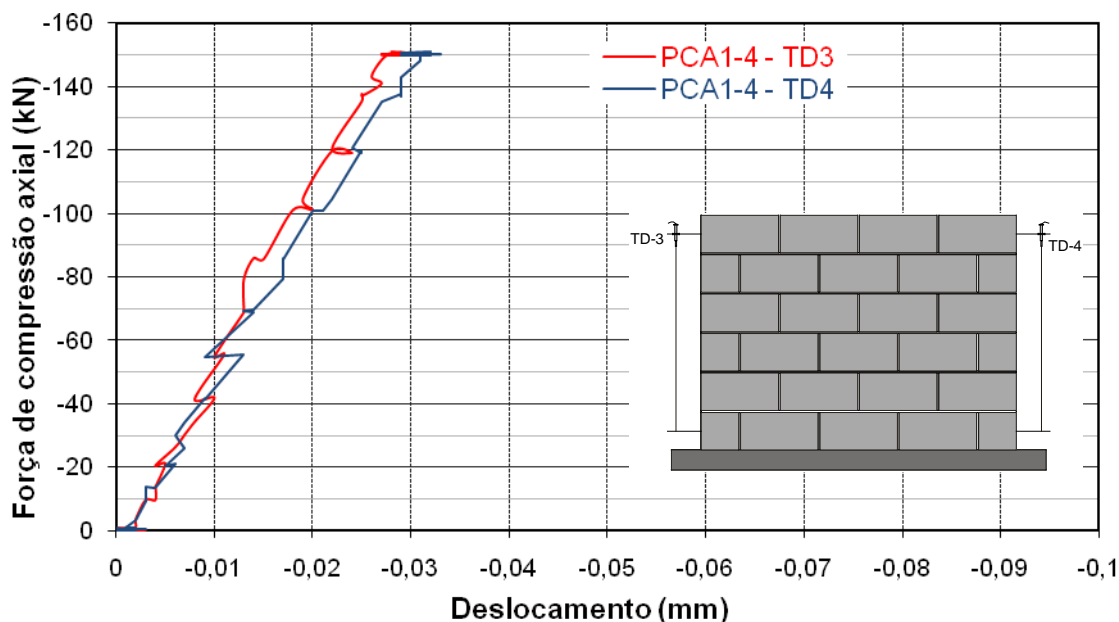


Figura 4.4 – Gráfico tensão vs. deformação – Etapa de pré-compressão: Painel PCA1-4.

Com o modelo carregado verticalmente, a força horizontal foi aplicada monotonicamente desde zero até a ruptura do painel. A Figura 4.5 ilustra os

deslocamentos horizontais medido pelo transdutor TD5 dos quatro painéis de contraventamento ensaiados. O surgimento das fissuras horizontais na base dos painéis ocorreu aproximadamente quando a força horizontal alcançou 50 kN para os painéis PCA1-1 e PCA1-2, e 40kN para os painéis PCA1-3 e PCA1-4. A partir daí, foi observado aumentos progressivos dos deslocamentos horizontais acompanhado de variações desprezíveis nos níveis de força.

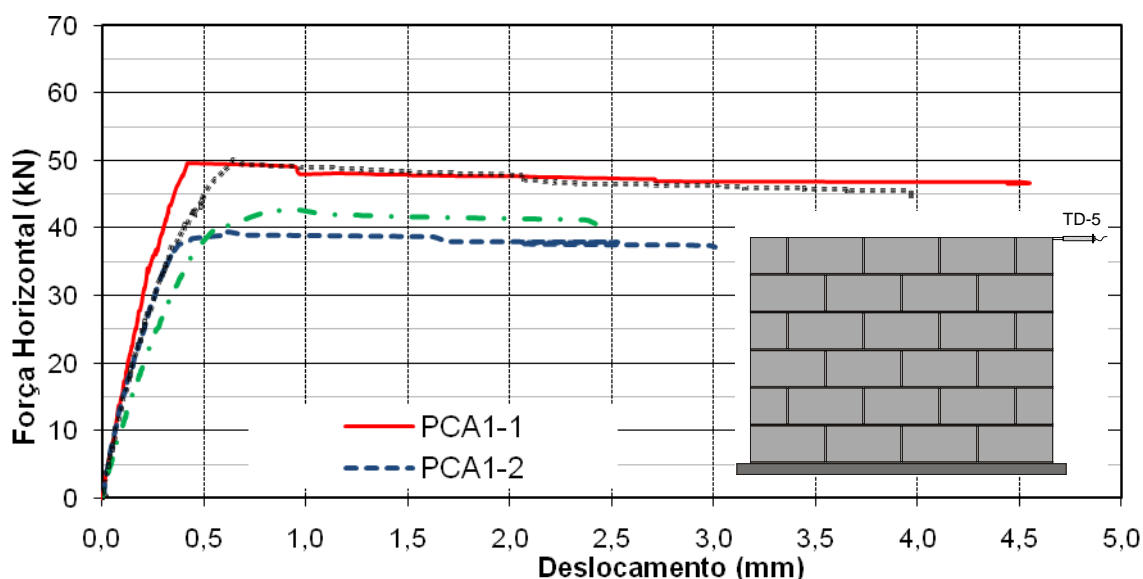


Figura 4.5 – Gráfico força horizontal vs. deslocamentos horizontais: Painéis PCA1.

Foi observado que o comportamento dos painéis foi governado pela abertura da fissura horizontal (ver Figura 4.9), junto ao canto tracionado o que fez com que os painéis girassem em torno de sua base e que posteriormente causou o surgimento de pequenas fissuras nas juntas verticais. Após esse estágio, o sistema de ensaio tornou-se instável e estalos audíveis se intensificaram. Assim, por medida de segurança e para manter a integridade dos equipamentos utilizados o incremento de força horizontal foi interrompido, iniciando-se o descarregamento das forças. Primeiramente foi retirada a força horizontal e após isso a força vertical.

A Figura 4.6 apresenta os deslocamentos medidos pelo transdutor TD2 no canto tracionado da base dos painéis. Nela se verifica que no instante que a resistência à tração da argamassa na primeira fiada foi superada, iniciou-se a abertura da fissura horizontal na base dos painéis. Nesse instante, foram notados incrementos consideráveis de deslocamento após a força de ruptura dos painéis ter sido atingida.

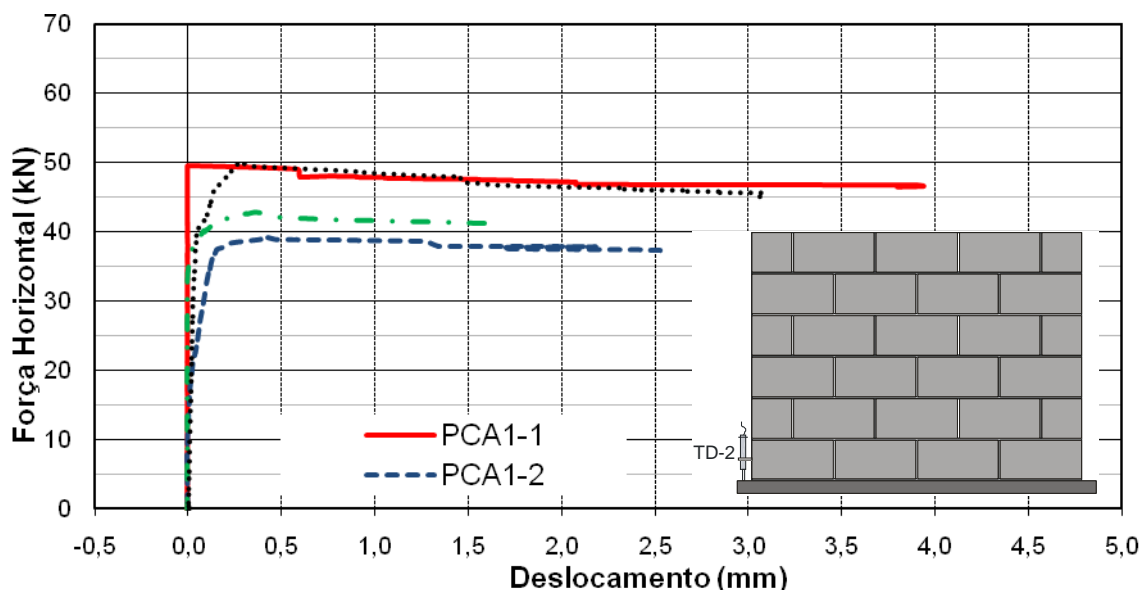


Figura 4.6 – Deslocamentos verticais na base dos painéis PCA1.

Comparando os resultados obtidos pelo transdutor de deslocamentos posicionado horizontalmente (TD5) e pelo transdutor de deslocamentos que mediu os deslocamentos verticais na base dos painéis (TD2), foi possível observar uma semelhança entre o aspecto geral dos gráficos apresentados, respectivamente, na Figura 4.5 e na Figura 4.6. Isso indica que uma fissuração expressiva ocorreu apenas nas juntas horizontais na base dos painéis. Esse aspecto foi observado também por Nascimento Neto (2003).

Outro modo de avaliar globalmente o comportamento do painel é verificando os deslocamentos dos transdutores TD3 e TD4, correspondentes aos ao alongamento no lado tracionado e ao encurtamento no lado comprimido. Observa-se na Figura 4.7 que há uma linearidade do lado comprimido até a força de ruptura dos painéis. Do mesmo modo, mas com menor rigidez, o lado tracionado apresenta comportamento aproximadamente linear até a ruptura, indicando que não houve ruptura das juntas na região monitorada do painel. Os deslocamentos diagonais (TD6) obtidos nos ensaios apresentaram valores nulos ou abaixo da sensibilidade do transdutor de deslocamento utilizados. Com isso, conforme já observado anteriormente, comprova-se que a fissuração expressiva ocorreu apenas nas juntas horizontais na base dos painéis, sendo essa a característica de ruptura observada nos painéis.

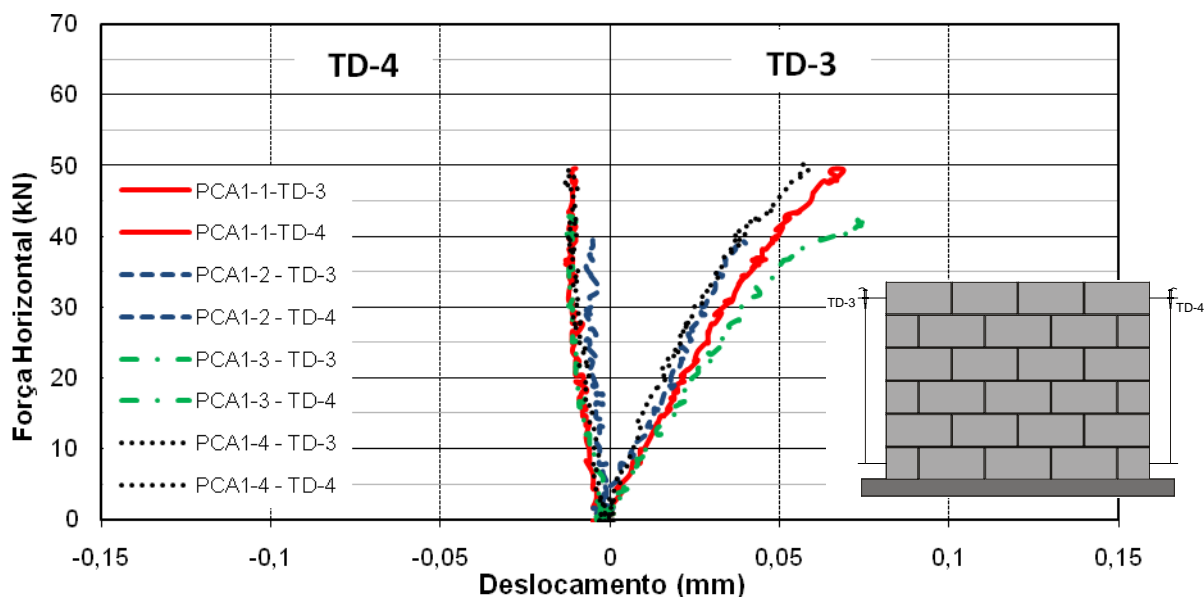


Figura 4.7 – Deslocamentos verticais relativos aos lados tracionado (TD3) e comprimido (TD4). Painéis PCA1.

A Figura 4.8 ilustra os deslocamentos medidos pelo transdutor TD1, escorregamento da laje de apoio do painel em relação ao piso do laboratório. Esses resultados mostram deslocamentos desprezíveis, em torno de 0,01 mm, de modo que se pode afirmar que não houve escorregamentos da laje de apoio que pudessem alterar os deslocamentos horizontais dos painéis.

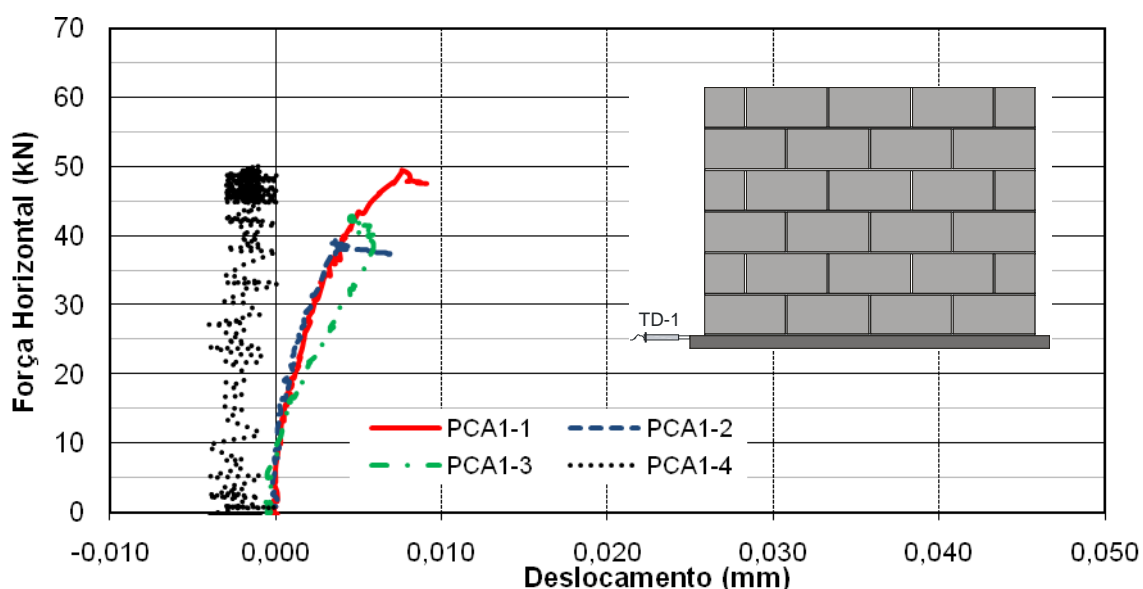


Figura 4.8 – Verificação do escorregamento da laje da base do painel: Painéis PCA1.

Modo de Fissuração e Ruptura

A Figura 4.9 apresenta o tipo de fissuração desenvolvida nos painéis. O processo de fissuração dos painéis ocorreu do seguinte modo:

- As primeiras fissuras visíveis surgiram no canto tracionado, na ligação entre a base de concreto e o painel;
- Em seguida, essa fissura horizontal se propagou até o canto comprimido da base, sem o surgimento de fissuração visível em outros locais do painel;
- O mecanismo de formação de rótula plástica, com conseqüente rotação de corpo rígido foi criado, e a partir daí o painel se limitou a girar em torno da pequena região comprimida na base. Pode-se afirmar que neste instante ocorreu a ruptura porque os deslocamentos aumentaram significativamente sem acréscimo substancial da força horizontal aplicada, conforme verificado nos resultado obtidos.

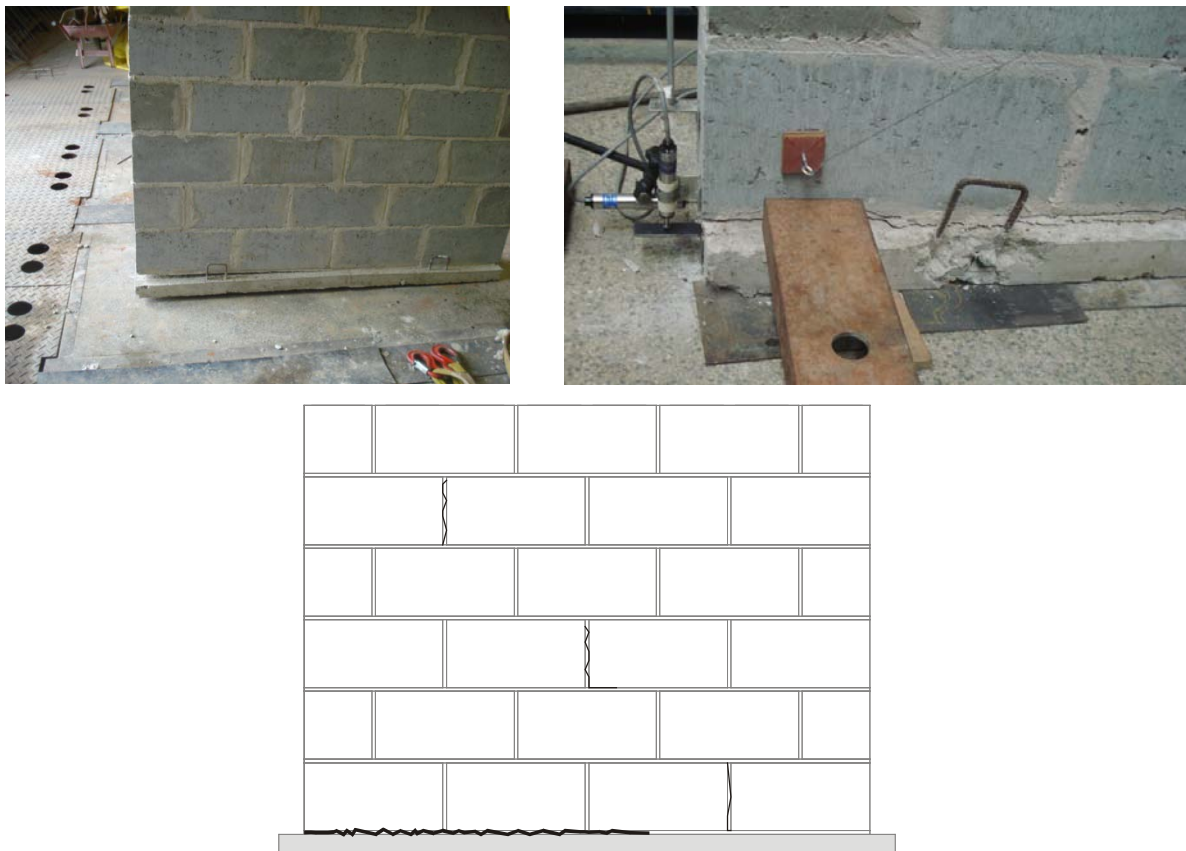


Figura 4.9 – Fissuração típica observada em todos os ensaios na base dos painéis.

Conforme descrito no item 2.3.1 do capítulo de revisão bibliográfica, o modo de ruptura obtido nos ensaios dos painéis de contraventamento PCA1 foi caracterizado por grandes deslocamentos no topo dos mesmos, seguido de formação de rótula plástica na base e pela ausência de fissuração diagonal típica de ruptura por flexão.

4.3.2 Painéis de contraventamento PCA2

Os procedimentos de ensaios realizados foram os mesmos utilizados nos ensaios com painéis de contraventamento PCA1. A primeira etapa de carregamento, denominada de aplicação da força de pré-compressão, consistiu da aplicação de força vertical que resultasse na força de compressão média definida conforme descrito na Tabela 4.2. Nessa etapa não foi observado qualquer tipo de dano visível no modelo que pudesse comprometer a próxima etapa de carregamento. A Figura 4.10 apresenta a curva tensão *versus* deformação do painel PCA2-4.

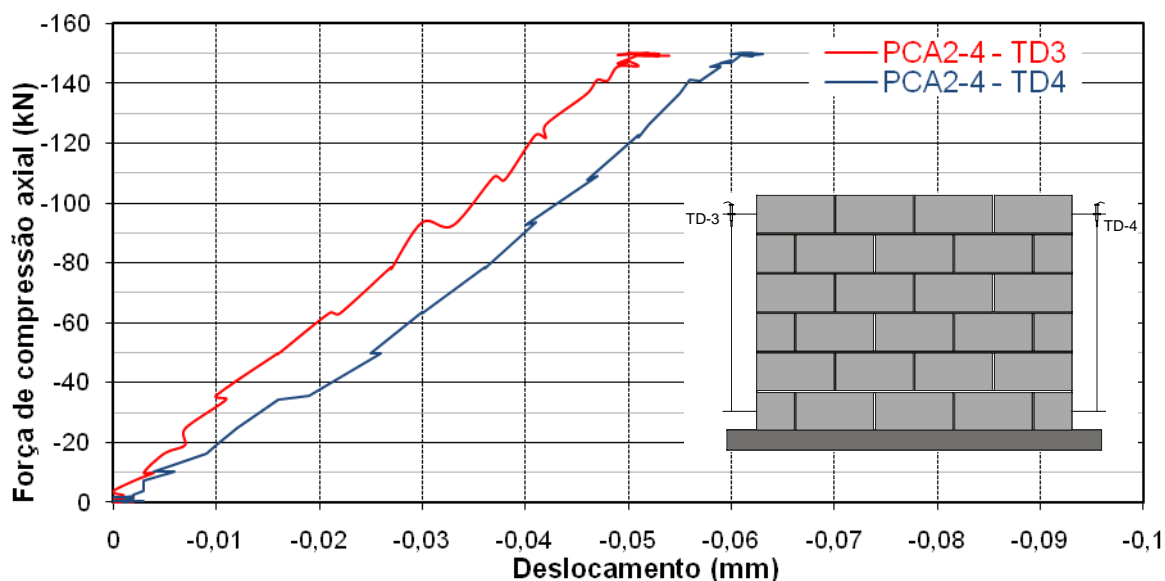


Figura 4.10 – Gráfico tensão vs. deformação – Etapa de pré-compressão: Painel PCA2-4.

Com o modelo carregado verticalmente, a força horizontal foi aplicada monotonicamente desde zero até a ruptura do painel. A Figura 4.11 ilustra os deslocamentos horizontais medido pelo transdutor TD5 dos quatro painéis de contraventamento ensaiados. O surgimento das fissuras horizontais na base dos painéis ocorreu aproximadamente quando a força horizontal alcançou 50 kN para os painéis PCA2-1, PCA2-2 e PCA2-4, e 65kN para o painel PCA2-3. A partir daí, foram observados aumentos progressivos dos deslocamentos horizontais para variações

desprezíveis nos níveis de força. Ainda, foi observado que o comportamento dos painéis foi governado pela abertura da fissura horizontal junto ao canto tracionado, de forma semelhante ao que já havia sido verificado para os painéis PCA1 (ver Figura 4.9). Isso fez com que os painéis girassem em torno de sua base, posteriormente causando o surgimento de pequenas fissuras nas juntas verticais. Após esse estágio, o sistema de ensaio tornou-se instável e estalos audíveis se intensificaram. Assim, por medida de segurança e para manter a integridade dos equipamentos utilizados o incremento de força horizontal foi interrompido, iniciando-se o descarregamento das forças. Primeiramente foi retirada a força horizontal e após isso a força vertical.

A Figura 4.12 apresenta os deslocamentos no canto tracionado da base dos painéis. Nela se verifica que, de forma semelhante ao que havia ocorrido nos painéis PCA1, no instante que a resistência à tração da argamassa na primeira fiada foi superada, iniciou-se a abertura da fissura horizontal na base dos painéis. Nesse instante, foram notados incrementos consideráveis de deslocamento após a força de ruptura dos painéis ter sido atingida.

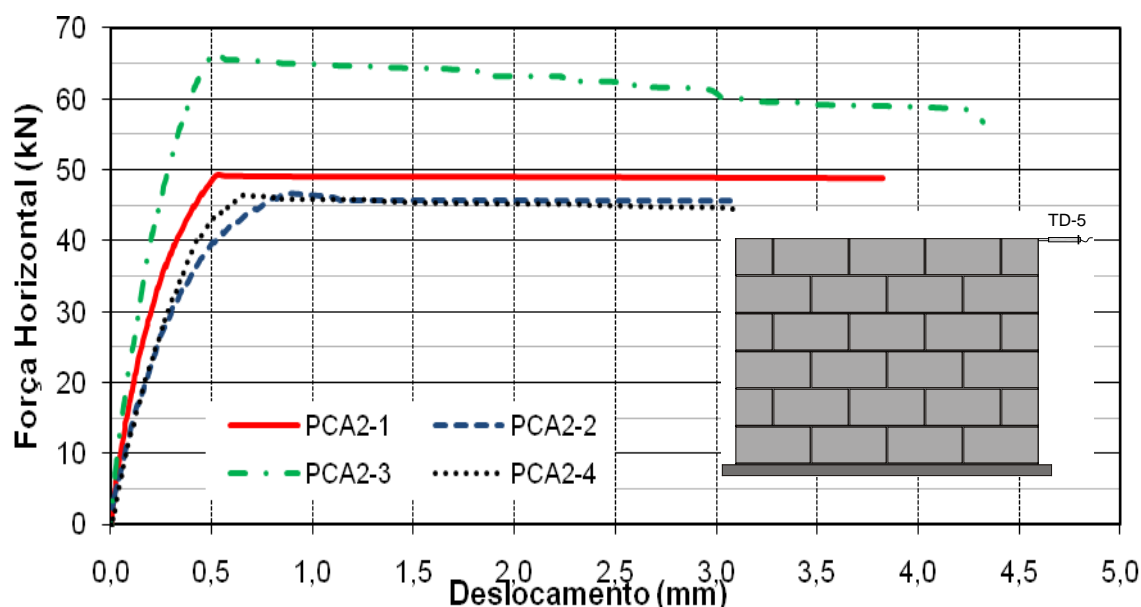


Figura 4.11 – Gráfico força horizontal vs. deslocamentos horizontais: Painéis PCA2.

Comparando os resultados obtidos pelo transdutor de deslocamentos posicionado horizontalmente (TD5) e pelo transdutor de deslocamentos que mediu os deslocamentos verticais na base dos painéis (TD2), foi possível observar uma

semelhança entre o aspecto geral dos gráficos da Figura 4.12 e da Figura 4.11, o que comprova que a fissuração mais expressiva ocorreu apenas nas juntas horizontais na base dos painéis. Esse aspecto, semelhante ao observado para os painéis PCA1, foi observado também por Nascimento Neto (2003).

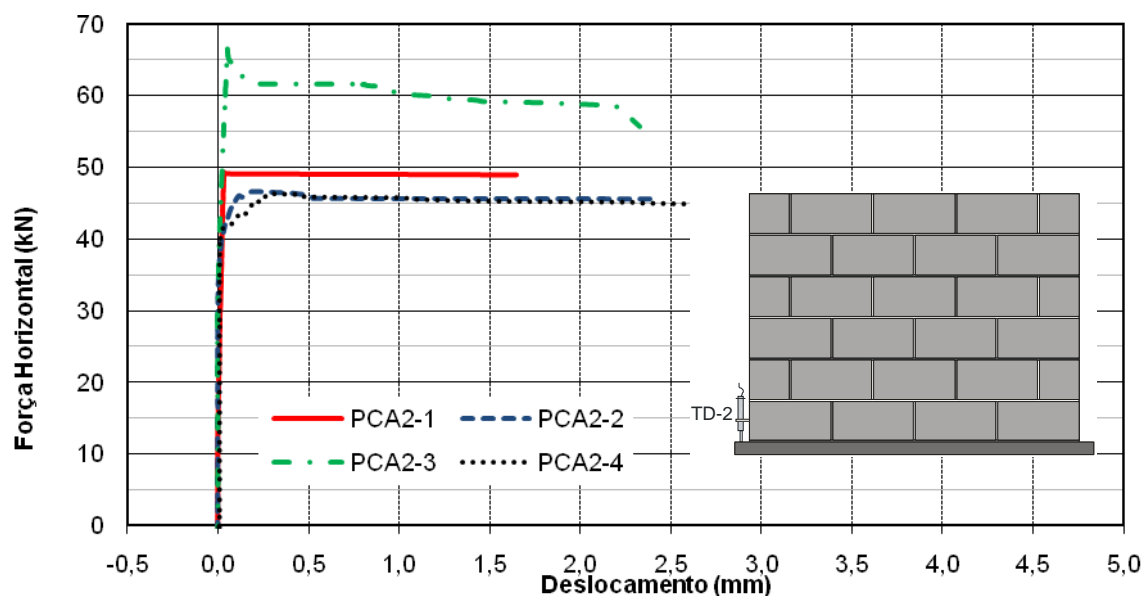


Figura 4.12 – Deslocamentos verticais na base dos painéis PCA2.

Outro modo de avaliar globalmente o comportamento do painel é verificando os deslocamentos dos transdutores TD3 e TD4, correspondentes aos ao alongamento no lado tracionado e ao encurtamento no lado comprimido. Conforme observado nos painéis PCA1, a Figura 4.13 mostra que há uma linearidade do lado comprimido até a força de ruptura dos painéis. Do mesmo modo, mas com menor rigidez, o lado tracionado apresenta comportamento aproximadamente linear até a ruptura, indicando que não houve ruptura das juntas horizontais fora da base. Também como observado nos painéis PCA1, os deslocamentos diagonais (TD6) obtidos nos ensaios apresentaram valores nulos ou abaixo da sensibilidade do transdutor de deslocamento utilizados. Isso comprova que a fissuração mais expressiva ocorreu apenas nas juntas horizontais na base dos painéis, sendo essa a característica de ruptura observada nos painéis.

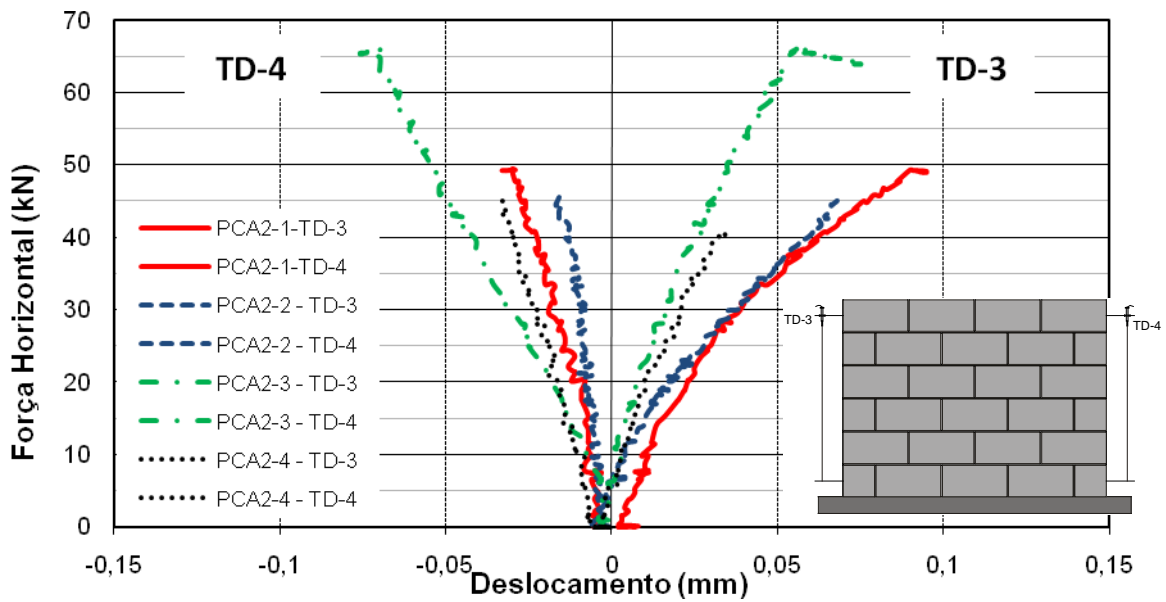


Figura 4.13 – Deslocamentos verticais relativos aos lados tracionado (TD3) e comprimido (TD4). Painéis PCA2.

A Figura 4.14 ilustra os deslocamentos medidos pelo transdutor TD1, escorregamento da laje de apoio do painel em relação ao piso do laboratório. Esses resultados mostram deslocamentos desprezíveis, em torno de 0,01 mm, de modo que se pode afirmar que não houve escorregamentos da laje de apoio que pudessem alterar os deslocamentos horizontais dos painéis.

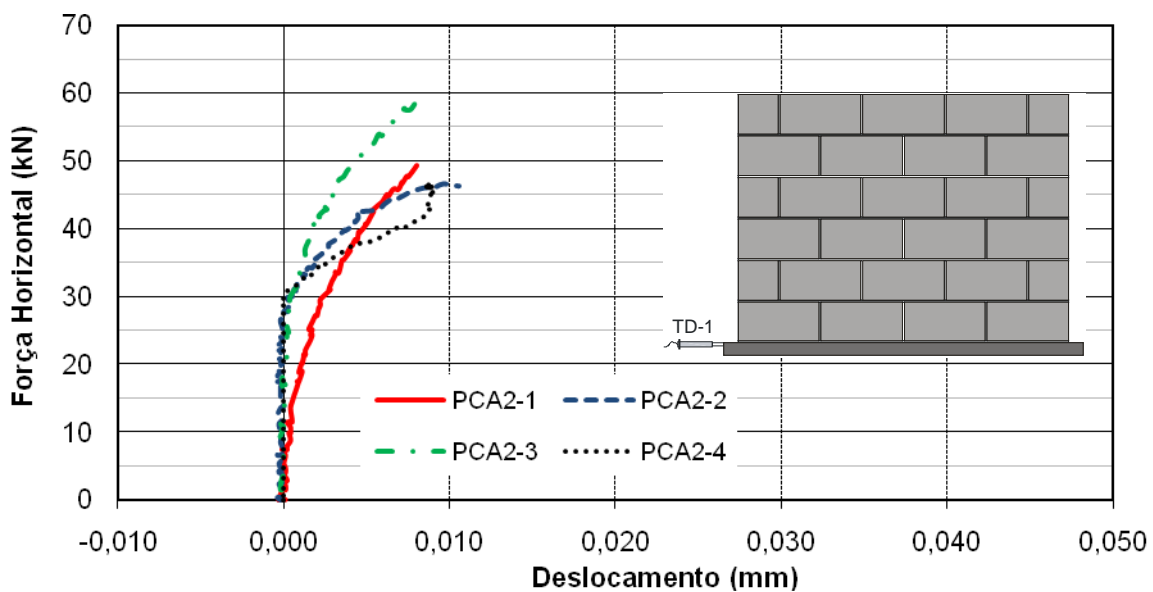


Figura 4.14 – Verificação do escorregamento da laje da base do painel: PCA2.

Modo de Fissuração e Ruptura

O modo de fissuração e ruptura de todos os painéis PCA2 foi semelhante ao modo de ruptura dos painéis PCA1. Tanto isso é verdade que se pode citar a própria Figura 4.9 como a que apresenta o tipo de fissuração desenvolvida nos painéis.

Assim, o modo de ruptura obtido nos ensaios dos painéis PCA2 foi caracterizado por grandes deslocamentos no topo dos mesmos, seguido de formação de rótula plástica na base e pela ausência de fissuração diagonal típica de ruptura por flexão. Esse é o mesmo comportamento observado nos ensaios dos painéis PCA1.

4.3.3 Comparação entre os resultados experimentais e a NBR 15812-1 (ABNT,2010)

O modelo de dimensionamento proposto pela NBR 15812-1 (ABNT, 2010) foi utilizado para comparar os resultados experimentais considerando as propriedades dos materiais obtidas dos ensaios de caracterização da alvenaria e de seus elementos componentes. As formulações e os procedimentos de dimensionamento foram utilizados conforme o item 2.3.2.1 que consta da revisão bibliográfica desta tese. A Tabela 4.3 apresenta as verificações necessárias para o dimensionamento de painel de contraventamento, os valores da força característica resistente (F_{Hk}) e os valores da força máxima horizontal média obtidos nos experimentos.

Tabela 4.3 – Valores da força resistente característica – NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

Painel	Verificação à compressão simples $N_{rd} > F_v$ (kN)		Verificação ao cisalhamento V_{dmax} (kN)	Verificação à flexo-compressão		$F_{Hk} = V_d/\gamma_G$ (kN)	Força Horizontal média obtida nos experimentos (kN)
				Ver. da máxima tensão de compressão V_{dmax} (kN)	Ver. da máxima tensão de tração V_{dmax} (kN)		
PCA1	648,51	Verificado	52,55	80,09	42,36	30,26	45,20
PCA2	610,90	Verificado	46,28	73,23	40,36	28,83	52,09

De acordo com as verificações apresentadas na Tabela 4.3, o menor valor da força horizontal de projeto foi obtido na verificação ao cisalhamento. O valor da força característica foi obtido dividindo a força resistente de projeto pelo coeficiente de ponderação das ações permanentes (γ_G). Dessa forma, os valores obtidos pela

NBR 15812-1 (ABNT, 2010) foram mais conservadores que os valores obtidos experimentalmente, os quais foram 25,4% e 62,5% maiores que os obtidos pelo critério de dimensionamento do projeto de norma, respectivamente para os painéis PCA1 e PCA2.

A Figura 4.15 apresenta uma comparação entre os resultados experimentais e os resultados obtidos pela NBR 15812-1 (ABNT, 2010). Observa-se que essa diferença aumentou consideravelmente para os painéis PCA2. Esse fato pode ser justificado pelo tipo de ruptura ocorrida nos experimentos, nos quais a máxima força horizontal era obtida no momento em que ocorria a fissuração no canto tracionado, na ligação entre a base de concreto e o painel. Assim, a força máxima horizontal pode ser diretamente ligada à resistência à tração da interface bloco-argamassa, uma vez que a resistência à tração da junta de argamassa A2 foi maior do que a resistência à tração da junta de argamassa A1.

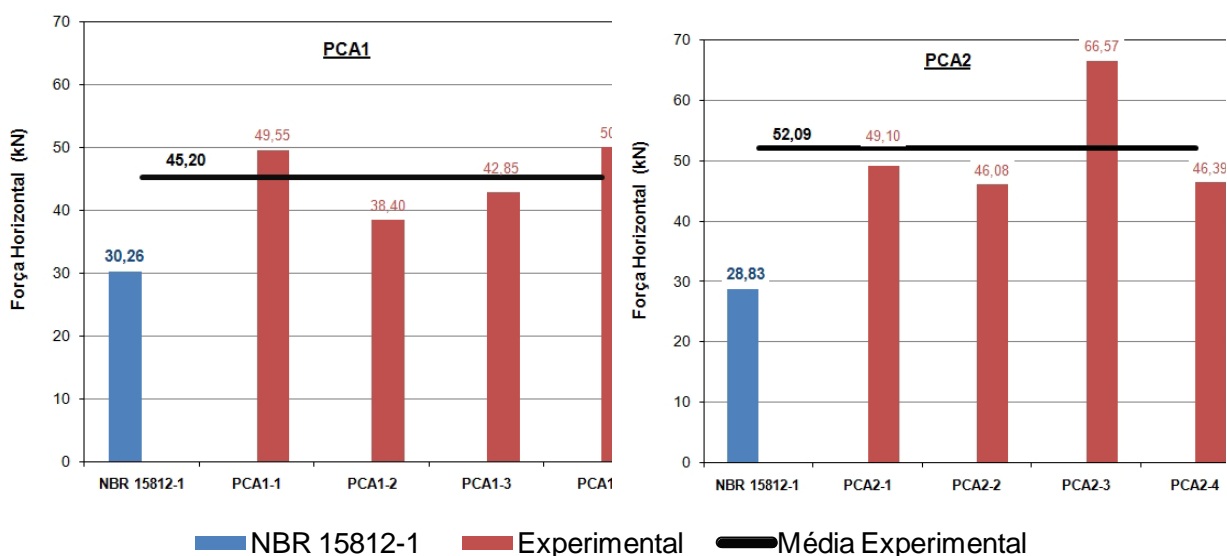


Figura 4.15 – Comparação entre os resultados experimentais e os resultados obtidos pela NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

4.4 Resumo do capítulo

Neste capítulo foram apresentados os procedimentos de execução, ensaio e análises dos resultados dos ensaios em painéis de contraventamento.

Os ensaios dos painéis de contraventamento PCA1 apresentaram valor médio da força horizontal máxima menor do que o valor médio obtido nos ensaios dos painéis

PCA2. Deve-se observar que, apesar da argamassa de assentamento A2 ter apresentado resistência característica à compressão menor do que a argamassa A1 (ver item 3.2), a sua resistência à tração direta era maior. Assim, os resultados experimentais indicaram que a força máxima horizontal obtida nos ensaios em painéis de contraventamento deve estar diretamente relacionada à resistência à tração da interface bloco-argamassa e de fato não depende da resistência a compressão da argamassa.

O comportamento dos painéis na ruptura apresentou, em todos os casos, características típicas da ruptura por flexão, tendo sido caracterizado por grandes deslocamentos no topo dos painéis, formação de rótula plástica na base e ausência de fissuração diagonal.

Na sequência foram analisados o procedimento de dimensionamento de painéis de contraventamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010). Foi possível concluir que todos os painéis de contraventamento analisados apresentaram valores de força horizontal máxima maiores do que as forças horizontais obtidas pelas recomendações da NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

CAPÍTULO 5

Modelagem numérica

Elementos de alvenaria sujeitos a forças no seu plano apresentam um complexo comportamento estrutural. A previsão desse comportamento em painéis de alvenaria por meio de métodos numéricos tem sido alvo de diversas pesquisas no âmbito da alvenaria estrutural (VASCONCELOS, 2005). Neste capítulo são apresentadas comparações entre os resultados experimentais apresentados no capítulo anterior e os obtidos de modelagens numéricas. Assim, a partir dos modelos numéricos estudados, é apresentado um exemplo com dimensões usuais em projetos de alvenaria estrutural, cujos resultados foram comparados com os resultados obtidos norma brasileira de dimensionamento citado neste trabalho.

5.1 Modelagem numérica dos painéis de contraventamento

Os painéis de contraventamento analisados no capítulo anterior foram modelados pelo Método dos Elementos Finitos utilizando o programa comercial DIANA[®]. A estratégia de modelagem adotada foi a micromodelagem simplificada com dimensões expandidas (ver item 2.4.1.3) uma vez que inclui todos os tipos básicos de mecanismos de ruptura característicos da alvenaria. Os carregamentos aplicados, bem como as condições de contorno, foram considerados nos modelos numéricos de acordo com as configurações dos modelos físicos dos painéis

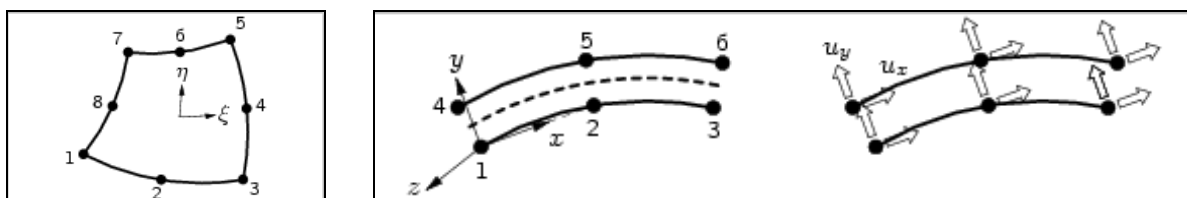
testados experimentalmente. Foi utilizado o procedimento de iteração linear e critério de convergência de energia com tolerância de 0,001.

A seguir, são apresentados a rede de elementos finitos empregada, os dados de entrada e as comparações entre os resultados numéricos obtidos e os resultados experimentais.

5.1.1 Rede de elementos finitos

A rede foi composta por elementos finitos bidimensionais, que representam as unidades, e por elementos de interface com espessura nula, que representam as juntas de argamassa verticais e horizontais. Também existem planos de fratura verticais no meio das unidades, os quais foram definidos de acordo com as sugestões descritas em Lourenço e Rots (1997).

Para modelar as unidades dos painéis, foram usados elementos finitos bidimensionais isoparamétricos do tipo CQ16M, os quais apresentam 8 nós. Esses elementos apresentam dois graus de liberdade por nó (representando as translações nas direções x e y) com função de interpolação quadrática. Para modelar o plano de fratura vertical das unidades e as juntas vertical e horizontal de argamassa foram usados elementos de interface quadráticos do tipo CL12I, os quais apresentavam seis nós, cada um com 2 graus de liberdade (representando as translações em x e y), função de interpolação quadrática e espessura nula. A Figura 5.1 ilustra os elementos finitos empregados na construção da rede.



CQ16M – DIANA®

CL12I – DIANA®

Figura 5.1 – Elementos usados na modelagem numérica (TNO, 2005)

As unidades foram modeladas no plano bidimensional como blocos maciços. As propriedades dos materiais necessárias para descrever o comportamento mecânico em regime linear e não-linear foram calculadas em relação à área bruta, isto é,

desconsiderando os furos existentes nos blocos. Cada unidade inteira foi discretizada por três elementos no comprimento e três elementos na altura. Entre as unidades foram colocados três elementos de interface, ver Figura 5.2. No topo e na base do modelo foram representadas uma viga metálica e uma laje de concreto armado de acordo com a configuração dos ensaios dos painéis.

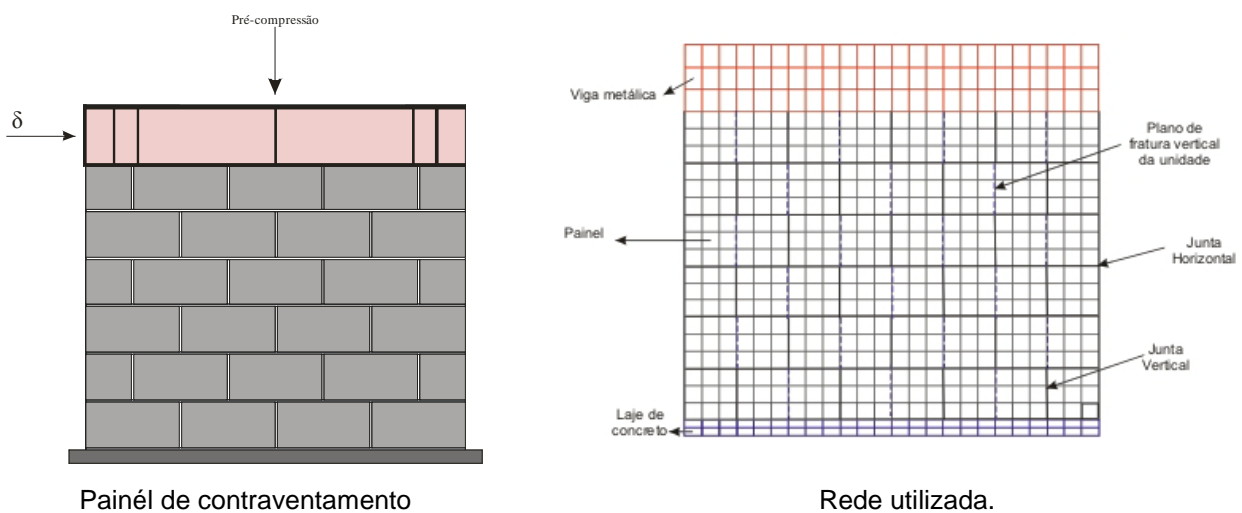


Figura 5.2 – Rede utilizada nas análises.

5.1.2 Propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais foram obtidas dos ensaios de caracterização já apresentados no capítulo 3. Algumas propriedades não foram obtidas nos ensaios, mas foi possível obtê-las a partir de resultados apresentados na literatura ou a partir de calibrações realizadas comparando os resultados numéricos com os resultados experimentais.

Nos itens a seguir, apresentam-se os dados de entrada das partes componentes da alvenaria adotados para as análises numéricas.

5.1.2.1 Blocos

Para representar o comportamento não-linear do bloco foi empregado o modelo de fissuração ortogonal (*fixed crack*), com o comportamento do material em regime plástico definido pelo modelo combinado de Rankine e Drucker-Prager. Esse modelo é comumente empregado para materiais isotrópicos frágeis, pois possibilita a

representação adequada da fissuração por tração e o esmagamento por compressão. O comportamento pós-pico do material à tração (*tension softening*) seguiu a lei exponencial apresentada na Figura 5.3a. Na compressão foi especificado o modelo parabólico para o trecho ascendente e descendente da curva tensão *versus* deformação, conforme a Figura 5.3b. Entende-se por amolecimento, a diminuição gradual da resistência com o aumento respectivo da deformação do material que acontece após a resistência do material ter sido atingida. Dessa forma, o comportamento pós-pico depende da natureza do material, da velocidade de propagação das fissuras e da presença de vazios na estrutura interna do material.

Devido à fissuração do material, observa-se uma redução na rigidez ao cisalhamento que geralmente é denominada de retenção de cisalhamento. Essa retenção é representada pelo parâmetro β que varia de 0 (sem retenção) a 1 (com retenção total). Neste trabalho definiu-se β constante e igual a 0,03. Tal valor foi obtido por calibrações dos modelos estudados.

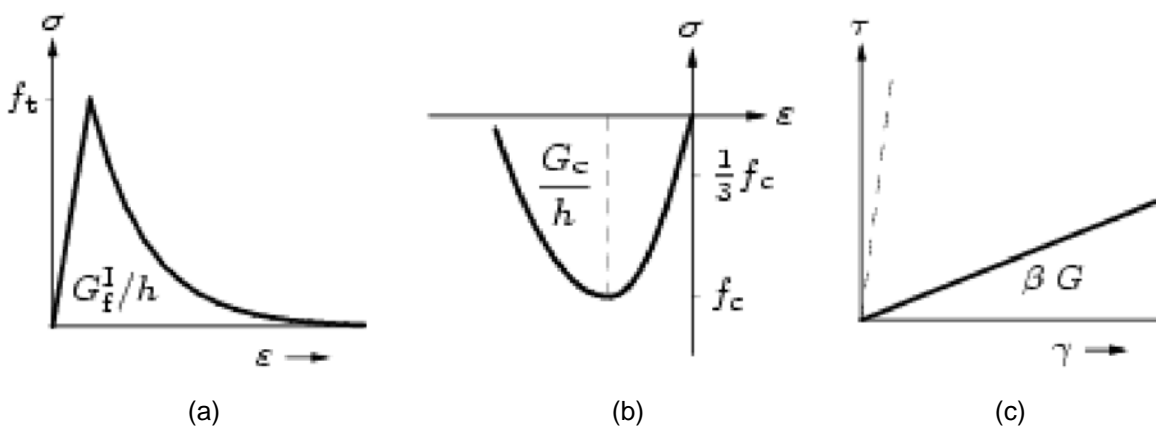


Figura 5.3 – Comportamento mecânico das unidades aplicadas nos modelos numéricos: (a) tração; (b) compressão e (c) cisalhamento (TNO, 2005)

Na Tabela 5.1 são apresentados os dados de entrada do modelo utilizado para as unidades.

Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas do bloco utilizadas nos modelos numéricos.

f_c (MPa)	E (MPa)	ν	G_c (MPa.mm)	f_{bt} (MPa)	G_f^I (MPa.mm)	β	Largura da banda de fissura
12,86	7586	0,37	19,94	0,99	0,05	0,03	1 mm

Na qual, f_c é a resistência média à compressão axial, ν é o coeficiente de Poisson, G_c é a energia de fraturamento à compressão, f_{bt} é resistência média à tração calculada em relação a área bruta do bloco, G_f^I é a energia de fraturamento à tração, β é o fator de retenção do cisalhamento.

5.1.2.2 Junta

No caso da junta, três propriedades distintas foram utilizadas variando de acordo com as partes componentes da alvenaria. São eles: juntas horizontais, juntas verticais e o plano potencial de fratura nas unidades. Basicamente três conjuntos de propriedades definem o comportamento na interface: tração normal, cisalhamento e esmagamento.

As propriedades físicas dos elementos de interface foram obtidas por ensaios de caracterização apresentadas no capítulo 3, exceto a energia de fraturamento. No caso do plano de fraturamento vertical das unidades, foi adotado o valor obtido da energia de fraturamento no modo I (G_f^I), obtida a partir do modelo do CEB MC90 (CEB-FIP, 1993). O plano de fraturamento no meio do bloco foi modelado utilizando elementos de interface com modelo de fissuração discreta. A lei constitutiva da fissuração discreta no programa DIANA[®] é baseada na teoria da deformação total, a qual expressa tensões de tração como função dos deslocamentos relativos totais. A lei de amolecimento exponencial foi adotada para representar o comportamento pós-pico à tração. Na Tabela 5.2 são apresentadas as propriedades mecânicas do plano de fratura vertical utilizado nos modelos computacionais.

Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas do plano de fratura vertical.

f_t (MPa)	k_n (N/mm ³)	k_s (N/mm ³)	G_f^I (MPa.mm)
1,20	10 ⁶	10 ⁶	0,047

No caso das juntas verticais e horizontais os ensaios de caracterização da junta a tração apresentaram alta dispersão dos resultados. No entanto, os valores médios da resistência à tração e da rigidez elástica normal obtidos nos ensaios de tração foram utilizados em modelagens numéricas preliminares dos painéis, as quais apresentaram bons resultados em relação aos experimentos. Quanto à energia de fraturamento na tração (Modo I) (G_f^I) o valor adotado foi calibrado em relação aos experimentos. A energia de fraturamento do Modo II, que é a energia associada ao fraturamento por cisalhamento, e a rigidez elástica transversal foram obtidas pelos ensaios de cisalhamento apresentados no capítulo 3. Nas Tabelas 5.3 e 5.4 são apresentadas as propriedades mecânicas das juntas horizontais e verticais, respectivamente, utilizadas nos modelos numéricos. Os valores residuais da coesão e da tensão normal obtidos nos ensaios de cisalhamento não influenciaram consideravelmente os resultados das modelagens numéricas. Assim, esses valores não foram utilizados nas modelagens.

Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas da junta vertical utilizadas nos modelos numéricos.

	f_t (MPa)	k_n (N/mm ³)	k_s (N/mm ³)	G_f^I (MPa.mm)	f_c (MPa)	G_c (MPa.mm)	ε_c (10 ⁻³)	C_{ss}	f_{vo} (MPa)	$\tan(\varphi)$	$\tan(\psi)$	G_f^{II} (MPa.mm)
A1	0,085	0	161,82	0,005	8,68	14,41	3,7	2	0,235	0,624	0	0,02
A2	0,093	0	118,71	0,005	7,92	11,64	5,4	2	0,208	0,612	0	0,09

Onde:

f_t é a resistência à tração da junta;

k_n e k_s são módulos de rigidez elástica normal e transversal, respectivamente;

G_f^I é a energia de fratura do modo I;

f_c é a resistência à compressão média de prisma de 3 blocos;

G_c é a energia de fratura à compressão de prisma de 3 blocos;

ε_c é a deformação correspondente ao pico da tensão de compressão do prisma;

C_{ss} é o controle de contribuição das tensões de cisalhamento na ruptura (Lourenço e Rots, 1997);

f_{vo} é a tensão de cisalhamento na ausência de compressão;

$\tan(\varphi)$ é o coeficiente de atrito;

G_f^{II} é a energia de fratura do modo II.

Tabela 5.4 – Propriedades mecânicas da junta horizontais utilizadas nos modelos numéricos.

	f_t (MPa)	k_n (N/mm ³)	k_s (N/mm ³)	G_f^I (MPa.mm)	f_c (MPa)	G_c (MPa.mm)	ε_c (10 ⁻³)	C_{ss}	f_{vo} (MPa)	$\tan(\varphi)$	$\tan(\psi)$	G_f^I (MPa.mm)
A1	0,085	34,38	161,82	0,005	8,68	14,41	3,7	2	0,235	0,624	0	0,02
A2	0,093	58,66	118,71	0,005	7,92	11,64	5,4	2	0,208	0,612	0	0,09

5.1.2.3 Viga metálica e laje de concreto

Propriedades elásticas e isotrópicas foram adotadas para modelar a viga metálica colada no topo do painel e a laje de concreto da base do painel. Desse modo, não foi considerado na modelagem o comportamento não-linear da viga metálica e da laje da base dos painéis. De fato, essas peças estruturais serviram apenas como condição de contorno do painel analisado. A Tabela 5.5 apresenta as propriedades mecânicas adotadas para os elementos elásticos.

Tabela 5.5 – Propriedades mecânicas da viga metálica e da laje de concreto.

	E (GPa)	ν
Viga Metálica	210	0,30
Laje de concreto	20	0,20

5.1.3 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

A seguir são apresentados os resultados obtidos das modelagens numéricas realizadas.

Observa-se que as respostas obtidas numericamente foram bem correlacionadas com os resultados obtidos experimentalmente, tanto em termos de força horizontal máxima na ruptura quanto em termos de comportamento pós-pico dos painéis. As Figuras 5.4 e 5.5 apresentam os valores das forças horizontais máximas obtidas nos modelos numéricos e a média dos valores obtidos nos experimentos.

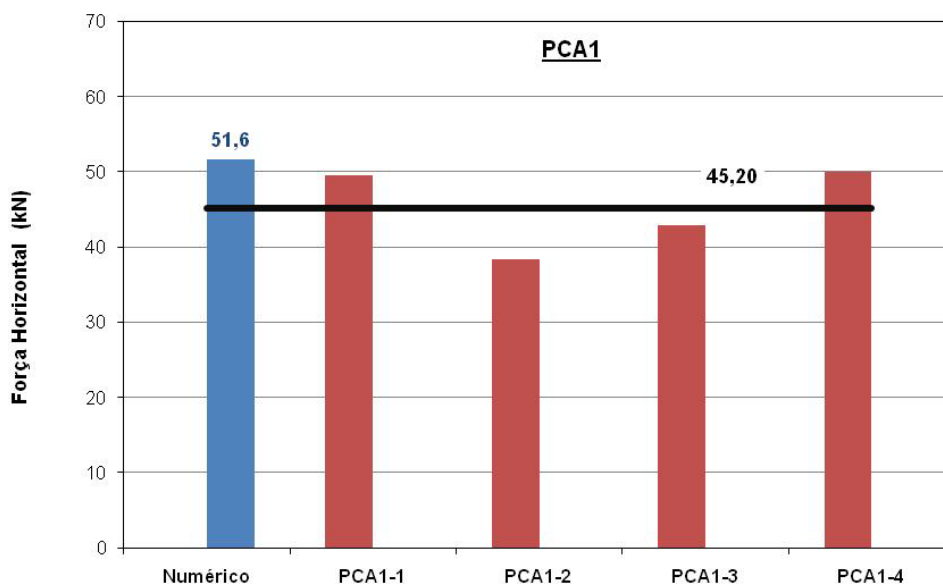


Figura 5.4 – Resultados das forças horizontais máximas dos painéis PCA1.

Observa-se na Figura 5.4 que a força máxima horizontal obtida nos modelos numéricos foi 14,16% maior que a média dos valores experimentais obtidos dos painéis PCA1. Já na Figura 5.5 a força máxima horizontal foi 6,55% maior que a média dos valores experimentais obtidos dos painéis PCA2.

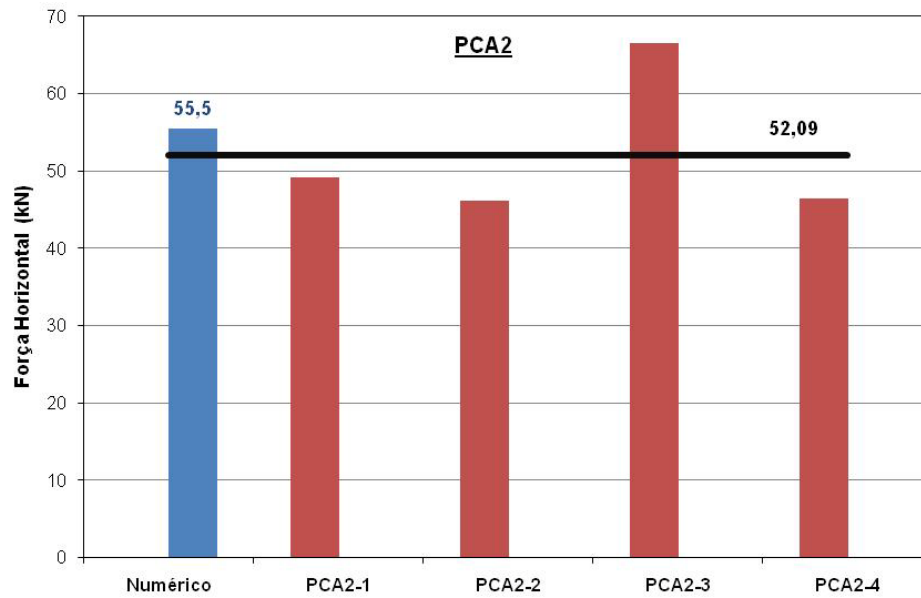


Figura 5.5 – Resultados das forças horizontais máximas dos painéis PCA2

As Figuras 5.6 e 5.7 apresentam a curva força horizontal *versus* deslocamento horizontal dos painéis analisados. Observa-se que nos dois casos tanto o trecho inicial quanto o comportamento pós-pico do modelo numérico tem características similares aos experimentais.

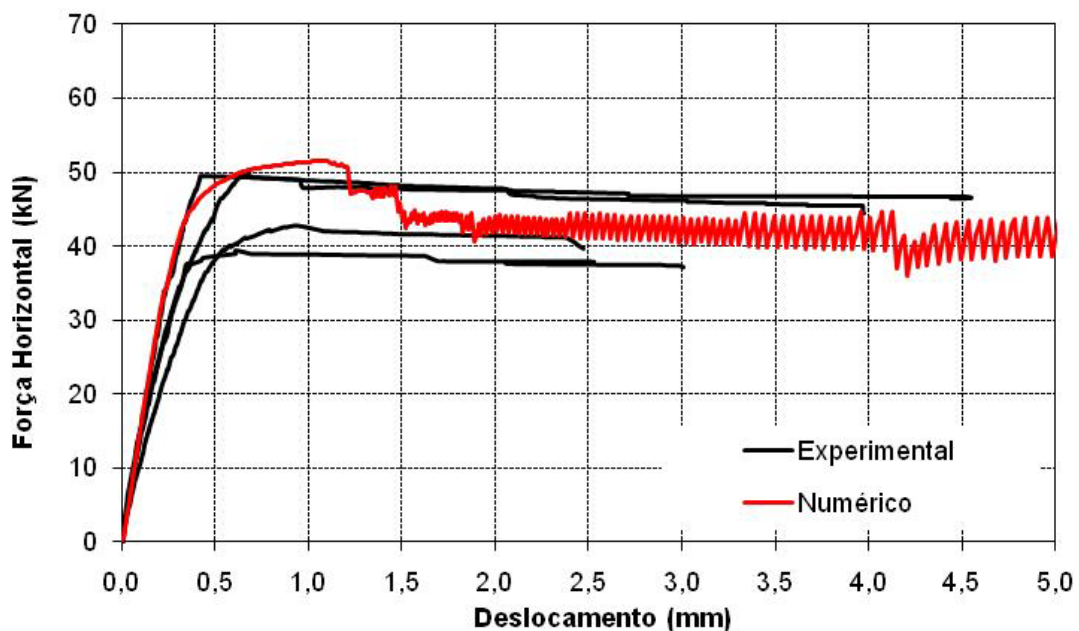


Figura 5.6 – Gráficos força horizontal vs. deslocamento horizontal dos painéis PCA1.

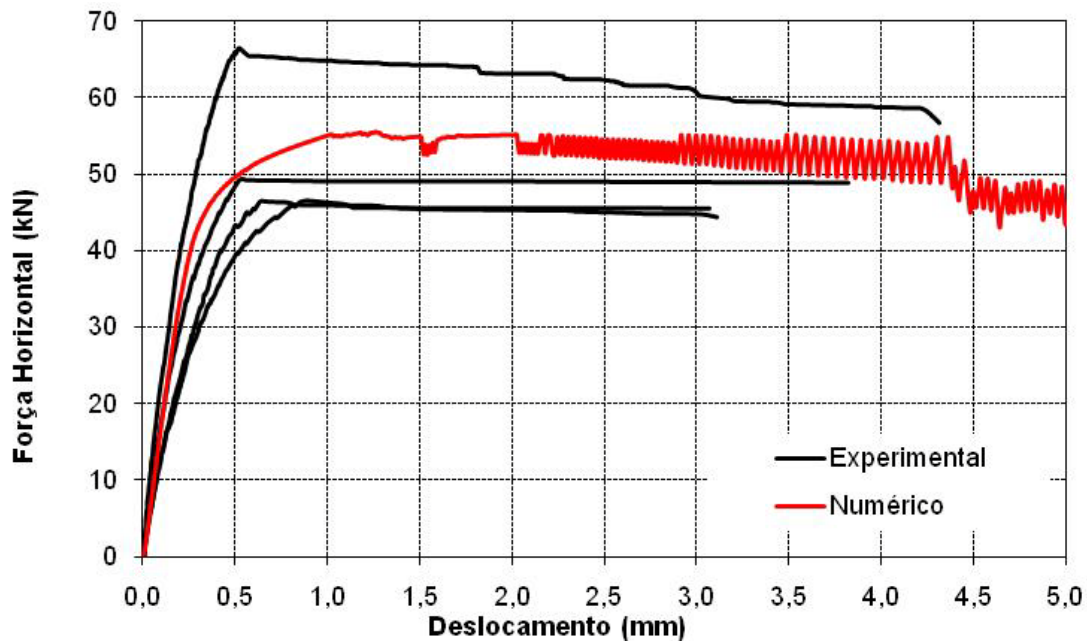


Figura 5.7 – Gráficos força horizontal vs. deslocamento horizontal dos painéis PCA2.

Outro detalhe a ser observado é a deformação do painel quando a força horizontal atinge seu valor máximo. Nesse valor, o modelo numérico apresentou a mesma configuração de ruptura observada nos ensaios dos painéis. As Figuras 5.8 e 5.9 apresentam a deformação dos painéis no passo de carga correspondente à força de ruptura e as distribuições de tensões principais para as análises realizadas.

Tanto nos experimentos, quanto nas modelagens numéricas, a configuração das deformações na ruptura dos painéis foi caracterizada por grandes deslocamentos no topo, formação de rótula plástica na base e ausência de fissuração diagonal, características típicas da ruptura por flexão.

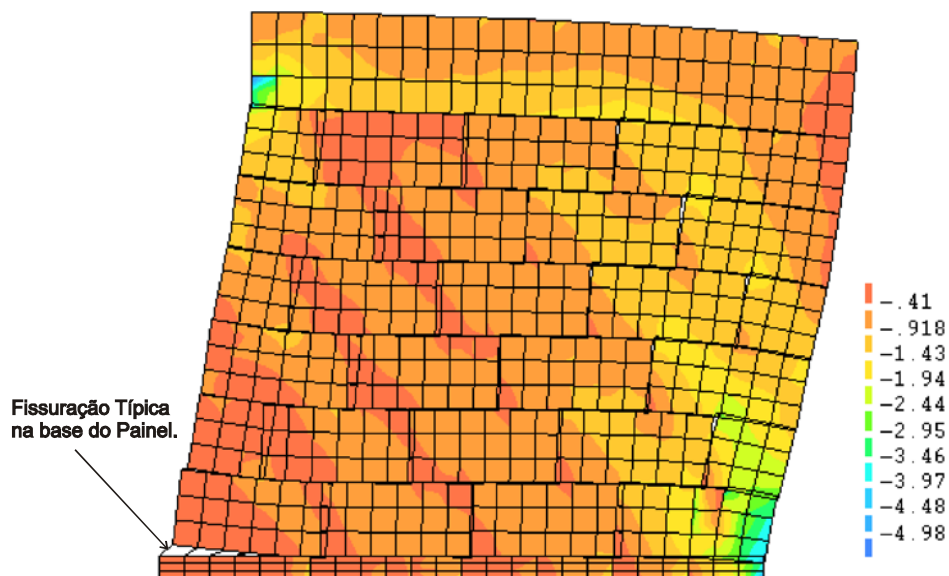


Figura 5.8 – Deformação e tensões principais (em MPa) para força horizontal máxima - painel PCA1.

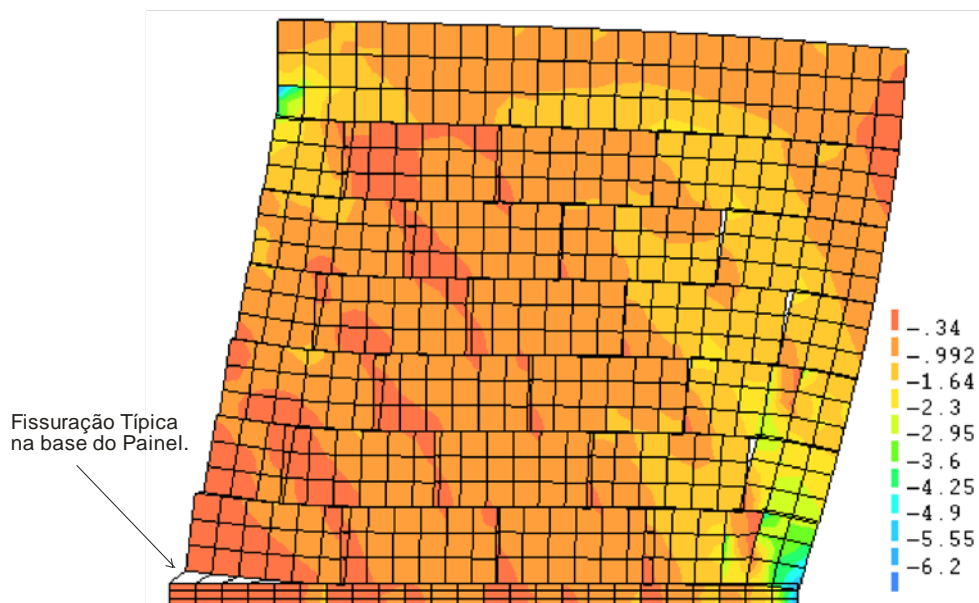


Figura 5.9 – Deformação e tensões principais (em MPa) para horizontal máxima - painel PCA2.

5.2 Exemplo de aplicação do modelo numérico

Neste item apresenta-se um exemplo prático com dimensões usuais em projetos de edifícios de alvenaria estrutural.

As dimensões do painel estudado foram de 0,14 m x 1,79 m x 2,80 m (espessura, largura e altura respectivamente). No topo e na base do painel de contraventamento foram modeladas lajes de concreto de 0,20 m de espessura e 1,00 m de largura

para representar a ligação entre alvenaria e a laje entre pavimentos. O carregamento vertical aplicado variou de 0,2 MPa a 2,58 MPa, para o painel PCNA1, e de 0,2 MPa à 2,40 MPa para o painel PCNA2. Foram aplicados incrementos de 0,2 MPa.

É importante ressaltar que esse carregamento não leva em consideração o peso-próprio do painel, haja vista que o peso próprio do painel representa 33,6 % do carregamento vertical inicial e apenas 0,26 % do carregamento vertical final.

A tensão de pré-compressão máxima aplicada foi a própria resistência à compressão do painel (2,58 MPa e 2,40MPa, respectivamente para PCNA1 e PCNA2), determinada conforme a NBR 15812-1 (ABNT, 2010). Foi adotada a NBR 15812-1 (ABNT, 2010) de dimensionamento de alvenaria não armada de bloco cerâmico, pois a norma de dimensionamento de alvenaria não armada bloco de concreto está em fase de revisão pela Associação Brasileira de Normas Técnicas e a norma adotada descreve o mesmo procedimento de dimensionamento à flexo-compressão da alvenaria de bloco de concreto. A Figura 5.10 detalha as dimensões do painel estudado e a disposição dos blocos. A seguir, a Figura 5.11 apresenta-se a rede de elementos finitos usada nas análises.

As lajes do topo e da base do painel foram restringidas verticalmente e horizontalmente.

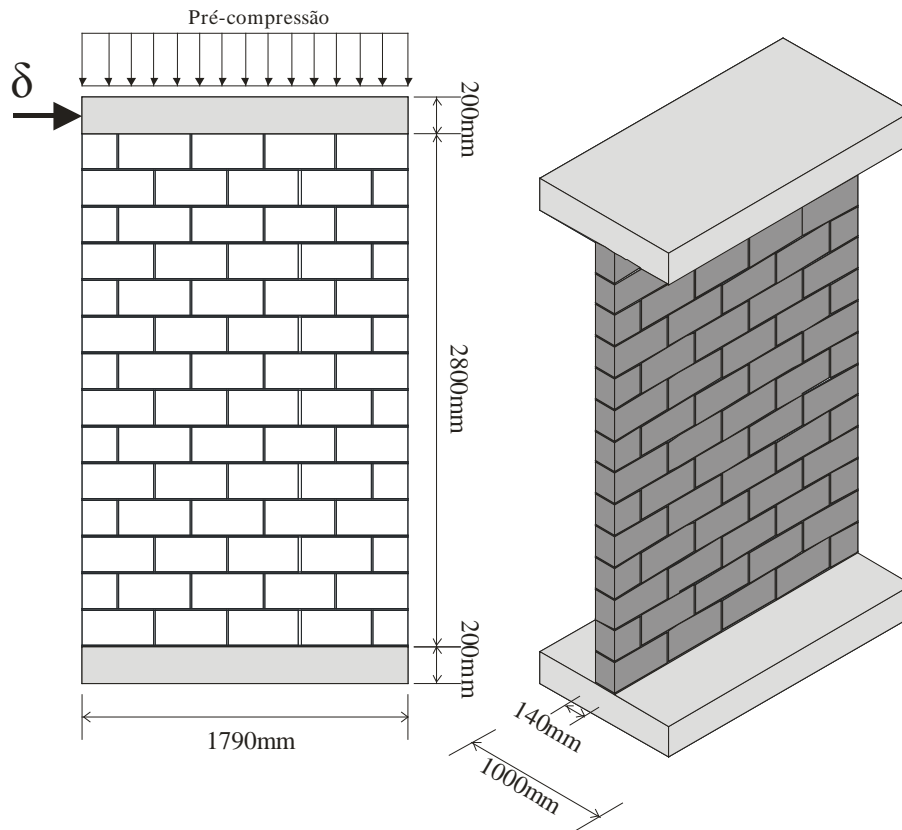


Figura 5.10 – Dimensões do painel de contraventamento analisado.

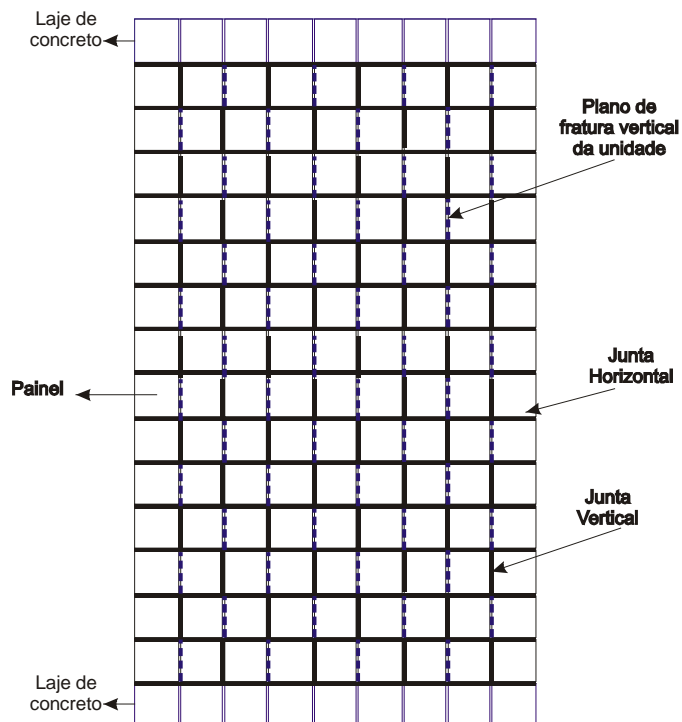


Figura 5.11 – Rede de elementos Finitos.

Os resultados da modelagem numérica foram comparados aos resultados obtidos pelos critérios de dimensionamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

Nas Figuras 5.12 e 5.13, apresentadas a seguir, são mostrados os resultados obtidos para cada nível de pré-compressão dos painéis PCNA1 e PCNA2 e os resultados obtidos pelos critérios de dimensionamento estudados.

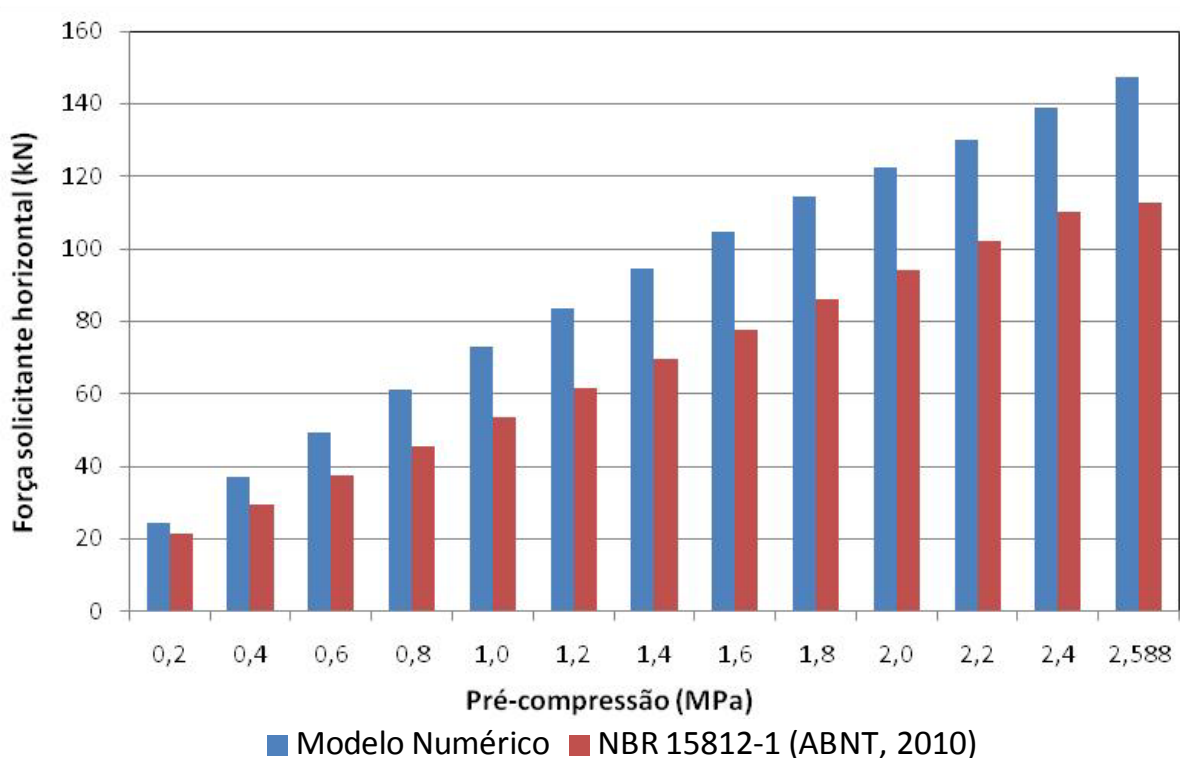


Figura 5.12 – Resultados numéricos e normativos do painel PCNA1.

Observa-se que há uma tendência de crescimento linear da força máxima horizontal com o aumento da pré-compressão. Esse resultado de certa forma era esperado, já que a tensão de cisalhamento pode ser considerada linearmente dependente da tensão normal, como mostrado pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb e também pelos resultados experimentais obtidos.

Os resultados obtidos com a NBR 15812-1 (ABNT, 2010) apresentaram, em todos os casos, menores valores da força horizontal solicitante, sendo conservadores em relação aos resultados numéricos.

Nota-se que para altos níveis de pré-compressão, o incremento da força horizontal solicitante é pequeno.

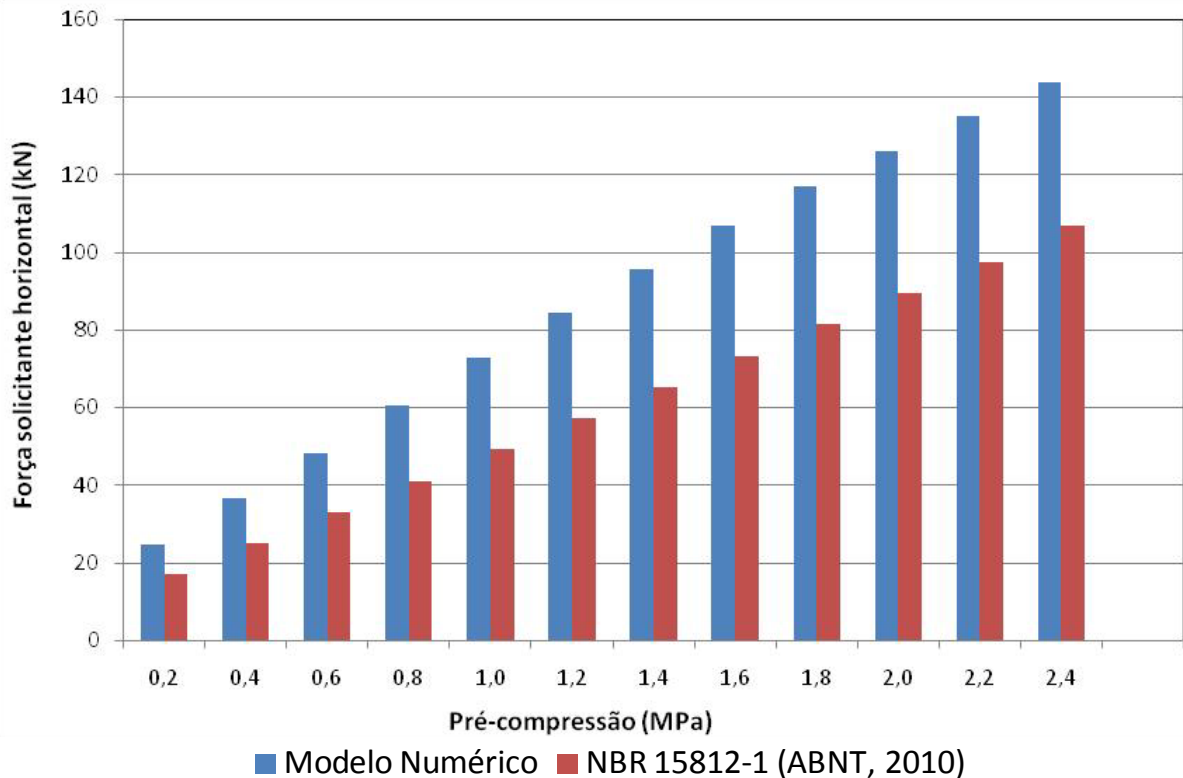


Figura 5.13 – Resultados numéricos e normativos do painel PCNA2.

Os painéis analisados apresentaram fissuração típica de flexão nos casos de baixos valores de pré-compressão e fissuração diagonal para altos valores de pré-compressão. Nas Figuras 5.14 e 5.15 são apresentadas as deformações principais no passo de carga referente à força horizontal máxima. As deformações apresentadas são referentes à mínima e à máxima tensão de pré-compressão aplicada nos painéis PCNA1 e PCNA2.

Observa-se que as deformações obtidas nas modelagens numéricas indicaram que há uma transição do comportamento dos painéis na ruptura quando há variação das tensões de pré-compressão. Para pequenos valores de pré-compressão os modelos apresentaram ruptura típica de flexão, a qual foi caracterizada pela fissura horizontal na base e de fissuras de esmagamento nas unidades localizadas na região comprimida também na base do painel (ver item 2.3.1).

Já para valores altos de pré-compressão os modelos apresentaram fissuração preponderante na direção diagonal do painel, ocorrendo escorregamento das juntas horizontais e separação das juntas verticais, que são características típicas de ruptura por cisalhamento.

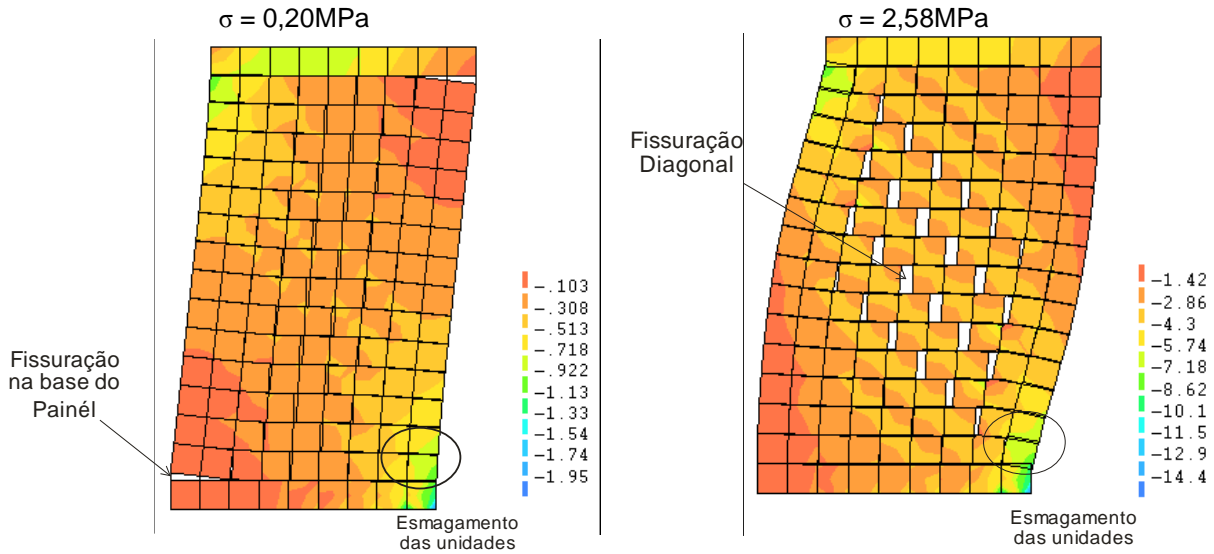


Figura 5.14 – Deformação* e tensões principais do painel PCNA1.

* A escala da deformação do painel sob pré-compressão igual a 0,20 MPa é quatro vezes maior do que o painel sob pré-compressão igual a 2,58 MPa. Esse procedimento foi necessário para destacar a fissuração do painel sob baixas tensões de pré-compressão.

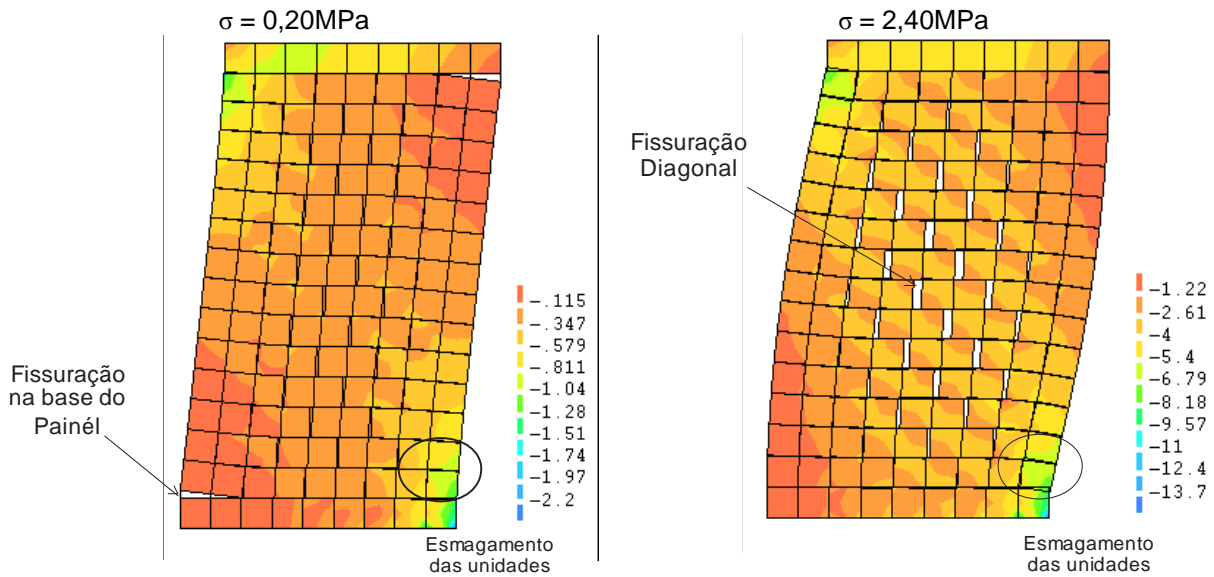


Figura 5.15 – Deformação* e tensões principais do painel PCNA2.

* A escala da deformação do painel sob pré-compressão igual a 0,20MPa é quatro vezes maior do que o painel sob pré-compressão igual a 2,40 MPa. Esse procedimento foi necessário para destacar a fissuração do painel sob baixa carga de pré-compressão.

5.3 Resumo do capítulo

Neste capítulo foram apresentados os procedimentos e os resultados das modelagens numéricas, com ênfase no comportamento e influência das juntas nos painéis de contraventamento.

As comparações entre os resultados numéricos e os experimentais indicaram a boa correlação entre esses resultados, tanto em termos de forças máximas de ruptura quanto em termos de fissuração e comportamento pós-pico.

Por fim, as características mecânicas obtidas dos modelos numéricos calibrados em comparação com os experimentais foram aplicadas a um exemplo de painel de dimensões usuais em projetos de edifícios de alvenaria estrutural. Com base no exemplo apresentado, podemos concluir que os resultados obtidos pelo critério de dimensionamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010) foram mais conservadores do que os resultados obtidos numericamente.

O modo de ruptura apresentado pelos modelos numéricos também foi analisado e os resultados mostraram que é fortemente dependente do nível de pré-compressão. Isto está de acordo com o observado por Ghanen (1993) e muitos outros pesquisadores.

CAPÍTULO 6

Conclusões e considerações finais

O complexo comportamento de painéis de alvenaria estrutural submetidos a ações em seu próprio plano foi observado por diversos pesquisadores e confirmado no presente trabalho. Sem dúvida, a correta avaliação do comportamento e desempenho das estruturas de alvenaria, especialmente quando submetidas a ações horizontais, depende da qualidade dos procedimentos de dimensionamento utilizados.

Este trabalho se propôs a identificar e quantificar a influência da ligação unidade-argamassa, denominada junta, no comportamento estrutural de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural executados com blocos de concreto. Assim, foram obtidos dados experimentais do comportamento da ligação unidade-argamassa e das partes componentes que posteriormente foram utilizados em modelagens numéricas realizadas para prever o comportamento estrutural de painéis de contraventamento submetidos a esforços horizontais no plano.

Nos itens a seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas neste trabalho, divididas em itens relacionados aos diversos assuntos tratados.

6.1 Ensaios de caracterização de componentes e prismas

Os ensaios de caracterização tiveram como objetivo principal obter dados do comportamento mecânico de componentes e prismas de alvenaria. Alguns desses

resultados experimentais foram posteriormente utilizados em modelos computacionais para prever o comportamento estrutural dos painéis de contraventamento estudados.

Os itens a seguir apresentam as principais conclusões referentes aos ensaios de caracterização:

a. A resistência característica à compressão das unidades foi aproximadamente 37% superior à resistência nominal estimada pelo fabricante, o que coloca o bloco na classe A de resistência da NBR 6136 (ABNT, 2007). Os valores médios e característicos obtidos foram 12,86 MPa e 9,77 MPa respectivamente. Em todas as amostras ensaiadas à compressão foi observado um comportamento frágil na ruptura, o que impediu a obtenção do trecho pós-pico da curva tensão versus deformação das unidades. Portanto, não foi possível determinar experimentalmente sua energia de fraturamento à compressão;

b. Os procedimentos adotados nos ensaios de tração direta de amostras de bloco (corte das amostras e colagem nas chapas de aço) e o aparato de ensaio desenvolvido (rótulas metálicas e chapas de aço) apresentaram bom desempenho, atendendo às expectativas quanto à ausência de restrições das rotações nas amostras durante a aplicação do carregamento. Com isso foi possível obter resultados relativamente uniformes para os corpos-de-prova submetidos à tração direta. A resistência característica à tração foi obtida experimentalmente e correspondeu a aproximadamente 10% do valor da resistência característica à compressão do bloco. Os valores médios e estatísticos obtidos foram 2,30 MPa e 1,90 MPa respectivamente. Essa proporção entre o valor da resistência à tração e a resistência à compressão do concreto tem sido apresentado por vários pesquisadores. No entanto, mesmo com os procedimentos de controle de deslocamento realizados nos ensaios e com o aparato desenvolvido foi impossível obter o comportamento pós-pico das amostras, pois as rupturas se davam de forma brusca e frágil;

c. No caso das argamassas, os dois traços utilizados atingiram a resistência característica estimada pela norma britânica BS-5628 (BS, 1992), apesar do baixo valor do módulo de finura da areia empregada. Os resultados de resistência à compressão característicos obtidos foram, respectivamente, 6,16 MPa e 3,19 MPa

para as argamassas A1 e A2. O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson das amostras de argamassa ensaiadas foram, respectivamente, 7,56 GPa e 0,11 para argamassa A1 e 4,86 GPa e 0,09 para argamassa A2. Esses valores são típicos das argamassas do tipo mista de baixa resistência à compressão e alta deformação longitudinal.

d. Os ensaios de tração direta da junta, diferentemente dos ensaios de tração direta de amostras de blocos, apresentaram alta variabilidade nos valores de resistência a tração e módulo de rigidez normal. Foi observado que os resultados experimentais característicos obtidos ficaram abaixo dos valores característicos à tração na flexão da NBR 15812-1 (ABNT, 2010). Essa diferença pode ser explicada devido o bloco de concreto apresentar menor absorção de água do que o bloco cerâmico apresentado pela norma analisada, diminuindo a penetração de pasta por capilaridade na ligação bloco argamassa, assim diminuindo a resistência à tração da junta. Outro fator preponderante é a configuração do ensaio. Os autores Metha e Monteiro (2008), descrevem que os valores encontrados para a resistência à tração do concreto na flexão são maiores que os valores obtidos nos ensaios de tração direta. Além disso, a argamassa de assentamento utilizada continha uma areia classificada como muito fina, cuja dimensão máxima era de 0,6 mm. Conforme mencionado, agregados com maiores dimensões máximas tendem a reduzir a área efetiva de contato com o material ligante, sobrando uma maior quantidade de pasta para criar a ligação da argamassa ao bloco. Os valores médios obtidos indicaram que a junta com argamassa de menor resistência à compressão axial e maior relação água/cimento apresentou maior resistência à tração. Essa situação também foi observada por outros pesquisadores. O comportamento pós-pico, de forma semelhante ao que ocorreu nos ensaios de tração direta de amostras de blocos, não foi obtido. Esse fato por ser justificado pela ruptura frágil das amostras e também devido a pequenas imperfeições de alinhamento durante a colagem e a conexão dos corpos-de-prova no equipamento de ensaio;

e. No caso do comportamento da junta ao cisalhamento, os resultados experimentais obedeceram ao critério de Mohr-Coulomb. A resistência característica ao cisalhamento foi superior aos resultados prescritos pela NBR 15812-1 (ABNT, 2010). No entanto, os valores dos coeficientes de atrito obtidos pelos ensaios de cisalhamento foram praticamente iguais aos resultados

prescritos pela NBR 15812-1 (ABNT, 2010) para os dois tipos de argamassa analisados. Outra característica observada, após a tensão máxima ter sido alcançada, foi a resistência residual das amostras. Abdou *et.al.* (2006) ressaltaram que a existência da coesão residual pode ser explicada pela penetração da argamassa nos vazios do bloco. Outro parâmetro investigado foi a energia de fraturamento do Modo II. Nos ensaios de cisalhamento foi possível obter essa energia em relação ao nível de pré-compressão. Além disso, foi ainda possível determinar o módulo de rigidez elástico transversal (k_s), cujos valores médios foram similares aos resultados relatados na literatura técnica por outros pesquisadores. Finalmente, foi constatado que a dilatação apresentou valores muito pequenos, próximos a zero;

f. Para obter os dados da alvenaria sob compressão, foram ensaiados prismas de dois e três blocos de altura variando-se os traços das argamassas. Quanto à resistência característica à compressão, a relação entre o valor obtido para o prisma de dois blocos e o bloco foi maior do que a obtida entre o prisma de três blocos e o bloco. As relações entre a resistência característica do prisma de dois blocos e a resistência característica do bloco foram, respectivamente, 0,76 e 0,75 para argamassa de assentamento A1 e A2. Do mesmo modo, as relações entre a resistência característica do prisma de três blocos e a resistência característica do bloco foram, respectivamente, 0,74 e 0,60 para argamassa de assentamento A1 e A2. Nesses ensaios foi possível obter o comportamento pós-pico da maioria das amostras ensaiadas, o que possibilitou a obtenção da energia de fraturamento dos prismas na compressão. Os valores médios da energia de fraturamento na compressão obtidos a partir dos ensaios de prismas de dois blocos foram, respectivamente, 12,66 MPa.mm e 14,41 MPa.mm para argamassa de assentamento A1 e A2. Para os resultados de energia de fraturamento na compressão obtidos a partir de ensaios de prismas de três blocos foram, respectivamente, 9,13 MPa.mm e 11,64 MPa.mm para argamassa de assentamento A1 e A2.

Pode-se considerar que a etapa de caracterização dos componentes da alvenaria cumpriu o objetivo proposto inicialmente que foi obter dados experimentais para subsidiar as modelagens numéricas realizadas. Algumas dificuldades foram

encontradas na execução dos ensaios, principalmente na fase chamada de amolecimento. No entanto, os dados referentes ao comportamento pós-pico das amostras puderam ser obtidos por formulações disponíveis na literatura e apresentadas neste trabalho.

6.2 Ensaio de painéis de contraventamento

Depois dos ensaios de caracterização, o próximo estágio do programa experimental foi a realização dos ensaios em painéis de contraventamento. Nesses ensaios foi utilizada uma única geometria de painel submetido à força horizontal e vertical, variando-se a argamassa de assentamento. Posteriormente, foi possível comparar os resultados experimentais com os resultados obtidos por procedimento de dimensionamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

A seguir, as principais conclusões obtidas sobre este tema:

a. Os ensaios em painéis de contraventamento com argamassa de assentamento A1 (PCA1) apresentaram valor médio da força horizontal máxima menor do que o valor médio obtido nos ensaios dos painéis de contraventamento com argamassa A2 (PCA2). Os valores médios da força horizontal máximas obtidos foram, respectivamente, 45,20 kN e 52,09 kN para os painéis PCA1 e PCA2. Desse modo, os resultados experimentais indicaram que a força máxima horizontal obtida nos ensaios em painéis de contraventamento deve estar diretamente associada à resistência à tração da ligação unidade-argamassa e que essa força provavelmente não depende diretamente da resistência a compressão da argamassa de assentamento.

b. O modo de ruptura dos painéis estudados apresentou, em todos os casos, características típicas de ruptura por flexão, isto é, grandes deslocamentos no topo dos painéis, formação de rótula plástica na base do painel e ausência de fissuração diagonal;

c. Os valores característicos obtidos para a força horizontal máxima determinados a partir das recomendações da NBR 15812-1 (ABNT, 2010) apresentaram valores mais conservadores que os resultados experimentais, como seria esperado.

6.3 Modelagem Numérica

A partir dos resultados dos ensaios de caracterização da alvenaria e dos ensaios de painéis de contraventamento analisados experimentalmente foram realizadas modelagens numéricas pelo Método dos Elementos Finitos utilizando o programa comercial DIANA[®]. Foi utilizada a técnica de micromodelagem simplificada com dimensões expandidas como estratégia de modelagem computacional dos painéis de contraventamento submetidos a esforços horizontais e verticais em seu plano. Dos resultados obtidos dessas modelagens podem ser destacadas as seguintes conclusões:

a. Os resultados obtidos das modelagens numéricas representaram adequadamente o comportamento dos painéis verificado experimentalmente. Tanto as forças horizontais máximas, obtidas para diversos níveis de pré-compressão, quanto os comportamentos pós-pico obtidos numericamente foram concordantes com os respectivos resultados obtidos experimentalmente. Assim, podem ser considerados validados o procedimento numérico adotado e os parâmetros obtidos na etapa de caracterização da alvenaria.

b. Com o procedimento e os dados de entrada do modelo numérico validados, foi apresentado um exemplo de painel de contraventamento com dimensões usuais em projeto de edifícios de alvenaria estrutural. Com base no exemplo analisado, pode-se concluir que os valores da força horizontal máxima obtidos pelo critério de dimensionamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010) foram mais conservadores que os valores dessa força obtidos numericamente.

c. Quanto ao modo de ruptura previsto pelos modelos numéricos, foi observado que ele depende da variação das tensões de pré-compressão.

6.4 Sugestões para trabalhos futuros

A partir das análises experimentais e numéricas apresentadas neste trabalho, podem ser propostos alguns tópicos interessantes de serem abordados em trabalhos futuros:

- Realizar um programa experimental para estudo da resistência à tração da alvenaria, no qual sejam utilizados equipamentos de alta sensibilidade e controle de abertura de fissura;
 - Repetir os ensaios realizados neste trabalho com unidades cerâmicas, sílico-calcáreas e outros materiais eventualmente disponíveis no mercado;
 - Estudar outras configurações geométricas de painéis de contraventamento, sempre variando-se o nível de pré-compressão;
 - Realizar análises dos resultados obtidos através de uma abordagem probabilística, utilizando a Teoria da Confiabilidade Estrutural, levando-se em conta a variabilidade das propriedades mecânicas do material.

Referências Bibliográficas

ABBDOU, B.E., HAMID, A.A., HARIS, H.G. **Flexural behavior of reinforced concrete masonry walls under out-of-plane monotonic loads.** ACI Structural Journal, 93(3), 1996, 327-335.

ABRAMS, D. P. **Lateral resistance of a two-story block building.** In: ASCE STRUCTURES CONGRESS, New Orleans, USA, September 15-18. Technical session: Advances in analysis of structural masonry, 1986.

AMADIO, C., RAJGELJ, S. (1991). **Shear Behaviour of Brick-mortar Joints.** Masonry International, 5.

ANDERSON, C. **Tensile bond tests with concrete blocks.** International Journal of Masonry Construction. Vol. 1, Nº4, 1981.

ANDERSON, C. **Some observations on masonry wallette testing.** International Journal of Masonry Construction. Vol. 2, Nº4, 1982.

ANDOLFATO, R.P. (2006). **Estudo teórico e experimental da interação de paredes em edifícios de alvenaria estrutural.** Tese (Doutorado). 203p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 2006.

ALMEIDA, J. C. C. **Caracterização da alvenaria submetida a esforços de tracção.** Dissertação (Mestrado). 216p. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 90**: Standard Specification for Loadbearing Concrete Masonry Units. Philadelphia, 2008.

_____. **ASTM C 1006**: Standard test method for splitting tensile strength of masonry units. Philadelphia, 1984.

_____. **ASTM C 496**: Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens. Philadelphia, 2008.

_____. **ASTM E 518**: Standard Test Methods for Flexural Bond Strength of Masonry. Philadelphia, 2003.

_____. **ASTM C 1072**: Standard Test Method for Measurement of Masonry Flexural Bond Strength. Philadelphia, 2006.

_____. **ASTM C 270**: Standard Specification for Mortar for Unit Masonry. Philadelphia, 2008.

_____. **ASTM C 144**: Standard Specification for Aggregate for Masonry Mortar. Philadelphia, 2008.

ANDERSON, C. - **Some observations on masonry wallette testing**. International Journal of Masonry Construction. Vol. 2, Nº4, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: Requisitos. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6118**: Projeto e execução de obras de concreto simples, armado e protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7211**: agregado para concreto. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 7215**: cimento portland – Determinação da resistência a compressão. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NBR 7217**: agregados: determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 7218**: agregados: determinação do teor de argila em torrões nos agregados. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 7219**: agregados: determinação do teor de material pulverulento nos agregados: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 7220**: agregados: determinação de impurezas orgânicas e húmicas em agregados. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 7251**: agregado em estado solto – determinação da massa unitária: método de ensaio. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 8522**: Concreto –Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão x Deformação – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 8798**: execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1985.

_____. **NBR 9287**: argamassa de assentamento para alvenaria de blocos de concreto. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 9778**: argamassa e concreto endurecidos: determinação da absorção d'água por imersão - índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 12118**: blocos vazados de concreto simples para alvenaria: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 10837**: cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR 12118**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Determinação da absorção de água, do teor de umidade e da área líquida. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 13279**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR NM 46**: Agregados -Determinação do material fino que passa através da peneira 75 m por lavagem. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR NM 49**: Agregado fino - Determinação de impurezas orgânicas. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 15812-1**: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15812-2**: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2010.

ATKINSON RH, NOLAND J.L. **A proposed failure theory for brick masonry in compression**. Proceeding, Third Canadian Masonry Symposium, Edmonton, 1983, pp. 5-170 5.17.

BATHE, K.J. **Finite element procedures in engineering analysis**. 1982. Ed. Prentice – Hall.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5628**: Part 1: structural use of unreinforced masonry, London, 1992.

_____. **BS 6073**: specification for precast concrete masonry units. London, 1981.

_____. **BS 6073**: specifications for building sands from natural sources. London, 1976.

CALÇADA, L.M.L. **Avaliação do comportamento de prismas grauteados e não grauteados de blocos de concreto**. Dissertação (Mestrado). 167p. Programa de Pós-graduação em Engenharia de Produção. Universidade Federal de Santa Catarina, 1998.

CAMACHO, J.S. **Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica**. São Paulo, Escola Politécnica da USP, 1995. Universidade de São Paulo-USP. 157p. Tese de Doutorado.

CAMACHO, J.S. **Alvenaria estrutural não armada – parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes**. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1986, 153p. Dissertação de Mestrado.

CARASEK, H. **Aderência de Argamassas À Base de Cimento Portland a Substratos Porosos - Avaliação Dos Fatores Intervenientes e Contribuição Ao Estudo Do Mecanismo de Ligação**. Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, 1996. 285p. Tese de Doutorado.

CEB-FIP. (1990). **CEB-FIP Model Code 1990**, Comité Euro-International du Béton.

CHEEMA, T. S., KLINGNER, R. E. **Compressive strength of concrete masonry prisms**. ACI Journal, Jan. - Feb. 1986. volume 83, págs. 88–97.

CHINWAH, J.C.G. - **Shear resistance masonry walls**. PhD-Thesis, University of London, 1972.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, **CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code** – Thomas Telford, 1993.

EL-NAWAWY, O.A., EL-HADDAD, M.H., **Prediction of strength and fracture behavior of concrete masonry wall units**. Proceedings Fith North American Masonry Conference. Volume II, June 1990.

ELSHAFIE, H.; HAMID, A.; OKBA, S.; NASH, E. - **Lateral response of reinforced masonry shear walls with door openings: an experimental study**. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 8th, May 31 – June 3, Jasper, Alberta, 1998.

EPPERSON, G. S.; ABRAMS, D. P. - **Evaluating lateral strength of existing unreinforced brick piers in the laboratory**. The Masonry Society Journal (TMS), February, 1992.

DIN 18555-7: Testing of mortars containing mineral binders; determination of water retentivity of freshly mixed mortar by the filter plate method, 1986.

EUROCÓDIGO 6 - NP **EN 1996-1-1** : 2005. Projecto de estruturas de alvenaria. Regras gerais para edifícios, regras para alvenaria armada e não armada, 2005.

EUROPEAN STANDARD. **EN 1992-1-1**. Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings, 2001.

_____. **EN 1996-1-1**. Eurocode 2: Design of masonry, 2005.

_____. **EN 1015-12**, Methods of test for masonry: part 2 – Determination of adhesive strength of hardened rendering and plastering mortars on substrates, 2000.

_____. **EN 1052-1**, Methods of test for masonry: part 1 - determination of compressive strength, 1999.

_____. **EN 1052-2**, Methods of test for masonry: part 2 - determination of flexural masonry, 1999.

_____. **EN 1052-3**, Methods of test for masonry: part 3 - determination of initial shear strength, 2002

FREITAS, A.A. (2008). **Análise numérica e experimental do comportamento de prismas e miniparedes submetidos à compressão** . Tese (Doutorado). 317p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 2008.

FRIED, A.N. - **The position of the neutral axis in masonry joints**. Proceedings of the 9th International Brick / Block Masonry Conference. Bonn, pp. 188-195, 1991.

GALLEGOS, H. **Albñileria Estructural**. Pontificia Universidad Católica do Peru. Fondo Editorial. Lima 1989.

GHANEM, G. M.; SALAMA, A. E.; ELMAGD, S. A.; HAMID, A. A. - **Effect of axial compression on the behavior of partially reinforced masonry shear walls**. In: NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 6th, June 6-9, Philadelphia, Pennsylvania, USA, 1993.

GHAZALI, M.Z. - **Shear strength of brick masonry joints**. PhD-Thesis, University of Sussex, 1986.

GOMES, I.R.. **Simulação numérica do ensaio de compressão de prismas de alvenaria pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface.** 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina.

HAACH, V.G. **Development of a design method for reinforced masonry subject to in-plane loading based on experimental and numerical analysis.** PhD-Thesis. 349p. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. 2009.

HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. - **Shear strength of concrete masonry joints.** Journal of the Structural Division, ASCE, v.105, n.ST7, July, 1979

HANADA, K. T., **Effect of height & end lateral restraints on clay unit prism.** M.S. Thesis, University of Colorado, 1978.

HILSDORF, H.K., **An investigation into the failure mechanism of brick masonry under axial compression.** in Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products, ed. F.B. Johnson (Gulf, Houston, Tex., 1969).

HORDIJK, D.A. - **Local approach to fatigue of concrete.** PhD-Thesis, Delft University of Technology, 1991.

HORDIJK, D.A. - **Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete, experiments modelling and analyses.** HERON, Vol. 37, N°1, 1992.

HUGHES, D.M.; ZSEMBERY, S. - **A method of determining the flexural bond strength of brickwork at right angles to the bed joint.** Proceedings of the 2nd Canadian Masonry Symposium, Ottawa, pp. 73-86, 1980.

HUIZER, A.; WARD, M. - **A simplified flexural bond test for clay brick masonry.** Proceedings of the 1st North American Masonry Conference, Boulder, pp. 112-123, 1978.

INTERNATIONAL STANDARDS ORGANIZATION - Masonry. Test methods **ISO / DIS 9652-4**, 1993.

JUKES, P., RIDDINGTON, J.R. - **A review of masonry joint shear strength tests methods,** Masonry International 11 (2), pp. 37-41, 1997.

JUKES, P., RIDDINGTON, J.R. - **A review of masonry tensile bond strength test methods**, Masonry International 12 (2), pp. 55-57,1998.

JUNG, E. - **The binding between mortar and brick**. Elsevier Applied Science, pp. 182-193, 1988.

KUENNING, W.H. - **Improved method testing tensile bond strength of masonry mortars**. Journal of Materials, Vol. 1, Nº1, 1966.

KHALAF, F. M.; HENDRY, A. W.; FAIRBRAIN, D. R. **Mechanical properties of material used in concrete blockwork construction**. Magazine of Concrete Research. Edinburgh, 1994.

KREFELD, W. **The effects of shape of specimens on the apparent compressive strength of brick masonry**. In: American Society for Testing and Materials. Proceedinigs. PartI, 1938. p.363-370.v.38.

LAWRENCE, S.J.; CAO H.T. - **An experimental study of the interface between brick and mortar**. Proceedings of the 4th North American Masonry Conference, Los Angeles, paper 48, 1987.

LOURENÇO, P. B. **Computational Strategies for Masonry Structures**. Tese de Doutorado, Delft University of Technology, Netherlands, 1996.

LOURENÇO, P.B. **Dimensionamento de Alvenarias Estruturais**. Relatório 99-DEC/E-7. Dezembro 1999.

LOURENÇO, P.B.; ROTS, J.G. **Multisuface interface model for analysis of masonry structures**, Journal of engineering mechanics, 123(7), 1997, 660-668.

MAHER, A. AND DARWIN, D. **Mortar constituent of concrete in compression**. ACI. Journal. Proceedings V.79, n.2, Mar-April, pp.100-109, 1982.

MEDEIROS, J. S.; SABBATINI, F. H. **Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto**. Boletim Técnico – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 20 p. 1993.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: PINI, 1994.

MILTENBERGER, M.A.; COLVILLE, J.; WOLDE-TINSAE, A.M. - **A proposed flexural bond strength test method**. Proceedings of the 6th North American Masonry Conference, Philadelphia, pp. 137-148, 1993.

MOHAMAD, G. **Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto**. 1998. 178p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

MOHAMAD, G. **Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressão**. 290p. Tese (Doutorado) – Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. 2007.

MONK JR, C.B. **A historical survey and analysis of the compressive strength of brick masonry**. Research Report n. 12, Geneva: Strutral Clay Products Research Foundation, 1967.

MSJC 2002. **Building code requirements for masonry structures**. ACI530-02 / ASCE 5-02 / TMS 402-02. USA: Masonry Standards Joint Committee.

MUSGROVE, J. AND FLETCHER, B. Sir Banister Fletcher's: **A history of architecture**. London : Butterworths, 1987.

NASCIMENTO NETO, J.A. Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a a es horizontais. São Carlos, 199. 127p. Disserta o (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

NASCIMENTO NETO, J. A. **Estudo de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos**. São Carlos, 2003. 320p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

NUNES, S.M.S.P. **Avalia o da aderência nas juntas de alvenaria de blocos de betão**. Trabalho de conclusão de curso de gradua o. 140p. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. 2007.

OLIVEIRA, F.L. (2001). **Reabilita o de paredes de alvenaria pela aplica o de revestimentos resistentes de argamassa armada**. 195p.+anexos. Tese

(Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2001.

PALMER, L.A.; HALL, J.V. - **Durability and strength of bond between mortar and brick**. Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 6, 1931.

PINA-HENRIQUES, J.L., LOURENÇO, P.B. (2006). Masonry compression: a numerical investigation at the meso-level. **Engineering Computations: International Journal for Computer-Aided Engineering and Software**, v. 23, n.4, pp. 382-407.

PRUDÊNCIO JR. **Alvenaria Estrutural**. 1994. Notas de aula, curso de graduação em Engenharia Civil., Universidade Federal de Santa Catarina.

PRUDÊNCIO JR., L. R.; OLIVEIRA, A. L.; BEDIN, C. A. **Alvenaria estrutural de blocos de concreto**. Florianópolis: Editora Gráfica Pallotti, 2002. 207p.

PLUIJM, R. VAN DER - **Shear behaviour of bed joints**. Proceedings of the 6th North American Masonry Conference, Philadelphia, pp. 125-136, 1993.

PLUIJM, R.V.D. - **Out-of-Plane bending of masonry, behavior and strength**, PhD Thesis, Eindhoven University of Technology, 1999.

POLYAKOV, S.V. - **Masonry in framed buildings**. Moscow, 1956.

RIDDINGTON, J.R., FONG, K.H., JUKES, P. - **Numerical study of failure initiation in different joint shear tests**, Masonry International, 11 (2), pp. 33-64, 1997.

RIDDINGTON, J. R.; GHAZALI, M. Z. - **Hypothesis for shear failure in masonry joints. Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, Part 2, v. 89, p. 89-102. , 1990.

RILLEM 50-FMC. COMMITTEE FRACTURE MECHANICS OF CONCRETE. **Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bending test on notched beams – Draft Recommendation**. Material and Structures, v.85, n.85, p.285-90, 1985.

RITCHIE, T. - **A Small-panel method for investigating moisture penetration and bond strength of brick masonry**. Materials Research and Standards, Vol. 1, N°5, 1961.

ROBINSON, G. - **Adhesion mechanisms in masonry**. American Ceramic Society Bulletin, 75(2), 1996.

SABBATINI, F. H. **Argamassas de assentamento para paredes de alvenaria resistente**. Boletim Técnico – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 26 p. 1986.

SCHNEIDER, R.R., DICKEY, W.L., **Reinforced Masonry Design**, Ed. Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 2nd edition, 1987.

SCHULTZ, A. E. - **Performance of masonry structures during extreme lateral loading events**. In: ABRAMS, D. P. (Ed.). Masonry in the Americas. Detroit: ACI. p.85-125. (ACI-SP147), 1994.

SINHA, B.P.; HENDRY, A.W. - **Tensile strength of brickwork specimens**. Proceedings of the British Ceramic Society, Vol. 24, Technical Note N°91, Stoke-on-Trent, 1975.

STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA - **AS 1640**: Rules for brickwork in buildings, 1974.

_____. **AS 3700** - Masonry in buildings. Appendix A7, Flexural strength by bond wrench, 1988.

TAYLOR-FIRTH, A.; TAYLOR, I.F. - **A bond tensile strength test for use in assessing the compatibility of brick / mortar interface**. Construction and Building Materials Vol. 4, N°2, 1990.

TOMAŽEVIC, M. - **Earthquake-resistant design of masonry buildings**, Imperial College Press, London, 1999.

VAN MIER, J.G.M. - **Fracture of concrete under complex stress**. HERON, Vol. 31, N°3, 1986.

VAN MIER, J.G.M.; NOORU-MOHAMED, M.B. - **Geometrical and structural aspects of concrete fracture**. Engineering Fracture Mechanics Vol. 35, N° (4 / 5), 1990.

VASCONCELOS, G. **Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls**. PhD Tesis. 276p. University of Minho, Guimarães, Portugal, 2005.

VERMELTFOORT, A.T. - **Mechanical compressive properties of small sized mortar cylinders**. Proceedings of 8th Canadian Masonry Symposium; Jasper, Alberta- Canada. May 3.pp.336-347, 1998.

WEST, H.W.H. - **The flexural strength of clay masonry determined from wallette specimens**. Proceedings of the 4th international Brick / Block Masonry Conference. Brussels, Paper 4 to 6, 1976.

WILLAM, K.; HURLBUT, B.; STURE, S. - **Experimental and constitutive aspects of concrete failure**. Proceedings of the Japan-United States Symposium on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, New York, pp. 226-254, 1986.

YAMASAKI, Y.; SEIBLE, F.; MIZUNO, H.; KAMINOSONO, T.; TESHIGAWARA, M. - **The Japanese 5 -Story full-scale reinforced concrete masonry test – Forced vibration and cyclic load test results**. The Masonry Society Journal (TMS), July-December, 1987.

ZHUGE Y.; MILLS, J. - **On behavior of partially reinforced masonry under simulated earthquake load**. In: INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE, 12th, Madri, Spain, 25-28 June, 2000.

Apêndices

Caracterização da areia

DETERMINAÇÃO DA COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DOS AGREGADOS (NBR 7217/87)

1. AMOSTRA (MÍNIMA):

- Agregado Miúdo: 500 g
- Agregado Graúdo (kg):

D Máx (mm)	6.3	9,5 à 25	32	38	50	64	76
Massa (Kg)	3	5	10	10	20	30	30

2 – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

(Peneiramento contínuo até que após 1 minuto passe, em qualquer peneira, menos de 1 % da massa do material retido)

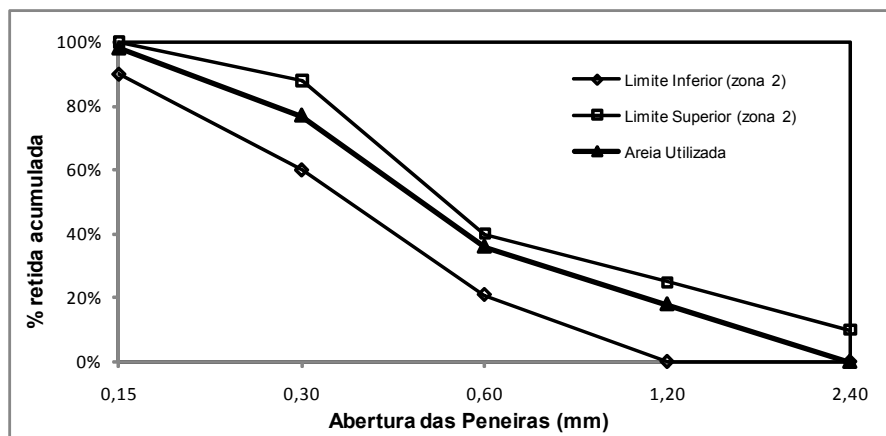
PENEIRAS ABERTURA (mm)	AMOSTRA 1		AMOSTRA 2		PORC. RET.	PORC. RET.	CÁLCULO MÓDULO DE FIN.
	MASSA RET. (g)	PORC. RET	MASSA RET. (g)	PORC. RET	MÉDIA (%)	ACUM. MÉDIA (%)	
76		0,00		0,00	0	0	0
64		0,00		0,00	0	0	
50		0,00		0,00	0	0	
38		0,00		0,00	0	0	0
32		0,00		0,00	0	0	
25		0,00		0,00	0	0	
19		0,00		0,00	0	0	0
12.5		0,00		0,00	0	0	
9.5	0	0,00	0	0,00	0	0	0
6.3	0	0,00	0	0,00	0	0	
4.8	5	0,59	6	0,71	1	1	1
2.4	3	0,36	4	0,48	0	1	1
1.2	5	0,59	4	0,48	1	2	2
0.60	8	0,95	7	0,83	1	2	2
0.30	162	19,19	161	19,12	19	22	22
0.15	608	72,04	609	72,33	72	94	94
Fundo	53,0	6,28	51	6,06	6	100	100
TOTAIS	844,0	100	842,0	100	100		

3 – MÓDULO DE FINURA: 1,21

(soma das porcentagens das peneiras/da série normal, dividida por 100)

4 – DIMENSÃO MÁXIMA CARACTERÍSTICA (mm): 0,6

(porcentagem retirada acumulada igual ou imediatamente inferior a 5 % de massa)



**DETERMINAÇÃO DO MATERIAL FINO QUE PASSA ATRAVÉS DA PENEIRA # 75µm, POR
LAVAGEM NBR - NM 46/03
E IMPUREZAS ORGÂNICAS NBR - NM 49/01**

1. AMOSTRA

Material: Areia Fina
Quantidade: n/d
Data da Coleta: 03/09/2009
Datado Ensaio: 07/10/2009

2. MÉTODO UTILIZADO

NBR NM 46/03 Determinação DO Material fino que passa da Peneira # 75µm, por lavagem
NBR NM 46/03 Impurezas Orgânicas
Equipamentos: Balança 107, Estufa 850 e Peneira 353 e 637.

3. RESULTADOS

Nº	Massa da Amostra Inicial Seca (g)	Massa da Amostra Lavada Seca (g)	Teor Pulverulento da Amostra (%)	Teor Pulverulento da Amostra Total (%)	Determinação das Impurezas Orgânicas
1	749	739,54	1,26	1,26	Mais Clara que a Solução Padrão

DETERMINAÇÃO DE MASSA UNITÁRIA DO AGREGADO SOLTO NBR-7251/82

1. AMOSTRA

Material: Areia Fina
Data da Coleta: 03/09/2009
Data do Ensaio: 07/10/2009

2. MÉTODO UTILIZADO

NBR-7215/82/87 - Determinação Da Massa Unitária do agregado Solto
Equipamentos: n/d

3. RESULTADOS:

Amostra	Massa do Recipiente Vazio (g)	Volume do Recipiente Vazio (Cm3)	Massa do Recipiente Cheio (g)	Massa do Concreto Solto (g)	Massa Unitária do Agregado Solto (g/cm ³)
1	2,233	1,957	5,185	2,952	1,508
2	2,233	1,957	5,197	2,964	1,515
3	2,233	1,957	5,224	2,991	1,528
				Média	1,517

DETERMINAÇÃO DO TEOR DE ARGILA EM TORRÕES E MATERIAIS FRIÁVEIS NBR7218/87

1. AMOSTRA

Material: Areia Fina
Data da Coleta: 03/09/2009
Data do Ensaio: 07/10/2009

2. MÉTODO UTILIZADO

NBR 7218-87 - Determinação de Teor de Argila em Torrões e Materiais Friáveis.
Equipamentos : Balança 107.

3. RESULTADOS:

Registro Geral N.º	Massa Inicial da Fração Seca (g)	Massa Final da Fração Seca (g)	Porcentagem de Material Destorroado (%)	Teor Parcial (%)	TT
	Fração 04 Mi4	Fração 04 Mr4	Mt4	Tp4	%
37343	164,48	151,16	8,10	0,08	0,08

DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA E DA MASSA ESPECÍFICA APARENTE - NBR NM 52/03

1. AMOSTRA

Material: Areia Fina
Data da Coleta: 03/09/2009 Temperatura do Banho: 22,0
Data do Ensaio: 07/10/2009 Massa específica da água: 0,9978

2. MÉTODO UTILIZADO

- NBR 52/03 Determinação da Massa Específica e Massa Específica Aparente
- Equipamentos: Balança 107, Estufa 850, Frasco 468 e Quarteador 410

3. RESULTADOS

Amostra	Massa do Franco (g)	Volume do Frasco (cm3)	Massa de Amostra no Frasco (g)	Massa do Frasco + Amostra (g)	Frasco + Amostra + Água (g)	Massa da Amostra Seca (g)	Vol de Água Adic ao Frasco (cm3)	Massa Específica do Agregado Seco	Massa específica do Ag Sat Sup Seca	Massa Específica do Agregado (g/cm3)
1	314,97	525,0	500,0	814,85	1137,34	497,4	323,20	2,46	2,48	2,50
2	314,97	525,0	500,0	814,86	1138,00	497,1	323,85	2,47	2,49	2,51
3	314,97	525,0	500,0	814,84	1137,20	497,4	323,07	2,46	2,48	2,50
								2,47	2,48	2,50